

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang

BERLIN, 24. November 1933

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Kritik an Prüfverfahren für Schweißverbindungen.

Von Dr.-Ing. A. Matting und Dipl.-Ing. C. Stieler, Wittenberge.

Die hohen Beanspruchungen, denen Schweißnähte heute sowohl statisch als auch dynamisch ausgesetzt sind, konnten nur zugelassen werden, weil es gelang, nicht nur die bessere Beschaffenheit neuzeitlicher Schweißverbindungen gegenüber früheren mechanisch nachzuweisen, sondern auch, weil die einwandfreie Beschaffenheit, z. B. an ausgeführten Stahlbauten, unmittelbar auch zerstörungsfrei durch geeignete Prüfverfahren festzustellen war.

Während die mechanisch-technologische mittelbare Prüfung von Schweißverbindungen im allgemeinen keine Schwierigkeit bereitet, ist die aufschlußreiche zerstörungsfreie Prüfung an fertigen Bauwerken in vielen Fällen nur schwer durchführbar.

Als „Fehlersucher“ kommt die Röntgenuntersuchung zur Zeit noch hauptsächlich in Frage. Ein weiteres Verfahren, die elektromagnetisch-akustische Prüfung nach Schweizer-Kiesskalt erscheint hierfür als aussichtsreich, jedoch liegen noch nicht genügend Betriebserfahrungen vor. Ein anderes Verfahren, das Anfräsen der Schweißverbindungen, z. B. nach Schmuckler, das als nahtschwächendes Verfahren bezeichnet werden muß, wird in solchen Fällen als „Fehlerdeuter“ hinzugezogen werden können, wenn die Deutung durch Röntgenbild oder Abhörmethode nicht ausreichen sollte.

Das Röntgenaufnahmeverfahren hat den Vorteil, durch den Film einen aktenmäßigen Beleg von dem Zustand der Schweißnaht zu liefern. Seiner weitgehenden Verbreitung steht der noch immer verhältnismäßig hohe Preis der Röntengeräte und Aufnahmemittel entgegen sowie die Schwierigkeit der Handhabung und das Erfordernis eingearbeiteten Personals. Das Verfahren nach Schweizer-Kiesskalt kann aus den obengenannten Gründen noch nicht in den Bereich dieser Betrachtungen einbezogen werden. Ein Anfräsegerät hat den Vorteil des geringeren Preises, was — wie beschrieben — den Anreiz bietet, es zwar nicht als Ersatz, so doch als Ergänzung von Röntgenuntersuchungen zu verwenden, zumal es sich — im Gegensatz zur Röntgenaufnahme — besonders gut zur Fehlerdeutung an Kehlnähten eignet. In der Fachpresse wurden Wert und Anwendbarkeit dieses Verfahrens ausführlich beschrieben¹⁾.

Wenn ihm auch in besonders starkem Maße der Charakter der Stichprobe anhaftet, so ist es doch als Erziehungsmittel für die Schweißer von gewissem Wert und wegen seiner schnellen Auswertungsmöglichkeit besser als der Verzicht auf Nachprüfung oder die Beschränkung auf den äußeren Befund²⁾.

Um zu ermitteln, bis zu welchem Grade grobstrukturelle Fehler einer Schweißnaht mit dem Röntgenaufnahmeverfahren und dem Fräsverfahren festgestellt werden können, wurden in der Schweißtechnischen Versuchsabteilung der Reichsbahn in Wittenberge vergleichende Untersuchungen mit beiden Verfahren angestellt. Es wurden zwei je 600 mm lange V-Nähte an 10 mm dicken Blechen aus St 34 mit getauchten Elektroden der Sorte E 30 verschweißt, wobei absichtlich Schweißfehler begangen wurden. Diese Nähte wurden mit beiden Verfahren geprüft und überdies nach Zerschneiden mechanisch-technologisch und metallographisch untersucht.

Werden die für makroskopische Betrachtung angeätzten Schlibfbilder mit dem Röntgenbefund verglichen (s. Abb. 1 u. 2), so findet man im Röntgenbild Fehlstellen wie Risse, Blasen, Schlackenstellen, mangelhaften Einbrand usw. ebenso deutlich wieder, wie sie durch die Schlibbe 1, 2, 3, 7, 8, 12, 13, 14, 15, 16, 22 und 23 bloßgelegt wurden. Fehlerfrei zeigen sich im Röntgen- wie im Schlibfbild die Stellen 5, 6, 9, 10, 11, 17, 18, 19, 20, 21 und 24. Die fehlerhafte Bindung bei 4 hebt sich dagegen im

Röntgenbild nur undeutlich ab, ein Mangel, der jedoch durch Winkelbestrahlung behoben werden könnte, d. h. wenn die Fehlstelle in die Strahlenrichtung gelegt wird.

Der Vergleich der Röntgenbilder mit den Fräsbildern ergibt, daß durch diese die Fehlstellen nicht in allen Fällen mit genügender Deutlichkeit erscheinen. Fehler, wie die Schlackeneinschlüsse bei *b, c, d, e, f, h, k* und *m* werden zwar durch den Fräsbefund einwandfrei sichtbar, Fehler mit geringen Abmessungen, z. B. der Bindefehler bei *a*, sind dagegen nicht ohne weiteres festzustellen.

Die Tiefe des Einbrandes, die im Röntgenbild im allgemeinen nicht klar erscheint, kann — wenn auch nicht genau in mm — durch den Fräsbefund aufgedeckt werden. Ob es notwendig ist, die absolute Tiefe des Einbrandes zu ermitteln, da es stets genügen wird, überhaupt Bindung zu erzielen, soll hier nicht behandelt werden.

Es erscheint berechtigt, die Röntgenprüfung gegenüber dem Anfräseverfahren als überlegen zu bezeichnen, selbst wenn — wie auch die vorliegende Untersuchung beweist — weniger eingehende Kenntnisse zum Lesen von Fräsbildern notwendig sind, um dieses Verfahren mit Erfolg anzuwenden.

Zu prüfen blieb, ob an einer Schweißnaht, deren Röntgenbild und Fräsbefund einwandfrei sind, auch bei einer mechanischen Prüfung ausreichende Gütewerte gefunden werden. Zerstörungsfreie und nahtschwächende Prüfverfahren geben in erster Linie Aufschluß über den Aufbau des Grobgefüges, eine Beurteilung des Feingefüges oder der chemischen Zusammensetzung, die die Gütewerte stark beeinflussen, ist dagegen nicht immer zu erwarten. Aus den beiden Probeplatten wurden deshalb Zerreiß-, Biege- und Kerbschlagproben herausgearbeitet und geprüft.

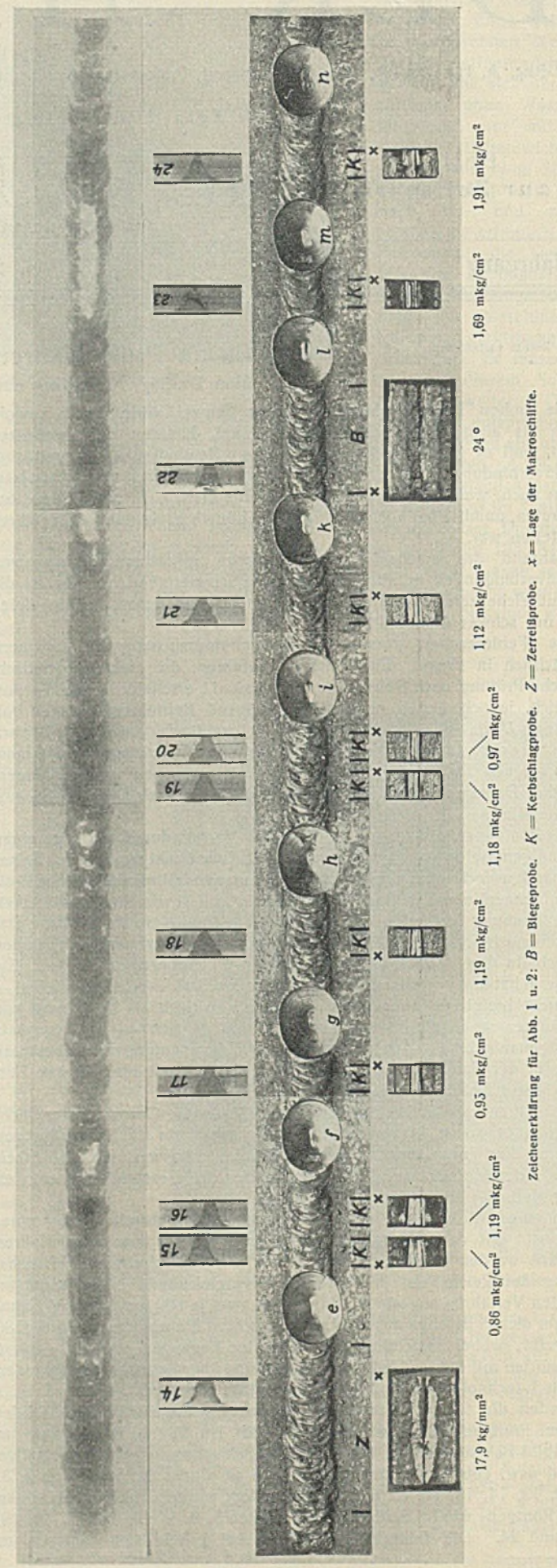
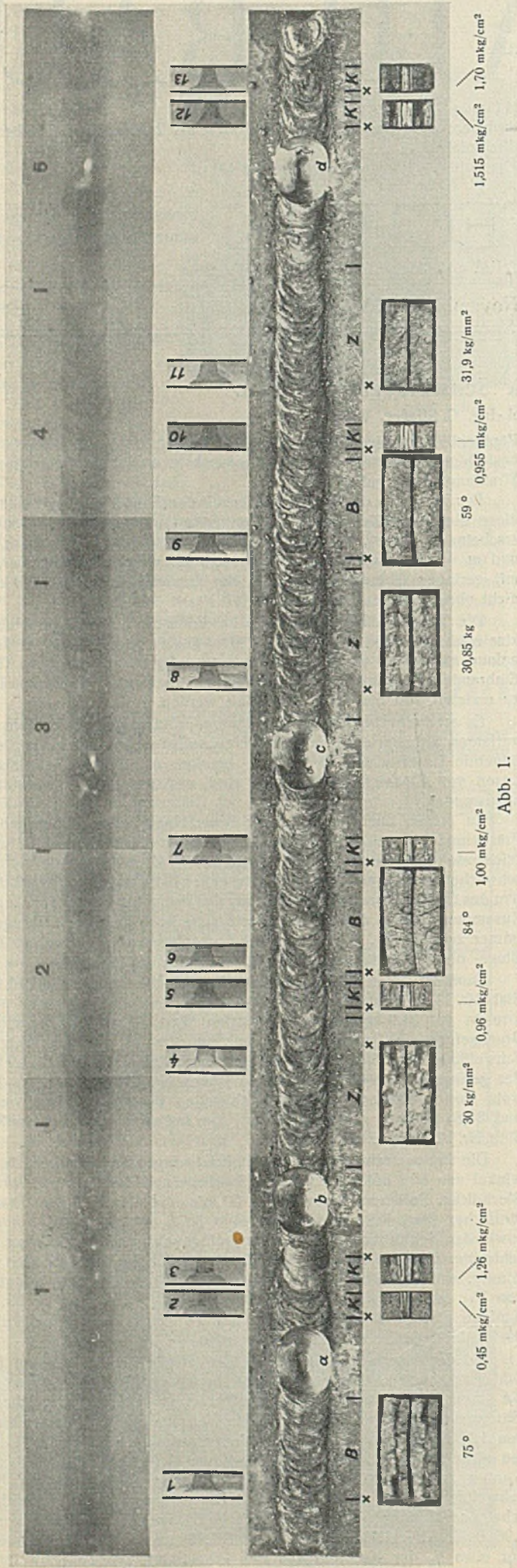
Zunächst sollen die Ergebnisse an den Zerreißproben betrachtet werden. Stab Nr. 11, der im Röntgenbild und im Makroschliff einwandfrei aussieht, erreicht mit 31,9 kg/mm² den höchsten Wert. Auch das Aussehen des Bruchgefüges ist befriedigend. An Stab Nr. 14, in dem ausgeprägte Schweißfehler auf allen Bildern deutlich hervortreten, wurde mit 17,9 kg/mm² der geringste Wert erzielt. An den Stäben Nr. 4 und 8 wurden dagegen trotz einwandfrei nachweisbarer Fehlstellen Bruchfestigkeiten von 30,00 und 30,85 kg/mm² gefunden, Werte, die fast dem äußerlich fehlerfreien Stab Nr. 12 entsprechen.

Die Biegeversuche zeigen ein ähnliches Ergebnis. Der höchste Biege- winkel von 84° bei abgearbeiteter Raupe, einem Stempel von zweifacher Blechdicke, Rollendurchmesser von 50 mm und einem Rollenabstand von fünfmaliger Blechdicke wurde an Probe Nr. 6 erreicht, deren Röntgenbild sowie das Schlibfbild und das Bruchgefüge einwandfrei aussehen. Nicht schlechter dagegen erscheint Stab Nr. 9, der nur um 59° gebogen werden konnte, während Stab Nr. 1 trotz starker Fehler mit einem Biege- winkel von 75° fast den Wert von Stab Nr. 6 erreicht. Der an Stab Nr. 22 gefundene geringe Biege- winkel von nur 24° muß auf die Auswirkungen der Schlackenstelle zurückgeführt werden.

Bei der Auswertung der Kerbschlagversuche, die mit einem 10 mkg-Schlagwerk und an Proben der deutschen Form durchgeführt wurden, ist die Übereinstimmung zwischen dem Makrogefüge und den mechanischen Gütewerten noch geringer. Der beste Wert für die Kerbzähigkeit in Höhe von 1,91 mkg/cm² wurde zwar an dem einwandfreien Stab Nr. 24 erreicht, die nicht viel geringeren Werte aber von 1,70, 1,69 und 1,52 mkg/cm² wurden an den Stäben Nr. 13, 23 und 12 gefunden, die von starken Schweißfehlern durchsetzt waren. Die Prüfung der einwandfrei erscheinenden Stäbe Nr. 5, 10, 17, 18, 19, 20 und 21 ergab nur Werte von 0,96, 0,96, 0,95, 1,19, 1,18, 0,97 und 1,12 mkg/cm². Sie besaßen also nur etwa $\frac{2}{3}$ der Kerbzähigkeit der Proben mit groben Schweißfehlern. Die auch anderen Ortes ausgesprochene Ansicht, daß Fehlstellen in der

¹⁾ z. B. Schmuckler, Stahlbau 1932, Heft 2, S. 15. — Bernhard u. Matting, Stahlbau 1932, Heft 15, S. 114. — W. Lessel, Elektro- schweißung 1933, Heft 9, S. 169.

²⁾ E. Pohl, St. u. E. 1932, Heft 38, S. 917.



Schweißnaht die Kerbzähigkeit nicht unbedingt herabsetzen, bestätigt sich somit³⁾.

Auch andere Widersprüche bedürfen noch der Klärung. Zum Teil lassen sie sich auf Zufälligkeiten während der Versuchsausführung zurückführen. Das Ergebnis von Kalt- und Kerbschlagversuchen an Schweißverbindungen ist an und für sich häufig durch Streuwerte gekennzeichnet, wobei sich gleichzeitig der subjektive Einfluß des Schweißers auswirken wird. Dieser Faktor scheint eine besondere Bedeutung zu besitzen. Berühmend ist auf jeden Fall, daß an den durch die verschiedenen zerstörungsfreien Prüfverfahren als einwandfrei bezeichneten Schweißnähte, auch mechanisch-technologisch die besten Werte gefunden wurden. Selbst wenn berücksichtigt wird, daß im vorliegenden Fall die Schweißfehler absichtlich herbeigeführt wurden, kann den Versuchen für den Fall einer tatsächlichen Fehlschweißung immerhin entnommen werden, daß auch

³⁾ Bardtke u. Matting, Autogene Metallbearbeitung 1933, Heft 18, S. 279.

schlechte Schweißungen häufig noch ausreichende Gütwerte aufweisen. Das interessante Ergebnis der Kerbschlagversuche bedarf auch hier trotz der relativ niedrigen Werte besonderer Beachtung. Es muß als erwiesen gelten, daß der Wert für die Kerbzähigkeit auch in Abhängigkeit zu setzen ist von dem Sauerstoff- und besonders dem Stickstoffgehalt der einzelnen Probe, gleichzeitig wird sich die Abkühlungsgeschwindigkeit mit ihrem Einfluß auf den Glühzustand hierauf nachhaltig auswirken. Diese Erscheinungen und ihre Vermeidung sollen dem geübten Schweißer bekannt sein.

Den Versuchen ist somit zu entnehmen, daß es nicht allein genügt, geschweißte Bauwerke im fertigen Zustand zu prüfen oder Probenschweißungen herstellen zu lassen, sondern daß es auch notwendig ist, Schweißer zu schulen und eine strenge Betriebsaufsicht auszuüben. Diese Überwachung selbst sorgfältig ausgebildeter Schweißer durch fachkundige Aufsichtsorgane im Verein mit zerstörungsfreien Prüfungen der fertigen Bauwerke wird stets eine genügende Sicherheit auch für hochbeanspruchte Schweißverbindungen bieten, wobei vorausgesetzt wird, daß Werkstoff und Bauart den Anforderungen entsprechen.

Studie zur konstruktiven und wirtschaftlichen Gestaltung von Steifknoten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Obering. Rud. Ulbricht und Ing. Jac. Labonté, Düsseldorf.

(Schluß aus Heft 22.)

III. Rahmenecke nach Abb. 7 u. 8.

Kleinstmögliche Deckenhöhe und somit geringste Geschoßhöhe bei festliegender lichter Raumhöhe und außerdem vollständig ebener Deckenunterseite waren hier oberstes Gebot. Die Berücksichtigung dieser Forderungen führte zur Wahl des Doppelriegels. Die Höhe des IP-Riegels im vierten Beispiel wird bei gleicher Durchbiegung um 2,5 cm unterschritten. Eine weitere Forderung nach möglichst großer Fensterbreite innerhalb der durch die Stützenabstände gezogenen Grenze wird durch die Verwendung einer IP-Trägerstütze bestens erfüllt. Die Konstruktion berücksichtigt also außer ihrer besonderen Eigenart noch eine Reihe wichtigster baulicher Sonderforderungen. In statischer Beziehung entspricht sie dem ersten Beispiel.

Da die Verkeilung des Doppelriegels nur an der Stützenaußenseite vorgesehen ist, also negative Momente nicht aufgenommen werden können, müssen für die Montage der Konstruktion besondere Maßnahmen getroffen werden, welche in der Anordnung von Montageverbänden oder sonstigen Verspannungen bestehen. — Um einseitige Stützenbelastungen zu vermeiden, werden die zwei Profile des Doppelriegels zweckmäßig durch einige Quertraversen miteinander verbunden.

Auch hier gilt für M , M_o und M_u die gleiche Bemerkung wie unter II.

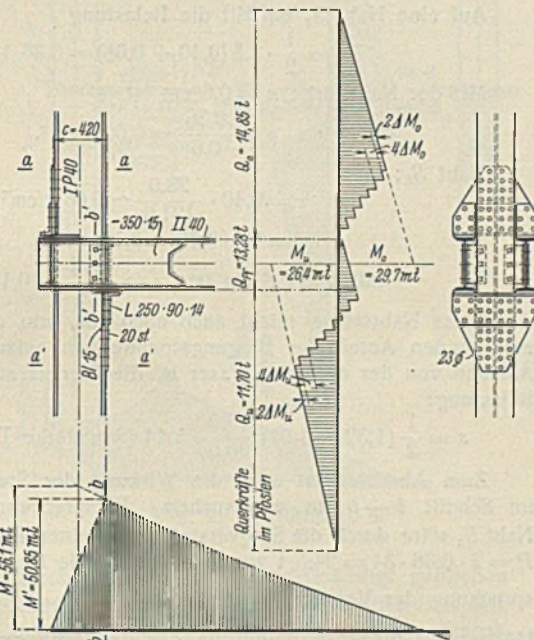


Abb. 7. Steifknoten 3.

3. Berechnungsbeispiel.

Eckmoment: $M = 56,1 \text{ tm}$ $M_o = 29,7 \text{ tm}$ $M_u = 26,4 \text{ tm}$
 $x = 2,72 \text{ m}$ $y_o = 2,00 \text{ m}$ $y_u = 2,25 \text{ m}$
 $A \approx 25,0 \text{ t}$ $N_u = N_o + A = 35,0 + 25,0 = 60,0 \text{ t}$
 $Q_o = \frac{29,7}{2,0} = 14,85 \text{ t}$ $Q_u = \frac{26,4}{2,25} = 11,70 \text{ t}$
 $N = Q_o - Q_u = 14,85 - 11,70 = +3,15 \text{ t}$
 $c = 0,40 + \frac{2 \cdot 0,02}{2} = 0,42 \text{ m}$.

Einspannmoment: $M' = 56,1 - 25,0 \cdot \frac{0,42}{2} = 50,85 \text{ tm}$

$P_o = \frac{50,85}{0,42} = 121,0 \text{ t}$

$P_u = P_o + A = 121,0 + 25,0 = 146,0 \text{ t}$

$Q_R = P_o = 121,0 \text{ t}$

P_o wird in 7 Querschnitten durch 26 Niete 23ϕ von je 4,85 t Tragfähigkeit auf den Pfosten übertragen. Somit ist

$\Delta M_o = \frac{121,0}{26} \cdot 0,21 = 0,98 \text{ tm}$.

P_u wird in 8 Querschnitten durch 30 Niete 23ϕ übertragen. Somit ist hier

$\Delta M_u = \frac{146,0}{30} \cdot 0,21 = 1,02 \text{ tm}$.

Mit diesen Werten sind die M -Flächen (Abb. 7) aufgetragen.

Nachweis der Spannungen.

Pfosten. IP 40, $W_x = 3030 \text{ cm}^3$, $F = 209 \text{ cm}^2$ Maximalmoment im oberen Schnitt a-a:

$\max M_{a-a} = 18,5 \text{ tm}$.

$\sigma = \frac{1850}{3030} + 1,05 \cdot \frac{35,0}{209} = 0,61 + 0,18 = 0,79 \text{ t/cm}^2$.

Im unteren Schnitt a'-a' ist die maximale Beanspruchung

$\max \sigma = \frac{1700}{3030} + 1,05 \cdot \frac{60,0}{209} = 0,56 + 0,30 = 0,86 \text{ t/cm}^2$.

Bei der Bemessung und Formgebung der Übertragungsbleche (im Beispiel 20 mm stark) zur Aufnahme von P_o und P_u ist darauf zu achten, daß mit der Biegungsbeanspruchung σ und der Schubbeanspruchung τ , zu deren Ermittlung der Querschnitt des Auflagerwinkels (im Beispiel $L 250 \cdot 90 \cdot 14$) mit zu berücksichtigen ist, die zulässige reduzierte Beanspruchung σ_{red} nicht überschritten wird.

Die Beibleche von 15 mm Stärke sind entsprechend der auf ihre Kopffläche entfallenden Pressung anzuschließen. Für die unteren Beibleche ist die Pressung aus P_u (vgl. Abb. 8): $p = \frac{146,0}{2 \cdot 15,5 \cdot 5,0} = 0,95 \text{ t/cm}^2$.

Hiermit ist der von P_u auf ein Beiblech entfallende Anteil $P = 0,95 \cdot 15,5 \cdot 1,5 = 22 \text{ t}$, für dessen Aufnahme 5 Niete 23ϕ von je 4,85 t Tragfähigkeit vorhanden sind. Die Beanspruchung des Riegels (II 40, $W_x = 1460 \cdot 2 = 2920 \text{ cm}^3$) in Feldmitte ist mit $M_m = 31,9 \text{ tm}$:

$\sigma = \frac{3190}{2 \cdot 1460} = 1,09 \text{ t/cm}^2$.

Die geringen Beanspruchungen des Pfostens und des Riegels ergeben sich daraus, daß für die Wahl der Profile die Durchbiegung des Riegels maßgebend war (siehe Durchbiegungsnachweis). Abgesehen von der Schubspannung in den eingespannten Riegelenden erfordert die Biegungsbeanspruchung im Schnitt b-b eine Verstärkung der Riegelprofile in

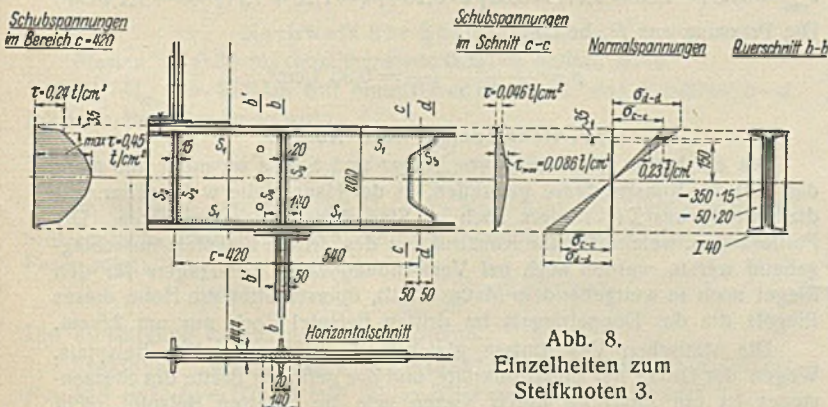


Abb. 8. Einzelheiten zum Steifknoten 3.

Auflagerhöhe. Die gewählte Verstärkung ist in Abb. 8 dargestellt. Die Verstärkungsteile werden an den Grundquerschnitt geschweißt.

Statische Werte des Querschnittes (für ein Profil I 40 mit 2—330·15, Breite ohne Einpassung gerechnet).

$$J_x = 38\,195 \text{ cm}^4, \quad J_{x_n} = 35\,715 \text{ cm}^4, \quad F \approx 220 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 1910 \text{ cm}^3, \quad W_{x_n} = 1785 \text{ cm}^3, \quad F' = 35 \text{ cm}^2$$

(schraffierte Flanschfläche)

$$S_x = 1265 \text{ cm}^3, \quad S = 660 \text{ cm}^3 \text{ (statisches Moment der schraffierten Flanschfläche, bezogen auf die Nulllinie).}$$

Mit diesen Querschnittswerten erhält man im Schnitt $b-b$ folgende Beanspruchungen:

In der äußersten Faser aus M' :

$$\sigma = \frac{5085}{2 \cdot 1910} = 1,33 \text{ t/cm}^2$$

in der vom Rand 3,5 cm entfernten Faser aus Q_R :

$$\tau = \frac{121,0}{2 \cdot 4,44} \cdot \frac{660}{38\,195} = 0,24 \text{ t/cm}^2$$

In der gleichen Faser ergibt sich die reduzierte Spannung mit

$$\sigma = 1,33 \cdot \frac{20,0 - 3,5}{20,0} = 1,10 \text{ t/cm}^2 \text{ zu}$$

$$\sigma_{red} = 0,35 \cdot 1,10 \pm 0,65 \sqrt{4 \cdot 0,24^2 + 1,10^2} = 1,17 \text{ t/cm}^2.$$

In dem durch die Stegbohrungen geschwächten Querschnitt $b'-b'$ ist mit $M = 121,0(0,42 - 0,09) = 40,0 \text{ tm}$

$$\sigma = \frac{4000}{2 \cdot 1785} = 1,12 \text{ t/cm}^2.$$

Die oben ermittelte reduzierte Spannung wird in diesem Querschnitt nicht überschritten.

Am rechten Ende der Verstärkung ist mit $M \approx 38,5 \text{ tm}$ die Biegespannung

$$\text{im Schnitt } c-c: \quad \sigma = \frac{3850}{2 \cdot 1910} = 1,01 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{im Schnitt } d-d: \quad \sigma = \frac{3850}{2 \cdot 1460} = 1,32 \text{ t/cm}^2.$$

Die Querkraft zwischen den Schnitten $c-c$ und $d-d$ ist

$$Q \approx 25,0 - 0,54 \cdot 3,6 = 23,0 \text{ t (für den Doppelquerschnitt).}$$

Wegen der geringen Größe der Querkraft kann der Nachweis von σ_{red} unterbleiben.

Die Verstärkung des Riegels genügt somit in allen Punkten.

Schweißnähte.

Die Anordnung der Schweißnähte ist aus Abb. 8 ersichtlich. Bei der Bemessung der Nähte ist zu beachten, daß die Beibleche — 350·15 bei Erfüllung der ihnen zugeordneten Aufgabe alle Formänderungen des Trägersteges mitmachen müssen. In den Beiblechen treten somit die gleichen Schub- und Normalspannungen auf wie im Trägersteg.

Die Beibleche sind zwischen den Schnitten $c-c$ und $d-d$ vorgezogen, um hier den Ausgleich der verschiedenen Spannungen im Flansch herbeizuführen, d. h. die Spannungsdifferenz aufzunehmen. Die Ausschweifung der Beibleche soll eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Kraft auf die Schweißnaht zwischen $c-c$ und $d-d$ gewährleisten.

Naht S_1 .

Hier ist jeweils der auf die Beibleche entfallende Schubkraftanteil aufzunehmen.

α) im Bereich von $c = 42 \text{ cm}$.

Die Schubspannung aus $Q_R = 121,0 \text{ t}$ ist oben zu $\tau = 0,24 \text{ t/cm}^2$ ermittelt. Es entfällt somit auf ein Beiblech von 1,5 cm Stärke der Schubkraftanteil

$$t = 1,5 \cdot 0,24 = 0,36 \text{ t/cm}.$$

Mit der Nahtstärke $a = 0,7 \text{ cm}$ ist demnach

$$e = \frac{0,36}{0,7} = 0,52 \text{ t/cm}^2.$$

β) im Bereich von $b-b$ bis $c-c$.

Querkraft bei $b-b$: $Q = 25,0 \text{ t}$

Querkraft bei $c-c$: $Q \approx 23,0 \text{ t}$.

Die Naht wird durchweg für eine Querkraft von $Q = 25,0 \text{ t}$ bemessen.

$$\tau = 0,24 \cdot \frac{25,0}{121,0} = 0,05 \text{ t/cm}^2, \quad t = 1,5 \cdot 0,05 \approx 0,08 \text{ t/cm},$$

mit der Nahtstärke $a = 0,5 \text{ cm}$ ist

$$e = \frac{0,08}{0,5} = 0,16 \text{ t/cm}^2.$$

γ) im Bereich von $c-c$ bis $d-d$ (Nahtlänge $l = 10,0 \text{ cm}$).

$$T \approx (\sigma_{d-d} - \sigma_{c-c}) F' \\ = (1,32 - 1,01) \cdot 35,0 = 10,8 \text{ t},$$

auf ein Beiblech entfällt die Hälfte dieser Kraft:

$$\frac{T}{2} = \frac{10,8}{2} = 5,4 \text{ t}, \quad t = \frac{T}{l} = \frac{5,4}{10,0} = 0,54 \text{ t/cm},$$

mit der Nahtstärke $a = 1,0 \text{ cm}$ ist

$$e = \frac{0,54}{1,0} = 0,54 \text{ t/cm}^2.$$

Naht S_2 .

Diese Naht hat den von $Q_R = 121,0 \text{ t}$ auf die Beibleche entfallenden Anteil zu übertragen, oder, falls man den umgekehrten Weg der Betrachtung wählt: Die Naht S_2 hat den in den Beiblechen wirkenden Schubkraftanteil mittels der Stegauseistungen dem oberen Lager zuzuführen. Die Belastung der Naht ist an jeder Stelle $t = \tau d$ (Beiblechstärke), in halber Steghöhe z. B. $t = 0,45 \cdot 1,5 = 0,675 \text{ t/cm}$. Nun würde es aber zu weit führen, an jeder Stelle die der Schubspannung entsprechende Nahtbelastung zu ermitteln. Es genügt vielmehr die Querkraft $Q_R = P_o$ über die ganze Steghöhe von $\approx 34 \text{ cm}$ gleichmäßig verteilt anzunehmen. Hiermit ist

$$\tau = \frac{121,0}{2 \cdot 34,0(1,5 + 1,44 + 1,5)} = 0,40 \text{ t/cm}^2 \\ t = 1,5 \cdot 0,40 = 0,60 \text{ t/cm}.$$

Mit der Nahtstärke $a = 1,0 \text{ cm}$ ist

$$e = \frac{0,60}{1,0} = 0,60 \text{ t/cm}^2.$$

Naht S_3 erhält die gleiche Abmessung wie die Naht S_2 , obwohl hier bei guter Einpassung der Stegversteifungen keine wesentlichen Kräfte zu übertragen sind.

Nähte S_4 :

Links von $b-b$ ist: $\tau = 0,40 \text{ t/cm}^2$ (siehe oben).

Rechts von $b-b$ ist: $\tau = 0,40 \cdot \frac{25,0}{121,0} \approx 0,08 \text{ t/cm}^2$.

Auf eine Naht S_4 entfällt die Belastung

$$t = \frac{1}{2} \cdot 1,5(0,40 + 0,08) = 0,36 \text{ t/cm}.$$

Mit der Nahtstärke $a = 0,6 \text{ cm}$ ist

$$e = \frac{0,36}{0,6} = 0,60 \text{ t/cm}^2.$$

Naht S_5 :

$$\tau = 0,40 \cdot \frac{23,0}{121,0} \approx 0,08 \text{ t/cm}^2$$

$$t = 1,5 \cdot 0,08 = 0,12 \text{ t/cm},$$

$$\text{mit } a = 0,8 \text{ cm ist: } e = \frac{0,12}{0,8} = 0,15 \text{ t/cm}^2.$$

Diese Nahtstärke reicht auch noch aus, um den auf die Beibleche entfallenden Anteil der Biegespannungen aufzunehmen. In 15,0 cm Abstand von der neutralen Faser ist die hieraus auf eine Naht wirkende Belastung:

$$s = \frac{1}{2} (1,32 - 1,01) \frac{15,0}{20,0} \cdot 1,44 \text{ (Stegstärke I 40)} = 0,17 \text{ t/cm}.$$

Zum Abschluß ist noch die Wirkung der Stegversteifung — 50·20 im Schnitt $b-b$ zu untersuchen. Entsprechend der Belastung der Naht S_4 wäre durch die Stegversteifung an einer Trägerseite die Kraft von $P = 2 \cdot 0,36 \cdot 34 = 24,5 \text{ t}$ zu übertragen. Die hieraus resultierende Beanspruchung der Versteifung von $\sigma = \frac{24,5}{2,0 \cdot 5,0} = 2,45 \text{ t/cm}^2$ kommt in dieser

Höhe nicht zur Auswirkung, da die Beibleche sich an der Übertragung mit beteiligen. Nimmt man, wie im 1. Berechnungsbeispiel, die Ausbreitung der Auflagerpressung unter 45° an, so ergibt sich an der Anschlußstelle der Stegversteifung bei Berücksichtigung der im Horizontalschnitt (Abb. 8) schraffiert dargestellten Flächenteile die durchschnittliche Beanspruchung zu

$$\sigma = \frac{146,0}{2(1,44 \cdot 14,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot 7,0 + 2 \cdot 2,0 \cdot 5,0)} = 1,20 \text{ t/cm}^2.$$

Die resultierende Spannung in der gleichen Faser ist mit $\tau = 0,20 \text{ t/cm}^2$

$$\text{(Abb. 8) und } \sigma_x = 1,33 \cdot \frac{17,5}{20} = 1,17 \text{ t/cm}^2:$$

$$\sigma_{red} = 0,35(-1,20 - 1,17) \pm 0,65 \sqrt{4 \cdot 0,20^2 + (-1,20 + 1,17)^2} = -1,1 \text{ t/cm}^2.$$

Die Pressung aus P_u beträgt

$$p = \frac{146,0}{2 \cdot 15,5 \cdot 5,0} = 0,95 \text{ t/cm}^2.$$

IV. Rahmenecke nach Abb. 9.

Die einsteigige Ausbildung von Träger und Stütze ist mehr und mehr das Ziel der Konstrukteure geworden, in der Hauptsache wohl daher, um die Vorteile des IP-Trägers auch im Steffrahmenbau auszunutzen. Die Forderungen, welche für die Konstruktion des dritten Beispiels ausschlaggebend waren, werden auch bei Verwendung eines IP-Trägers für den Riegel noch in weitgehendem Maße erfüllt, überschreitet die Höhe dieses Riegels die des Doppelriegels im dritten Beispiel doch nur um 2,5 cm.

Die statischen Verhältnisse gleichen denen des zweiten Beispiels. Wegen der Größe der Einspannkräfte und der geringen Breite des Stützensteges ist ein Anschluß durch Nieten, wie im zweiten Beispiel, nicht

möglich. Es mußte daher zur Schweißung gegriffen werden. Weiter ist hier auch die Verstärkung des Pfostensteiges, welche durch die hohen Schubkräfte erforderlich wurde, durch Einschweißen der Beibleche erfolgt.

4. Berechnungsbeispiel.

Eckmoment: $M = 54,0 \text{ tm}$ $M_o = 28,6 \text{ tm}$ $M_u = 25,4 \text{ tm}$
 $x = 2,65 \text{ m}$ $y_o = 2,0 \text{ m}$ $y_u = 225 \text{ m}$
 $A \approx 25,0 \text{ t}$ $N_u = N_o + A = 35,0 + 25,0 = 60,0 \text{ t}$
 $Q_o = \frac{28,6}{2,0} = 14,30 \text{ t}$ $Q_u = \frac{25,4}{2,25} = 11,30 \text{ t}$
 $N = Q_o - Q_u = 14,30 - 11,30 = + 3,00 \text{ t}$
 $c = 0,425 + 0,010 = 0,435 \text{ m}$

Einspannmoment: $M' = 54,0 - 25,0 \cdot \frac{0,38}{2} = 49,25 \text{ tm}$
 $H_o = H_u = \frac{49,25}{0,435} = \pm 113 \text{ t}$

Die Querkraft im Pfosten zwischen den Angriffspunkten von H_o und H_u ist:

$$Q_{Pf} = Q_o - H_o - \frac{N}{2} = 14,30 - 113,0 - \frac{3,00}{2} = - 100,2 \text{ t}$$

$H_o + \frac{N}{2}$ wird in 10 Querschnitten durch 20 Nieten 26ϕ von je

6,20 t Tragfähigkeit in das 22 mm starke Blech geleitet. Von hieraus gelangt die Kraft durch Vermittlung der 4 Zuglaschen $140 \cdot 18$ in den Pfosten, wo sie durch die eingeschweißten, ebenfalls 22 mm starken Bleche aufgenommen wird. $H_u - \frac{N}{2}$ wird von dem durch ein Beiblech $300 \cdot 20$ verstärkten unteren Riegelflansch (Abb. 9 u. 10) direkt auf den Pfosten übertragen. Der Auflagerdruck A gelangt durch die Anschlußwinkel $100 \cdot 100 \cdot 12$ in die Stütze. Der Auflagerwinkel $100 \cdot 100 \cdot 12$ ist nur für die Montage vorgesehen.

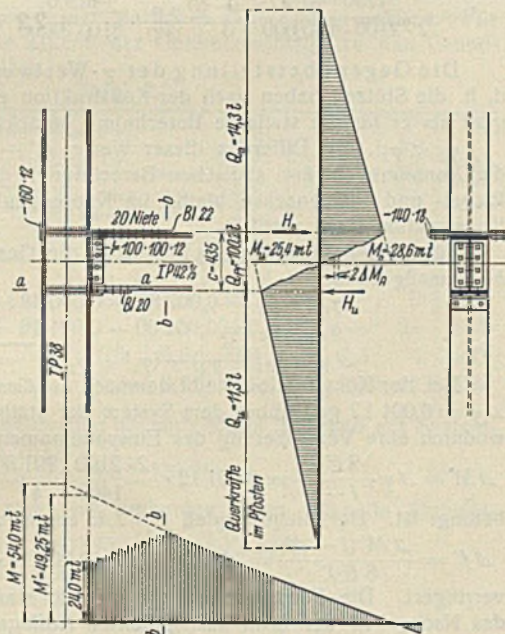


Abb. 9. Steifknoten 4.

Bei der Darstellung der Momentenfläche für den Riegel ist die teilweise Aufnahme von H_u durch das Beiblech unberücksichtigt geblieben (vgl. im Gegensatz hierzu die M -Fläche des Riegels im zweiten Beispiel). Es wurde angenommen, daß H_u direkt in voller Größe auf den Riegelflansch wirkt, woraus sich der sprunghafte Beginn des Rieglmomentes mit $M = 113,0 \cdot \frac{0,425}{2} = 24,0 \text{ tm}$ erklärt. Der weitere Verlauf der Momentenfläche ist durch das Nietbild für den Anschluß von H_o bestimmt. Es ist

$$\Delta M_o = \frac{113,0}{20} \left(\frac{0,425}{2} + 0,01 \right) = 1,26 \text{ tm}$$

Die Auflagerkraft A wird in 4 Querschnitten durch 8 Schrauben $\frac{7}{8}'' \phi$ von je 3,62 t Tragfähigkeit auf den Pfosten übertragen. Jede Schraube überträgt einen Momentenanteil von

$$\Delta M_A = \frac{25,0}{8} \cdot 0,19 = 0,60 \text{ tm}$$

Nachweis der Spannungen.

Pfosten. IP 38 Maximalbeanspruchung im Schnitt $a-a$.

Mit $M_{a-a} = 23,0 \text{ tm}$ tritt unmittelbar unterhalb des Schnittes $a-a$ folgende Beanspruchung auf:

$$\sigma = \frac{2300}{2680} + 1,05 \cdot \frac{60,0}{194} = 1,18 \text{ t/cm}^2$$

Im Bereiche der Querkraft $Q_{Pf} = - 100,2 \text{ t}$ ist eine Verstärkung des Stützensteiges erforderlich, wie die Schubbeanspruchung in der neutralen Faser zeigt:

$$\max \tau = \frac{100,2}{1,4} \cdot \frac{1510}{50950} = 2,12 \text{ t/cm}^2$$

Die Verstärkung ist aus Abb. 10 ersichtlich.

Statische Werte des verstärkten Pfostenquerschnitts: $F = 338 \text{ cm}^2$, $J_x = 62950 \text{ cm}^4$, $W_x = 3310 \text{ cm}^3$, $S_x = 2110 \text{ cm}^3$.

Statisches Moment des Flansches, bezogen auf die Nulllinie: $S = 1280 \text{ cm}^3$. Mit diesen Werten ist unmittelbar oberhalb des Schnittes $a-a$ in der äußersten Faser aus M_{a-a} und N_u

$$\sigma = \frac{2280}{3310} + 1,05 \cdot \frac{60,0}{338} = 0,88 \text{ t/cm}^2$$

in der neutralen Faser aus Q_{Pf}

$$\max \tau = \frac{100,2}{1,4 + 2 \cdot 2,2} \cdot \frac{2110}{62950} = 0,58 \text{ t/cm}^2$$

in der Faser am Flanschübergang aus Q_{Pf}

$$\tau = 0,58 \cdot \frac{1280}{2110} = 0,35 \text{ t/cm}^2$$

in der Faser am Flanschübergang aus M_{a-a}

$$\sigma = \frac{2280}{3310} \cdot \frac{19,0 - 2,4}{19,0} = 0,60 \text{ t/cm}^2$$

und in der gleichen Faser ist somit

$$\sigma_{red} = 0,35 \cdot 0,60 \pm 0,65 \sqrt{4 \cdot 0,35^2 + 0,60^2} = 0,81 \text{ t/cm}^2$$

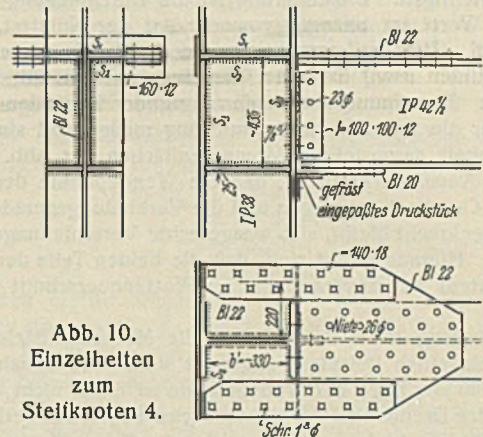


Abb. 10. Einzelhettens zum Steifknoten 4.

Die Verstärkung des Pfostens genügt also reichlich. Mit Rücksicht auf die Abrundungen der eingepaßten Beibleche ist aber die Wahl einer geringeren Stärke derselben nicht möglich.

Riegel. IP 42 1/2 mit $W_{xn} = 2760 \text{ cm}^3$. Maximalmoment im Schnitt $b-b$:

$$M = 36,0 \text{ tm}$$

$$\max \sigma = \frac{3600}{2760} = 1,31 \text{ t/cm}^2$$

Zuglaschen:

$$F_n = 4 \cdot (14,0 - 2,6) \cdot 1,8 = 82 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{113,0 + 1,15}{82} = 1,40 \text{ t/cm}^2$$

Schweißnähte.

Naht S_1 . Aufzunehmen ist der auf den Trägersteig entfallende Anteil von $\frac{1}{2} \left(H_o + \frac{N}{2} \right) = 57,25 \text{ t}$.

$$T = \frac{1}{2} (113,0 + 1,5) \cdot \frac{1,4}{1,4 + 2 \cdot 2,2} \approx 14,0 \text{ t}$$

$$a = 0,7 \text{ cm}, l = 31,0 \text{ cm}$$

$$e = \frac{14,0}{0,7 \cdot 31} = 0,65 \text{ t/cm}^2$$

Naht S_2 . Aufzunehmen ist der auf das Beiblech entfallende Anteil von $\frac{1}{2} \left(H_o + \frac{N}{2} \right)$.

$$T = \frac{1}{2} (113,0 + 1,5) - 14,0 = 43,25 \text{ t}$$

$$a = 2,0 \text{ cm}, l = 31,0 \text{ cm}$$

$$e = \frac{43,25}{2,0 \cdot 31} = 0,7 \text{ t/cm}^2$$

Für die Ausführung ist es zweckmäßig, die Nähte S_1 und S_2 in ihrer Stärke einander anzugleichen. Mit Rücksicht darauf, daß die Beibleche eingepaßt und allseitig verschweißt sind, ist diese praktische Maßnahme auch zulässig.

Mit der Nahtstärke $a = 1,4 \text{ cm}$ ergibt sich

$$e = \frac{57,25}{1,4 \cdot 2 \cdot 31} = 0,66 \text{ t/cm}^2$$

Naht S_3 . Hier ist der Schubkraftanteil des Flansches, der auf die Beibleche entfällt, aufzunehmen. Die Schubspannung ist, wie oben ermittelt, $\tau = 0,35 \text{ t/cm}^2$. Der Schubkraftanteil, welcher auf ein Beiblech entfällt, ist gleichzeitig die Kraft, welche von der Naht aufzunehmen ist:

$$t = 2 \cdot 0,35 = 0,77 \text{ t/cm}$$

Mit $a = 1,4 \text{ cm}$ ist demnach

$$e = \frac{0,77}{1,4} = 0,55 \text{ t/cm}^2$$

Naht S_1 . Diese Naht verhindert das Kippen des Bleches, welches durch das Moment $M = 57,25 \cdot 22 = 1260$ tcm bewirkt würde. Aufzunehmen sind

$$\frac{M}{b} = \frac{1260}{33} \approx 38,0 \text{ t.}$$

Mit $a = 1,3$ cm und $l = 26,0$ cm ist

$$\varrho = \frac{38,0}{2 \cdot 1,3 \cdot 26} = 0,56 \text{ t/cm}^2.$$

Die Pressung zwischen dem Unterflansch des Riegels und der Stütze ist

$$p = \frac{113,0 - 1,5}{30,0(2,6 + 2,0)} = 0,81 \text{ t/cm}^2.$$

V. Formänderungen.

Zum Abschluß der statischen und konstruktiven Ausführungen müssen noch die Formänderungen Beachtung finden. Hier interessiert zunächst die Frage, welchen Einfluß die Art der Konstruktion auf die Formänderungen, d. h. welche Abweichungen gegenüber dem der statischen Berechnung zugrunde liegenden System festzustellen sind.

Die hier wichtigste Formänderung ist die Durchbiegung des Riegels. Ihr maximaler Wert ist abhängig von der Art der Nutzlast, ob ständig oder wechselnd. Hier sei angenommen, daß es sich um eine ständige Nutzlast (Maschinen usw.) in allen Geschossen handelt, so daß die den vorausgehenden Berechnungsbeispielen zugrunde liegenden Momentenflächen auch für die Durchbiegungsermittlung maßgebend sind.

Die gestrichelt dargestellten Momentenflächen der Abb. 3, 6, 7 u. 9 sind unter der Annahme ermittelt, daß die Wendepunkte der elastischen Linie in halber Geschoßhöhe liegen und die Verbindungsgerade der beiden Wendepunkte senkrecht bleibt, also waagerechte Verschiebungen derselben nicht auftreten. Hieraus ergibt sich, daß die beiden Teile der Momentenfläche des Pfostens bei unveränderlichen Pfostenquerschnitt inhaltsgleich sein müssen.

Diese Bedingung ist auch, nachdem die Momentenflächen der Konstruktion der einzelnen Beispiele angepaßt sind, noch annähernd erfüllt. Eine Änderung in der Lage der Wendepunkte ist daher nicht zu erwarten, wohl aber ist der Drehwinkel der Rahmenecke wegen des geringen Inhalts der Momentenflächen kleiner als beim ursprünglichen System, was einer größeren Steifigkeit der Pfosten gleichkommt.

Im folgenden müssen die Berechnungsbeispiele 1, 3 und 2, 4 wegen der verschiedenen konstruktiven Ausbildung getrennt behandelt werden.

Durchbiegung des Riegels bei der Konstruktion der Berechnungsbeispiele 1 und 3.

Zunächst wird das Beispiel 1 zugrunde gelegt. Die Durchbiegung des Riegels ergibt sich aus dem Verlauf der Momentenlinie der statischen Berechnung (in der Abb. 3 gestrichelt dargestellt) zu

$$f = \frac{l^2}{48 E J} (5 M_m - M) \quad (M_m = 35,5 \text{ mt} = \text{Feldmoment})$$

$$= \frac{1400^2}{48 \cdot 2100 \cdot 99180} (5 \cdot 3550 - 5250) = 2,45 \text{ cm} = \frac{1}{570} \cdot l.$$

Um die Verhältnisse, die sich bei Berücksichtigung der konstruktiven Ausbildung ergeben, mit dem obigen Resultat vergleichen zu können, wird der Drehwinkel $(\varphi_1 + \varphi_2)$ des Querschnittes $b-b$ (Abb. 3) nach der M -Fläche der statischen Berechnung dem Drehwinkel $(\varphi_1' + \varphi_2')$ des gleichen Querschnittes nach der aus der Konstruktion sich ergebenden M -Fläche (Abb. 3 u. 12) gegenübergestellt. φ_1 stellt den Knotendrehwinkel (Abb. 11) nach der statischen Berechnung, φ_1' den gleichen nach der Kon-

Unter Vernachlässigung der innerhalb des Riegelanschlusses liegenden Teile der Momentenfläche ist mit den in Abb. 12 eingetragenen Größen:

$$\varphi_1' = \frac{1600 \cdot 170}{2} \cdot \frac{95}{200} \cdot \frac{1}{2100 \cdot 31460} \approx \frac{1500 \cdot 180}{2} \cdot \frac{105}{225} \cdot \frac{1}{2100 \cdot 31460} \approx 0,001.$$

Mit den Bezeichnungen der Abb. 3 ist

$$\varphi_2 = \frac{M + M'}{2} \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{1}{E J'} = \frac{5250 + 4750}{2} \cdot \frac{40}{2} \cdot \frac{1}{2100 \cdot 99180} = 0,00048$$

($J' = 99180 \text{ cm}^4$, Trägheitsmoment des unverstärkten Riegelquerschnittes I 55).

Nach der M -Fläche des Riegels (Abb. 3) und mit Berücksichtigung der Querkraft Q_R ist:

$$\varphi_2' = \frac{M' c}{2 E J} \cdot \frac{2}{3} + x \cdot \frac{Q_R}{G F}$$

(J und F = Trägheitsmoment bzw. Fläche des verstärkten Querschnittes).

Der Beiwert x des zweiten Ausdruckes, der den Querkraftanteil darstellt, ist für den vorliegenden Querschnitt (Abb. 4) aus der Beziehung⁴⁾:

$$x = \frac{F \Sigma x^2 \Delta F}{Q_R^2}$$

zu $x = 2,2$ ermittelt. Er kann im allgemeinen für I-Querschnitte (nicht IP-Querschnitte), auch wenn sie verstärkt sind, mit $x = 2,0$ angenommen werden. Für den Rechteckquerschnitt ist bekanntlich $x = 1,2$.

$$\varphi_2' = \frac{4750 \cdot 40}{2 \cdot 2100 \cdot 140000} \cdot \frac{2}{3} + 2,2 \cdot \frac{119,0}{810 \cdot 345,0} = 0,000216 + 0,000940 = 0,00116.$$

Die Gegenüberstellung der φ -Werte ergibt folgendes: $\varphi_1 > \varphi_1'$, d. h. die Stützen haben nach der Konstruktion einen höheren Steifigkeitsgrad als er für die statische Berechnung berücksichtigt wurde.

$\varphi_2 < \varphi_2'$, die Differenz dieser Werte $\varphi_2' - \varphi_2 = 0,00068$ zeigt, daß die Annahme in der statischen Berechnung, der Winkel zwischen der Riegel- und Pfostenachse bleibe im Knotenpunkt unverändert, für diese Konstruktion nicht zutrifft.

Für die Durchbiegung des Riegels ist die Gesamtdrehung des Schnittes $b-b$ maßgebend.

$$\varphi_1 + \varphi_2 = 0,00280 + 0,00048 = 0,00328$$

$$\varphi_1' + \varphi_2' = 0,00100 + 0,00116 = 0,00216$$

$$\Delta \varphi = (\varphi_1 + \varphi_2) - (\varphi_1' + \varphi_2') = 0,00112.$$

Bei der Konstruktion bleibt demnach die Gesamtdrehung um das Maß $\Delta \varphi = 0,00112$ gegenüber dem System der statischen Berechnung zurück, wodurch eine Vergrößerung des Einspannmomentes M' um

$$\Delta M' = \Delta \varphi \cdot \frac{2 E J'}{l - c} = 0,00112 \cdot \frac{2 \cdot 2100 \cdot 99180}{1400 - 40} = 343 \text{ cmt} \approx 3,4 \text{ tm}$$

bedingt ist. Der Biegungspeil $f = 2,45$ cm wird daher um

$$\Delta f' = \frac{\Delta M' (l - c)^2}{8 E J'} = \Delta \varphi \cdot \frac{l - c}{4} = 0,00112 \cdot \frac{1400 - 40}{4} = 0,38 \text{ cm}$$

verringert. Die Formänderung der 20 mm starken Übertragungsbleche, das Nachgeben der hoch beanspruchten Auflagerstellen, das Gleiten der Nietverbindungen usw. sind bei den obigen Ermittlungen nicht berücksichtigt. Alle diese Umstände bewirken aber eine Verringerung des Einspannmomentes M' und somit eine Vergrößerung des Biegungspeiles in Riegelmitte. Wenn die Summe der oben aufgeführten Wirkungen für einen Anschluß das Maß 0,2 mm erreicht, wird der Einfluß von $\Delta \varphi$ auf die Durchbiegungen bereits aufgehoben.

$\Delta f'$ kann daher für die Beurteilung der Riegeldurchbiegung vernachlässigt werden, so daß der eingangs ermittelte Wert $f = 2,45$ cm angenähert als Maß der Durchbiegung gelten kann.

Für das Beispiel 3 ergeben sich folgende Werte:

Mit $M_m = 31,9$ mt ist

$$f = \frac{1400^2}{48 \cdot 2100 \cdot 58420} (5 \cdot 3190 - 5610) = 3,44 \text{ cm} = \frac{1}{410} l.$$

Im folgenden werden nur die Resultate angegeben:

$$\varphi_1 = 0,00155 \quad \varphi_2 = 0,00092$$

$$\varphi_1' = 0,00062 \quad \varphi_2' = 0,00113.$$

Auch hier ist $\varphi_1 > \varphi_1'$ und $\varphi_2 < \varphi_2'$.

$$\varphi_1 + \varphi_2 = 0,00155 + 0,00092 = 0,00247$$

$$\varphi_1' + \varphi_2' = 0,00062 + 0,00113 = 0,00175$$

$$\Delta \varphi = (\varphi_1 + \varphi_2) - (\varphi_1' + \varphi_2') = 0,00072.$$

Hiermit ist

$$\Delta M' = 0,00072 \cdot \frac{2 \cdot 2100 \cdot 58420}{1400 - 42} = 130 \text{ cmt} = 1,3 \text{ tm}$$

und $\Delta f' = 0,00072 \cdot \frac{1400 - 42}{4} = 0,24 \text{ cm.}$

Die Schlußfolgerung aus dem Resultat des ersten Beispiels ist also auch hier zutreffend. Um die Durchbiegung von $f = 3,44$ cm am fertigen Bauwerk nicht in Erscheinung treten zu lassen, müssen die Riegelprofile vom Walzwerk mit einem Stich von etwa 1,6 cm geliefert werden. Bei den Preisvergleichen im folgenden Abschnitt sind diese Mehrkosten berücksichtigt.

⁴⁾ Vgl. Föppl, Vorlesungen über techn. Mechanik, 3. Bd., 9. Aufl., S. 129, Gl. (84).

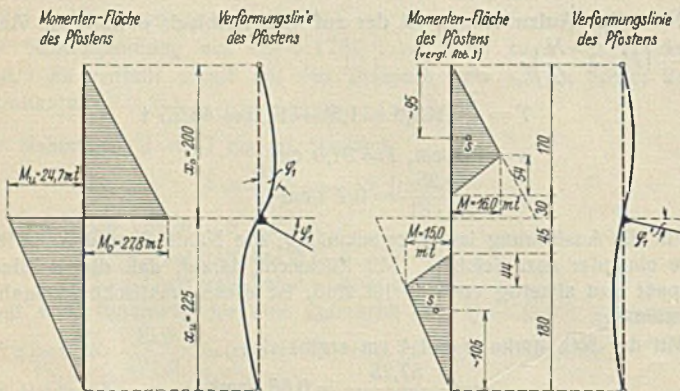


Abb. 11. Momentenflächen nach der statischen Berechnung.

Abb. 12. Momentenflächen nach der Konstruktion.

struktion dar. φ_2 und ebenso φ_2' sind die Drehwinkel des Querschnittes $b-b$ gegenüber der Pfostenachse. $(\varphi_1 + \varphi_2)$ bzw. $(\varphi_1' + \varphi_2')$ ergeben somit die Gesamtdrehung des Querschnittes $b-b$, deren einzelne Werte nachstehend ermittelt sind. Nach Abb. 11 ist

$$\varphi_1 = \frac{M_o x_o}{3 E J} = \frac{M_u x_u}{3 E J} = \frac{2780 \cdot 200}{3 \cdot 2100 \cdot 31460} = 0,0028.$$

Durchbiegung des Riegels bei der Konstruktion der Berechnungsbeispiele 2 und 4.

Die Abweichungen der der Konstruktion entsprechenden *M*-Fläche von der der statischen Berechnung sind hier, wie die Abb. 6 u. 9 zeigen, von geringer Bedeutung. Es werden daher nur die Durchbiegungen der Riegel nach den *M*-Flächen der statischen Berechnung ermittelt. Durchbiegung des Riegels in Rahmenmitte:

a) im 2. Berechnungsbeispiel: ($M_m = 42,0 \text{ tm}$)

$$f = \frac{1400^2}{48 \cdot 2100 \cdot 158850} (5 \cdot 4200 - 4600) = 2,0 \text{ cm} = \frac{1}{700} l,$$

b) im 4. Berechnungsbeispiel: ($M_m = 34,0 \text{ tm}$)

$$f = \frac{1400^2}{48 \cdot 2100 \cdot 69480} (5 \cdot 3400 - 5400) = 3,25 \text{ cm} = \frac{1}{430} l.$$

Auch hier ist es notwendig, daß das Riegelprofil mit einem Stich von etwa 1,6 cm vom Walzwerk geliefert wird.

VI. Wirtschaftlicher Vergleich.

a) Gewichte.

Diese sind in der Tafel 1 zusammengestellt und nach Gewichten für Grund-, Anschluß- und Verstärkungsmaterial usw. unterteilt. Unter Grundgewicht sind die Gewichte der Hauptprofile für Riegel und Pfosten zu verstehen, die für eine Geschoßhöhe und die halbe Riegellänge erforderlich sind, und wie sie sich nach der statischen Berechnung ergeben. Für Vorentwürfe sind auch die Ziffern der Gesamtzuschläge zu den Grundquerschnitten gut verwendbar.

Tafel 1.

Stellknoten	Gesamtgewicht kg	Vom Gesamtgewicht entfallen auf:						Gesamtzuschlag zum Grundgewicht %	Werkstatt-nieten Stck./t	Schweiß-nähle m/t	Baustellen-schrauben Stck./t	Trägerhöhe in mm
		Grundgewicht %	Anschl.- und Bindebleche %	Riegelverstärkung %	Zuschläge für		Bohrverluste %					
					Nieten u. Schrauben %	Schweißmaterial %						
1	2160	81,1	12,2	5,1	1,6	—	1,3	23,5	86	—	5	550
2	1625	83,0	14,7	—	2,3	—	1,5	21,0	136	—	31	900
3	2460	83,4	8,0	7,7	0,6	0,3	0,6	20,0	35	7,3	4	400
4	2070	86,0	12,4	—	1,0	0,6	0,7	16,5	17	3,8	17	425

Der einem Knoten zugehörige umbaute Raum (bezogen auf Systemmasse) beträgt:

$$7,0 \cdot \frac{4,0 + 4,5}{2} \cdot 4,5 \approx 133,88 \text{ m}^3.$$

Daraus ergeben sich für einen m^3 umbauten Raum folgende Einheitsgewichte:

Knoten 1	2160 : 133,88 \approx 16,13 kg/m ³
" 2	1625 : 133,88 = 12,1 "
" 3	2460 : 133,88 = 18,4 "
" 4	2070 : 133,88 = 15,5 "

Bei diesen Werten ist zu beachten, daß sie nicht ohne weiteres mit ähnlichen bekannt gewordenen verglichen werden können, da bei letzteren meist noch die Gewichte für Längsaussteifungen, Deckenträger usw. ent-

halten sind, so daß für den Vergleich diese Anteile den obengenannten zuzuschlagen sind. Da diese Anteile für die vorliegende Untersuchung nicht erforderlich waren, sind sie fortgelassen worden.

b) Kosten.

Die Gewichtsangaben lassen allein noch keinen Vergleich über die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Knoten zu.

In einer besonderen Untersuchung wurden die Gesamtkosten für jeden Knoten und für eine Tonne Konstruktion ermittelt. In den Kosten sind enthalten:

- Ausgaben für Berechnung, Zeichnungen usw.,
- Material (einschließlich Schrauben, Nieten und Schweißgut),
- Werklöhne,
- Baustellenlöhne,
- Unkosten,
- Fracht (300 km).

Sie werden aus Gründen der Einfachheit und Zweckmäßigkeit in Verhältniszahlen wiedergegeben.

Die Gesamtkosten betragen, wenn sie für

- Knoten 1 = 100 gesetzt werden, für
- " 2 = 84,
- " 3 = 115,
- " 4 = 94.

Dividiert man diese Werte durch die Gesamtgewichte der einzelnen Knoten, so ergeben sich für eine Tonne Konstruktion folgende Werte:

- Knoten 1 = 46,3 ($\pm 0\%$),
- " 2 = 51,5 (+ 11%),
- " 3 = 46,8 (+ 1%),
- " 4 = 45,4 ($- 2\%$).

Aus den Zahlen ergibt sich, daß z. B. für Knoten 2 die Gesamtkosten 16% geringer sind als für Knoten 1, während der Preis für eine Tonne Konstruktion 11% höher liegt.

Trotz des höheren Einheitspreises ist wegen des geringeren Gewichtes der Knoten 2 der billigste. Das geringe Gewicht ist aber nur zu erreichen, wenn genügende Trägerhöhe (s. Tafel 1) zur Verfügung steht. Der Vorschlag bleibt die günstigste Lösung, wenn die Verhältnisse beim Entwurf ohne Nachteil hohe Unterzüge gestatten. Dies wird nur selten der Fall sein, meist wird die berechnete Forderung des Bauausführenden nach möglichst geringer Deckenhöhe und bester Raumausnutzung maßgebend sein, da mit größerer Deckenhöhe auch die Gebäudehöhe und damit die Baukosten wachsen. Betrachtet man von diesem Gesichtspunkt die Vergleichszahlen, so scheidet der Knoten 1 ebenfalls wegen noch zu großer erforderlicher Deckenhöhe aus. Auch die Mehrkosten des Knoten 3 gegenüber Knoten 4 wird man wegen der geringen Ersparnis von 2 bis 3 cm an Deckenhöhe kaum in Kauf nehmen. Es ergibt sich daher, daß die Ausführung des Knoten 4 die zweckmäßigste und billigste ist. Konstruktiv hat sie noch den Vorteil, daß die bei den Knoten 1, 2 und 3 über den Pfosten nach außen vorspringenden Ecken fortfallen und die schmale Stütze in der Wand größte Ausnutzung der Fensterflächen gestattet und die kleinste Ummantelung als Feuerschutz nötig hat.

Verschiedenes.

Erste geschweißte Bogenbrücke. In der Nähe von Pilsen in der Tschechoslowakei wird über die Radbuza eine Straßenbrücke gebaut, die dadurch bemerkenswert ist, daß hier zum ersten Male bei einer stählernen Bogenbrücke die Schweißung angewandt wurde. Die Brücke, eine Zweigelenk-Bogenbrücke mit Fahrbahn oben, besitzt zwei Hauptträger von I-Querschnitt mit 50,6 m Stützweite, die zusammen 50 t wiegen; das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 116 t. Die Herstellung der zusammengesetzten Profile und die Verbindung der Einzelteile erfolgte sowohl in der Werkstätte als auch auf der Baustelle ausschließlich durch Schweißen.

Die Brücke wird geliefert und aufgestellt von der A.-G. vorm. Skoda-werke in Pilsen, auf deren Werkgelände sich auch eine geschweißte Fachwerk-Straßenbrücke befindet, die im Stahlbau 1932, Heft 18, beschrieben ist. Die neue Brücke wird in der Tschechoslowakei die erste geschweißte Straßenbrücke sein, die dem öffentlichen Verkehr dient. Sie steht knapp vor ihrer Vollendung. W.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Der Aufsatz von Professor Dr.-Ing. Pohl: „Näherungslösungen für besondere Fälle von Knickbelastung“ in Heft 18 vom 1. September 1933 des „Stahlbau“ bringt in dankenswerter Weise für eine Reihe von praktisch wichtigen Knickfällen gute Näherungslösungen, die für *P* einen geschlossenen Formel Ausdruck ergeben, und führt daneben auch den Ansatz für die exakte Ermittlung der Knicklast *P* innerhalb des elastischen Bereiches an. Dieser Ansatz hat allerdings in den meisten Fällen den Nachteil, daß die Knicklast daraus nicht in geschlossener Form abgeleitet werden kann. In einem im „Eisenbau“ 1915, Heft 10, S. 241 ff. erschienenen Aufsatz hat der Unterzeichnete für einen dieser Fälle, nämlich den eines an den Enden gestützten Knickstabes mit verstärktem Mittelstück bzw.

mit verschwächten Stabenden, eine Tabelle aufgestellt, die aus der exakten Gleichung durch Proberechnungen ermittelt war, was mit ziemlich guter Genauigkeit möglich ist. Es dürfte von Interesse sein, die gefundenen Lösungen zahlenmäßig miteinander zu vergleichen. Es werden deshalb nachstehend zwei Spalten der Tabellen, die in den Vordersätzen übereinstimmen, nämlich die Werte μ für die Reihen $\alpha = 2,0$ und $\alpha = 3,0$, gegenübergestellt.

μ	$\alpha = 2,0$		$\alpha = 3,0$	
	Hoening	Pohl	Hoening	Pohl
0,05	0,9982	0,998	0,9965	0,995
0,10	0,9869	0,983	0,9732	0,967
0,15	0,9573	0,949	0,9144	0,904
0,20	0,9050	0,896	0,8199	0,812
0,25	0,8372	0,828	0,7112	0,707
0,30	0,7614	0,754	0,6073	0,605
0,35	0,6859	0,680	0,5174	0,515
0,40	0,6159	0,612	0,4430	0,441
0,45	0,5543	0,551	0,3827	0,381
0,50	0,5000	0,500	0,3333	0,333

Der Vergleich zeigt, daß die Annäherung von Pohl befriedigend ist und auf der sicheren Seite liegt.

Praktisch wird allerdings meist das Knicken im unelastischen Bereich in Frage kommen, und in diesem können die Herabminderungszahlen nicht ohne weiteres gleich den oben ermittelten gesetzt werden, weil dabei zuerst an den Übergangsstellen eine Überlastung des kleineren Querschnittes eintreten würde. Es wäre erwünscht, durch eine Sonderuntersuchung einmal festzustellen, ob und wann praktisch etwa bei Druckstäben in Fachwerken eine Verschwächung der Stabenden zulässig und wirtschaftlich ist, und wie groß hierbei die Herabminderungsfaktoren für die Knicklast sind. Dr.-Ing. K. Hoening.

Erwiderung.

Die Zuschrift von Herrn Dr. Hoening erinnert an seine Arbeit über die Knicklast des Stabes mit verstärktem Mittelstück (Fall III meines Aufsatzes, S. 140), die mir nicht mehr in Erinnerung war. Herr Hoening hat sich darin der großen Mühe unterzogen, die Abminderungszahl μ in der Formel für die Knicksicherheit

$$\nu = \frac{P_E}{P} \cdot \mu$$

aus der richtigen Knickgleichung

$$\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta = \frac{k_1}{k} = \sqrt{\frac{J_1}{J}}$$

zu berechnen. In meiner Abhandlung bedeuten die Buchstaben

$$k = \sqrt{\frac{EJ}{P}} \quad k_1 = \sqrt{\frac{EJ_1}{P}} \quad \alpha = \frac{a}{k} \quad \beta = \frac{b}{k_1}$$

(in dem Aufsatz heißt es versehentlich $\beta = \frac{b}{k}$).

Die Näherungsrechnung ergab mit

$$\frac{a}{l} = \varphi \quad \frac{J_1}{J} = x$$

die Knicksicherheit ν aus dem Vergleich der Flächeninhalte F_1 und F_2 der ersten und zweiten Biegungslinie

$$\nu = \frac{F_1}{F_2} = \frac{10 EJ_1}{P l^2} \cdot \mu,$$

worin

$$\mu = \frac{1}{1 + (x-1)2\varphi^3(10-15\varphi+6\varphi^2)}$$

Die Übereinstimmung der Werte μ mit den genaueren von Herrn Hoening ist recht befriedigend.

Mit Recht betont Herr Hoening die größere praktische Bedeutung des Knickens im unelastischen Bereich. In seinem Aufsatz hat er einen durchaus einleuchtenden Weg angegeben, die Rechnung der Tetmajerschen Knickformel anzupassen. Heutzutage käme eher die Rechnung nach dem ω -Verfahren in Betracht. Da die vorliegende Aufgabe besonders für die Verstärkung von Druckstäben eine erhebliche Bedeutung hat, möchte ich nachstehenden Vorschlag machen.

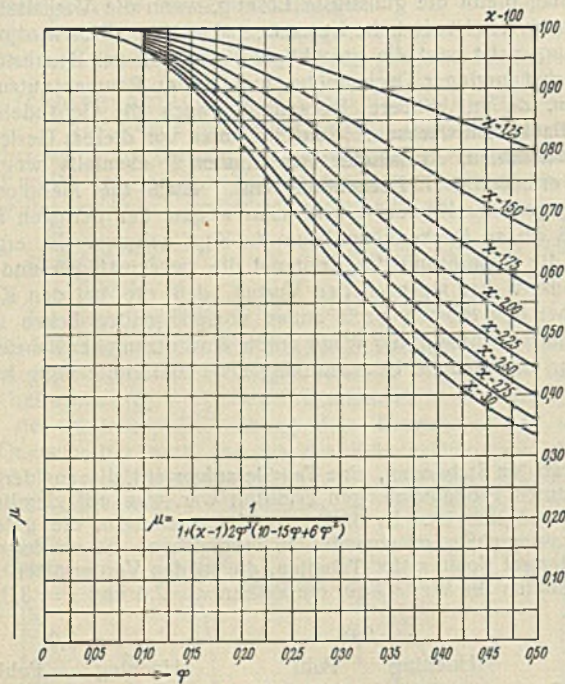


Abb. 2.

Im elastischen Bereich ist die Eulersche Knicklast des unverstärkten Stabes

$$P_{E0} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2},$$

für einen Stab mit dem Trägheitsmoment J_1 in ganzer Länge gilt

$$P_{E1} = \frac{\pi^2 EJ_1}{l^2}.$$

Die Knicklast des teilweise verstärkten Stabes beträgt

$$P_E = P_{E1} \cdot \mu.$$

Abb. 2 zeigt die Kurventafel für die Werte μ .

Der Anfangspunkt einer Kurve ($\varphi = 0$) bezieht sich auf den in ganzer Länge verstärkten Stab, $a = 0$, $\mu = 1$; der Endpunkt für $\varphi = 0,5$ gilt für den Stab, bei dem das Mittelstück $2b$ bis auf Null zusammengeschrunpft ist und liegt bei $\mu = \frac{1}{x} = \frac{J}{J_1}$, so daß

$$P_E = \frac{\pi^2 EJ_1}{l^2} \cdot \mu = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = P_{E0}$$

herauskommt. Die zulässige Belastung für St 37 und $\sigma_{zul} = 1400$ beträgt dann $P_{zul} = P_E : 3,5$, die zulässigen Belastungen der beiden Grenzfälle verhalten sich wie

$$\frac{P_{1zul}}{P_{0zul}} = \frac{P_{E1}}{P_{E0}} = \frac{J_1}{J} = x.$$

Im unelastischen Bereich ist

$$\sigma_{d zul} = 1400 - 0,0808 l^2 = \sigma_{zul} : \omega.$$

Ist sowohl $\lambda_1 = l : \sqrt{\frac{J_1}{F_1}}$ wie $\lambda = l : \sqrt{\frac{J}{F}} < 100$,

so verhalten sich die zulässigen Belastungen der beiden Grenzfälle

$$\frac{P_{1zul}}{P_{0zul}} = \frac{1400 - 0,0808 \left(\frac{1}{\sqrt{J_1 : F_1}} \right)^2 F_1}{1400 - 0,0808 \left(\frac{1}{\sqrt{J : F}} \right)^2 F} = \frac{F_1 \cdot \sigma_{zul}}{F \cdot \sigma_{zul}}$$

Der Vorschlag geht nun dahin, für die Zwischenwerte P_{zul} bei teilweiser Verstärkung einen Abfall von P_1 auf P_0 anzunehmen, der genau so verläuft, wie die entsprechende μ -Kurve im elastischen Bereich. Nur darf man nicht diejenige μ -Kurve wählen, welche die Werte $\mu_1 = 1$ und $\mu_0 = 1 : x$ verbindet, deren Endordinaten sich also wie $\frac{1}{1 : x} = x = \frac{J_1}{J}$ verhalten,

sondern diejenige, für welche $\frac{\mu_1}{\mu_0} = \frac{P_{1zul}}{P_{0zul}}$ ist.

Mit anderen Worten, man ersetzt in der Formel für μ den Faktor $x = \frac{J_1}{J}$ durch $x' = \frac{P_{1zul}}{P_{0zul}}$ und rechnet wie bisher. Die Willkür dieser Annahme dürfte nicht größer sein als die, welche bei der Festlegung der Kurve für $\sigma_{d zul}$ nach den amtlichen Bestimmungen gewaltet hat.

Bleibt einer der beiden Werte λ_0 im elastischen Bereich, so ist P_{0zul} aus $\sigma_{d zul} = \frac{\sigma_k}{3,5} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2 F 3,5} = \frac{\pi^2 E}{l^2 3,5}$ zu berechnen, mit den Zahlen für π und E wird dies

$$\sigma_{d zul} = \frac{20\,726\,000}{3,5 l^2}$$

1. Beispiel.



Zwei $\square 20$, im Mittelstück durch zwei Flacheisen $150 \cdot 12$ verstärkt. Die Frage nach der Wirtschaftlichkeit der Verstärkung soll hier nicht erörtert werden.

Abb. 3. $F = 64,4 \text{ cm}^2 \quad J = 3820 \text{ cm}^4 \quad i = 7,70 \text{ cm}$
 $F_1 = 100,4 \text{ cm}^2 \quad J_1 = 4496 \text{ cm}^4 \quad i_1 = 6,70 \text{ cm}.$

Für $l = 5 \text{ m}$ wird

$$\lambda = 65,0 \quad \omega = 1,325 \quad P_{0zul} = 64,4 \cdot \frac{1,400}{1,325} = 68 \text{ t}$$

$$\lambda_1 = 74,6 \quad \omega_1 = 1,476 \quad P_{1zul} = 100,4 \cdot \frac{1,400}{1,476} = 95 \text{ t}$$

$$x' = 95 : 68 = 1,40.$$

Die Länge der Verstärkung sei 3 m , dann ist

$$a = 1 \text{ m} \quad \varphi = a : l = 0,20 \quad u = 0,972 - 0,027 \cdot \frac{0,15}{0,25} = 0,956$$

$$P_{zul} = 95 \cdot 0,956 = 91 \text{ t}.$$



Das größte erreichbare Maß der Verstärkung ist durch die Tragfähigkeit der Stabenden $P_{zul} = 64,4 \cdot 1,4 = 90 \text{ t}$ begrenzt.

2. Beispiel.

2 $\square 26$, verstärkt durch 4 L $100 \cdot 65 \cdot 11$.
 $F = 96,6 \text{ cm}^2 \quad J = 9\,640 \text{ cm}^4 \quad i = 9,99 \text{ cm}$
 $F_1 = 165,0 \text{ cm}^2 \quad J_1 = 20\,428 \text{ cm}^4 \quad i_1 = 11,13 \text{ cm}.$
 $l = 10,5 \text{ m} \quad \lambda = 105 \quad \lambda_1 = 94 \quad \omega_1 = 2,072.$

$$\sigma_{0zul} = \frac{20\,726\,000}{105^2 \cdot 3,5} = 537 \quad P_{0zul} = 96,6 \cdot 0,537 = 52 \text{ t}$$

$$\sigma_{1zul} = 1400 - 0,0808 \cdot 94^2 = 685 \quad P_{1zul} = 165 \cdot 685 = 113 \text{ t}$$

entspricht $F \sigma_{d zul}$ $x' = P_1 : P_0 = 2,17$.

Länge der Verstärkung = 5 m , $a = 2,75 \text{ m}$, $\varphi = 0,262$.

$$\mu = \frac{1}{1 + 1,17 \cdot 2 \cdot 0,0180 \cdot 6,48} = \frac{1}{1,273} = 0,786.$$

$$P_{zul} = 113 \cdot 0,786 = 88 \text{ t}.$$

Handelt es sich um die Verstärkung von Füllungsstäben eines Fachwerks, so dürfen die Werte P_{zul} natürlich nicht diejenigen Zahlen übersteigen, die durch den vorhandenen Nietanschluß gegeben sind. Pohl.

INHALT: Kritik an Prüfverfahren für Schweißverbindungen. — Studie zur konstruktiven und wirtschaftlichen Gestaltung von Stelfknoten. (Schluß). — Verschiedenes: Erste geschweißte Bogenbrücke. — Zuschrift an die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.