

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

12. Jahrgang	Ausgegeben zu Düsseldorf am 22. Mai 1959	Nummer 52
--------------	--	-----------

Inhalt

(Schriftliche Mitteilung der veröffentlichten RdErl. erfolgt nicht)

A. Landesregierung.

B. Ministerpräsident — Staatskanzlei —.

C. Innenminister.

D. Finanzminister.

E. Minister für Wirtschaft und Verkehr.

F. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten.

G. Arbeits- und Sozialminister.

H. Kultusminister.

J. Minister für Wiederaufbau.

II A. Bauaufsicht:

RdErl. 20. 4. 1959, Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 4114 — Stahlbau; Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung). S. 1093.

K. Justizminister.

J. Minister für Wiederaufbau

II A. Bauaufsicht

Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 4114 — Stahlbau; Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung)

RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 20. 4. 1959 — II A 4 — 2.741 Nr. 10:59

Mit RdErl. v. 14. 11. 1952 — II A 2.260 Nr. 3000:52 — (MBI. NW. S. 1715) habe ich das Normblatt DIN 4114 Bl. 1 (Ausgabe Juli 1952) bauaufsichtlich eingeführt und die Bauaufsichtsbehörden auf das Normblatt DIN 4114 Bl. 2 (Ausgabe Juli 1952) hingewiesen. Inzwischen sind beide Normblätter ergänzt und berichtigt und als Ausgabe Juli 1952 × bzw. Februar 1953 × neu herausgegeben worden. Außerdem sind neue Knickzahlen ω für Rohrquerschnitte errechnet worden, die eine Ergänzung der Tafeln 1 und 2 DIN 4114 Bl. 1 darstellen.

1 Das Normblatt

DIN 4114 Blatt 1 (Ausgabe Juli 1952 ×) — Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Vorschriften — Anlage 2

und die Ergänzung in Nr. 1.2 dieses RdErl. werden unter Bezugnahme auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300:52 — (MBI. NW. S. 801) mit sofortiger Wirkung für das Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt und hiermit auf Grund der ordnungsbehördlichen Verordnung über die Feuersicherheit und Standesicherheit baulicher Anlagen v. 27. Februar 1942 (Gesetzsamml. S. 15) in Verbindung mit Nr. 1.3 meines vorgenannten RdErl. bekanntgemacht.

Die „Kreuzausgabe“ Juli 1952 des Normblattes DIN 4114 Bl. 1 ersetzt die Ausgabe Juli 1952 des gleichen Normblattes, die ich mit RdErl. v. 14. 11. 1952 (MBI. NW. S. 1715) bauaufsichtlich eingeführt und bekanntgemacht habe.

1.1 Die Bestimmungen des Normblattes DIN 4114 Blatt 1 (Ausgabe Juli 1952) sind bei Aufstellung der Standsicherheitsnachweise von Stahlbauten und Stahlbauteilen aller Art gegen Knicken, Kippen und Beulen zugrunde zu legen; sie treten insoweit an die Stelle von Bestimmungen in bauaufsichtlich eingeführten Normblättern und zwar in

DIN 120 Blatt 1 (Ausgabe November 1936)

— Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen — an Stelle von

§ 17 Druckstäbe und

§ 18 Abstützung der Druckstäbe gegen seitliches Ausweichen,

DIN 1073 (Ausgabe Januar 1941)

— Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken — an Stelle von

§ 10 Druckstäbe einschließlich der Änderung des § 10 Abs. 4 „Mehnteilige Druckstäbe“ vom April 1942 und

§ 11 Oben offene Brücken und Abstützung von Druckstäben,

DIN 4115 (Ausgabe August 1950)

— Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau —

Abschnitt 4.31: Für die Bemessung der Druckstäbe tritt DIN 4114 Blatt 1 an Stelle von DIN 1050.

Abschnitt 4.32 und 4.33: Der hier verlangte Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Beulen, Drehknicken und sonstigen Instabilitäten ist, soweit das auf rechnerischem Wege möglich ist, nach DIN 4114 zu führen.

Stahlbau Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen Vorschriften	DIN 4114 Blatt 1
--	---

Inhalt

1 Allgemeines

2 Geltungsbereich

Knickung der Druckstäbe

3 Grundsätzliches

Gerade, planmäßig mittig gedrückte Stäbe

4 Allgemeines

5 Höchstzulässiger Schlankheitsgrad

6 Knicklänge

7 Einteilige Druckstäbe von gleichbleibendem Querschnitt

8 Mehrteilige Druckstäbe von gleichbleibendem Querschnitt

9 Dünnwandige Teile von Druckstäben

Gerade, planmäßig außermittig gedrückte Stäbe; Beanspruchung auf Druck und Biegung

10 Gerade, planmäßig außermittig gedrückte Stäbe von gleichbleibendem Querschnitt

Druckgurte und Druckstäbe mit federnder Querstützung einschließlich Hilfsstäbe zum Abstützen von Druckstäben

11 Allgemeines

12 Näherungsverfahren

Bogenträger

13 Knickung symmetrischer Bogenträger

Rahmen

14 Knicklänge der Stiele freistehender Rechteckrahmen

Kippung der Träger

15 Kippsicherheit von Trägern mit I-Querschnitt

Beulung der Stegbleche vollwandiger Träger

16 Allgemeines

17 Nachweis der erforderlichen Beulsicherheit

18 Aussteifung von Stegblechen

1 Allgemeines

Es ist besonders sorgfältig zu untersuchen, ob in Stahltragwerken oder Teilen von Stahltragwerken instabile Gleichgewichtszustände auftreten können. Die Stabilität des Gleichgewichtes eines Stahltragwerkes muß nicht nur im fertigen Zustand, sondern auch in jedem Bau- und Umbauzustand gesichert sein. Ein wichtiges Mittel zur Sicherstellung der Stabilität sind die Verbände. Sie sind so auszubilden, daß sie die einzelnen Bauteile und das ganze Tragwerk am seitlichen Ausweichen hindern und auf diese Weise eine hinreichend hohe Lage der Stabilitätsgrenze gewährleisten.

2 Geltungsbereich

Die Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau (Knickung, Kippung, Beulung) DIN 4114 gelten im Rahmen der folgenden Bestimmungen:

- a) DIN 1050 Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchbildung
- b) DIN 4100 Geschweißte Stahlhochbauten; Berechnung und bauliche Durchbildung

x Oktober 1955:
Berichtigung im Abschnitt 17.1

- c) DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken
- d) DIN 4101 Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken
- e) DIN 120 Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen
- f) DIN 4111 Stählerne Bohrtürme für Tiefbohrungen, stählerne Fördertürme für Erdölgewinnung
- g) DIN 4112 Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten
- h) DIN 4115 Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau
- i) Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)
- k) Deutsche Bundesbahn, Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken
- l) Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen (VDE 0210)
- m) Berechnungsgrundlagen für Abraumförderbrücken
- n) Berechnungsgrundlagen für Fördergerüste.

Knickung der Druckstäbe

3 Grundsätzliches

Im allgemeinen Fall des gedrückten Stabes, bei dem Schwerachse $\{S\}$, Schubmittelpunktschse $\{M\}$ und Lastwirkungslinie $\{P\}$ nicht zusammenfallen (vgl. Bild 1), tritt beim seitlichen Ausweichen des Stabes sowohl eine Verbiegung als auch eine Verdrehung ein, wobei im allgemeinen die Verbindungslinie der Drillruhepunkte $\{D\}$ mit keiner der genannten drei Linien zusammenfällt und bei geeigneten Randbedingungen an den Stabenden auch eine Kurve sein kann. Diese Art des Ausweichens wird mit **Biegedrillknickung** bezeichnet. Je nach Lage des Lastangriffspunktes und Form des Querschnittes ergeben sich als Sonderfälle die **Biegeknickung** mit ausschließlicher Verbiegung des Stabes um eine Hauptachse (gekennzeichnet im elastischen Bereich durch die Euler-Formeln) und die **Drillknickung** mit ausschließlicher Verdrehung des Stabes um die dann mit der Schubmittelpunktschse $\{M\}$ und der Lastwirkungslinie $\{P\}$ zusammenfallende Schwerachse $\{S\}$. Hierzu geben die Richtlinien Ri 3 weitere Erläuterungen.

S = Schwerpunkt
 P = Lastangriff
 M = Schubmittelpunkt
 D = Drillruhepunkt

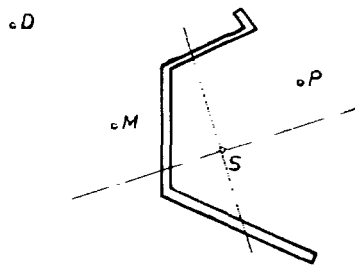


Bild 1

Gerade, planmäßig mittig gedrückte Stäbe

4 Allgemeines

Als gerade, mittig gedrückte Stäbe gelten nur die, die nach dem Bau-Entwurf als solche angegeben sind. Stäbe, deren Druckkraft außermittig an einem planmäßig bekannten Hebel angreift oder deren Achse schon im lastfreien Zustand eine Krümmung von planmäßig festgelegter Größe hat, oder Stäbe, die außer der Druckkraft noch Querlasten oder Kräftepaare zu tragen haben, sind nach Abschnitt 10 zu berechnen. Bei waagrecht oder schräg liegenden Druckstäben, deren auf die waagerechte Ebene projizierte Netzlänge mehr als 6,00 m beträgt, ist die Wirkung des Eigengewichtes nach Abschnitt 10.05 zu berücksichtigen.

5 Höchstzulässiger Schlankheitsgrad

Der Schlankheitsgrad λ der Druckstäbe (Abschnitt 7) darf nicht größer als 250 sein. Insonderheit gilt folgendes: Im Brückenbau (ausschließlich der Abraumförderbrücken) darf der Schlankheitsgrad der Druckstäbe den Wert $\lambda = 150$ nicht überschreiten; Füllstäbe von Verbänden, die nur durch Zusatzkräfte belastet werden, oder Hilfsstäbe, die gedrückte Gurte nur gegen das Ausknicken sichern (Abschnitt 12.4), dürfen jedoch Schlankheitsgrade bis 200 aufweisen. Bei mehrteiligen Druckstäben ist hier der ideelle Schlankheitsgrad (Abschnitt 8) einzuführen. Für Gittermaste von Starkstromfreileitungen entfällt die Begrenzung der Schlankheit.

6 Knicklänge

6.1 Allgemeines

6.11 Die Bemessung von Druckstäben mit gleichbleibender Querschnittsfläche F , jedoch mit beliebiger Lagerung oder veränderlichen Normalkräften oder mit Druckkräften, die ihre Richtung während des Ausknickens nicht beibehalten, darf zurückgeführt werden auf das Verfahren des Abschnittes 7 zur Bemessung von Stäben mit gelenkiger Lagerung und an den Enden angreifenden richtungstreuen Druckkräften. Es ist dazu als wirksame Knicklänge eine gedachte Länge $s_K = \beta \cdot s$ einzuführen, worin s die Netzlänge des Stabes bedeutet. In der Regel wird vorausgesetzt, daß die beiden Enden des Stabes durch Verbände, Scheiben, Zugglieder oder nach Abschnitt 12 gegen seitliches Ausweichen gesichert sind. Hierbei ist die Wirkung einer Einspannung und Verhinderung der Querschnittsverwölbung unberücksichtigt zu lassen, wenn von den im weiteren angeführten Ausnahmefällen abgesehen und kein genauere, auch das Verhalten der einspannenden Stäbe (also der gesamten Stabverbindung) berücksichtigender Nachweis erbracht wird. Die Stabenden sind demnach als gelenkig festgehalten anzusehen, und die Knicklänge s_K ist der Netzlänge s gleichzusetzen. Ist die Voraussetzung unverschieblich festgehaltener Stabenden nicht erfüllt, so kann die Knicklänge s_K erheblich größer als die Netzlänge s sein ($\beta > 1$).

6.12 Beim Anschluß von Hilfsstäben, die einen Druckstab gegen das seitliche Ausknicken sichern sollen, ist darauf zu achten, daß auch die abstehenden Teile (Flanschen) des Druckstabes gegen das seitliche Ausweichen gesichert sind.

6.2 Gurtstäbe von Fachwerken und Endstreben von Trapezträgern

6.21 Für das Ausknicken in der Fachwerkebene gilt $s_K = s$.

6.22 Für das Ausknicken rechtwinklig zur Fachwerkebene gelten folgende Festsetzungen: Sind die Knotenpunkte seitlich unverschieblich festgehalten, so ist $s_K = s$.

Sind die Knotenpunkte nur federnd quergestützt, so gelten die Vorschriften des Abschnittes 11 und 12.

Sind die Knotenpunkte a und b in beiden Fachwerkebenen seitlich unverschieblich festgehalten, wirken aber in den beiden Hälften der Stablänge verschiedene große Druckkräfte S_1 und $S_2 < S_1$ (Bild 2), so ist der Stab mit der Druckkraft S_1 und der Knicklänge $s_K = s \cdot (0,75 + 0,25 \cdot S_2/S_1)$ zu berechnen.

6.3 Streben und Pfosten von Fachwerken

6.31 Für das Ausknicken in der Fachwerkebene und das Drillknicken gilt für s_K der Abstand s , der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der Anschlußnietgruppen oder Schweißanschlüsse an den beiden Stabenden. Wird der Stab von einem anderen Stab gekreuzt, so darf der Kreuzungspunkt in der Fachwerkebene als unverschieblich angesehen werden, wenn die sich kreuzenden Stäbe durch mindestens ein Viertel der zum Anschluß des gedrückten Stabes erforderlichen Niete oder eine nach den Vorschriften gleichwertige Schweißverbindung miteinander verbunden sind.

6.32 Für das Ausknicken rechtwinklig zur Fachwerkebene gelten die folgenden Festsetzungen: Ist der Stab an den beiden Enden unverschieblich festgehalten, so gilt $s_K = s$. Bildet er zusammen mit einem Querträger oder einem Querriegel einen biegesteifen,

nicht querverschieblichen Rahmen (Bild 3a), so darf $s_K = 0,8 \cdot s$ gesetzt werden. Gehört der Fachwerkstab einem geschlossenen, nicht querverschieblichen biegesteifen Rahmen an (Bild 3b), so darf $s_K = 0,7 \cdot s$ gesetzt werden. Für querverschiebliche Rahmen gilt der Abschnitt 14.

6.33 Besteht der Stab aus einem einzelnen Winkelstahl, so ist die in 10.08 angegebene Vorschrift zu beachten.

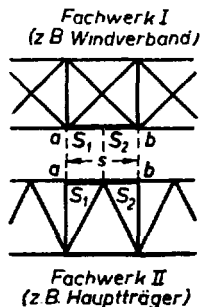


Bild 2

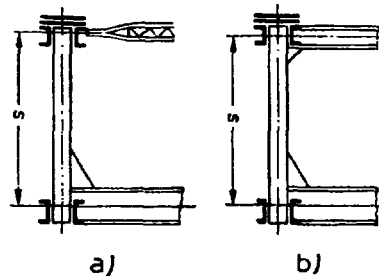


Bild 3

ebene gesichert sind. Werden Stahlstützen in mehr als $\frac{1}{2}$ -Stein dicke Wände eingemauert, so müssen sie in der Wandebene zumindest für die Länge knicksicher ausgebildet werden, die der Tür- oder Fensterhöhe des betreffenden Gebäudes entspricht. Bei Stützen in ausgemauerten Wänden von mehrgeschossigen Stahlskelettbauten darf die Querstützung durch die Ausmauerung bei der Bestimmung der wirksamen Knicklänge nicht berücksichtigt werden.

6.43 Nach DIN 1050 (Stahl im Hochbau, Berechnung und bauliche Durchbildung) dürfen bei durchgehenden Geschoßstützen, die nur auf Druck beansprucht werden und deren Stöße in den äußeren Viertelteilen der Knicklänge angeordnet sind, die Verlasungen und Nietanschlüsse der Stöße für die halbe Stützenlast bemessen werden, wenn die Endquerschnitte winkelmäßig gefräst oder gehobelt sind und fugenlos aufeinander liegen. Am Kopf und Fuß der nur auf Druck beanspruchten Stützen brauchen bei winkelmäßiger Fräsung der Endquerschnitte und bei Anordnung ausreichend dicker Auflagerplatten die Niete der Anschlußteile (Schaffbleche, Winkel u. dgl.) nur für ein Viertel der Stützenlast bemessen zu werden.

7 Einteilige Druckstäbe von gleichbleibendem Querschnitt

7.1 Bei einteiligen Druckstäben muß

$$\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein. Hierbei bedeutet

S den Absolutwert der größten im Stab auftretenden Druckkraft in kg, berechnet unter Berücksichtigung der Vorschriften über die Schwingbeiwerte γ (DIN 1073; DIN 1055, Blatt 3; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) und die Ausgleichszahlen γ (DIN 120), jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ .

6.4 Geschoßstützen

6.41 Stehen die Stützen in mehreren Stockwerken übereinander und werden ihre Enden unverrückbar festgehalten, so darf die Geschoßhöhe als Knicklänge zugrunde gelegt werden. Beim untersten Geschoß ist die Knicklänge vom Stützenfuß aus zu messen.

6.42 Eingemauerte, ein geschossige Stützen in $\frac{1}{2}$ -Stein dicken Stahlfachwerkwänden müssen auch auf Knickung in der Wandebene berechnet werden, und zwar mindestens mit einer Knicklänge gleich dem Abstand der an die Stützen angeschlossenen Riegel, die durch Verbände dauernd gegen Verschiebungen in der Wand-

Tafel 1 der Knickzahlen ω für St 33 und St 37

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,81	120
130	2,85	2,90	2,94	2,99	3,03	3,08	3,12	3,17	3,22	3,26	130
140	3,31	3,36	3,41	3,45	3,50	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	140
150	3,80	3,85	3,90	3,95	4,00	4,06	4,11	4,16	4,22	4,27	150
160	4,32	4,38	4,43	4,49	4,54	4,60	4,65	4,71	4,77	4,82	160
170	4,88	4,94	5,00	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	170
180	5,47	5,53	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84	5,91	5,97	6,03	180
190	6,10	6,16	6,23	6,29	6,36	6,42	6,49	6,55	6,62	6,69	190
200	6,75	6,82	6,89	6,96	7,03	7,10	7,17	7,24	7,31	7,38	200
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,73	7,81	7,88	7,95	8,03	8,10	210
220	8,17	8,25	8,32	8,40	8,47	8,55	8,63	8,70	8,78	8,86	220
230	8,93	9,01	9,09	9,17	9,25	9,33	9,41	9,49	9,57	9,65	230
240	9,73	9,81	9,89	9,97	10,05	10,14	10,22	10,30	10,39	10,47	240
250	10,55										

Zwischenwerte brauchen nicht eingeschaltet zu werden.

Tafel 2 der Knickzahlen ω für St 52

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	20
30	1,11	1,12	1,12	1,13	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,18	30
40	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	40
50	1,28	1,30	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	50
60	1,41	1,43	1,44	1,46	1,48	1,49	1,51	1,53	1,54	1,56	60
70	1,58	1,60	1,62	1,64	1,66	1,68	1,70	1,72	1,74	1,77	70
80	1,79	1,81	1,83	1,86	1,88	1,91	1,93	1,95	1,98	2,01	80
90	2,05	2,10	2,14	2,19	2,24	2,29	2,33	2,38	2,43	2,48	90
100	2,53	2,58	2,64	2,69	2,74	2,79	2,85	2,90	2,95	3,01	100
110	3,06	3,12	3,18	3,23	3,29	3,35	3,41	3,47	3,53	3,59	110
120	3,65	3,71	3,77	3,83	3,89	3,96	4,02	4,09	4,15	4,22	120
130	4,28	4,35	4,41	4,48	4,55	4,62	4,69	4,75	4,82	4,89	130
140	4,96	5,04	5,11	5,18	5,25	5,33	5,40	5,47	5,55	5,62	140
150	5,70	5,78	5,85	5,93	6,01	6,09	6,16	6,24	6,32	6,40	150
160	6,48	6,57	6,65	6,73	6,81	6,90	6,98	7,06	7,15	7,23	160
170	7,32	7,41	7,49	7,58	7,67	7,76	7,85	7,94	8,03	8,12	170
180	8,21	8,30	8,39	8,48	8,58	8,67	8,76	8,86	8,95	9,05	180
190	9,14	9,24	9,34	9,44	9,53	9,63	9,73	9,83	9,93	10,03	190
200	10,13	10,23	10,34	10,44	10,54	10,65	10,75	10,85	10,96	11,06	200
210	11,17	11,28	11,38	11,49	11,60	11,71	11,82	11,93	12,04	12,15	210
220	12,26	12,37	12,48	12,60	12,71	12,82	12,94	13,05	13,17	13,28	220
230	13,40	13,52	13,63	13,75	13,87	13,99	14,11	14,23	14,35	14,47	230
240	14,59	14,71	14,83	14,96	15,08	15,20	15,33	15,45	15,58	15,71	240
250	15,83										

Zwischenwerte brauchen nicht eingeschaltet zu werden.

F die unverschwächte Querschnittsfläche des Stabes in cm^2

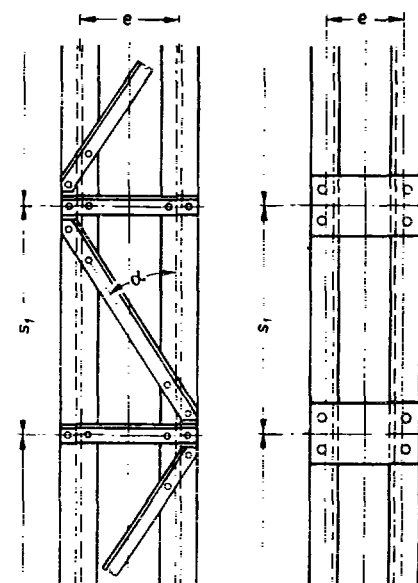
σ_{zul} die für den untersuchten Belastungsfall und die gewählte Baustahlsorte geltende zulässige Zugspannung in kg/cm^2 (z. B. nach DIN 1073; DIN 1050; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken)

ω die von der Baustahlsorte und dem Schlankheitsgrad λ abhängige, aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende Knickzahl

λ den Schlankheitsgrad des Stabes, d. i. der größere der beiden Verhältniswerte $\lambda_x = s_{Kx} \cdot i_x$, $\lambda_y = s_{Ky} \cdot i_y$, wobei s_{Kx} , s_{Ky} die Knicklängen (Abschnitt 6) des Stabes für das Ausknicken rechtwinklig zur Querschnittshauptachse $x-x$ bzw. $y-y$ und i_x , i_y die zugeordneten Hauptträgheitshalbmesser sind.

7.2 Stäbe mit geringem Drillwiderstand sind, falls erforderlich, auf Biegedrillknickung und Drillknickung (vgl. Abschnitt 3 und Richtlinien Ri 7.5) zu untersuchen.

7.3 Für Stäbe mit $\lambda < 20$ ist keine Knickuntersuchung durchzuführen. Also ist hier $\omega = 1$ zu setzen.



a) b)

8 Mehrteilige Druckstäbe von gleichbleibendem Querschnitt

8.1 Bezeichnungswiese

Es bedeutet

m die Zahl der gleichartig ausgebildeten, mit Hilfe eines Querverbandes zu einem Gesamtstab vereinigten Einzelstäbe (z. B. $m = 3$ in Bild 5e) oder Stabgruppen, die durch Einzelstäbe ersetzt werden dürfen (z. B. $m = 2$ in Bild 8c). Der Querverband kann ein Fachwerkverband („Gitterstab“, Bild 4a) oder ein Rahmenverband („Rahmenstab“, Bild 4b) sein

S den Absolutwert der größten auf den Gesamtstab einwirkenden Druckkraft [kg]

F den unverschwächten Querschnitt des Gesamtstabes [cm^2]

F_1 den unverschwächten Querschnitt eines Einzelstabes [cm^2]

$J_x = F \cdot i_x^2$ und $J_y = F \cdot i_y^2$ die Trägheitsmomente des Gesamtquerschnittes, bezogen auf die Hauptachsen $x-x$ bzw. $y-y$ [cm^4]; die Hauptachse $x-x$ wird als „Stoffachse“ bezeichnet, wenn sie alle Einzelstabquerschnitte durchschneidet

s_{Kx} und s_{Ky} die nach Abschnitt 6 zu bestimmenden Knicklängen des Gesamtstabes für ein Ausknicken rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ bzw. $y-y$ [cm]

$\lambda_x = s_{Kx}/i_x$ und $\lambda_y = s_{Ky}/i_y$ die zugehörigen Schlankheitsgrade des Gesamtstabes

$J_1 = F_1 \cdot i_1^2$ das auf die Achse 1-1 bezogene Trägheitsmoment des Einzelstabquerschnittes [cm⁴]; die Achse 1-1 ist die Minimumachse dieses Querschnittes (Bild 5 bis 8)

λ_1 Hilfsgröße, für die bei Rahmenstäben (Bild 4b)

$$\lambda_1 = \frac{s_1}{i_1}$$

und bei Gitterstäben (Bild 4a)

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{F}{z \cdot F_D} \cdot \frac{d^3}{s_1 \cdot e^2}}$$

einzuführen ist.

z Anzahl der in parallelen Ebenen nebeneinanderliegenden Querverbände

s_1 größte Feldweite des Stabes [cm] (Bild 4)

F_D unverschwächte Querschnittsfläche [cm²]; einer einzelnen Diagonale eines Gitterstabes (Bild 4a); bei Anordnung gekreuzter Diagonalen ist für F_D die Summe der Querschnittsflächen der beiden gekreuzten Diagonalen einzusetzen

d Netzlänge einer Diagonale [cm], eines Gitterstabes (Bild 4a)

n die Felderzahl

e den Abstand der Einzelstab-Achsen [cm].

8.2 Berechnung des Stabes

8.21 Stabgruppe I (Bild 5 und 6)

8.211 Mehrteilige Druckstäbe, die aus m Einzelstäben bestehen und deren Querschnitt eine Stoffachse $x-x$ hat (Bild 5 und 6), sind für das Ausknicken rechtwinklig zu dieser Stoffachse wie einteilige Druckstäbe zu berechnen. Es muß daher

$$\omega_x \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein, wobei ω_x die dem Schlankheitsgrad $\lambda_x = s_{Kx}/i_x$ zugeordnete Knickzahl (Tafel 1 oder 2) und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung (Abschnitt 7) bedeuten.

8.212 Für das Ausknicken rechtwinklig zur Querschnittshauptachse $y-y$ ist der Stab wie ein einteiliger Druckstab mit der ideellen Schlankheit

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$$

zu berechnen. Es muß daher

$$\omega_{yi} \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein, wobei ω_{yi} die der ideellen Schlankheit λ_{yi} zugeordnete, aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende Knickzahl und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung (Abschnitt 7) bedeuten.

8.213 Im Brücken- und Kranbau muß das Verhältnis $\frac{s_1}{i_1}$

der Bedingung $\frac{s_1}{i_1} \leq 1,2 \lambda_x$ genügen, braucht unter Beachtung von Abschnitt 8.34 jedoch nicht kleiner als 50 zu sein. Im Hochbau (einschließlich der Abraumförderbrücken) darf diese Bedingung in der Form $\frac{s_1}{i_1} \leq 1,2 \lambda_x \cdot \left(4 - 3 \frac{\omega_{yi} \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}}\right)$ geschrieben werden, wobei ω_{yi} und σ_{zul} die gleiche Bedeutung wie im Abschnitt 8.212 haben und wieder unter Berücksichtigung von Abschnitt 8.34 $\frac{s_1}{i_1} = 50$ gesetzt werden kann, wenn die Bedingung einen Wert $\frac{s_1}{i_1} < 50$ liefert.

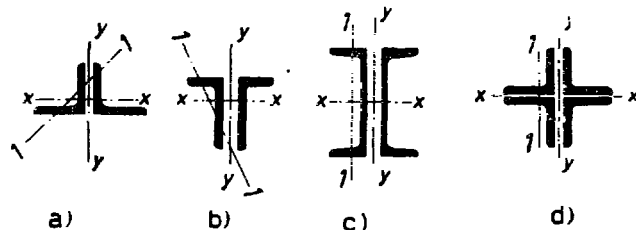


Bild 6

8.214 Wird bei zweiteiligen Druckstäben, bei denen der lichte Abstand der Einzelstäbe nicht oder nur wenig größer ist als die Dicke des Knotenbleches (Bild 6), zur Verbindung der Einzelstäbe ein durchgehendes Flachstahlfutter verwendet, so darf in Abschnitt 8.212 unmittelbar $\lambda_{yi} = \lambda_y$ gesetzt werden; dies gilt auch für

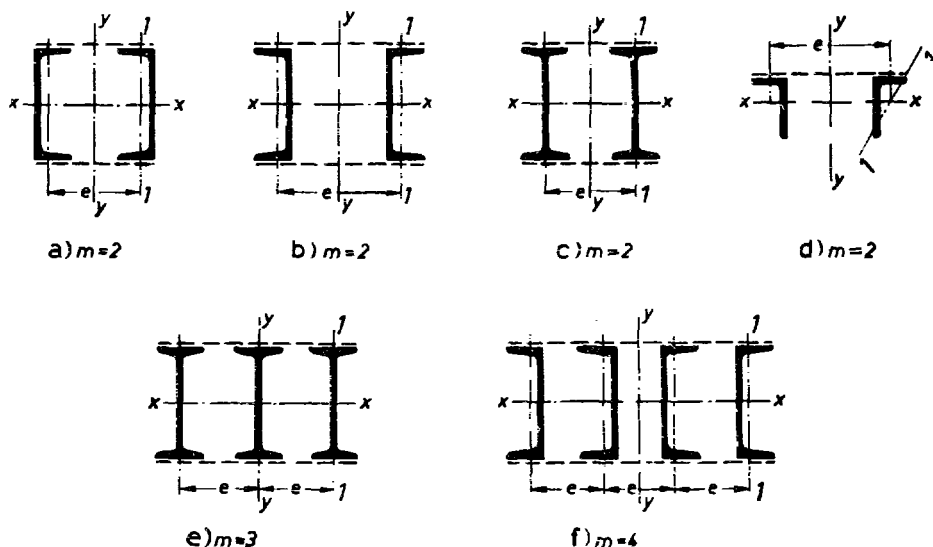


Bild 5

Stäbe mit Bindeblechen oder Flachstahl-Futterstücken, wenn diese Querverbindungen den Vorschriften Abschnitt 8.213 und Abschnitt 8.34 entsprechen und wenn ausnahmsweise zwischen den Orten der Querverbindungen unterfütterte Niete angeordnet werden, deren Abstand in Richtung der Stabachse nicht mehr als $15 i_1$ beträgt. Das Querschnittsträgheitsmoment eines durchgehenden Futterstabs darf in die Rechnung einbezogen werden; für die Querschnittsfläche gilt dies nur in jenen Fällen, in denen die (ohne Knickzahl berechnete) Stabspannung an der Anschlußstelle den Wert σ_{zul} nicht überschreitet oder in denen diese Überschreitung durch einen ausreichenden Anschluß des Futterstabs an das Knotenblech unwirksam gemacht wird.

8.22 Stabgruppe II (Bild 7)

8.221 Druckstäbe, die aus zwei übereck gestellten Winkelstählen bestehen (Bild 7a oder 7b), brauchen nur auf Knickung rechtwinklig zur Stoffachse $x-x$ berechnet zu werden. Es muß

$$\omega_x \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein, wobei ω_x die dem Schlankheitsgrad $\lambda_x = s_{Kx} i_x$ zugeordnete Knickzahl (Tafel 1 oder 2) und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung (Abschnitt 7) ist.

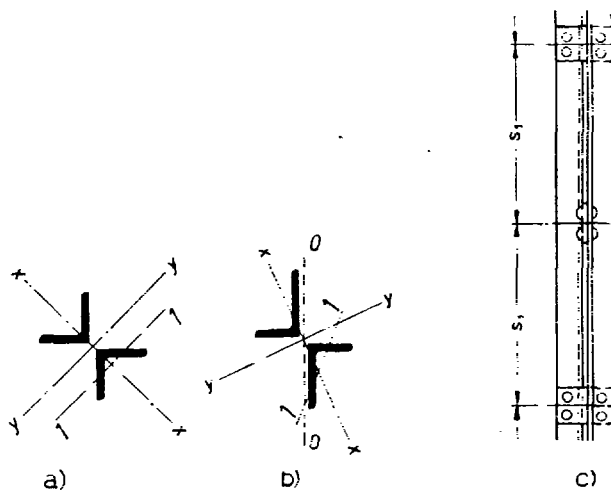


Bild 7

8.222 Das Verhältnis $\frac{s}{i}$ darf nicht größer als 50 sein.

8.223 Für s_{Kx} ist der arithmetische Mittelwert der beiden Knicklängen einzusetzen, die nach Abschnitt 6 für das Ausknicken in der Tragwerksebene und rechtwinklig zur Tragwerksebene maßgebend sind.

8.224 Bei Stäben mit dem in Bild 7b dargestellten Querschnitt darf $i_x \approx i_0 \cdot 1,15$ und daher $\lambda_x \approx 1,15 \frac{s_{Kx}}{i_0}$ gesetzt werden, wobei sich der Trägheitshalbmesser i_0 des Gesamtquerschnittes auf die zum langen Winkelschenkel parallele Schwerachse bezieht.

8.23 Stabgruppe III (Bild 8)

8.231 Bei mehrteiligen Druckstäben, deren Querschnitt keine Stoffachse hat (Bild 8a bis 8e), muß

$$\omega_{yi} \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ und } \omega_{xi} \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein, wobei die aus den Tafeln 1 oder 2 zu ent-

nehmenden Knickzahlen ω_{yi} und ω_{xi} auf die ideellen Schlankheitsgrade

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 - \frac{m}{2} \lambda_{1y}^2} \text{ und } \lambda_{xi} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m'}{2} \lambda_{1x}^2}$$

bezogen sind und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende Zugspannung (Abschnitt 7) bedeutet.

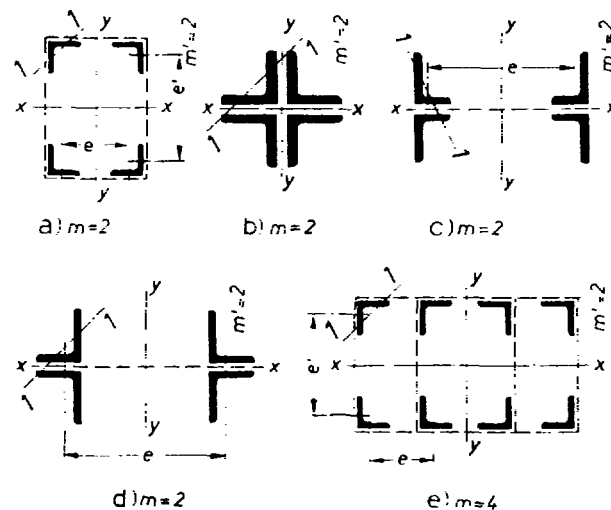


Bild 8

8.232 Beim Ausknicken des Stabes rechtwinklig zur Achse $y-y$ werden die $y-y$ parallelen Querverbände nicht beansprucht, so daß die durch diese Querverbände verbundenen Stabgruppen als „Einzelstäbe“ aufgefaßt werden dürfen; in die Beziehung für λ_{yi} ist daher bei den in Bild 8a bis 8d gezeichneten Querschnitten $m = 2$ und bei dem in Bild 8e dargestellten Querschnitt $m = 4$ einzusetzen. Die gleiche Überlegung gilt auch für das Ausknicken rechtwinklig zur Achse $x-x$, so daß in die Beziehung für λ_{xi} bei allen in Bild 8 gezeichneten Stabquerschnitten $m' = 2$ einzuführen ist.

Bei Stäben nach Bild 8a und 8e muß die Erhaltung der rechteckigen Querschnittsform durch Querschotte gesichert werden.

8.233 Im Brücken- und Kranbau dürfen die Verhältnisse $\frac{s_{1y}}{i_1}$

und $\frac{s_{1x}}{i_1}$ der Einzelstäbe nicht größer als 50 sein. Im Hochbau (einschließlich der Abraumförderbrücken) darf diese Bedingung in der Form

$$\frac{s_{1y}}{i_1} \leq 50 \left(4 - 3 \frac{\omega_{yi} \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}} \right) \text{ bzw. } \frac{s_{1x}}{i_1} \leq 50 \left(4 - 3 \frac{\omega_{xi} \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}} \right)$$

geschrieben werden, wobei ω_{yi} , ω_{xi} und σ_{zul} dieselbe Bedeutung wie im Abschnitt 8.231 haben.

8.234 Bei Stäben mit dem in Bild 8b dargestellten Querschnitt darf $\lambda_{yi} = \lambda_y$ und $\lambda_{xi} = \lambda_x$ gesetzt werden, wenn die Winkelstähle nicht nur durch die vorgeschriebenen Bindebleche, sondern außerdem noch durch unterfütterte Niete verbunden werden, deren Abstand in Richtung der Stabachse nicht größer als $15 i_1$ ist. Sinngemäß darf bei Stäben mit den in Bild 8c und 8d gezeichneten Querschnitten $\lambda_{xi} = \lambda_x$ gesetzt werden, wenn die beiden nebeneinanderliegenden Winkelstähle zusätzlich durch unterfütterte Niete verbunden sind, deren Abstand nicht mehr als $15 i_1$ beträgt.

8.3 Bauliche Ausbildung und Berechnung des Querverbandes

- 8.31 Alle Bindebleche und Ausfachungen sowie auch die Anschlüsse dieser Bindebleche und Ausfachungen müssen im Brücken- und Kranbau so bemessen werden, daß bei Einwirkung der ideellen Stabquerkraft

$$Q_i = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{80}$$

die zulässigen Spannungen σ_{zul} und τ_{zul} nicht überschritten werden. Diese sind für die gewählte Baustahlart und den untersuchten Belastungsfall in den einschlägigen Vorschriften (z. B. DIN 1073; DIN 1050; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) angegeben. Im Hochbau (einschließlich der Abraumförderbrücken) darf

$Q_i = \frac{\omega_{yi} \cdot S}{80}$ gesetzt werden, wobei ω_{yi} die aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende, dem ideellen Schlankheitsgrad λ_{yi} zugeordnete Knickzahl ist. Hat der Stab keine Stoffachse (Bild 8), so ist der Querverband, der beim Ausknicken des Stabes rechtwinklig zur Achse $x-x$ wirksam wird, sinngemäß unter Verwendung der Knick-

blechen (Bild 5a, 5b, 5c, 5e, 5f, 8a, 8e) bestehen. Auf eine solche Querverbindung entfällt eine Schubkraft T , deren Größe

beim zweiteiligen Stab ($m = 2$) mit $T = \frac{Q_i \cdot s}{e}$

beim dreiteiligen Stab ($m = 3$) mit $T = \frac{Q_i \cdot s}{2e}$ und

beim vierteiligen Stab ($m = 4$) im Bereich zwischen den mittleren Einzelstäben mit $T' = 0,4 \frac{Q_i \cdot s}{e}$ und

außerhalb dieser Einzelstäbe mit $T'' = 0,3 \frac{Q_i \cdot s}{e}$ fest-

gesetzt wird. Von den Nullpunkten der Biegemomentenverteilung, die unter den Schubkräften T in der Querverbindung auftreten, darf angenommen werden, daß sie den Abstand der äußeren Einzelstabachsen

beim zweiteiligen Stab im Verhältnis $\frac{e}{2} : \frac{e}{2}$, beim drei-

teiligen Stab im Verhältnis $\frac{2e}{3} : \frac{2e}{3} : \frac{2e}{3}$ und beim viertei-

ligen Stab im Verhältnis $\frac{5e}{6} : \frac{4e}{6} : \frac{4e}{6} : \frac{5e}{6}$ unterteilen (Bild 9).

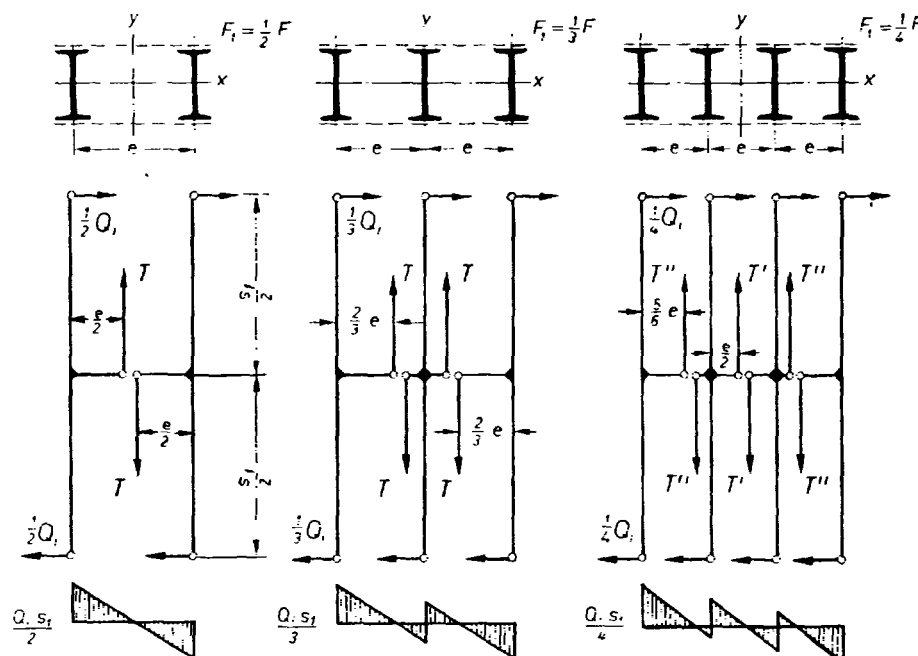


Bild 9

zahl ω_{xi} zu bemessen. Für Rahmenstäbe (Bild 4b), bei denen die gegenseitige Entfernung e der Einzelstabachsen (Bild 5 und 8) den Wert $20 i_1$ überschreitet, ist die ideelle Stabquerkraft, die der Bemessung des Querverbandes zugrunde zu legen ist, um $5(e/i_1 - 20)\%$ zu erhöhen. Bei Gitterstäben, die bei großen Spreizungen vorzuziehen sind, ist diese Erhöhung nicht erforderlich.

- 8.32 Bei zweiteiligen Gitterstäben (Bild 4a) sind die unter Q_i auftretenden Strebenkräfte D mit Hilfe der Formel

$$D = \frac{Q_i}{z \cdot \sin \alpha}$$

zu berechnen, wobei z wiederum die Zahl der in parallelen Ebenen nebeneinanderliegenden Querverbände und α den Strebenneigungswinkel (Bild 4a) bedeutet.

- 8.33 Bei Rahmenstäben (Bild 4b) kann jede Querverbindung aus einem einzelnen Bindeblech (Bild 5d, 8b, 8c, 8d) oder aus mehreren nebeneinanderliegenden Binde-

- 8.34 Die Bindebleche sind so aufzuteilen, daß die Lichtabstände gleich oder angenähert gleich groß werden; sie sind an jeden Einzelstab mit mindestens zwei Niete oder einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißnaht anzuschließen. Die Felderzahl der Rahmenstäbe muß $n \geq 3$ sein, so daß die Bindebleche zumindest in den Drittelpunkten der Stablänge angeordnet sind.

- 8.35 Gitter- und Rahmenstäbe (Bild 4a und 4b) müssen an den Enden Bindebleche erhalten, die an jeden Einzelstab mit mindestens drei Niete oder einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißnaht angeschlossen sind. Bei Stäben, die einem zweiwandigen Tragwerk angehören, sind diese Endbindebleche nach Möglichkeit zwischen den beiden Knotenblechen anzuordnen (Bild 10a). Andernfalls muß von den gegengleichen Anschlußmomenten $\frac{1}{2} S \cdot a$, die sich nach Bild 10b ergeben, wenn die Einzelstabachsen inner- oder außerhalb der Knotenblechebene liegen, die Hälfte (also der

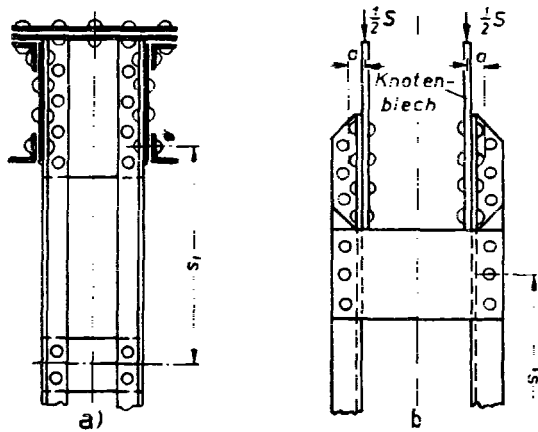


Bild 10

Wert $\frac{1}{4} S \cdot a$) bei der Bemessung der Endbindebleche und ihrer Anschlüsse den von T bewirkten Momenten hinzugezählt werden. Die Endbindebleche dürfen entfallen, wenn die Knotenbleche in der Ebene des Querverbandes des Stabes liegen.

der Bindebleche auch Flachstahl-Futterstücke verwendet werden, die in Richtung der Stabachse mit mindestens zwei Nieten oder einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißnaht angeschlossen sind. Bei Stäben nach Bild 7 können die Bindebleche im rechten Winkel versetzt (Bild 7c) oder gleichlaufend angeordnet werden. Bei den Bindeblechen und Flachstahl-Futterstücken der Stäbe nach Bild 6 und 7 genügt der Nachweis, daß ihr Anschluß zur Übertragung der Schubkraft T ausreicht. Gleiches gilt auch für Stäbe nach Bild 8b und, bezogen auf das Ausknicken rechtwinklig zur Achse $x-x$, für Stäbe nach Bild 8c und 8d.

8.37 Ist der Rahmen- oder Fachwerkverband des Druckstabes neben einem vollwandigen Gurt- oder Stegblech angeordnet (Bild 11e, g, i), so gilt $Q_i = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{80}$, wobei für F die Querschnittsfläche der beiden Randwinkel (bzw. der beiden Randwinkelpaare) einschließlich der am Winkelschenkel anliegenden Teile der beiden Stegbleche einzuführen ist.

8.38 Schrauben dürfen zum Anschluß der Querverbindungen nur an Stellen verwendet werden, an denen sich kein Niet schlagen läßt; hierbei sind nach Möglichkeit eingepaßte Schrauben zu verwenden.

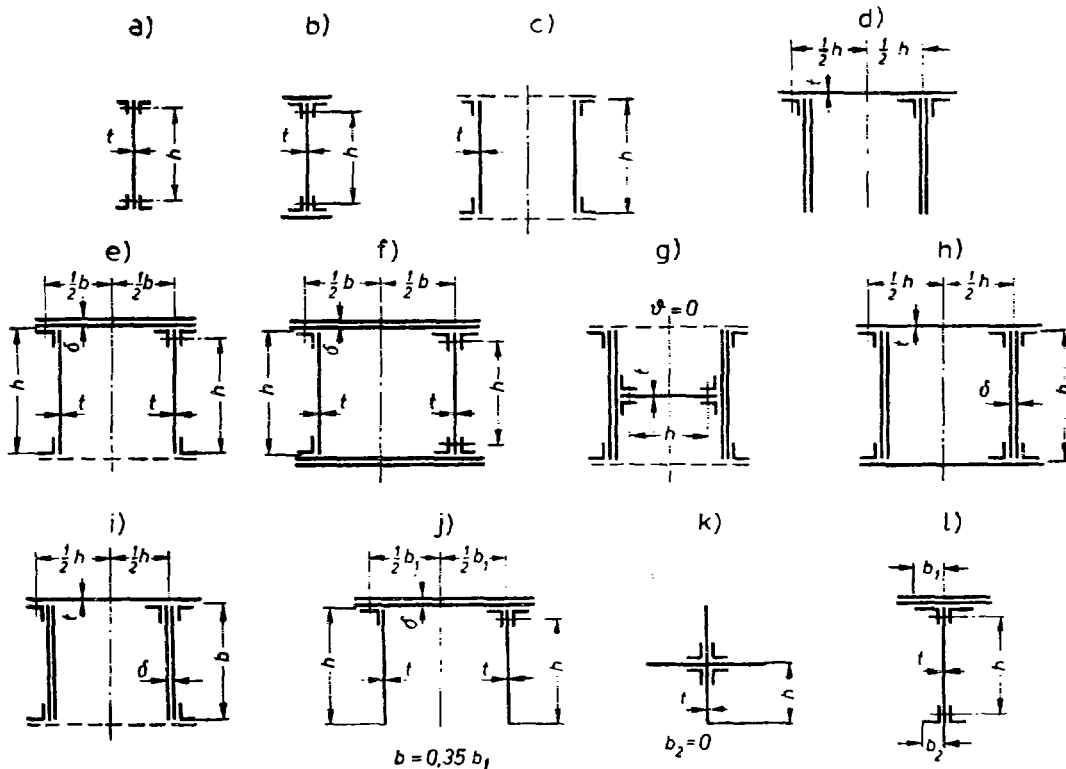


Bild 11

8.36 Zweiteilige Druckstäbe, bei denen der lichte Abstand der Einzelstäbe gleich oder nur wenig größer ist als die Dicke des Knotenbleches (Bild 6 und 7), brauchen an den Enden keine besonderen Bindebleche zu erhalten, doch müssen zumindest in den Drittelpunkten der Stablänge Bindebleche angeordnet werden, die an jeden Einzelstab mit mindestens zwei Nieten oder einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißnaht angeschlossen sind. Bei Stäben nach Bild 6 dürfen an Stelle

9 Dünnwandige Teile von Druckstäben

Um ein vorzeitiges Ausbeulen der dünnwandigen Teile von Druckstäben auszuschließen, muß deren Beulsicherheit mindestens gleich der Knicksicherheit des Gesamtstabes sein (siehe auch Abschnitt 17.5). Falls kein genauer Nachweis erbracht wird, kann das für alle Baustahlarten geltende Verhältnis $h : t$ der Tafel 3 entnommen werden. Hierin bedeutet:

- t die Dicke der dünnwandigen Teile [cm] (Bild 11)
 h ihre freie Höhe [cm] (Bild 11)
 λ den für die Knickuntersuchung des Stabes maßgebenden Schlankheitsgrad des Stabes (Abschnitt 7)
 δ und b die Dicke [cm] und die aus Bild 11 zu entnehmende ideale Breite [cm] der einspannenden Platte.
 Bei geschweißten Stäben ist h , b und b_1 in Bild 11 sinngemäß bis zur Schweißnahtmitte zu messen.

$\vartheta = \frac{b \cdot t}{h \cdot \delta}$ eine Zahl, die zur näherungsweisen Berücksichtigung der elastischen Einspannung dient, die der untersuchte dünnwandige Teil durch eine biegesteife Verbindung mit einer dicken Platte erfährt; ist $b \cdot t > h \cdot \delta$ oder ist keine einspannende Platte vorhanden, so ist $\vartheta = 1$ einzuführen.

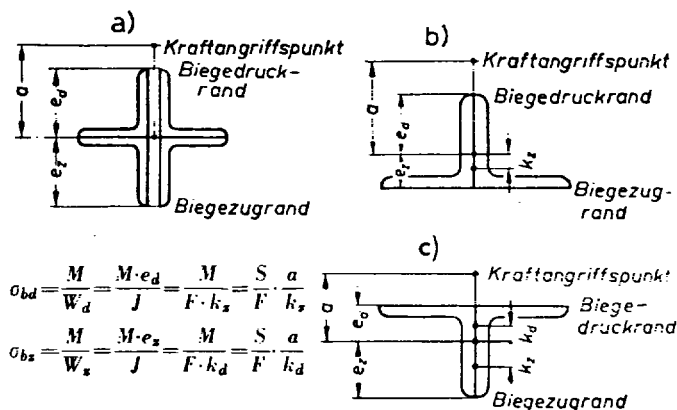
Tafel 3

Stegbleche nach Bild 11a, b, c oder Gurtplatten nach Bild 11d	für $\lambda \leq 75$ für $\lambda > 75$	$h/t \leq 45$ $h/t \leq 0,6 \cdot \lambda$
Stegbleche nach Bild 11e	für $\lambda \leq 75$ für $\lambda > 75$	$h/t \leq 52,5 - 7,5 \cdot \vartheta^2$ $h/t \leq (0,7 - 0,1 \cdot \vartheta^2) \cdot \lambda$
Stegbleche nach Bild 11f, g oder Gurtplatten nach Bild 11h, i	für $\lambda \leq 75$ für $\lambda > 75$	$h/t \leq 60 - 15 \cdot \vartheta^2$ $h/t \leq (0,8 - 0,2 \cdot \vartheta^2) \cdot \lambda$
Stegbleche nach Bild 11j, wenn ausnahmsweise keine Saumwinkel, sondern nur Querschotte im Abstande a angeordnet werden	für $\lambda \leq 75$ für $\lambda > 75$	$h/t \leq 25,5 - [10,5 - 15 \cdot (h/a)^2] \cdot \vartheta^2$ $h/t \leq \left\{ 0,34 - [0,14 - 0,2 \cdot (h/a)^2] \cdot \vartheta^2 \right\} \cdot \lambda$
Stegbleche nach Bild 11k, l	für $\lambda \leq 75$ für $\lambda > 75$	$h/t \leq 15 + 30 \sqrt{b_2/b_1}$ $h/t \leq (0,2 + 0,4 \sqrt{b_2/b_1}) \cdot \lambda$

Gerade, planmäßig außermittig gedrückte Stäbe; Beanspruchung auf Druck und Biegung

10 Gerade, planmäßig außermittig gedrückte Stäbe von gleichbleibendem Querschnitt

10.01 Die im weiteren angeführten Vorschriften sind — von den in Abschnitt 10.07, 10.08, 10.09 angeführten Ausnahmen abgesehen — stets dann zu befolgen, wenn die Druck-



kraft S des Stabes an einem planmäßigen Hebel a angreift oder wenn außer der Druckkraft ein planmäßiges, von S abhängiges oder unabhängiges Biegemoment M wirkt. Vorerst ist die gewöhnliche Spannungsuntersuchung auf Druck und Biegung durchzuführen und nach den hierfür maßgebenden Vorschriften nachzuweisen, daß die größten im Stab auftretenden Spannungen den Wert σ_{zul} nicht überschreiten. Dabei sind diese ohne Berücksichtigung des Einflusses der Ausbiegung, jedoch mit Berücksichtigung der Vorschriften über die Nietlochschwächung, den Schwingbeiwert φ , die Ausgleichszahl ψ und den Dauerfestigkeitsbeiwert γ zu berechnen.

10.02 Anschließend ist die Knickuntersuchung für die Knickung in der (als Hauptebene vorausgesetzten) Momentenebene durchzuführen, wobei — falls kein genauerer Nachweis erbracht wird — in folgender Weise vorzugehen ist:

Liegt der Kraftangriffspunkt auf einer der beiden Querschnittshauptachsen, ist also M auf eine Querschnittshauptachse bezogen, so muß bei Stabquerschnitten, deren Schwerpunkt vom Biegezug- und Biegedruckrand den gleichen Abstand hat ($e_z = e_d$, Bild 12a) oder deren Schwerpunkt dem Biegezugrand näher liegt ($e_z < e_d$, Bild 12b),

$$I) \quad \omega \cdot \frac{S}{F} - 0,9 \cdot \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul}$$

sein. Bei Stabquerschnitten, deren Schwerpunkt dem Biegedruckrand näher als dem Biegezugrand liegt ($e_z > e_d$, Bild 12c), müssen die beiden Bedingungen

$$II) \quad \begin{cases} \omega \cdot \frac{S}{F} - 0,9 \cdot \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul} \\ \omega \cdot \frac{S}{F} + \frac{300 + 2 \cdot \lambda}{1000} \cdot \frac{M}{W_z} \leq \sigma_{zul} \end{cases}$$

erfüllt sein. Die Näherungsformeln I und II, in denen die Absolutbeträge gedachter Spannungen summiert werden, führen bei Druckstäben mit großem Schlankheitsgrad λ und kleinem Angriffshebel a zu größeren Querschnittsabmessungen als der in Abschnitt 10.01 geforderte gewöhnliche Spannungsnachweis und sind dann für die Bemessung maßgebend.

Es bedeuten

S und M die unter Beachtung der Vorschriften über die Schwingbeiwerte φ (DIN 1073; DIN 1055, Blatt 3; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken), und Ausgleichszahlen ψ (DIN 120), jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ berechneten Absolutwerte der Druckkraft [kg] und des Biegemomentes [kgcm]

F die ungeschwächte Stabquerschnittsfläche [cm²]

ω die Knickzahl des Stabes für Knickung in der Momentenebene

W_d und W_z die auf den Biegedruck- bzw. Biegezugrand bezogenen Widerstandsmomente des ungeschwächten Stabquerschnittes [cm³]

σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung (DIN 1073; DIN 1050; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken), [kg/cm²]

λ den Schlankheitsgrad des Stabes (Abschnitt 7) für Knickung in der Momentenebene.

10.03 Das mit einer Verdrehung verbundene Ausknicken rechtwinklig zur Momentenebene ist erforderlichenfalls nach den Richtlinien Ri 10.1 zu untersuchen.

10.04 Ist das Biegemoment M des auf außermittigen Druck oder auf Druck und Biegung beanspruchten Stabes planmäßig längs der Stabachse veränderlich, so ist in die Formeln I, II der Wert $\max M$ einzusetzen. Nur wenn $\max M$ an einem der beiden Stabenden auftritt und beide Stabenden in Richtung der Ausbiegung unverschieblich festgehalten sind, darf an Stelle von $\max M$ das arithmetische Mittel der beiden Endbiegemomente, jedoch nicht weniger als $\frac{1}{2} \max M$ eingeführt werden (Bild 13); für Stützen gilt daher diese Erleichterung nur dann, wenn auch das obere Ende seitlich unverschieblich festgehalten ist, und für Rahmenstiele gilt sie nur dann, wenn der Rahmenriegel in Richtung seiner Achse keine Verschiebung erfahren kann.

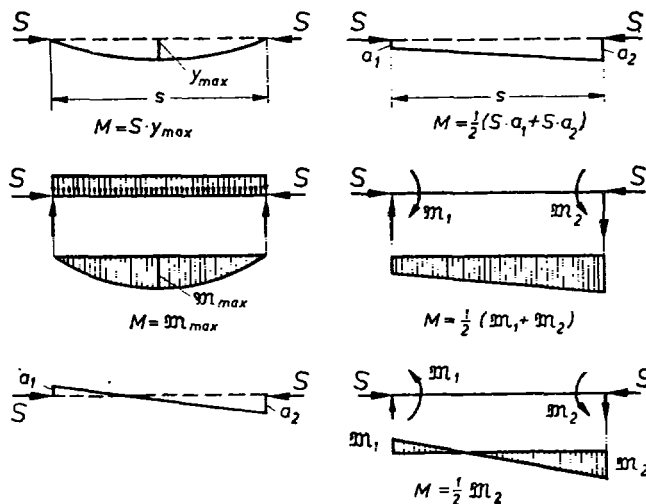


Bild 13

10.05 Nach Abschnitt 10.04 sind auch planmäßig mittig gedrückte Stäbe zu berechnen, die waagrecht oder schräg liegen und daher durch ihr Eigengewicht auf Biegung beansprucht werden; für M darf hierbei näherungsweise der Wert $M = G \cdot l_H / 10$ eingesetzt werden, wobei G das Gewicht und l_H die im Grundriß gemessene (auf die waagerechte Ebene projizierte) Netzlänge des Stabes bedeuten. Bei Stäben mit $l_H \leq 6,00$ m braucht dieser Einfluß nicht berücksichtigt zu werden.

10.06 Liegt der Angriffspunkt der Druckkraft nicht auf einer Hauptachse des Stabquerschnittes oder sind außer einer mittigen Druckkraft noch Angriffsmomente M_x und M_y wirksam, so ist in die Formeln I, II die auf die Minimumachse bezogene Knickzahl einzusetzen und an Stelle der Randspannungen M/W_d und M/W_s , die bei gleichzeitiger Wirkung von M_x und M_y auftretende größte Biegedruck- bzw. Biegezugspannung. Stäbe mit geringem Drillwiderstand sind, falls erforderlich, auf Biegedrillknickung zu untersuchen.

10.07 Bei Druckgurten mit „gemittelter“ Schwerachse darf die Außermittigkeit des Kraftangriffes unberücksichtigt bleiben.

10.08 Bei gedrückten, aus einem einzelnen Winkelstahl gebildeten Fachwerk-Füllstäben, die mit einem der beiden Winkelschenkel an den Gurt oder das Knotenblech angeschlossen sind und nur durch Zusatzkräfte belastet werden, darf — ebenso wie auch bei allen Füllstäben von Gittermasten — die Außermittigkeit des Kraftangriffes unberücksichtigt bleiben, wenn für λ das Verhältnis der Netzlänge des Stabes zum kleinsten Trägheitshalbmesser seines Querschnittes eingeführt wird.

10.09 Bei der Berechnung der Knicklasten von statisch unbestimmt gelagerten Bogen (Abschnitt 13) und Rahmen (Abschnitt 14) dürfen die durch die elastischen Längenänderungen der Stabachsen bedingten kleinen Biegemomente unberücksichtigt bleiben. Dasselbe gilt auch für die Nebenspannungen der Fachwerke.

10.10 Wird ausnahmsweise ein mehrteiliger Druckstab in einer Ebene rechtwinklig zur stofffreien Querschnittsachse auf planmäßig außermittigen Druck beansprucht, so ist der Abschnitt 8 der Vorschriften zu beachten und die dort unter 8.2 angegebene Knickzahl ω_{yi} in die Formeln I, II einzuführen.

Druckgurte und Druckstäbe mit federnder Querstützung einschließlich Hilfsstäbe zum Abstützen von Druckstäben

11 Allgemeines

Druckgurten, die wie der Obergurt einer einfachen Trogbrücke mit untenliegender Fahrbahn gegen Ausknicken aus der Hauptträgerenebene nicht durch einen Querverband gesichert sind, werden seitlich elastisch gestützt durch rechtwinklig zur Hauptträgerenebene angeordnete Halbrahmen, deren Biegesteifigkeit für den Nachweis der erforderlichen Knicksicherheit der Druckgurte wesentlich ist. Ebenso ist bei gedrückten Fachwerk-Füllstäben, die rechtwinklig zur Fachwerkebene nur elastisch gestützt sind (Bild 16), die ausreichende Biegesteifigkeit der elastisch querstützenden Tragglieder nachzuweisen.

12 Näherungsverfahren

12.1 Wird bei Druckgurten, die nur durch biegesteife Rahmen (z. B. Halbrahmen) seitlich elastisch gegen Ausknicken aus der Hauptträgerenebene gestützt sind, von einer genaueren Berechnung abgesehen, so muß der in t/cm gemessene Rahmenwiderstand

$$\begin{aligned} \text{der Zwischenrahmen} \quad H_1 &\geq c_1 \cdot H_0 \\ \text{und der Endrahmen} \quad H_2 &\geq c_2 \cdot H_0 \end{aligned}$$

sein, wobei

$$H_0 = \frac{2,5 \nu_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

ist. Darin sind H_1 oder H_2 die Rahmenwiderstände in t/cm, die bei der waagerechten Verschiebung der Anschlußstellen der Gurte in der Rahmenebene um 1 cm auftreten (Bild 14); und es ist $\max S$ der in t gemessene

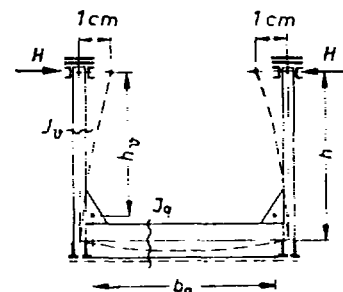


Bild 14

Absolutwert der größten Stabdrukkraft im Druckgurt, die unter Beachtung der Vorschriften über den Schwingbeiwert φ und die Ausgleichszahl ψ , jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ

zu ermitteln ist. Für $\min s$ ist die kleinste in cm gemessene Netzlänge der von Rahmen zu Rahmen reichenden Druckgurtstäbe einzuführen. Um β_m und ν_K zu erhalten, sind für jeden einzelnen Druckgurtstab mit der Druckkraft S , der Querschnittsfläche F , dem Querschnittsträgheitsmoment J_y und der Stablänge s die den Knickzahlen

$$\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$$

zugeordneten Schlankheiten λ_y aus den Tafeln 1 oder 2 der Vorschriften zu entnehmen. Der größte dieser Schlankheitsgrade λ_y bestimmt nach Tafel 3 der Richtlinien 7.42 die einzusetzende Knicksicherheitszahl ν_K . Für jeden Stab berechnet sich ein Beiwert β zu

$$\beta = \frac{s_{Ky}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

Das arithmetische Mittel dieser sämtlichen Beiwerte ist β_m . Das hier gezeigte Näherungsverfahren setzt voraus, daß für alle gedrückten Gurtstäbe $\beta \geq 1,2$ ist.

Die zulässige Spannung σ_{zul} darf bei der Spannungsuntersuchung von Fachwerkhilfspfosten (die einen Querträger zu tragen haben) und von Endpfosten (in Pfostenfachwerken mit zur Mitte fallenden Streben) bei offenen Fachwerkbrücken nur zu 90% ausgenutzt werden. Bei offenen Eisenbahn-Fachwerkbrücken gilt dieselbe Spannungsermäßigung auch für alle Querträger und ihre Anschlüsse. Jedoch ist von dieser Spannungsermäßigung abzusehen, wenn eine zusätzliche Spannungsuntersuchung der Halbrahmen durchgeführt wird (z. B. für die in Bild 15 eingetragenen Kräfte). Hierbei ist für Zwischenrahmen eine nach außen oder innen wirkende Seitenkraft gleich

$\frac{1}{100 \cdot \beta_m}$ und für Endrahmen gleich $\frac{1}{100}$ der in den benachbarten Gurtstäben wirkenden größten lediglich mit dem Schwingbeiwert φ multiplizierten Stabkraft als Hauptkraft einzuführen. β_m hat dieselbe Bedeutung wie in dem Nachweis ausreichender Seitensteifigkeit des Druckgurtes. Bei Endrahmen, deren anschließender Gurtstab aus der Hauptträgerebene keine

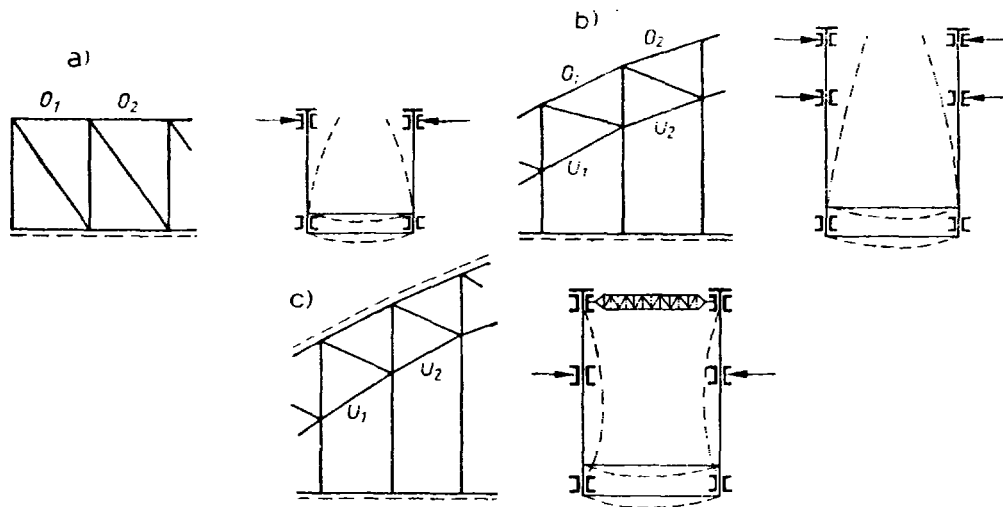


Bild 15

Wenn c_1 gewählt ist, was bei der Entwurfsberechnung in Betracht kommt, berechnet sich c_2 aus

$$c_2 = \frac{0,6 c_1 - 0,36}{c_1 - 1} \cdot \beta_m$$

Ist dagegen bei Nachrechnungen mit $\min H_1$ als kleinstem Zwischenrahmen-Widerstand das Verhältnis

$$\alpha = \frac{\min H_1}{H_2}$$

bekannt, so dürfen c_1 und c_2 aus den Formeln

$$c_1 = \frac{1 - 0,6 \alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1,44 \alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0,6 \alpha \cdot \beta_m)^2}} \right]$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha}$$

bestimmt werden. Sind die Endpunkte der Druckgurtung — wie beispielsweise beim Parabelträger — rechtwinklig zur Hauptträgerebene unverrückbar, so sind $H_2 = c_2 = \infty$, $\alpha = 0$, $c_1 = 1$, und der Nachweis, der für jeden Rahmen zu führen ist, beschränkt sich auf $H_1 \geq H_0$.

Fallen Schwerpunkt und Schubmittelpunkt des Druckquerschnittes nicht zusammen, (wie z. B. beim T-Querschnitt), so kann der nach Ri 7.52 berechnete Schlankheitsgrad $\lambda_{\nu i}$ größer als λ_y sein. In diesem Falle ist statt J_y der abgeänderte Wert

$$J_y^* = J_y \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_{\nu i}} \right)^2$$

einzusetzen.

Stabkraft erhält, ist die Seitenkraft als $\frac{1}{100}$ der größten Druckgurtkraft des zweiten Feldes zu nehmen. Für die Spannungsnachweise in Stößen und Anschlüssen der Halbrahmen gelten die gleichen Seitenkräfte.

12.2 Bei offenen Brücken mit vollwandigen Hauptträgern ist der Nachweis der Knicksicherheit des Druckgurtes sinngemäß zu erbringen. Zum Gurtquerschnitt sind bei genieteten Trägern die Gurtplatten mit den anliegenden Schenkeln der Gurtwinkel, bei den gewalzten Trägern der Flansch (ohne den zwischen den Ausrundungen liegenden Stegteil) mit den Gurtplatten und bei den geschweißten Trägern die Gurtplatten zu zählen.

Die maßgebenden Druckkräfte S in den Druckgurten zwischen je zwei Halbrahmen ergeben sich aus

$$S = \frac{M}{J_x} \cdot \mathcal{S}$$

Hierbei wird mit M das dem betrachteten Druckgurtabschnitt zugeordnete mittlere Biegemoment, mit J_x das entsprechende mittlere Gesamtträgheitsmoment des Vollquerschnittes in bezug auf dessen waagerechte Schwerachse, und mit $\mathcal{S}$ das statische Moment der unverschwächten Gurtquerschnittsfläche in bezug auf die waagerechte Schwerachse des gesamten Vollquerschnittes bezeichnet. Sind die den einzelnen Abschnitten des Druckgurtes zugeordneten Gurtkräfte S sowie die dazu gehörenden Gurtquerschnittsflächen F und deren

Trägheitsmomente J_y in bezug auf die lotrechte Schwerachse ermittelt, so kann der Nachweis wie bei den fachwerkartigen Tragbrücken geführt werden.

Bei der Berechnung der Widerstände H der Halbrahmen dürfen die Halbrahmenstiele als starr angenommen werden, so daß sich

$$H = \frac{2E \cdot J_q}{h^2 \cdot b_q}$$

ergibt. Ist der Vollwandträger in einzelnen Punkten des Druckgurtes rechtwinklig zur Trägerebene unverrückbar festgehalten, so gelten die Vorschriften Abschnitt 15.3 und 15.4 über Kippsicherheit.

- 12.3 Fachwerk-Füllstäbe, die an beiden Enden unverschieblich festgehalten und in ihrer Mitte durch einen Halbrahmen federnd quergestützt sind (Bild 16), können mit der gewählten Knicklänge

$$s \geq s_K \geq \frac{s}{2}$$

auf Ausknicken aus der Fachwerkebene berechnet werden, wenn der Rahmenwiderstand

$$H \geq \frac{16 \nu_K \cdot S}{s} \left(\frac{s}{s_K} - \frac{1}{4} \frac{s^2}{s_K^2} - \frac{3}{4} \right)$$

ist; H ist auch hier der Rahmenwiderstand in t/cm, der bei der waagerechten Verschiebung der Anschlußstellen der Gurte in der Rahmenebene um 1 cm auftritt. Für S ist der in t gemessene Absolutwert der größten, lediglich mit dem Schwingbeiwert multi-

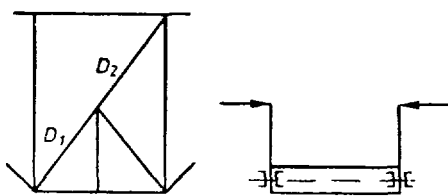


Bild 16

plizierten Druckkraft und für s die Netzlänge des ganzen Stabes einzusetzen. Der Wert ν_K ist der Tafel 3 der Richtlinien 7.42 für die gewählte Baustahlgüte und den Schlankheitsgrad $\lambda_y = s_{Ky} : i_y$ zu entnehmen, worin i_y der rechtwinklig zur Fachwerkebene stehende Trägheitshalbmesser des Druckstabquerschnittes ist. Bei einem mehrteiligen Druckstab ist λ_y durch λ_{yi} nach Abschnitt 8.2 zu ersetzen.

- 12.4 Hilfsstäbe zur Unterteilung der ohne sie maßgebenden Knicklänge von Druckstäben für Knicken in der Fachwerkebene sind samt ihren Anschlüssen darauf zu untersuchen, ob sie $1/100$ der mit dem Schwingbeiwert

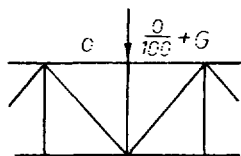


Bild 17

φ multiplizierten größten Druckkraft des gestützten Stabes auf Zug und Druck aufnehmen können, ohne σ_{zul} zu überschreiten. Bei lotrechten Hilfsstäben (Bild 17) ist diese Kraft um die Knotenlast G , die dem zu übertragenden Eigengewicht des abgestützten Druckstabes entspricht, zu vermehren.

Bogenträger

13 Knickung symmetrischer Bogenträger

13.1 Knickung in der Bogenebene

- 13.11 Bei symmetrischen Bogenträgern, die einen gleichbleibenden Querschnitt haben und durch eine Vollbelastung planmäßig nur auf Druck (ohne Biegung) beansprucht werden, muß — wenn kein genauer Nachweis erbracht wird — die Bedingung

$$\omega \cdot \frac{N_k}{F} \leq \sigma_{zul}$$

erfüllt sein. Hierbei ist

- N_k der Absolutwert der im Viertelpunkt der Stützweite unter der gegebenen Belastung auftretenden (mit Berücksichtigung des Schwingbeiwertes φ , jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ berechneten) Normalkraft des Bogenträgers [kg]
- F der ungeschwächte Querschnitt des Bogenträgers [cm²]
- σ_{zul} die für den untersuchten Belastungsfall und die gewählte Baustahlsorte geltende zulässige Zugspannung [kg/cm²]
- ω die von der Baustahlsorte und dem Schlankheitsgrad λ_x abhängige, aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende Knickzahl
- $\lambda_x = \beta \cdot s : i_x$ der für das Ausknicken in der Bogenebene (rechtwinklig zur Querschnittshauptachse $x-x$) geltende Schlankheitsgrad
- s die halbe Bogenlänge [cm]
- i_x der auf die Hauptachse $x-x$ bezogene Trägheitshalbmesser des ungeschwächten Querschnittes [cm]
- β ein Beiwert, der aus der Tafel 4 zu entnehmen ist, wobei Zwischenwerte geradlinig einzuschalten sind.

- 13.12 Bogenträger, bei denen die Mittelkraftlinie planmäßig von der Bogenachse abweicht und die daher planmäßig auf Druck und Biegung beansprucht werden, sind nach Abschnitt 10 zu berechnen, wobei S durch die im Abschnitt 13.11 angegebene Normalkraft N_k und ω durch die im Abschnitt 13.11 angegebene Knickzahl zu ersetzen ist. Bei überwiegender Biegebeanspruchung, wie sie beispielsweise bei Bogenträgern großen Pfeilverhältnisses f/l unter halbseitiger Belastung auftritt, darf die Knickuntersuchung näherungsweise durch eine Spannungsuntersuchung ersetzt werden, bei der nachgewiesen wird, daß die größte unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformung sowie unter Beachtung der Vorschriften über die Nietlochwächung, den Schwingbeiwert φ und den Dauerfestigkeitsbeiwert γ berechnete Spannung den Wert σ_{zul} nicht überschreitet.

Tafel 4

$f/l =$		0.05	0.2	0.3	0.4	0.5
Dreigelenkbogen . . . $\beta =$	1.20	1.16	1.13	1.19	1.25	
Zweigelenkbogen . . . $\beta =$	1.00	1.06	1.13	1.19	1.25	
Eingespannter Bogen . . . $\beta =$	0.70	0.72	0.74	0.75	0.76	

- 13.13 Bogenträger mit geringfügig veränderlichem Querschnitt dürfen, wenn von einer genaueren Untersuchung abgesehen wird, gleichfalls nach Abschnitt 13.11 und 13.12 berechnet werden, wobei für i_x und F Mittelwerte einzuführen sind.

13.14 Die in Abschnitt 13.11, 13.12, 13.13 angegebenen Vorschriften für das Knicken des Bogens in seiner Ebene haben keine Geltung bei Stabbogen mit Versteifungsträgern und bei Bogenträgern, die durch Hängestangen mit einem Zugband fest verbunden sind.

13.2 Knickung rechtwinklig zur Bogenebene

Für das Knicken des Bogens aus seiner Ebene heraus darf die genaue Untersuchung, die auch den Einfluß der Verdrehung zu berücksichtigen hätte, durch den Nachweis

$$\omega_y \cdot \frac{N_v}{F} \leq \sigma_{zul}$$

ersetzt werden, worin N_v , F , σ_{zul} dieselbe Bedeutung wie in Abschnitt 13.11 haben und die Knickzahl ω_y nach Tafel 1 oder 2 zu der Schlankheit

$$\lambda_y = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{l}{i_y}$$

gehört; l ist wiederum die Stützweite des Bogens und i_y der auf die Hauptachse $y-v$ bezogene Trägheitsradius des unverschwächten Querschnittes. Tafel 5 gibt (mit geradliniger Zwischenschaltung) die Beiwerte β_1 an für einen Parabelbogen, der sich an den beiden Enden nicht quer zu seiner Bogenebene verdrehen kann und eine lotrecht wirkende, gleichmäßig verteilte Vollast zu übertragen hat. Der Beiwert β_2 regelt den Einfluß der Wirkungsrichtung der Lasten während des Ausknickens. Bleiben alle vom Bogen zu übertragenden Lasten während des seitlichen Ausknickens des Bogens richtungstreu, so ist $\beta_2 = 1$. Übertragen bei einer Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn die Hängestangen von der gesamten Bogenlast q den Anteil $\alpha \cdot q$ und müssen sich die Hängestangen während des seitlichen Ausknickens des Bogens schräg stellen, so darf mit $\beta_2 = 1 - 0,35 \alpha$ gerechnet werden. Bei einer Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn ist der Beiwert $\beta_2 > 1$, wenn sich die Ständer beim seitlichen Ausknicken des Bogens schräg stellen können, was durch Querverbände zwischen den Ständern verhindert werden kann. Wird von der gesamten Bogenlast q der Anteil $\alpha \cdot q$ durch die Fahrbahnständer übertragen, und wird die mit dem Bogenscheitel auch seitlich fest verbundene Fahrbahn an den Widerlagern seitlich nicht unverschiebbar gelagert, so muß allein zur Aufnahme lotrechter Lasten $\beta_2 = 1 + 0,45 \alpha$ gesetzt werden. In Tafel 5 ist J_y das Querschnittsträgheitsmoment für Knickung rechtwinklig zur Bogenebene und φ der Tangentenwinkels in der Bogenebene.

Tafel 5

$l/l =$	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	
$J_y = \text{const}$	$\beta_1 =$	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$J_y \cdot \cos \varphi = \text{const}$	$\beta_1 =$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

Rahmen

14 Knicklänge der Stiele freistehender Rechteckrahmen

14.1 Die folgenden Vorschriften beziehen sich auf lotrechte, einstöckige Rechteckrahmen mit steifen Knoten, die in waagerechter Richtung nur rechtwinklig zur Rahmenebene festgehalten sind. Die Rahmen sind durch Kräfte P , $P_1 \leq P$ belastet, von denen vorausgesetzt wird, daß sie ihre Richtung während des Ausknickens des Rahmens beibehalten. Die beiden Stiele des Rahmens haben gleiche, unveränderliche Querschnitte mit der Fläche F und dem Trägheitsmoment J . Der Riegel hat das gleichbleibende Querschnittsträgheitsmoment J_0 .

14.2 Die Stielquerschnitte müssen, wenn kein genauer Nachweis erbracht wird, der Bedingung $\omega \cdot P/F \leq \sigma_{zul}$ entsprechen. Hierbei ist

P die größere der beiden Lasten [kg]

ω die aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende, dem Schlankheitsgrad $\lambda = s_K/i = s_K \cdot \sqrt{F/J}$ zugeordnete Knickzahl

$s_K = \beta \cdot h$ die Knicklänge der Rahmenstiele [cm]

σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall und der gewählten Baustahlsorte entsprechende zulässige Zugspannung [kg/cm²]

F und J die Fläche [cm²] und das bei Ausbiegungen in der Rahmenebene wirksame Trägheitsmoment [cm⁴] des unverschwächten Stielquerschnittes

J_0 das Trägheitsmoment des unverschwächten Riegelquerschnittes [cm⁴]

b und h die Netzbreite und Netzhöhe des Rahmens [cm]

β ein Beiwert, der von den Hilfsgrößen

$$m = \frac{P_1}{P} \leq 1, \quad c = \frac{J \cdot b}{J_0 \cdot h} \leq 10, \quad \alpha = \frac{4 \cdot J}{b^2 \cdot F} \leq 0,2$$

abhängt und für die in Bild 18 dargestellten Rahmen im nachfolgenden angegeben wird. Die Hilfsgröße α , welche den Einfluß der Normalkräfte auf die Rahmenknickung wiedergibt, ist meist vernachlässigbar klein.

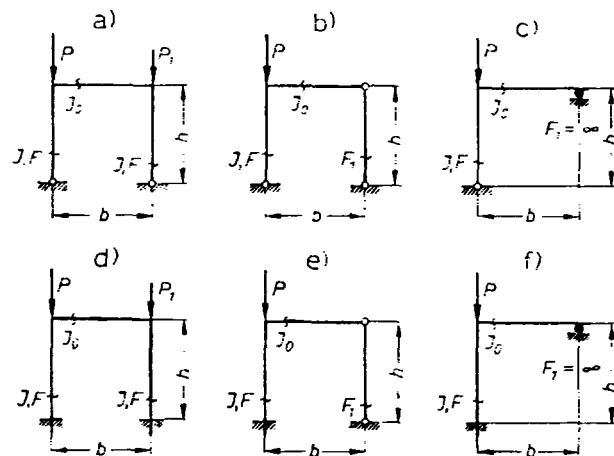


Bild 18

14.3 Für freistehende Zweigelenrahmen nach Bild 18a darf

$\beta = \sqrt[3]{1 + m} \cdot \sqrt[3]{4 + 1,4 \cdot (c + 6\alpha) + 0,02 \cdot (c - 6\alpha)^2}$ gesetzt werden. Diese Beziehung darf auch bei der Berechnung von einhäufigen Rahmen nach Bild 18b (mit unbelasteter Pendelstütze) oder Bild 18c verwendet werden, wenn

$$m = 1, \quad c = \frac{2 \cdot J \cdot b}{J_0 \cdot h} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{J}{b^2} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F_1} \right)$$

eingeführt wird.

14.4 Für freistehende Rahmen mit fest eingespannten Stielenden nach Bild 18d darf

$\beta = \sqrt[3]{1 + m} \cdot \sqrt[3]{1 + 0,35 \cdot (c + 6\alpha) - 0,017 \cdot (c + 6\alpha)^2}$ gesetzt werden. Diese Beziehung darf auch bei der Berechnung von einhäufigen Rahmen nach Bild 18e (mit unbelasteter Pendelstütze) oder Bild 18f verwendet werden, wenn

$$m = 1, \quad c = \frac{2 \cdot J \cdot b}{J_0 \cdot h} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{J}{b^2} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F_1} \right)$$

eingeführt wird.

14.5 Wird der Riegel zwischen den beiden Knotenpunkten durch lotrechte Kräfte belastet, so sind die Stiele planmäßig auf Druck und Biegung beansprucht und daher nach Abschnitt 10 zu bemessen. Die Knickzahl ω ist hierbei einem Schlankheitsgrad λ zuzuordnen, der unter Verwendung der in Abschnitt 14.3 und

14.4 angegebenen Beziehungen für die Zahl β zu berechnen ist.

- 14.6 Die in den Abschnitten 14.3, 14.4, 14.5 mitgeteilten Formeln für β gelten nur, wenn die Lasten P ihre Richtung beim Ausknicken des Rahmens beibehalten. Sie sind daher auf die Knickberechnung der Pfosten von Endrahmen geschlossener Fachwerkbrücken im allgemeinen nicht anzuwenden.

Kippung der Träger

15 Kippsicherheit von Trägern mit I-Querschnitt

- 15.1 Bei Trägern mit I-Querschnitt, die in der Stegebene auf Biegung beansprucht sind, muß eine ausreichende Kippsicherheit nachgewiesen werden. Beim Kippen wird der Träger seitlich ausgebogen und gleichzeitig verdreht.
- 15.2 Die Kippsicherheit wird durch alle Maßnahmen erhöht, die auf eine Verhinderung der Verdrehung und der seitlichen Ausbiegung des Trägers hinzielen. Zu diesen Maßnahmen gehört vor allem die Anordnung von Quer- und Längsverbänden. Die Querverbände, die die Verdrehung des Trägerquerschnittes in der Querschnittsebene verhindern, sind nicht nur an den Lagern des Trägers, sondern nach Möglichkeit auch noch an anderen Trägerquerschnitten anzuordnen. Das seitliche Ausweichen des Trägers ist durch Längsverbände zu verhindern. Nach der Festlegung der Lager und Verbände ist der Widerstand, den der Träger dem Kippen entgegenstellt, um so größer, je größer der Drillwiderstand und das auf die Stegachse bezogene Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes ist und je größer der Wölbwiderstand ist, der beim Verdrehen des Trägers (wegen der ganz oder teilweise verhinderten Verwölbung der Querschnittsebenen) überwunden werden muß. Der Drillwiderstand wächst mit der dritten Potenz der Steg- und Gurticken; der Wölbwiderstand kann erhöht werden durch die Anordnung biege- und drillsteifer, an beide Gurte angeschlossener Quersteifen oder durch die Anordnung dicker Stirnplatten an den Trägerenden.
- 15.3 Ist der Druckgurt des Trägers in einzelnen Punkten, deren Entfernung c beträgt, seitlich unverschieblich festgehalten und ist der auf die Stegachse bezogene Hauptträgheitshalbmesser i_y des Gurtquerschnittes F_G gleich oder größer als $c/40$, so darf der Nachweis der Kippsicherheit entfallen. Zum Gurtquerschnitt F_G sind bei genieteten Trägern die Gurtplatten mit den anliegenden Schenkeln der beiden Gurtwinkel, bei Walzträgern der Flansch (ohne den zwischen den Ausrundungen liegenden Stegteil) mit den Gurtplatten und bei geschweißten Trägern die Gurtplatten zu zählen.
- 15.4 Ist bei den im Abschnitt 15.3 geschilderten Trägern $i_y < c/40$ und wird kein genauer Nachweis der Kippsicherheit erbracht, so darf die größte (ohne Berücksichtigung der Nietlochwächung und des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ , aber mit Berücksichtigung der Schwingbeiwerte φ und Ausgleichszahlen ψ berechnete) Randdruckspannung des Trägers den Wert $1,14 \cdot \sigma_{zul}/\omega$ nicht überschreiten. Die aus den Tafeln 1 oder 2 zu entnehmende Knickzahl ω ist hierbei dem Schlankheitsgrad $\lambda = c/i_y$ zugeordnet, und für σ_{zul} ist die in Abschnitt 7 angeführte zulässige Zugspannung maßgebend.
- 15.5 Bei der Montage von Hochbauten sind Vorkehrungen zu treffen, um das Kippen langer I-Träger unter der Wirkung des Eigengewichtes auszuschließen. Bei Kranbahnträgern u. dgl. ist darauf zu achten, daß schiefe Seilzüge möglicherweise außerhalb der Stegebene wirken.

Beulung der Stegbleche vollwandiger Träger

16 Allgemeines

- 16.1 Für die Stegbleche ist ausreichende Sicherheit gegen Ausbeulen nachzuweisen.
- 16.2 Der ebene Spannungszustand, der im Stegblech im Augenblick des Ausbeulens vorhanden ist, wird durch die Angabe der Beulspannung festgelegt.
- 16.3 Das Stegblech ist bei der Beuluntersuchung in rechteckige Felder der Länge a und der Breite b zu unterteilen. Die Feldlänge a stimmt mit dem Mittenabstand der Quersteifen überein. Die Feldbreite b ist für verschiedene Fälle in Bild 19 angegeben. Bei mehr als einer Halsnietreihe je Stegblechrand ist für b das arithmetische Mittel der gegenseitigen Abstände der entsprechenden Halsnietreihen anzunehmen.

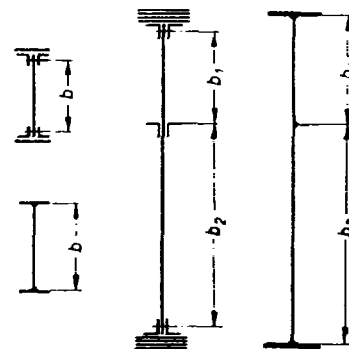
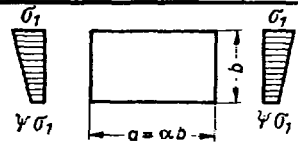
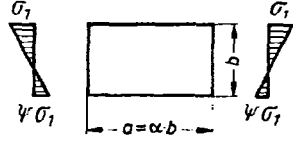
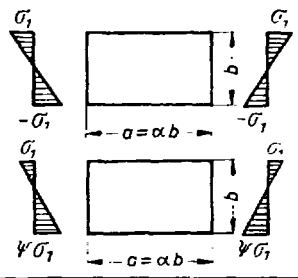
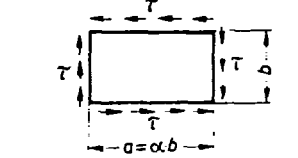


Bild 19

- 16.4 Das Stegblech ist an allen vier Rändern dieser Felder einspannungsfrei gelagert zu denken.
- 16.5 Bei der Beuluntersuchung sind immer die vollen Querschnitte ohne Abzug von Nietlöchern einzusetzen. Die im untersuchten Stegblechfeld durch die äußere Belastung bewirkten Spannungen (z. B. gleichmäßig verteilte Druckspannungen σ_1 oder geradlinig verteilte Normalspannungen mit dem Randwert σ_1 oder Schubspannungen τ) sind zu berechnen unter Berücksichtigung der Vorschriften über die Schwingbeiwerte φ (DIN 1073, DIN 1055 Blatt 3, DIN 120, Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken), und die Ausgleichszahlen ψ (DIN 120), jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ . Die Schubspannungen τ sind unter der Annahme zu ermitteln, daß die Querkraft gleichmäßig über die ganze Breite b bzw. $(b_1 + b_2)$ verteilt ist. Für σ_1 ist der Absolutwert der größten am Rand des untersuchten Stegblechfeldes (Abschnitt 16.3) auftretenden Druckspannung einzusetzen. Sind nur Schub- und Zugspannungen vorhanden, so ist die Zugspannung bei der Beuluntersuchung unberücksichtigt zu lassen, falls von einer genaueren Untersuchung abgesehen wird.
- Der Verlauf der geradlinig verteilten Normalspannungen wird durch Größe und Vorzeichen von ψ gekennzeichnet. ψ ist nach Tafel 6 Spalte 1 der Quotient der beiden Randnormalspannungen $\psi = \sigma_2 : \sigma_1$.
- 16.6 Der Bestimmung von σ_1 und τ ist der im untersuchten Feld (Abschnitt 16.3) vorhandene Größtwert des Biegemomentes bzw. der Querkraft zugrunde zu legen. Tritt dieser Größtwert an einem Ende des untersuchten Feldes auf, so darf der in Feldmitte vorhandene Wert des Biegemomentes bzw. der Querkraft — jedoch nicht weniger als der Wert an jener Stelle, die den Abstand $b/2$ vom erwähnten Ende hat — zur Berechnung von σ_1 und τ verwendet werden.

Tafel 6

	1	2	3	4
1	Belastung	Beulspannung	Gültigkeitsbereich	Beulwert
2	Geradlinig verteilte Druckspannungen $0 \leq \psi \leq 1$	 $\sigma_{1Ki} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$	$k = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \cdot \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
3	Geradlinig verteilte Druck- und Zugspannungen mit überwiegendem Druck $-1 < \psi < 0$	 $\sigma_{1Ki} = k \cdot \sigma_e$		$k = (1 - \psi) \cdot k' - \psi \cdot k'' + 10 \psi \cdot (1 + \psi)$ worin k' den Beulwert für $\psi=0$ (nach Reihe 2) und k'' den Beulwert für $\psi=-1$ (nach Reihe 4) bedeuten.
4	Geradlinig verteilte Druck- und Zugspannungen mit gegen- gleichen Randwerten $\psi = -1$ oder mit überwiegen- dem Zug ¹⁾ $\psi < -1$	 $\sigma_{1Ki} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 2,3$	$k = 23,9$
			$\alpha < 2,3$	$k = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \alpha^2$
5	Gleichmäßig verteilte Schubspannungen	 $\tau_{Ki} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$	$k = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^3}$
			$\alpha < 1$	$k = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

17 Nachweis der erforderlichen Beulsicherheit

17.1 Die ideale Beulspannung, deren Bestimmung nicht nur an die Voraussetzung eines genau ebenen Bleches, einer genau mittigen Krafteintragung und eines ideal isotropen Werkstoffes, sondern auch an die Voraussetzung eines unbeschränkt gültigen Hooke'schen Formänderungsgesetzes gebunden ist, beträgt nach Tafel 6, Spalte 2

$$\sigma_{1Ki} = k \cdot \sigma_e \quad \text{bzw.} \quad \tau_{Ki} = k \cdot \sigma_e,$$

wobei k den vom Belastungsfall, der Lagerung und dem Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ abhängigen „Beulwert“ darstellt und σ_e eine Bezugsspannung ist. Sie ist die Eulersche Knickspannung eines 1 cm breiten, b cm langen, an seinen Enden einspannungsfrei gelagerten Blechstreifens, dessen Biegesteifigkeit durch die Plattensteifigkeit $\frac{E \cdot t^3}{12(1-\mu^2)}$ ersetzt wird. Es gilt

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12 \cdot b^3 (1-\mu^2)} = 189,8 \cdot \left(\frac{100 \cdot t}{b}\right)^2 = (1378 \cdot t/b)^2 \text{ kg/cm}^2,$$

wobei E der Elastizitätsmodul, $\mu = 0,3$ die Querdehnungszahl und t die Blechdicke ist.

17.2 In der Tafel 6, Spalte 4 sind die Beulwerte k für rechteckige, an allen vier Rändern einspannungsfrei gelagerte Bleche für einige einfache Belastungsarten

¹⁾ Bei der Berechnung des Seitenverhältnisses α und der Eulerspannung σ_e ist hier b durch den ideellen Wert $b_i = 2b_D$ zu ersetzen, wobei $b_D < 0,5b$ die Breite der Druckzone ist. Dies ist jedoch nicht zulässig für die Berechnung des Beulwertes k gleichzeitig wirkender Schubspannungen.

angegeben. Für näherungsweise Vorberechnungen kann k für die Normalspannungsfälle

$$-1 \leq \psi \leq +1$$

auch aus Bild 20 entnommen werden. Treten Normal- und Schubspannungen gleichzeitig auf, so sind die beiden Einzelbeulspannungen σ_{1Ki} und τ_{Ki} getrennt zu berechnen.

17.3 Mit den Einzelbeulspannungen σ_{1Ki} , τ_{Ki} und den nach Abschnitt 16.5 und 16.6 ermittelten Spannungswerten σ_1 , τ ist die ideale Vergleichsspannung

$$\sigma_{VKi} = \frac{1 + \psi \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}}{4} \cdot \sqrt{\left(\frac{3 - \psi \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}}{4}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}$$

zu berechnen; sie beträgt im Sonderfall $\tau \equiv 0$ einfach $\sigma_{VKi} = \sigma_{1Ki}$ und im Sonderfall $\sigma_1 \equiv 0$ einfach $\sigma_{VKi} = \tau_{Ki} \cdot \sqrt{3}$. Da die idealen Beulspannungen in allen jenen Fällen, in denen σ_{1Ki} oberhalb der Proportionalitätsgrenze des Baustahls liegt, eine Abminderung erfahren müssen, ist zur idealen Vergleichsspannung σ_{VKi} eine abgeminderte Vergleichsspannung σ_{VK} zu bestimmen und die Beulsicherheitszahl mit Hilfe der Beziehung

$$\nu_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}$$

zu berechnen; der zum Wert σ_{VKi} gehörige abgeminderte Wert σ_{VK} ist aus der Tafel 7 zu entnehmen, wobei Zwischenwerte geradlinig einzuschalten sind. Für

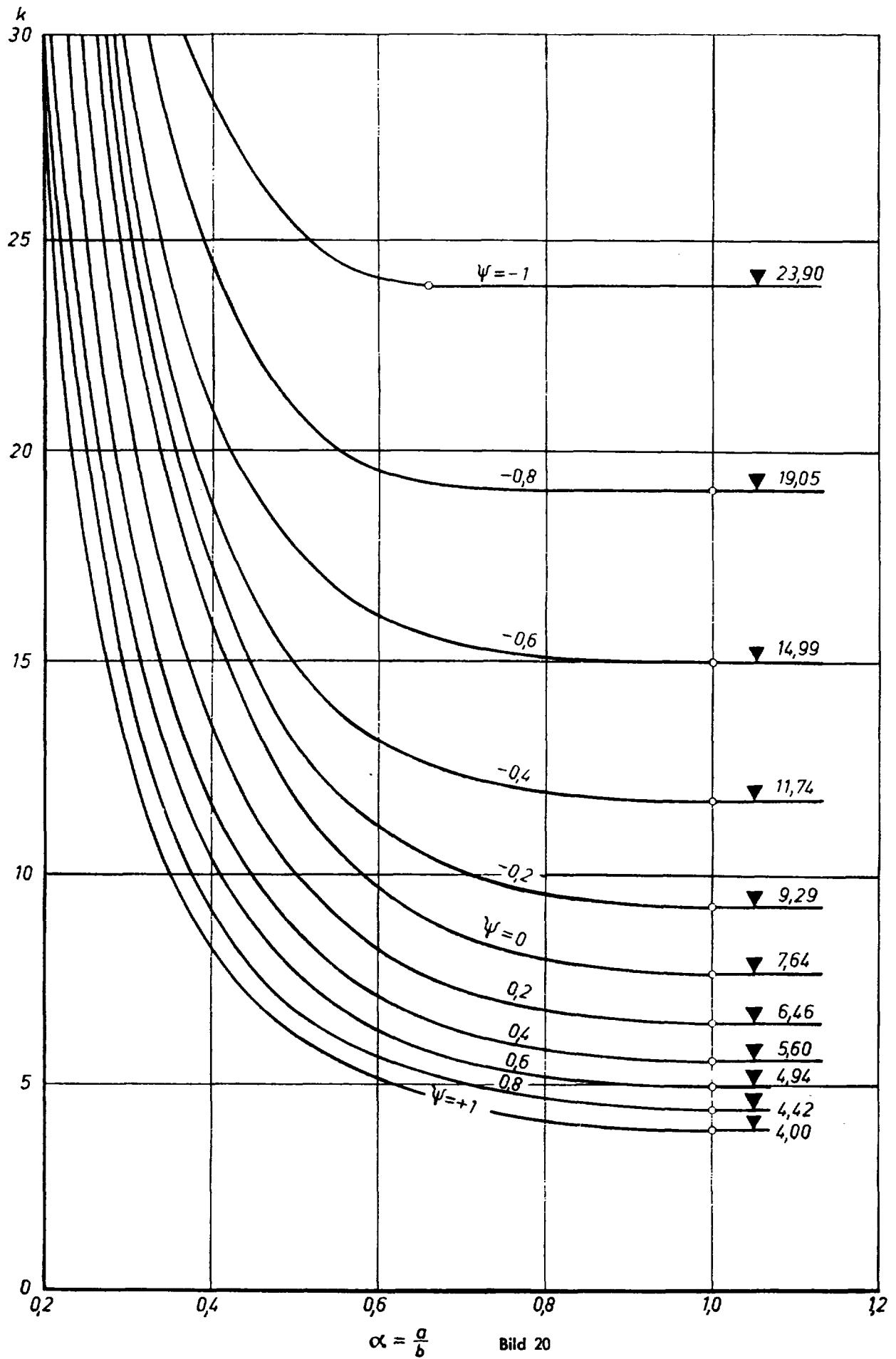


Bild 20

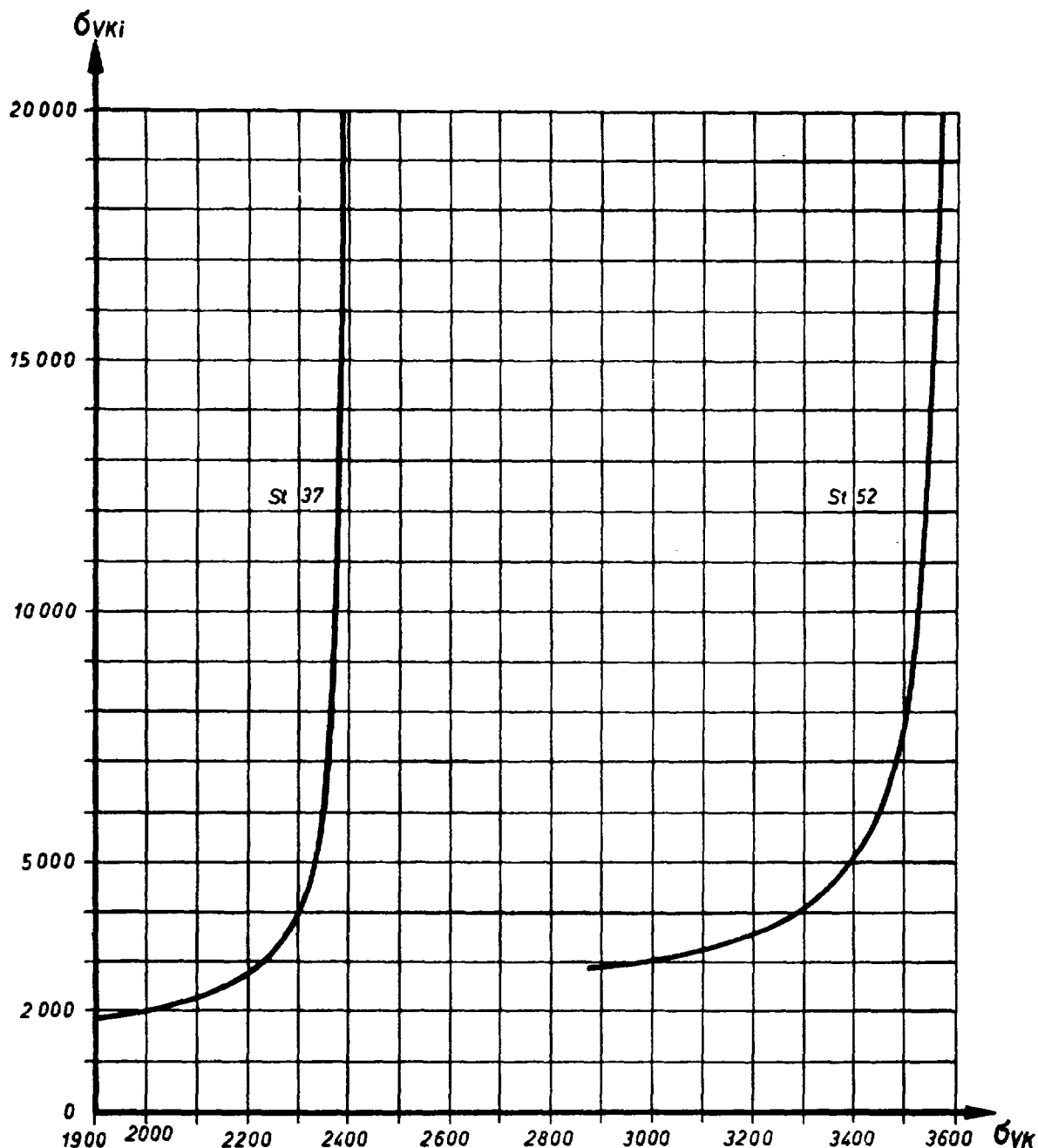


Bild 21

Vorberechnungen darf näherungsweise σ_{VK} unmittelbar aus Bild 21 entnommen werden. Die Tafel 7 und das Bild 21 führen umgekehrt auch von einem gegebenen Spannungswert

$$\sigma_{VK} = v_B \cdot \sqrt{\sigma_i^2 + 3 \tau^2}$$

zur zugeordneten idealen Vergleichsspannung σ_{VKi} , die bei der Bemessung nicht unterschritten werden darf. Für

$$\sigma_{VK} = \sigma_{VKi} \text{ wird } v_B = v_{Bi}.$$

- 17.4 Die Beulsicherheitszahl muß für ideale Vergleichsspannungen $\sigma_{VKi} \leq 3750 \text{ kg/cm}^2$ im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) $v_B \geq 1,35$ und im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) $v_B \geq 1,25$ sein. Für Vergleichsspannungen $\sigma_{VKi} > 3750 \text{ kg/cm}^2$ darf die Beulsicherheit kleiner sein und zwar im Belastungsfall 1

$$v_B \geq 1,35 \cdot \left[0,9 + 0,1 \cdot \left(\frac{3750}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right]$$

und im Belastungsfall 2

$$v_B \geq 1,25 \cdot \left[0,9 + 0,1 \cdot \left(\frac{3750}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right]$$

Sie braucht in der Regel nur für einen dieser beiden Belastungsfälle nachgewiesen zu werden.

- 17.5 Bei Beuluntersuchungen von Rechteckplatten, die Bauteile eines Druckstabes sind, darf die Beulsicherheit v_B des Bauteiles nicht kleiner sein als die Knicksicherheit v_K des ganzen Stabes. Jedoch gilt für Vergleichsspannungen $\sigma_{VKi} > 3750 \text{ kg/cm}^2$

$$v_B \geq \left[0,9 + 0,1 \cdot \left(\frac{3750}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \cdot v_K$$

Die Knicksicherheit v_K ist abhängig von der Baustahlgüte und der für die Knickuntersuchung wirksamen Schlankheit λ und ist in Tafel 7 für die beiden Stahlarten der ideellen Knickspannung σ_{VKi} zugeordnet. Erforderlichenfalls ist die Beulsicherheit durch Vergrö-

ßerung der Blechdicke oder der Biegesteifigkeit der Steifen oder durch zusätzliche Anordnung von Steifen bis auf den geforderten Mindestwert zu heben. Sofern keine Steifen angeordnet werden, darf, wenn auf eine genauere Berechnung verzichtet wird, die erforderliche Blechdicke nach Tafel 3, in der die oben angegebene Ermäßigung für Vergleichsspannungen $\sigma_{VKi} > 3750 \text{ kg/cm}^2$ enthalten ist, berechnet werden.

- 17.6 Bei Beuluntersuchungen von Rechteckplatten, die Bauteile eines Druckstabes sind, der zusätzlich durch Querkraftbiegung beansprucht wird, ist die erforderliche Beulsicherheit $\nu_B^{N,M}$ zu ermitteln nach der Formel

$$\nu_B^{N,M} \geq \frac{\nu_K \cdot \sigma_N + \nu_B \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

Auch hier darf für Vergleichsspannungen $\sigma_{VKi} > 3750 \text{ kg/cm}^2$ die erforderliche Beulsicherheit wie oben abgemindert werden, und es gilt dann:

$$\nu_B^{N,M} \geq \left[0,9 + 0,1 \left(\frac{3750}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \frac{\nu_K \cdot \sigma_N + \nu_B \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

In den angegebenen Formeln ist für Belastungsfall 1 $\nu_B = 1,35$ und für Belastungsfall 2 $\nu_B = 1,25$ einzusetzen. σ_N und σ_M sind die Spannungsanteile infolge der Normalkraft und des Biegemomentes und entsprechen dem ersten und dem zweiten Posten der Formeln I) oder II) des Abschnittes 10.02. Die Knicksicherheitszahl ν_K ist der Schlankheit λ des Druckstabes zugeordnet und kann für die Zehnerzahlen von λ der Tafel 3 der Richtlinien entnommen werden.

Tafel 7

σ_{VKi} kg/cm ²	St 37			St 52		
	σ_{VK} kg/cm ²	Bela- stungs- fall 1 ν_{K1}	Bela- stungs- fall 2 ν_{K2}	σ_{VK} kg/cm ²	Bela- stungs- fall 1 ν_{K1}	Bela- stungs- fall 2 ν_{K2}
< 1 570	σ_{VKi}	2,50	2,19	σ_{VKi}	2,50	2,19
1 920	$\sigma_P = 1 920$	2,72	2,38	..	2,50	2,19
2 000	1 983	2,75	2,41	..	2,50	2,19
2 100	2 036	2,73	2,39	..	2,50	2,19
2 200	2 077	2,73	2,39	..	2,50	2,19
2 300	2 109	2,71	2,37	..	2,50	2,19
2 400	2 136	2,69	2,35	..	2,50	2,19
2 500	2 158	2,67	2,33	..	2,50	2,19
2 600	2 178	2,63	2,30	..	2,50	2,19
2 700	2 194	2,63	2,30	..	2,50	2,19
2 800	2 209	2,59	2,26	σ_{VKi}	2,50	2,19
2 880	—	—	—	$\sigma_P = 2 880$	2,62	2,28
2 900	2 221	2,57	2,25	2 899	2,64	2,31
3 000	2 233	2,54	2,22	2 974	2,63	2,31
3 200	2 252	2,49	2,18	3 077	2,62	2,30
3 400	2 267	2,46	2,15	3 149	2,61	2,28
3 600	2 280	2,43	2,12	3 203	2,59	2,27
3 800	2 291	2,39	2,09	3 248	2,57	2,25
4 000	2 300	2,37	2,07	3 284	2,53	2,22
4 200	2 308	2,33	2,04	3 313	2,49	2,18
4 400	2 315	2,32	2,03	3 338	2,48	2,17
4 600	2 321	2,27	1,99	3 359	2,45	2,14
4 800	2 326	2,26	1,98	3 378	2,43	2,13
5 000	2 331	2,23	1,95	3 394	2,39	2,09
5 500	2 340	2,19	1,92	3 426	2,33	2,04
6 000	2 347	2,16	1,89	3 450	2,30	2,01
6 500	2 353	2,12	1,85	3 469	2,25	1,97
7 000	2 358	2,09	1,83	3 484	2,21	1,93
8 000	2 366	2,06	1,80	3 506	2,17	1,90
10 000	2 374	2,00	1,75	3 532	2,09	1,83
20 000	2 389	1,86	1,63	3 574	1,91	1,67
∞	2 400	1,71	1,50	3 600	1,71	1,50

- 17.7 Im H o c h b a u darf bei Trägern, deren Stegblechhöhe nicht größer als 1,00 m und deren biegedruckseitige

Randspannung nicht größer als die biegezugseitige Randspannung ist, von der Beuluntersuchung abgesehen werden, wenn im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) die 2,6fache und im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) die 2,3fache größte durchschnittliche Schubspannung den Wert σ_{VK} nicht überschreitet, der in Tafel 7 oder Bild 21 dem Wert

$$\sigma_{VKi} = 1760 \cdot (100 \cdot t/b)^2 \text{ kg/cm}^2$$

zugeordnet ist. Auch dieser Nachweis braucht in der Regel nur für einen der beiden Belastungsfälle erbracht zu werden.

- 17.8 Die Beulsicherheit der Stegbleche vollständig einbetonierter Träger braucht nicht nachgewiesen zu werden.

18 Aussteifung von Stegblechen

- 18.1 Die in Abschnitt 16.3 geschilderte Unterteilung des Stegbleches in einzelne Felder der Länge a und Breite b setzt eine unverschiebbare Querstützung des Bleches an allen vier Feldrändern voraus. In der Regel wird diese Querstützung durch die Gurte des Trägers und die mit den Querträgern verbundenen Pfosten (Halbrahmenstiele), bei mehrwandigen Konstruktionen auch durch Quer- und Längsschotte oder Quer- und Längsverbände bewirkt.

- 18.2 Werden zur Unterteilung einzelne Quer- oder Längssteifen verwendet, so gibt es grundsätzlich zwei Wege: Entweder erhalten die Längs- und Quersteifen eine so große Biegesteifigkeit (Mindeststeifigkeit, vgl. Ri 18.1), daß sie die Beulspannung für das untersuchende Feld zumindest bis auf jenen Wert heben, der sich für das stärkstenbeanspruchte Teilfeld (bei Annahme einer einspannungsfreien Umfangslagerung) nach Abschnitt 17.3 ergibt. Oder die Biegesteifigkeiten der Steifen werden kleiner gewählt als die Mindeststeifigkeiten (vgl. Ri 18.2), so daß die Beulwerte k kleiner werden als die, die sich für die Teilfelder ergeben, aber noch ausreichend groß sind, um die erforderliche Beulsicherheit zu erreichen. Der zweite Weg ist aber besonders zweckmäßig, da die Erhöhung der Beulspannungen für die sich aus den Mindeststeifigkeiten ergebenden Teilfelder durch die Abminderung im plastischen Bereich häufig nicht ausgenutzt werden kann.

- 18.3 Steifen, die als Folge ihrer Verbindung mit dem Stegblech eine axiale Druckspannung erfahren, die bei Einwirkung der Beulbelastung des versteiften Bleches die Proportionalitätsgrenze σ_P überschreitet, dürfen bei Stegblechen aus St 52 nicht aus St 37 hergestellt werden. Für alle Baustahlorten ist $\sigma_P = 0,8 \sigma_F$ anzunehmen.

- 18.4 Längssteifen von Stegblechen, die an den Kreuzungsstellen mit Quersteifen, Halbrahmenstielen, Querschotten u. dgl. unverschwächt durchgeführt oder gleichwertig gestoßen werden, dürfen bei der Berechnung der Fläche und des Trägheitsmomentes des gesamten Trägerquerschnittes mitberücksichtigt werden. Hierbei wird vorausgesetzt, daß eine einwandfreie Übertragung der auf die Steife entfallenden Axialkraft durch ihre Anschlüsse sichergestellt ist.

- 18.5 Für die Wahl des Steifenquerschnittes ist auch das Verhalten der Steife während des Ausbeulens des Bleches von Bedeutung. Steifen, deren Biegesteifigkeit schon nach kleinen Ausbeulungen des Bleches durch örtliches Ausweichen absinken kann, sind zu vermeiden.

Stahlbau Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen Richtlinien	DIN 4114 Blatt 2
---	---

Inhalt

Richtlinien 1 zu Abschnitt 1 der Vorschriften:

- Ri 1.1 Grundbegriffe
- Ri 1.2 Einheitliche Bezeichnungen

Richtlinien 3 zu Abschnitt 3 der Vorschriften:

- Ri 3.1 Allgemeines
- Ri 3.2 Einfluß von Kraftangriff und Querschnittsform

Richtlinien 6 zu Abschnitt 6 der Vorschriften:

- Ri 6.1 Grundbegriffe
- Ri 6.2 Übliche Voraussetzung
- Ri 6.3 Knicklänge der Eckstiele von Gittermasten und Fachwerkstützen
- Ri 6.4 Knicklänge von Streben und Pfosten (Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene)

Richtlinien 7 zu Abschnitt 7 der Vorschriften:

- Ri 7.1 Allgemeines
- Ri 7.2 Die Knickzahlen
- Ri 7.3 Direkte Bemessung von Druckstäben
- Ri 7.4 Die Engeßersche Knicklast S_K und die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K
- Ri 7.5 Biegedrillknickung planmäßig mittig gedrückter Gurtstäbe mit einfach-symmetrischen Querschnitten
- Ri 7.6 Druckstäbe mit veränderlicher Querschnittshöhe
- Ri 7.7 Druckstäbe mit veränderlicher Normalkraft
- Ri 7.8 Druckstäbe mit feldweise veränderlichem Querschnitt, feldweise veränderlicher Normalkraft und federnder Querstützung
- Ri 7.9 Tragsicherheitsnachweis planmäßig mittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

Richtlinien 10 zu Abschnitt 10 der Vorschriften:

- Ri 10.1 Biegedrillknickung planmäßig außermittig gedrückter Stäbe
- Ri 10.2 Tragsicherheitsnachweis planmäßig außermittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

Richtlinien 12 zu Abschnitt 12 der Vorschriften:

- Ri 12.1 Näherungsverfahren zur Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken (Trogbrücken)
- Ri 12.2 Genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken

Richtlinien 13 zu Abschnitt 13 der Vorschriften:

- Ri 13.1 Knickung symmetrischer Parabelbogen in der Bogenebene

Richtlinien 14 zu Abschnitt 14 der Vorschriften:

- Ri 14.1 Knicklänge der Stiele einfeldrig-mehrstöckiger und mehrfeldrig-einstöckiger Rechteckrahmen sowie von Rechteckrahmen mit belasteten Pendelstützen
- Ri 14.2 Knicklänge der Stiele von Dreieckrahmen

Richtlinien 15 zu Abschnitt 15 der Vorschriften:

- Ri 15.1 Kippung von Trägern mit I-Querschnitt

Richtlinien 17 zu Abschnitt 17 der Vorschriften:

- Ri 17.1 Beulung allseitig gedrückter Bleche
- Ri 17.2 Beulwerte für verschiedene Lagerungsbedingungen der Längsränder

Richtlinien 18 zu Abschnitt 18 der Vorschriften:

- Ri 18.1 Mindeststeifigkeit von Quer- und Längssteifen, die zur Unterteilung des Stegbleches in einzelne Felder dienen
- Ri 18.2 Beulspannung ausgesteifter Stegbleche

Richtlinien 1 zu Abschnitt 1 der Vorschriften

Ri 1.1 Grundbegriffe

Das Gleichgewicht, das in einem belasteten Tragwerk zwischen den äußeren und inneren Kräften vorhanden ist, kann stabil oder instabil sein. Es ist stabil, wenn zu jeder sehr kleinen störenden Verformung des belasteten Tragwerkes ein positiver Arbeitsbetrag aufgewandt werden muß. Diese Eigenschaft ist bei manchen Tragwerken und Belastungsarten nur unter verhältnismäßig kleinen, tief unter der Bruchgrenze liegenden Laststufen gewährleistet. Unter den höheren Laststufen gibt es hier zumindest eine Art der störenden Verformung, zu

deren Verwirklichung keine positive Störungsarbeit — also keine Gewaltanwendung — erforderlich ist. Ist die (grundsätzlich von zweiter Ordnung kleine) Störungsarbeit zumindest bei einer dieser kleinen störenden Verformungen gleich Null aber für keine einzige mögliche negativ, so liegt hier die Grenze vor, bei der die Eigenschaft der Stabilität verlorengeht (Stabilitätsgrenze); sie wird bei Stäben oder Stabwerken als „Knickbelastung“, bei den auf Biegung beanspruchten Trägern als „Kippbelastung“ und bei dünnen Blechen, Schalen oder Faltenwerken als „Beulbelastung“ bezeichnet. Das Tragwerk versucht hier, sich der Weiterführung der schon vorhandenen (unter den kleineren Laststufen aufgezwungenen) Verformung durch ein Ausweichen zu entziehen.

Frühere Ausgaben: 7. 52

Änderung Februar 1953:

Bilder 5b, 28 und 29 berichtigt. Berichtigungen in den Abschnitten Ri 7.13, 7.521, 12.12, 12.25, 14.16, 18.21 sowie in Tafel 9, Zeile 7 und Fußnote 18.

x Oktober 1955:

Berichtigungen in den Abschnitten Ri 6.42, 6.43, 6.46, 7.52, 7.521, 12.25, Tafel 9, Zeile 1 und 7 und in den Bildunterschriften der Bilder 28 und 29.

Ri 1.2 Einheitliche Bezeichnungen

Für die Bezeichnungen in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gelten DIN 1350 „Zeichen für Festigkeitsberechnungen — Formelzeichen — mathematische Zeichen — Maßeinheiten — Zeichen für Formstahl, Stabstahl und Bleche“ mit Beiblatt „Besondere Zeichen für Bauingenieurwesen“ sowie die folgenden Angaben:

P_K oder S_K Knick-, Kipp- oder Beullast, auch Engeßersche¹⁾ Knicklast genannt [kg]; es ist dies die Last an der Stabilitätsgrenze bei Erfüllung bestimmter idealisierender Voraussetzungen (z. B. ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff und ideal isotroper Werkstoff)

σ_K Knick-, Kipp- oder Beulspannung, auch Engeßersche Knickspannung genannt [kg/cm²]

T Knickmodul, auch Engeßerscher Knickmodul genannt [kg/cm²]

ν_K Knick- oder Kipsicherheitszahl, auch Engeßersche Knicksicherheitszahl genannt

ν_B Beulsicherheitszahl im unelastischen (Engeßer-) Bereich

P_{Ki} oder S_{Ki} ideale Knick-, Kipp- oder Beullast, auch Eulersche²⁾ Knicklast genannt [kg]; es ist dies die Last an der Stabilitätsgrenze bei zusätzlicher Voraussetzung eines Idealwerkstoffes, der unbeschränkt dem Hookeschen Formänderungsgesetz gehorcht

σ_{Ki} ideale Knick-, Kipp- oder Beulspannung, auch Eulersche Knickspannung genannt [kg/cm²]

ν_{Ki} ideale Knick- oder Kipsicherheitszahl, auch Eulersche Knicksicherheitszahl genannt

ν_{Bi} ideale Beulsicherheitszahl im elastischen (Euler-) Bereich

P_{Kr} oder S_{Kr} Traglast [kg]; es ist dies die größte im Gleichgewicht getragene Last, die man bei Verzicht auf die Voraussetzung eines Hookeschen Idealwerkstoffes und auf die idealisierenden Voraussetzungen geometrischer Art erhält

σ_{Kr} Tragspannung [kg/cm²]

ν_{Kr} Tragsicherheitszahl

σ_{zul} zulässige Zugspannung [kg/cm²]

$\sigma_{d zul}$ zulässige Druckspannung [kg/cm²]

$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d zul}}$ Knickzahl

σ_F Spannung an der Fließgrenze [kg/cm²]

s oder l Netzlänge des Stabes [cm]

¹⁾ F. Engeßer, Schweiz. Bauztg. 1895, S. 24. Engeßer hat in dieser Abhandlung seine früheren Darlegungen (Z. d. Arch. u. Ing. Ver. Hannover, 1889, S. 455) auf Grund eines Einwandes von F. Jasinski (Schweiz. Bauztg. 1895, S. 172) berichtigt und damit die rationelle Theorie der Biegeknicke von Idealstäben außerhalb des Hookeschen Bereiches gewonnen. Unabhängig davon wurde diese Theorie von Th. v. Kármán (Physikal. Zeitschr. 1908, S. 138 und VDI-Forschungsheft 81, Berlin 1910) entwickelt und experimentell belegt.

²⁾ L. Euler hat im Anhang „De curvis elasticis“ seines im Jahre 1744 erschienenen Werkes über die Begründung der Variationsrechnung („Methodus inveniendi...“) die nach ihm benannte Formel für die ideale Biegeknicke last gelenkig gelagerter, mittig gedruckter Idealstäbe gefunden und damit erstmalig ein Stabilitätsproblem gelöst.

s_0 Abstand der nach Zeichnung geschätzten Mitten der Anschlüsse [cm]

i_x Trägheitshalbmesser des Stabquerschnittes, bezogen auf die Hauptachse $x-x$ [cm]

s_x oder l_x Knicklänge des Stabes für das Ausknicken rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ des Stabquerschnittes [cm]

$\lambda_x = \frac{s_x}{i_x}$ Schlankheitsgrad des Stabes für das Ausknicken rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ des Stabquerschnittes

$Z_x = \frac{F}{i_x^2}$ Querschnittszahl für das Ausknicken des Stabes rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ des Stabquerschnittes

a planmäßig bekannter Angriffshebel der Druckkraft [cm]

u praktisch unvermeidbarer Angriffshebel der Druckkraft eines planmäßig mittig gedrückten Stabes [cm]

y_M Abstand des Schubmittelpunktes vom Querschnittsschwerpunkt [cm]

e_d und e_z Randabstand, gemessen auf der Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm]

k_d und k_z Kernweite des Stabquerschnittes, gemessen auf der Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm]

W_d und W_z Widerstandsmoment des unverschwächten Stabquerschnittes, bezogen auf die Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm³]

σ_{bd} und σ_{bz} Biegedruck- bzw. Biegezugspannung [kg/cm²]

M Schubmittelpunkt des Stabquerschnittes

J_D Drillwiderstand des Stabquerschnittes [cm⁴]

C_M Wölbwiderstand des Stabquerschnittes, bezogen auf den Schubmittelpunkt [cm⁶]

k Kipp- oder Beulwert

Bemerkung: Alle Stabkräfte und Spannungen sind mit ihren Absolutbeträgen (ohne Vorzeichen) in die Formeln einzuführen.

Richtlinien 3 zu Abschnitt 3 der Vorschriften

Ri 3.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 3 der Vorschriften beschriebene Biegedrillknickung als allgemeine Form der Knickung gerader Stäbe von gleichbleibendem Querschnitt ist von Bedeutung vor allem bei dünnwandigen, offenen Profilen (Bild 1a). Die Verkopplung von Biegung und Verdrehung zerfällt jedoch bei speziellem Lastangriff oder besonderen Symmetrien des Querschnitts, wie in Bild 1b bis h für einige Sonderfälle dargestellt ist.

Ri 3.2 Einfluß von Lastangriff und Querschnittsform

Beim außermittig gedrückten Stab mit unsymmetrischem Querschnitt (Bild 1a) fällt im allgemeinen der Drillruhepunkt D nicht mit dem Schubmittelpunkt M zusammen. Es liegt dann stets Biegedrillknickung vor. Greift aber die Last im Schubmittelpunkt an (Bild 1b), dann ist sowohl reine Biegeknicke um eine Hauptachse als auch Biegedrillknickung möglich,

wobei die Drillruheachse mit der Schubmittelpunktsachse zusammenfällt, sofern der durch die Außermitteigkeit bedingte Verformungseinfluß in der Symmetrieebene nicht berücksichtigt wird. Beim mittig gedrückten Stab mit unsymmetrischem Querschnitt (Bild 1c) ist nur Biegedrillknickung möglich.

Fällt der Schubmittelpunkt mit dem Schwerpunkt zusammen, so sind je nach Lastangriff und Drillsteifigkeit alle drei Arten der Knickung möglich. Zu dieser Gattung gehören alle punkt- oder mindestens doppelsymmetrischen Querschnitte (Bild 1d und e) sowie als Sonderfall z. B. der Querschnitt nach Bild 1f, dessen Abmessungen so gewählt sind, daß M mit S zusammenfällt. Für einfachsymmetrische Profile, für die Schubmittelpunkt und Schwerpunkt nicht zusammenfallen (z. B. Bild 1g und h), ist sowohl Biegeknickung als auch Biegedrillknickung möglich, dagegen keine Drillknickung. Sie können für Lastangriff auf der Symmetrieachse nach den Richtlinien Ri 7.5 und Ri 10.1 berechnet werden.

Allgemeiner Fall

S = Schwerpunkt
 M = Schubmittelpunkt

P = Lastangriffspunkt
 D = Drillruhepunkt

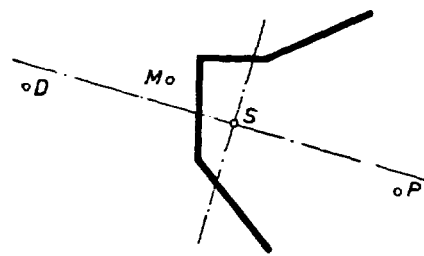


Bild 1a

Biegedrillknickung (keine Symmetrie, kein spezieller Kraftangriff)

Sonderfälle des Lastangriffspunktes

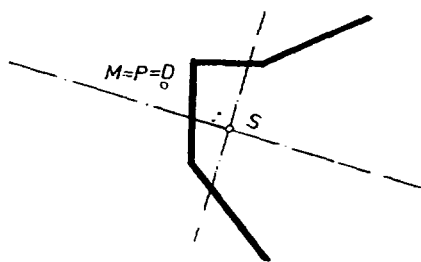


Bild 1b

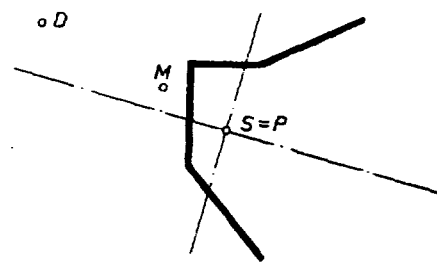


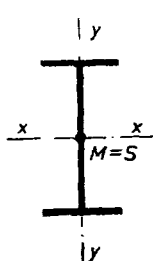
Bild 1c

Biegedrillknickung bei mittigem Druck

1. Biegeknickung in Richtung einer Hauptachse (wenn $P = M$ jedoch auf der anderen Hauptachse liegend)
2. Biegedrillknickung um die Kraftwirkungsgerade (= Schubmittelpunktsachse)
3. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ um beide Hauptachsen (wenn $P = M$, jedoch nicht auf einer Hauptachse liegend)
4. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ um eine Hauptachse (wenn $P = M$, jedoch auf der anderen Hauptachse liegend)

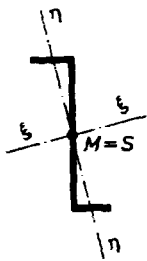
Sonderfälle der Querschnittsform

doppel-symmetrisch

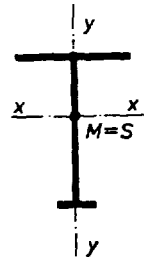


d)

punkt-symmetrisch

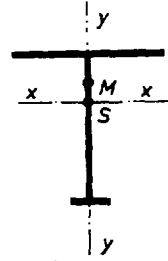


e)

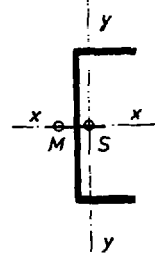


f)

einfachsymmetrisch



g)



h)

1. Biegeknickung rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ oder $y-y$ (wenn $P = S$)
2. Drillknickung um die Stabachse (wenn $P = S$)
3. Biegedrillknickung (wenn $P \neq M$)
4. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ rechtwinklig zur Hauptachse $x-x$ oder $y-y$ (wenn $P \neq S$, jedoch auf Hauptachse $x-x$ oder $y-y$ liegend)

Bild 1d—h

1. Biegeknickung in Richtung der Symmetrieachse (wenn $P = S$) rechtwinklig zur Symmetrieachse (wenn $P = M$)
2. Biegedrillknickung
3. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ in Richtung der Symmetrieachse (wenn $P \neq S$, jedoch auf Symmetrieachse liegend)

Richtlinien 6 zu Abschnitt 6 der Vorschriften

Ri 6.1 Grundbegriffe

Die Knicklänge ist die Länge jenes gedachten, beiderseits gelenkig gelagerten Stabes, der bei gleichen Querschnittsabmessungen die gleiche ideale Knicklast wie der untersuchte Stab hat; sie stimmt daher bei Stäben, die an beiden Enden gelenkig gelagert sind, mit der Netzlänge s überein. Beispielsweise gilt für Stäbe von unveränderlichem Querschnitt, die an dem einen Ende gelenkig gelagert und an dem anderen Ende fest eingespannt sind, $s_K = 0,699 \cdot s \approx 0,7 \cdot s$, ferner bei Stäben, die an beiden Enden fest eingespannt sind, $s_K = 0,5 \cdot s$ und schließlich bei Stäben, die an dem einen Ende fest eingespannt und am anderen Ende frei sind, $s_K = 2 \cdot s$.

setzung ausnahmsweise nicht zu, so ist dies bei der Berechnung von s_K zu berücksichtigen⁴⁾. Wird beispielsweise bei der in Bild 2 dargestellten Stütze von unveränderlichem Querschnitt die Wirkungsgerade der am Stab angreifenden Kraft durch konstruktive Maßnahmen gezwungen, immer — also auch während des Ausknickens der Stütze — durch den Punkt A (im Abstand $a = s/\alpha$ vom freien Stabende) zu gehen, so ist die Knicklänge s_K aus der Gleichung

$$\operatorname{tg} \frac{\pi \cdot s}{s_K} - \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \frac{\pi \cdot s}{s_K} = 0$$

zu berechnen. Für positive Werte α (Bild 2a und b) wird $s_K > 2 \cdot s$ und für negative Werte α (Bild 2c) wird $s_K < 2 \cdot s$; in den Sonderfällen $\alpha = 0$ (Bild 2d), $\alpha = -1$ und $\alpha = -\infty$ erhält man die in Ri 6.1 angegebenen Knicklängen $s_K = 2 \cdot s$, $s_K = s$ und $s_K \approx 0,7 \cdot s$.

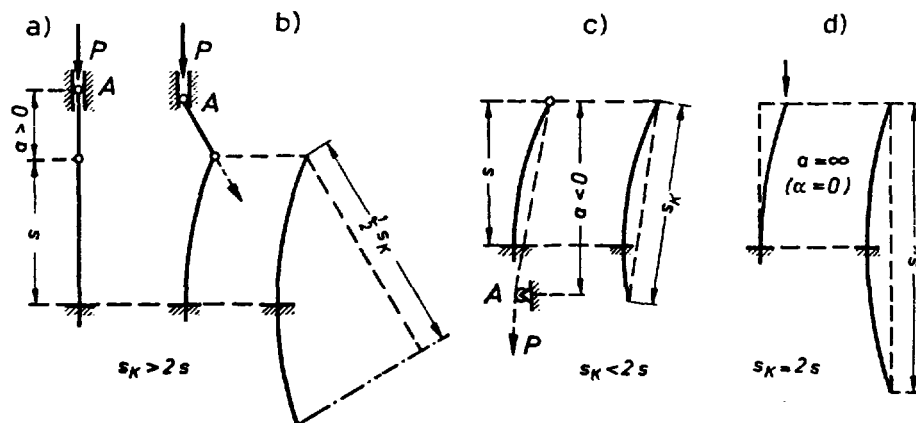


Bild 2

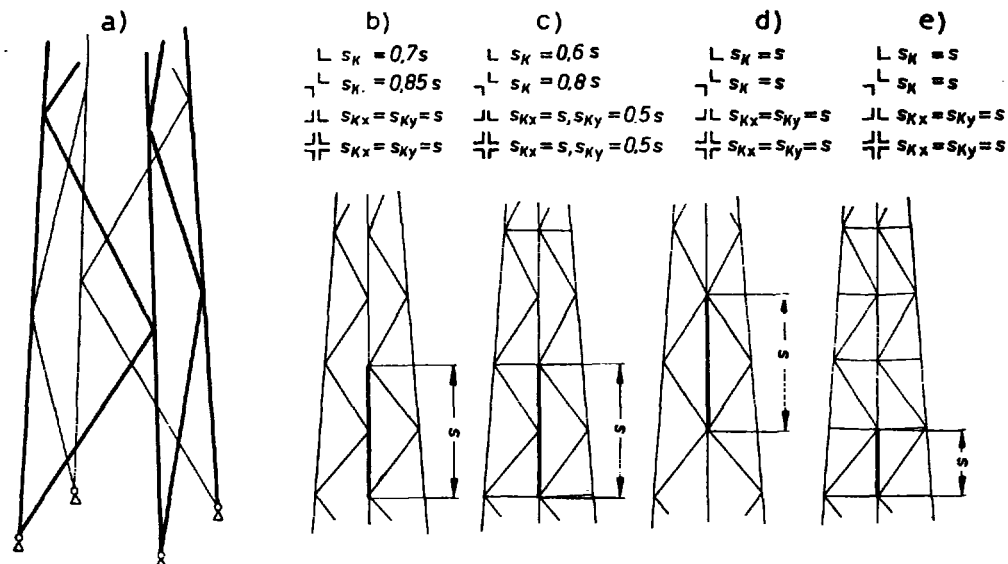


Bild 3

Ri 6.2 Übliche Voraussetzung

Bei der Berechnung von s_K wird in der Regel vorausgesetzt, daß die am Stab angreifende Kraft ihre Richtung während des Ausknickens des Stabes unverändert beibehält. Trifft diese Voraus-

Ri 6.3 Knicklänge der Eckstiele von Gittermasten und Fachwerkstützen

Ri 6.31 Ist der Stab ein aus gleichschenkligen Winkelstählen gebildeter, in zwei verschiedenen Fachwerkebenen gestützter Eckstiel eines vierwandigen, überwiegend auf Biegung beanspruchten Gittermastes (Bild 3a), so gelten diejenigen wirksamen Knicklängen s_K , die

⁴⁾ Vgl. P. P. Bijlaard, De Ingenieur, Nederl.-Ind. 1939, S. 1, K. Hoenning, Bautechn. 1942, S. 176, sowie H. Beer, Stahlbau 1944, S. 23.

in Bild 3b bis e für verschiedene Ausfachungsarten und Querschnittsausbildungen angegeben sind¹⁾. Dabei ist vorausgesetzt, daß bei Ausfachungen nach Bild 3b und c die Eckstielkraft in den Halbfeldern von unten nach oben je um mindestens 10% des größten, im obersten Halbfeld wirkenden Wertes abnimmt.

Für die Stabkraft ist dieser größte Wert und für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7 der Vorschriften) ist in allen Fällen $\lambda = s_K/i_{\min}$ einzuführen, wobei $i_{\min}$ der kleinste Trägheitshalbmesser des Eckstielquerschnittes ist. Ausnahmsweise darf bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen, wenn die Eckstiele nur aus einem gleichschenkligen Winkelstahl bestehen, für die Ausfachungsart nach Bild 3b und c und unter Zugrundelegung einer Knicklänge $s_K = s$ die Schlankheit mit dem Trägheitshalbmesser ermittelt werden, der sich auf die zum Winkelschenkel parallele Achse bezieht.

Ri 6.32 Ist der Stab ein aus gleichschenkligen Winkelstählen gebildeter, in zwei verschiedenen Fachwerkebenen gestützter Eckstiel eines vierwandigen, überwiegend auf axialen Druck beanspruchten Fachwerksturmes (eines Joches oder einer Gitterstütze, vgl. Bild 4a), so gelten diejenigen wirksamen Knicklängen s_K , die in Bild 4b bis e für verschiedene Ausfachungsarten und Querschnittsausbildungen angegeben sind. Dabei ist vorausgesetzt, daß bei Ausfachungen nach Bild 4b und c die Eckstielkraft in den Halbfeldern von unten nach oben je um weniger als 10% des größten, im obersten Halbfeld wirkenden Wertes abnimmt. Für die Stabkraft ist dieser größte Wert und für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7 der Vorschriften) ist in allen Fällen $\lambda = s_K/i_{\min}$ einzuführen, wobei $i_{\min}$ der kleinste Trägheitshalbmesser des Eckstielquerschnittes ist.

Ri 6.33 Wird der Eckstiel eines Gittermastes oder einer Fachwerkstütze aus zwei oder vier nebeneinanderliegenden Winkelstählen gebildet (JL- oder $\frac{1}{4}$ -Querschnitt) und liegen die Winkelschenkel parallel zu den Fachwerkebenen, so ist er auf Knickung in jeder der beiden Fachwerkebenen zu untersuchen. Für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7 der Vorschriften) ist der größere der beiden Werte $\lambda_x = s_{Kx}/i_x$ und $\lambda_y = s_{Ky}/i_y$ einzuführen.

Ri 6.34 Bei der Berechnung der größten Stabkraft des Eckstieles ist sowohl die axiale Druckkraft als auch

das Biegemoment des Gittermastes oder der Fachwerkstütze zu berücksichtigen. Mit dieser größten Stabkraft und den in Ri 6.31, Ri 6.32, Ri 6.33 angegebenen Schlankheitsgraden ist der in Abschnitt 7 der Vorschriften geforderte Nachweis zu erbringen. Bei Fachwerkstützen sind außerdem noch die in den Vorschriften Abschnitt 8.231 und 8.232 angegebenen Bestimmungen (für die mit der axialen Druckkraft belastete ganze Fachwerkstütze) zu beachten.

Ri 6.4 Knicklänge von Streben und Pfosten (Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene)

Ri 6.41 Wird der Druckstab mit der Stabkraft S und der Länge s in seiner Mitte von einem Zugstab mit der Stabkraft S_z und der Länge s_z gekreuzt (Bild 5a), und können sich die Stäben rechtwinklig zur gemeinsamen Stabebene (Fachwerkebene) nicht verschieben,

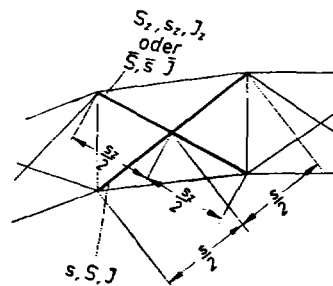


Bild 5a

so muß für die Untersuchung auf Knicken aus der Fachwerkebene heraus die wirksame Knicklänge s_K des Druckstabes bekannt sein. Sie kann niemals kleiner als $0,5s$ sein. An der Kreuzungsstelle ist zu unterscheiden, ob beide Stäbe mit vollem Trägheitsmoment durchgeführt werden, oder ob dies nur für einen zutrifft, während der andere als gelenkig an die Kreuzungsstelle angeschlossen gilt. Unabhängig davon müssen beide Stäbe an der Kreuzungsstelle unmittelbar oder über ein Knotenblech in ausreichendem Maße verbunden sein. Hierzu sind durchgehende Stäbe mit mindestens einem Viertel der zum Anschluß des gedrückten Stabes erforderlichen Niete oder mit einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißverbindung an die Kreuzungsstelle anzuschließen. Bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen dürfen für die Verbindung gekreuzter Diagonalen ausnahmsweise auch Schrauben, deren Muttern besonders (z. B. durch Federringe) gesichert sein müssen, verwendet werden.

¹⁾ Vgl. Girkmann u. Königshofer, Die Hochspannungsfreileitungen, Wien 1938.

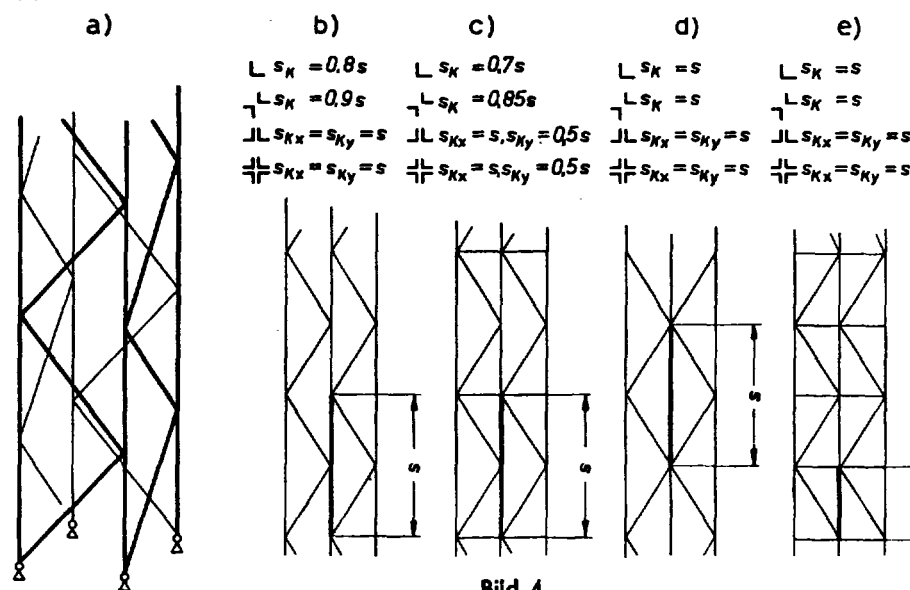


Bild 4

Ri 6.42 Sind beide Stäbe an der Kreuzungsstelle mit ihrem vollen Trägheitsmoment durchgeführt (Bild 5b), so gilt für die wirksame Knicklänge des zu bemessenden Druckstabes:

$$s_K = s \sqrt{1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \left(0,75 + \frac{\pi^2 E J_z}{s_z^2 \cdot \nu_K \cdot S_z} \right)}$$

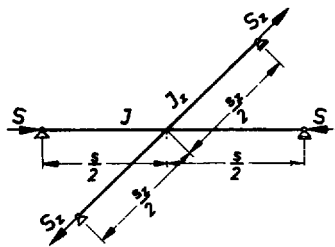


Bild 5b

Jedoch darf die Knicklänge nicht kleiner sein als $s_K = 0,5s$, auch wenn die vorstehende Formel einen kleineren Wert liefert.

Ri 6.43 Wirkt an Stelle der aussteifenden Zugkraft S_z eine Druckkraft $\bar{S}$ (Bild 5c), so ist die wirksame Knicklänge größer und beträgt:

$$s_K = s \sqrt{1 + \frac{\bar{S} \cdot s}{S \cdot \bar{s}} \left(1 - \frac{\pi^2 \alpha E \bar{J}}{\bar{s}^2 \cdot \nu_K \cdot \bar{S}} \right)}$$

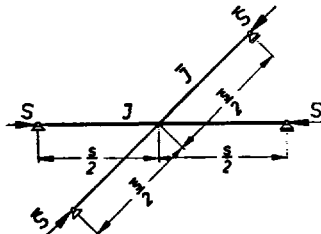


Bild 5c

Jedoch darf die Knicklänge nicht kleiner sein als $s_K = 0,5s$, wenn die voranstehende Formel einen kleineren Wert liefert. Auch der Stab $\bar{S}$ darf mit keiner kleineren Knicklänge als $\bar{s}_K = 0,5\bar{s}$ bemessen werden. Der Abminderungsbeiwert α bei Knickung im plastischen Bereich ist für $\lambda = \bar{s}/\bar{i}$ der Tafel 3 in Ri 7.42 zu entnehmen.

Ri 6.44 Ist der aussteifende Zugstab an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossen, während der Druckstab durchgeführt ist (Bild 5d), so folgt für die Knicklänge des Druckstabes:

$$s_K = s \sqrt{1 - 0,75 \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z}}$$

jedoch nicht weniger als $s_K = 0,5s$.

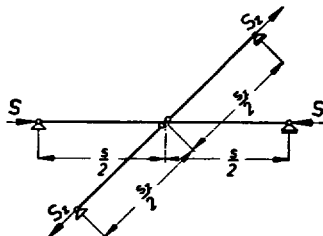


Bild 5d

Ri 6.45 Wird der Druckstab an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossen, während der Zugstab durchläuft (Bild 5e), und ist $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \geq 1$, so darf der Druckstab mit

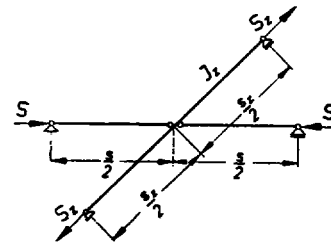


Bild 5e

$s_K = 0,5s$ bemessen werden. Ist dagegen $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} < 1$, so gilt $s_K = 0,5s$ nur dann, wenn zusätzlich nachgewiesen ist, daß die Biegesteifigkeit des durchlaufenden Zugstabes bei Ausbiegung rechtwinklig zur Fachwerkebene der Forderung genügt:

$$E J_s \geq \nu_K \cdot \frac{S \cdot s_z^2}{12 \cdot s} \left(1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \right)$$

Für ν_K ist diejenige Knicksicherheit einzusetzen, die der Schlankheit des Druckstabes S entspricht. Sie kann der Tafel 3 der Richtlinien entnommen werden.

Ri 6.46 Sind beide Stäbe auf Druck beansprucht (Bild 5f), so darf für den an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossenen Druckstab S die Knicklänge $s_K = 0,5s$ eingesetzt werden, wenn zusätzlich nachgewiesen ist, daß die Biegesteifigkeit

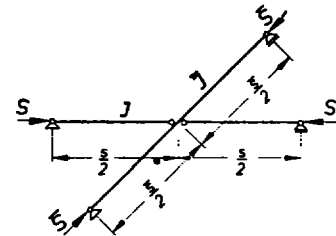


Bild 5f

des durchlaufenden Stabes $\bar{S}$ bei Ausbiegung rechtwinklig zur Fachwerkebene der Forderung genügt:

$$E \bar{J} \geq \nu_K \cdot \frac{S \cdot \bar{s}^2}{12 \cdot \bar{s}} \left(1 + 1,21 \frac{\bar{S} \cdot \bar{s}}{S \cdot s} \right)$$

Mit $\nu_K = 2,5$ ist der durchlaufende Druckstab ausreichend sicher bemessen. Wird aber eine Knicksicherheit $1,77 \leq \nu_K < 2,5$ gewählt, so ist zusätzlich noch der nach Abschnitt 7.1 der Vorschriften geforderte Nachweis mit der Knicklänge des durchlaufenden Druckstabes

$$\bar{s}_K = \frac{\bar{s}}{\sqrt{1 - \frac{\nu_K \cdot S \cdot \bar{s}^2}{12 E \bar{J} \cdot s}}}$$

zu erbringen.

Ri 6.47 Ist der Stab an beiden Enden unverschieblich festgehalten, wirken jedoch in den beiden Hälften der Stablänge verschieden große Druckkräfte S_1 und S_2 ($S_2 < S_1$) (Bild 5g), so ist der Stab bei der Untersuchung

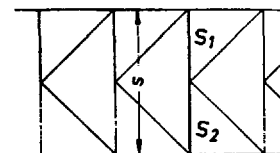


Bild 5g

auf Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene für die Druckkraft S_1 und die Knicklänge

$s_K = s \cdot \left(0,75 + 0,25 \cdot \frac{S_2}{S_1} \right)$ zu berechnen. Ist S_2 eine Zugkraft, so ist in dieser Formel das Pluszeichen durch ein Minuszeichen zu ersetzen, doch darf s_K nicht kleiner sein als $0,5s$.

- Ri 6.48 Bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen darf für die Bemessung von Diagonalen ausnahmsweise eine Knicklänge $s_K = 0,9 s$ angenommen werden.
- Ri 6.49 Besteht der Stab aus einem einzelnen Winkelstahl und wird die Außermittigkeit des Kraftangriffes bei der Bemessung nicht berücksichtigt (Vorschriften Abschnitt 10.08), so ist für den Schlankheitsgrad das Verhältnis der nach Ri 6.42 bis Ri 6.48 bestimmten Knicklängen zum kleinsten Trägheitshalbmesser $i_{\min}$ des Winkelquerschnittes einzuführen.

Richtlinien 7 zu Abschnitt 7 der Vorschriften

Ri 7.1 Allgemeines

- Ri 7.11 Das Tragverhalten planmäßig mittig gedrückter Stäbe kann durch verschiedene Ausweicherscheinungen (vgl. Ri 1.1) gekennzeichnet sein. Zu diesen Ausweicherscheinungen gehört die Biegeknickung, die Drillknickung, die Biegedrillknickung und schließlich auch das Ausbeulen dünnwandiger Teile (vgl. Vorschriften Abschnitt 3 und 16, Richtlinien Ri 1.1 und Ri 3).
- Ri 7.12 Bei den planmäßig mittig gedrückten Stäben und bei den planmäßig nur durch Axialkräfte beanspruchten Stabwerken (vgl. dazu die Vorschriften Abschnitt 10.09), die der Biegeknickung unterliegen, sind je nach den Voraussetzungen, die der Rechnung zugrunde gelegt werden, drei verschiedene stabilitätstheoretische Sonderwerte der Druckkraft zu unterscheiden: Die ideale (Euler'sche) Knicklast P_{Ki} , die an die Voraussetzung eines unbeschränkt gültigen Hooke'schen Formänderungsgesetzes sowie an weitere idealisierende Voraussetzungen (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff, ideal isotroper Werkstoff) gebunden ist¹⁾. Dann die gewöhnliche (Engel'sche) Knicklast P_K , bei deren Bestimmung auf die Annahme eines unbeschränkt gültigen Hooke'schen Formänderungsgesetzes verzichtet wird, die aber nach wie vor an die übrigen idealisierenden Voraussetzungen (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff, ideal isotroper Werkstoff) gebunden ist. Schließlich die Traglast P_{Kr} , bei deren Berechnung²⁾ zusätzlich auch auf die idealisierenden Voraussetzungen geometrischer Art (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff) verzichtet wird. Die Schwierigkeit der theoretischen Bestimmung und der Umfang der erforderlichen Rechenarbeit wächst in der genannten Reihenfolge; demgemäß steht im Stahlbau nur in einfacheren Fällen die Traglast, in der Regel die gewöhnliche (Engel'sche) Knicklast und in schwierigeren Fällen die ideale Knicklast als Bemessungsgrundlage zur Verfügung.
- Ri 7.13 Wird bei der Bemessung eines planmäßig mittig gedrückten Stabes oder eines planmäßig biegemomentenfrei beanspruchten Stabwerkes von der Traglast P_{Kr} ausgegangen, so ist der Nachweis $P \leq P_{Kr} \cdot \nu_{Kr}$ zu erbringen, wobei P die größte einwirkende Last und ν_{Kr} die Tragsicherheitszahl ist. Wird von der gewöhnlichen (Engel'schen) Knicklast P_K oder

von der idealen Knicklast P_{Ki} ausgegangen, so ist der Nachweis $P \leq P_K \cdot \nu_K$ bzw. $P \leq P_{Ki} \cdot \nu_{Ki}$ zu erbringen, wobei ν_K die gewöhnliche (Engel'sche) und ν_{Ki} die ideale Knicksicherheitszahl ist.

- Ri 7.14 Die Sicherheitszahlen ν_{Kr} , ν_K und ν_{Ki} sind innerhalb der Grenzen, die durch die Gebote der Sicherheit und der Wirtschaftlichkeit sowie durch die praktische Erfahrung und die wissenschaftlichen Erkenntnisse gezogen werden, um so größer festzusetzen, je mehr sich die der Rechnung zugrunde liegenden idealisierenden und vereinfachenden Annahmen von der Wirklichkeit entfernen können. Für die Tragsicherheitszahl ist in der Regel, wenn bei der Bestimmung der Traglast die größtmöglichen „praktisch unvermeidbaren“ Außermittigkeiten des Kraftangriffes berücksichtigt werden, im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) $\nu_{Kr} = 1,71$ und im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) $\nu_{Kr} = 1,5$ zu wählen. Die Engel'sche Knicksicherheitszahl ν_K hängt von der unter P_K auftretenden größten Druckspannung ab; bei schlanken Stäben und Stabwerken, deren Knicklast so klein ist, daß unter ihrer Einwirkung die Proportionalitätsgrenze σ_p des Baustahls nicht überschritten wird, stimmt P_K mit der idealen Knicklast P_{Ki} und daher ν_K mit der idealen Knicksicherheitszahl ν_{Ki} überein. Die ideale Knicksicherheitszahl darf im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) nicht kleiner als $\nu_{Ki} = 2,5$ und im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) nicht kleiner als $\nu_{Ki} = 2,19$ angenommen werden. Da diese Werte erheblich größer sind als die Tragsicherheitszahlen ν_{Kr} , kann die Forderung $P \leq P_{Ki} \cdot \nu_{Ki}$ bei den schlank gebauten Stäben und Stabwerken zu einer kleineren zulässigen Last führen als die Forderung $P \leq P_{Kr} \cdot \nu_{Kr}$. Daher muß, wenn bei der Bemessung von der Traglast ausgegangen wird, immer der Doppelnachweis $P \leq P_{Kr} \cdot \nu_{Kr}$ und $P \leq P_{Ki} \cdot \nu_{Ki}$ erbracht werden.

Ri 7.2 Die Knickzahlen

- Ri 7.21 Viele Knickprobleme lassen sich nach Einführung der Knicklänge s_K (Abschnitt 6 der Vorschriften und Richtlinien 6) mit mehr oder minder guter Annäherung auf die Bestimmung der Knicklast eines an beiden Enden gelenkig gelagerten, planmäßig mittig gedrückten, geraden Stabes von gleichbleibendem Querschnitt und gleichbleibender Normalkraft (der „Stabkraft S “) zurückführen. Es ist daher zweckmäßig, die Knickberechnung der Stäbe für diesen Normalfall einheitlich festzulegen (Vorschriften Abschnitt 7). An Stelle der im Abschnitt Ri 7.13 angegebenen Nachweise kann hier wegen der Unveränderlichkeit der Querschnittsfläche und der Normalkraft einfach $\frac{S}{F} \leq \sigma_{d\text{zul}}$ gefordert werden, wobei $\sigma_{d\text{zul}}$ die zulässige Druckspannung ist. Um bei der Vorschreibung der Werte $\sigma_{d\text{zul}}$ keine besonderen Tafeln für die Belastungsfälle 1 und 2 (Haupt- bzw. Haupt- und Zusatzkräfte) aufstellen zu müssen, ferner, um die Zahlenrechnung zu erleichtern, und schließlich, um einfache Näherungsformeln zur Berechnung der planmäßig außermittig gedrückten Stäbe (Vorschriften Abschnitt 10) festsetzen zu können, wird die Forderung $\frac{S}{F} \leq \sigma_{d\text{zul}}$ in der Form $\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{\text{zul}}$ geschrieben, wobei σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall und der gewählten Baustahlsorte zugeordnete zulässige Zugspannung und $\omega = \sigma_{\text{zul}} / \sigma_{d\text{zul}}$ die Knickzahl ist. Die Knickzahlen hängen von der Baustahlsorte und dem Schlankheitsgrad λ des Stabes ab und sind in den Tafeln 1 und 2 der Vorschriften angegeben.

¹⁾ Allgemein handelt es sich hier um idealisierende Voraussetzungen geometrischer oder statischer Art, deren Erfüllung zur Folge hat, daß die Untersuchung des Tragverhaltens zu einer „Verzweigungsstelle“ der Lösung führt. Das Kriterium für das Auftreten solcher Verzweigungstellen wurde von K. Klöppel und K. H. Lie (Stahlbau 1943, S. 17) allgemeingültig formuliert; vgl. dazu auch das dort angeführte Schrifttum sowie H. Zimmermann, Bautechn. 1923, S. 10; F. Schleicher, Forschungshefte a. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6, S. 146; W. Cornelius, Diss. Darmstadt 1944.

²⁾ Vgl. F. Hartmann, Stahlbrücken, 1. Teil, Wien 1946; K. Jäger (Ježek), Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritzsche, Stahlbau 1936, S. 90; C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1938, S. 25.

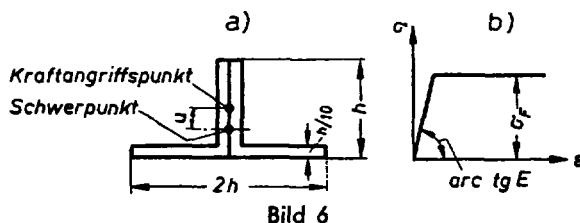
Ri 7.22 Bei der Aufstellung dieser Tafeln wurde, um die Werte σ_{dzul} und damit auch die Knickzahlen ω an eine rationelle Gesetzmäßigkeit zu binden, der im Abschnitt Ri 7.14 angeführte Doppelnachweis $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ und $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{Ki}}{\nu_{Ki}}$ als maßgebend angesehen,

die ideale Knickspannung $\sigma_{Ki} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ mit $E = 2100000$ kg/cm² berechnet und die Tragspannung σ_{Kr} auf Grund folgender Annahmen ermittelt:

I. Der gleichbleibende Stabquerschnitt hat die in Bild 6a dargestellte Form, die bei der eingezeichneten Lage des Kraftangriffspunktes für das Tragvermögen sehr ungünstig ist.

II. Die Druckkraft greift an den Enden des gelenkig gelagerten Stabes an und behält ihre Richtung während der Ausknickung des Stabes bei. Der Angriffspunkt der Druckkraft liegt auf der Symmetrieachse des Querschnittes in der Entfernung u vom Schwerpunkt. Die Größe u stellt den planmäßig nicht vorgesehenen, praktisch jedoch „unvermeidbaren“ Angriffshebel der Druckkraft vor, der sich im allgemeinen aus einem von der Stablänge unabhängigen und einem mit der Stablänge anwachsenden Anteil zusammensetzt. Es wird willkürlich angenommen, daß u mit dem Trägheitsmoment i des Stabquerschnittes und der Netzlänge s des Stabes nach dem Gesetz $u = \frac{i}{20} + \frac{s}{500}$ anwächst, so daß man die Beziehung $\frac{u}{i} = 0,05 + \frac{\lambda}{500}$ erhält.

III. Die Voraussetzungen der technischen Biegeltheorie gelten auch außerhalb des Hookeschen Formänderungsbereiches. Der Baustahl gehorcht hierbei einem idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Gesetz^{a)} (Bild 6b), wobei $E = 2100000$ kg/cm² gesetzt und folgende tiefliegende, für größere



Querschnittsbereiche geltende Mittelwerte der Fließspannung angenommen werden: Für den St 00, den Handelsbaustahl und den Baustahl St 37 der Wert $\sigma_F = 2300$ kg/cm² und für den Baustahl St 52 der Wert $\sigma_F = 3400$ kg/cm². Bei der Beurteilung dieser Zahlen ist zu beachten, daß beim St 00 die Möglichkeit eines noch stärkeren Absinkens von σ_F durch die Vorschreibung eines kleineren Wertes σ_{zul} ausgewogen wird. Die Biegelinien (Gleichgewichtsfiguren der Stabachse) werden näherungsweise durch Sinus-Halbwellen ersetzt.

IV. Die unter I bis III genannten, für das Tragvermögen des Stabes ungünstigen Einflüsse werden gleichzeitig wirksam gedacht; alle günstigen Einflüsse bleiben demgegenüber unberücksichtigt. Im Hinblick auf diese vom untersuchten Einzelfall unabhängige, sehr ungünstige Voraussetzung wird die Tragsicherheitszahl im Belastungsfall 1 von $\nu_{Kr} = 1,71$ ausnahmsweise auf $\nu_{Kr} = 1,5$ herabgesetzt.

Bei Zugrundelegung der Annahmen I bis IV können die den Schlankheitsgraden λ zugeordneten, in kg/cm² ausgedrückten Tragspannungen $\sigma_{Kr} = S_{Kr} \cdot F$ für die angeführten Fließspannungswerte σ_F aus der Gleichung

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} + 0,25 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} \right)^2 - 0,005 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} \right)^3 \right]$$

berechnet werden, wobei

$$m = 2,317 \left(0,05 + \frac{\lambda}{500} \right).$$

In Bild 7a und in der Tafel 1 sind sowohl die idealen Knickspannungen $\sigma_{Ki} = \frac{S_{Ki}}{F}$ (Eulersche Knickspannungen) als auch die aus obiger Gleichung ermittelten Tragspannungen $\sigma_{Kr} = \frac{S_{Kr}}{F}$ für verschiedene Schlankheitsgrade λ angegeben. Teilt man σ_{Ki} durch $\nu_{Ki} = 2,5$ und σ_{Kr} durch $\nu_{Kr} = 1,5$, so stellt

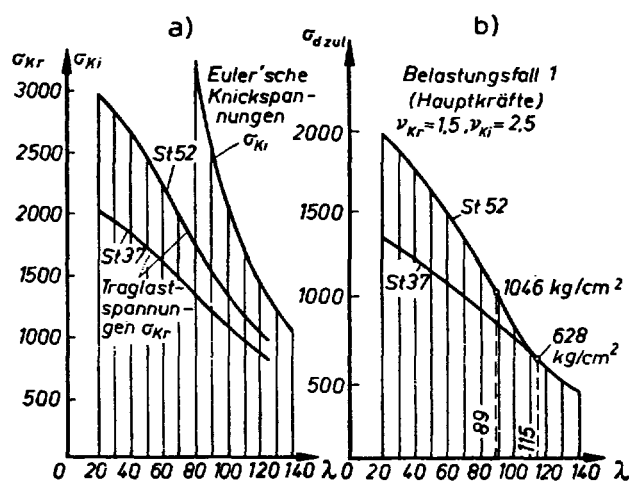


Bild 7

der jeweils kleinere der erhaltenen beiden Spannungswerte die im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) zulässige Druckspannung σ_{dzul} dar (Bild 7b und Tafel 1); im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) ist dieser Wert im Verhältnis der zulässigen Zugspannungen zu erhöhen. Aus σ_{dzul} ergeben sich die Knickzahlen mit Hilfe der Beziehung $\omega = \sigma_{zul} / \sigma_{dzul}$; für die zwei Baustahlsorten gilt hierbei $\sigma_{zul} = 1400$ bzw. 2100 kg/cm².

Ri 7.3 Direkte Bemessung von Druckstäben

Soll für einen Druckstab von gegebener Querschnittsform die erforderliche Querschnittsfläche F auf direktem Wege bestimmt werden, so ist mit Hilfe der gegebenen Werte S , s_K , σ_{zul} und der Querschnittszahl Z die „Stabkennzahl“

$$\xi = \sqrt{\frac{Z \cdot s_K^2 \cdot \sigma_{zul}}{S}}$$

zu berechnen und die zugeordnete Knickzahl ω aus der Tafel 2 zu entnehmen, wobei Zwischenwerte geradlinig eingeschaltet werden dürfen. Die erforderliche Querschnittsfläche beträgt dann $F = \omega \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$ und der Schlankheitsgrad λ des Stabes hat die in der Tafel 2 angegebene Größe. Bei geometrisch ähnlichen Querschnitten ist Z von der Querschnittsfläche

^{a)} K. Jäger (Ježek), Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritsche, Stahlbau 1941, S. 37. v. 96.

Tafel 1

λ	σ_{Kr}		σ_{Ki}	$\sigma_{d zul}$ (Belastungsfall 1)	
	St 37	St 52		St 37	St 52
20	2023	2975	—	1349	1983
30	1941	2832	—	1294	1888
40	1845	2659	—	1230	1773
50	1737	2456	—	1158	1637
60	1617	2231	—	1078	1487
70	1489	1995	4230	993	1330
80	1358	1762	3238	905	1175
90	1229	1546	2559	819	1024
100	1107	1354	2073	738	829
110	994	1186	1713	663	685
120	892	1043	1439	576	576
130	—	—	1226	490	490
140	—	—	1057	423	423
150	—	—	921	368	368

F unabhängig und kann mit Hilfe der Beziehung $Z = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J}$ für die gegebene Querschnittsform berechnet werden. Sind die bei der Bemessung in Betracht gezogenen Profile (etwa die Walzprofile einer Reihe) nicht genau geometrisch ähnlich, so ist das geschilderte Rechenverfahren nur ein Näherungsverfahren, dessen Brauchbarkeit von der richtigen Schätzung der Querschnittszahl Z abhängt. Statt die Querschnittszahl Z zu schätzen, kann auch unmittelbar die Knickzahl geschätzt werden und auf Grund des Schätzwertes ω^* eine Fläche $F^* = \omega^* \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$ berechnet werden. Zu dieser Fläche ist aus einer Profiltafel der Trägheitshalbmesser i^* zu entnehmen

und die Stabkennzahl $\zeta = \frac{S_K}{i^*} \sqrt{\omega^*}$ zu berechnen.

Für ζ ergibt sich aus der Tafel 2 ein Wert ω , der, falls er von ω^* stark abweicht, als verbesserter, neuer Schätzwert dient, ansonsten aber schon zur Berechnung der gesuchten Querschnittsfläche $F = \omega \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$ verwendet werden darf. Die in der Tafel 2 neben ω stehende Zahl gibt dann wieder den Schlankheitsgrad λ des Stabes an.

Bei beiden Verfahren^{*)} wird die Erkenntnis verwertet, daß der Zahlenwert $\lambda \cdot \sqrt{\omega}$ bei geometrisch ähnlichen Querschnitten vom Flächeninhalt F unabhängig ist. Beachtet muß werden, daß der im Abschnitt 7.1 der Vorschriften geforderte Nachweis $\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ auch dann erbracht werden muß, wenn der Stab in der geschilderten Weise „direkt“ bemessen worden ist.

Ri 7.4 Die Engeßersche Knicklast S_K und die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K

Ri 7.4) Wird bei der Bestimmung der Knickspannung auf die Voraussetzung eines unbeschränkt geltenden Hooke'schen Formänderungsgesetzes verzichtet und an Stelle dieses Gesetzes — unter Beibehaltung aller übrigen idealisierenden Voraussetzungen — die Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustahls zugrunde gelegt, so erhält man an Stelle der Euler-

Tafel 2

ζ	St 00, Handelsbaustahl und St 37		St 52	
	ω	λ	ω	λ
21	1.04	20,6	1.06	20,4
25	1.05	24,4	1.08	24,1
30	1.07	29,0	1.10	28,6
35	1.10	33,4	1.13	32,9
40	1.12	37,8	1.16	37,1
45	1.15	42,0	1.19	41,2
50	1.18	46,0	1.23	45,1
55	1.21	50,0	1.27	48,8
60	1.24	53,8	1.31	52,5
65	1.27	57,6	1.35	55,9
70	1.31	61,2	1.40	59,2
75	1.35	64,6	1.45	62,4
80	1.38	68,1	1.50	65,4
85	1.42	71,3	1.55	68,3
90	1.46	74,4	1.60	71,1
95	1.51	77,4	1.65	73,8
100	1.55	80,3	1.71	76,5
105	1.59	83,2	1.77	79,0
110	1.64	85,9	1.82	81,5
115	1.68	88,6	1.88	83,9
120	1.73	91,3	1.94	86,2
125	1.77	93,8	2.00	88,4
130	1.82	96,3	2.07	90,4
135	1.87	98,7	$\frac{\zeta}{62,83}$	$7,93 \sqrt{\zeta}$
140	1.92	101,1		
145	1.97	103,4		
150	2.02	105,6		
160	2.12	110,0		
170	2.22	114,1		
180	2.34	117,6		
>180	$\frac{\zeta}{76,95}$	$8,77 \sqrt{\zeta}$		

schen Knickspannung σ_{Ki} die vom Knickmodul T abhängige Engeßersche Knickspannung $\sigma_K = \frac{\alpha^2 \cdot T}{\lambda^2}$.

Bedeutet σ_P die Proportionalitäts- und Elastizitätsgrenze des Baustahls, so gilt im Bereich $\sigma_K \leq \sigma_P$ (dem „elastischen“ Bereich) $T = E$ und daher $\sigma_K = \sigma_{Ki}$, während im „unelastischen“ Bereich $\sigma_P < \sigma_K \leq \sigma_F$ der Knickmodul T kleiner als der Elastizitätsmodul E und daher die Engeßersche Knickspannung σ_K kleiner ist als die Eulersche Knickspannung σ_{Ki} . Teilt man σ_K durch die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K , so erhält man die zulässige Druckspannung $\sigma_{d zul}$. Da die aus den Vorschriften Abschnitt 7 abgeleiteten Werte $\sigma_{d zul} = \sigma_{zul}/\omega$ als verbindlich anzusehen sind,

muß ν_K durch die Beziehung $\nu_K = \omega \cdot \frac{\sigma_K}{\sigma_{zul}}$ an diese Vorschriften gebunden werden; hierbei ist ω die dem Schlankheitsgrad λ zugeordnete, aus Tafel 1 oder 2 der Vorschriften zu entnehmende Knickzahl und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung.

Ri 7.42 Bei Stabilitätsuntersuchungen werden oft Abminderungszahlen $\alpha = T/E$ verwendet (vgl. Vorschriften, Abschnitt 17.3 und Richtlinien Ri 17.1). Um eine gemeinsame Grundlage zu ihrer Festsetzung zu finden, legt man der Berechnung der Engeßerschen Knickspannung σ_K für alle Baustahlarten die Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 0,8 \cdot \sigma_F$ zugrunde und wählt das Druckspannungs-Stauchungsgesetz ($\sigma - \epsilon$ - Gesetz) (Bild 8):

$$\frac{\sigma - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P} = \eta g \quad \frac{\epsilon \cdot E - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P}$$

oder in expliziter Form:

$$\sigma = \sigma_F \left(0,8 + 0,2 \eta g \frac{\epsilon \cdot E}{\sigma_F} - 0,8 \right)$$

^{*)} Vgl. W. Gehler, Baunormung 1923, S. 45; G. Unold, Knicknomenogramm, NBW-Verlag 1928; O. Domke, Bauing. 1938, S. 661; K. Kammüller, Beton u. Eisen 1942, S. 220.

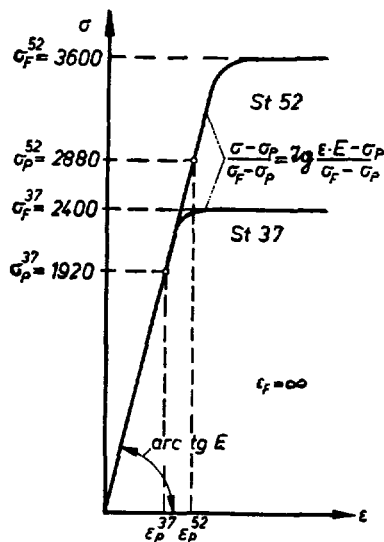


Bild 8

Damit ist sowohl den Versuchswerten als auch den Übergangsbedingungen weitgehend entsprochen. In diesen Formeln ist $\varepsilon \geq \frac{0,8 \sigma_F}{E}$. Für $\varepsilon = \frac{0,8 \sigma_F}{E}$ ergibt sich $\sigma = 0,8 \sigma_F$, und für $\varepsilon = \infty$ beträgt $\sigma = \sigma_F$. Für den Elastizitätsmodul ist $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ und für σ_F sind Mittelwerte einzusetzen, und zwar für den St 37 der Wert $\sigma_F = 2400 \text{ kg/cm}^2$ und für den St 52 der Wert $\sigma_F = 1,5 \cdot 2400 = 3600 \text{ kg/cm}^2$. Dem Spannungswert σ_K sind zugeordnet der „Belastungsmodul“ $E_1 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, der „Entlastungsmodul“ $E_2 = E$ und bei Annahme einer rechteckigen Querschnittsform der Engeßersche „Knickmodul“

$$T = \frac{4 E_1 \cdot E}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}.$$

Aus dem σ - ε -Gesetz erhält man:

$$E_1 = E \left[1 - \left(\frac{\sigma - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P} \right)^2 \right].$$

Die Grenze zwischen dem elastischen und dem unelastischen Bereich liegt beim St 37 bei $\lambda = 103,898$ und beim St 52 bei $\lambda = 84,833$. Diese Werte ergeben sich aus der Eulerformel

$$\sigma_{Ki} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \text{ für } \sigma_{Ki} = 0,8 \sigma_F.$$

Das Verhältnis $\frac{1}{\kappa}$ ist festgelegt mit

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{E}{T} = \frac{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}{4 \cdot E_1} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E}{E_1}} \right)^2.$$

Mit dem obigen Ausdruck für E_1 und unter Berücksichtigung dessen, daß $\frac{1}{\kappa} = \frac{\sigma_{Ki}}{\sigma_K}$ ist, erhält man

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{\sigma_{Ki}}{\sigma_K} = \left[0,5 + \frac{0,5 (\sigma_F - \sigma_P)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_P)^2 - (\sigma_K - \sigma_P)^2}} \right]^2.$$

Für den beiderseits einspannungsfrei gelagerten Druckstab (Normalfall) gilt

$$\sigma_K = \kappa \cdot \sigma_{Ki} = \kappa \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}.$$

Nach Einsetzen von κ ergibt sich dann für das σ_K - λ -Diagramm

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E} \left[0,5 + \frac{0,5 (\sigma_F - \sigma_P)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_P)^2 - (\sigma_K - \sigma_P)^2}} \right]}$$

und mit $\sigma_P = 0,8 \sigma_F$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E} \left[0,5 + \frac{0,1 \sigma_F}{\sqrt{(0,2 \sigma_F)^2 - (\sigma_K - 0,8 \sigma_F)^2}} \right]}$$

Die Sicherheitszahl ist $\nu_K = \frac{\sigma_K}{\sigma_{d zul}} = \frac{\sigma_K \cdot \omega}{\sigma_{zul}}$

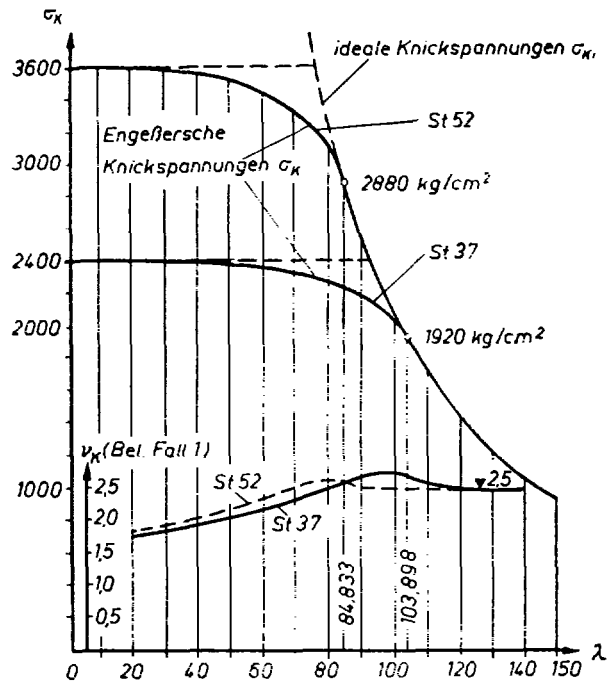


Bild 9

Tafel 3 und Bild 9 enthalten σ_K und ν_K in Abhängigkeit von λ . Für den Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) sind die ν_K -Werte des Belastungsfalles 1 durch das Verhältnis der σ_{zul} -Werte, also bei St 37 durch $1600 : 1400 = 1,143$ und bei St 52 durch $2400 : 2100 = 1,143$ zu dividieren.

Tafel 3

λ	σ_{Ki}	St 37					
		$\sigma_K^*)$	κ	$\sigma_{d zul_1}$	ν_{K_1}	$\sigma_{d zul_2}$	ν_{K_2}
20	51 815	2397	0,046	1349	1,77	1542	1,55
30	23 029	2391	0,104	1294	1,85	1479	1,62
40	12 954	2382	0,184	1230	1,94	1406	1,69
50	8 290	2367	0,285	1158	2,04	1324	1,79
60	5 757	2344	0,407	1078	2,18	1232	1,90
70	4 230	2309	0,548	993	2,33	1135	2,03
80	3 238	2255	0,696	905	2,49	1034	2,18
90	2 559	2170	0,848	819	2,65	936	2,32
100	2 073	2024	0,976	738	2,74	843	2,40
103,898	1 920	$\sigma_P = 1920$	1,000	707	2,72	808	2,38
110	1 713	—	—	663	2,59	758	2,26
120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19
130	1 226	—	—	490	2,50	560	2,19
140	1 057	—	—	423	2,50	483	2,19
150	921	—	—	368	2,50	421	2,19

λ	σ_{Ki}	St 52					
		$\sigma_K^*)$	κ	$\sigma_{d zul_1}$	ν_{K_1}	$\sigma_{d zul_2}$	ν_{K_2}
20	51 815	3592	0,069	1983	1,81	2267	1,58
30	23 029	3578	0,155	1888	1,90	2158	1,66
40	12 954	3553	0,274	1773	2,01	2027	1,75
50	8 290	3511	0,424	1637	2,14	1871	1,88
60	5 757	3439	0,597	1487	2,31	1699	2,02
70	4 230	3317	0,784	1330	2,50	1520	2,18
80	3 238	3093	0,955	1175	2,63	1343	2,30
84,833	2 880	$\sigma_P = 2880$	1,000	1099	2,62	1257	2,28
90	2 559	—	—	1024	2,50	1170	2,19
100	2 073	—	—	829	2,50	947	2,19
110	1 713	—	—	685	2,50	783	2,19
120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19
130	1 226	—	—	490	2,50	560	2,19
140	1 057	—	—	423	2,50	483	2,19
150	921	—	—	368	2,50	421	2,19

*) Die σ_K -Werte sind hier auf ganze Zahlen aufgerundet.

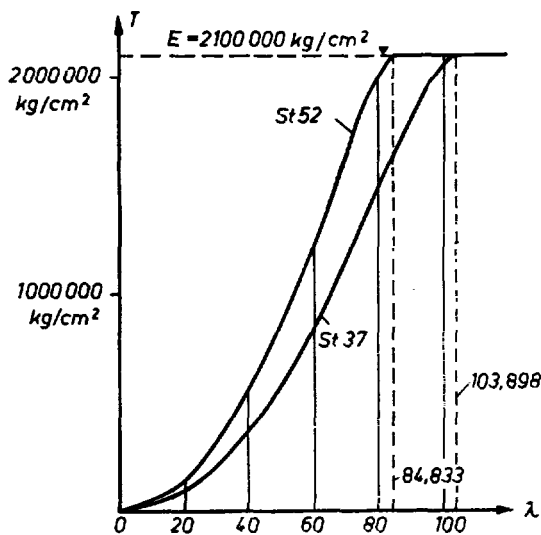


Bild 10

Bild 10 zeigt die Abhängigkeit des Knickmoduls T vom Schlankheitsgrad λ des Stabes.

Im Abschnitt 17 der Vorschriften wurden in der Tafel 7 und in Bild 21 die nach diesem Verfahren ermittelten Knickspannungen σ_K (dort als „abgeminderte Vergleichsspannung σ_{VK} “ bezeichnet) dargestellt in Abhängigkeit von der idealen Knickspannung

$\sigma_{Ki} = \frac{E}{T} \cdot \sigma_K = \frac{\sigma_K}{\lambda}$ (dort als „ideale Vergleichsspannung σ_{VKi} “ bezeichnet). Mit Hilfe dieser Darstellung kann unmittelbar festgestellt werden, welcher Wert σ_K einem gegebenen Wert σ_{Ki} entspricht und welche ideale Knickspannung σ_{Ki} erreicht werden muß, um eine bestimmte Engestrache Knickspannung σ_K zu bekommen.

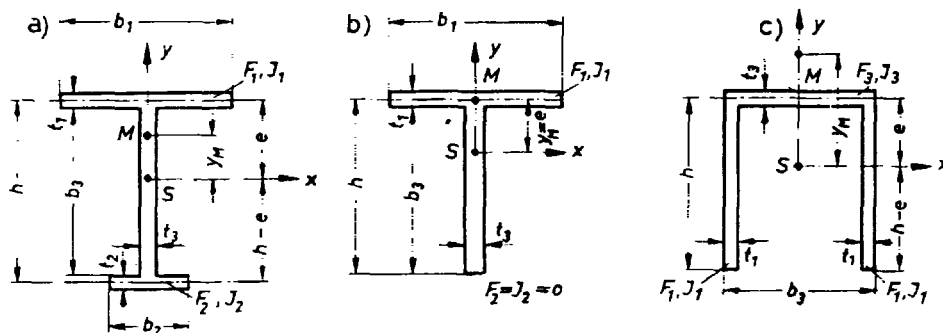


Bild 11

Ri 7.5 Biegedrillknickung planmäßig mittig gedrückter Gurtstäbe mit einfachsymmetrischen Querschnitten

Ri 7.51 Bei mittig gedrückten Stäben mit dünnwandigen, offenen und einfachsymmetrischen Querschnitten, deren Schubmittelpunkt M nicht mit dem Schwerpunkt S zusammenfällt (Bild 11), wird der Stab beim Ausknicken aus der Symmetrieebene nicht nur verbogen, sondern auch verdreht¹⁰⁾ (vgl. Ri 3). Dennoch dürfen solche Stäbe nach Abschnitt 7.1 der Vorschriften bemessen werden, wenn ihnen ein ideeller Schlankheitsgrad λ_{Vi} zugeordnet wird.

¹⁰⁾ Vgl. R. Kappus, Luftfahrtforschung 1937, S. 444, F. Wansleben, unveröffentl. Arbeit.

Ri 7.52 Dieser ideelle Schlankheitsgrad kann für einfachsymmetrische Querschnitte, bei denen die y -Achse Symmetrieachse ist, berechnet werden nach der Formel:

$$\lambda_{Vi} =$$

$$\frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2}{2c^2} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \frac{4c^3 [i_p^2 + 0,093 (\beta^2 \beta_0^2 - 1) y_M^2]}{(c^2 + i_M^2)^3}} \right\}}$$

Hierin bedeutet:

$i_p = \sqrt{i_x^2 + i_y^2}$ den auf den Schwerpunkt bezogenen polaren Trägheitsradius [cm]

$i_M = \sqrt{i_p^2 + y_M^2}$ den auf den Schubmittelpunkt bezogenen polaren Trägheitsradius [cm]

y_M die auf den Schwerpunkt bezogene Ordinate des Schubmittelpunktes [cm]

$$c = \sqrt{\frac{C_M (\beta \cdot s)^2 / (\beta_0 \cdot s_0)^2 + 0,039 (\beta \cdot s)^2 J_D}{J_y}}$$

den Drehradius des Querschnittes [cm]

J_D den Drillwiderstand [cm⁴]

C_M den auf den Schubmittelpunkt bezogenen Wölbwiderstand [cm⁶]

s die Netzlänge des Stabes [cm]

s_0 den für die Verdrehung maßgebenden und nach der Zeichnung geschätzten Abstand der Anschlußnietgruppen oder Schweißanschlüsse an beiden Stabenden [cm]

β den Einspannungswert für Biegung

β_0 den Kennwert für Verwölbung (vgl. Ri 7.522).

Ri 7.521 Für Stabquerschnitte nach Bild 11 können die Querschnittswerte y_M , C_M und J_D nach folgenden Formeln berechnet werden:

für Bild 11a und b:

$$y_M = \frac{1}{J_y} [e J_1 - (h - e) J_2]$$

$$C_M = \frac{J_1 \cdot J_2 \cdot h^2}{J_1 + J_2}$$

$$J_D = \frac{1}{3} (b_1 \cdot t_1^3 + b_2 \cdot t_2^3 + b_3 \cdot t_3^3)$$

für Bild 11c:

$$y_M = e + \frac{J_1}{J_y} \cdot h$$

$$C_M = \frac{h^2}{3} \cdot \frac{J_1^2 + 2 J_1 \cdot J_3}{J_y}$$

$$J_D = \frac{1}{3} (2 b_1 t_1^3 + b_3 t_3^3).$$

In diesen Formeln bedeuten J_1 , J_2 und J_3 die auf die Symmetrieachse y - y bezogenen Trägheitsmomente der Querschnittsteile F_1 , F_2 und F_3 nach Bild 11.

Ri 7.52 Die in Ri 7.52 angegebene Formel für den ideellen Schlankheitsgrad entspricht mit $\beta = \beta_0 = 1$ der „Gabelagerung“ beider Stabend. Hierbei sind Verdrehungen und Verschiebungen der Endstirnflächen in ihrer Ebene ausgeschlossen. Dagegen kann sich jede Endstirnfläche sowohl um ihre y -Achse als auch um ihre x -Achse frei verdrehen, und außerdem kann sich jede Endstirnfläche in Richtung der Stabachse frei verformen. Bei $\beta = \beta_0 = 0,5$ liegt dagegen volle Einspannung gegen Verbiegung um die y -Achse und Wölbverhinderung der Endstirnflächen des Stabes vor. Weichen die Randbedingungen des Stabes von denjenigen der Gabelagerung dadurch ab, daß die Stabenden gegen Verbiegung um die y -Achse elastisch eingespannt sind, so ist $0,5 < \beta < 1$; besteht die Abweichung darin, daß die Verwölbung der Endstirnflächen des Stabes elastisch behindert ist, so ist $0,5 < \beta_n < 1$. In praktischen Fällen darf oft angenommen werden, daß $0,5 < \beta < 1$ und $\beta_n = 0,5$ ist.

Ri 7.53 Bei punkt- und doppelsymmetrischen Querschnitten (vgl. Ri 3.2) ist der Stab auf Drillknicken zu untersuchen, wenn $i_p > c$ ist. Dann geht die in Ri 7.52 angegebene Formel für den ideellen Schlankheitsgrad über in:

$$\lambda_{pi} = \frac{\beta s}{i_y} \cdot \frac{i_p}{c}$$

Ri 7.6 Druckstäbe mit veränderlicher Querschnittshöhe

Druckstäbe mit gleichbleibender Normalkraft und angenähert gleichbleibender Querschnittsfläche F , jedoch veränderlicher Querschnittshöhe — und zwar sowohl einteilige Stäbe mit I-Querschnitt als auch

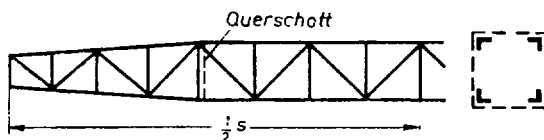


Bild 12.

zwei- oder vierteilige Stäbe (Bild 12) — dürfen wie Stäbe mit dem gleichbleibenden Querschnittsträgheitsmoment $J = c \cdot \max J$ berechnet werden, wobei c aus der Tafel 4 zu entnehmen ist¹¹⁾. Diese Tafel

enthält die Hilfsgröße $v = \sqrt{\frac{J_0}{J_1}} \equiv \sqrt{\frac{\min J}{\max J}}$ und gilt nur für gelenkig gelagerte Stäbe mit $J_0 \geq 0,01 \cdot J_1$. Für Stäbe mit $s_1 \geq 0,8s$ darf $c = 1$ gesetzt werden, und bei Stäben, bei denen s_1 zwischen den Werten $0,5s$ und $0,8s$ liegt, darf c geradlinig eingeschaltet werden. Ein anderes Näherungsverfahren zur Bestimmung von J wird in Ri 13.12 geschildert. Bei den zwei- und vierteiligen Stäben ist auch der Abschnitt 8 der Vorschriften zu beachten. Bei den einteiligen Stäben mit I-Querschnitt ist die geringfügig

¹¹⁾ Vgl. F. Tölke, Bauing. 1930, S. 500, und E. Chwalla, Stahlbau 1934, S. 121. Über Druckstäbe mit sprungweise veränderlichem Querschnittsträgheitsmoment vgl. F. Tölke, Bauing. 1929, S. 600, und G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 107.

Tafel 4

Für alle $s_1 \leq 0,5 \cdot s$ und $0,1 \leq v \leq 1$ $c = 10,17 + 0,33 \cdot v + 0,5 \cdot \sqrt{v} + \frac{s_1}{s} \cdot (0,62 - \sqrt{v} - 1,62 \cdot v)$
Für alle $s_1 \leq 0,5 \cdot s$ und $0,1 \leq v \leq 1$ $c = (0,08 - 0,92 \cdot v) + \left(\frac{s_1}{s}\right)^2 \cdot (0,32 + 4 \cdot \sqrt{v} - 4,32 \cdot v)$
Für alle $0,1 \leq v \leq 1$ $c = 0,48 + 0,02 \cdot v + 0,5 \cdot \sqrt{v}$
Für alle $0,1 \leq v \leq 1$ $c = 0,18 + 0,32 \cdot v + 0,5 \cdot \sqrt{v}$

veränderliche Querschnittsfläche F durch einen Mittelwert zu ersetzen; einteilige Stäbe mit stark veränderlicher Querschnittsfläche F sind nach Abschnitt Ri 7.8 zu berechnen.

Ri 7.7 Druckstäbe mit veränderlicher Normalkraft

Ri 7.71 Greifen an einem geraden Stab von unveränderlichem Querschnitt stetig verteilte Axialkräfte an, die im Stab eine geradlinige oder parabolische Normalkraftverteilung mit dem Größtwert N_1 hervorrufen, so darf der Stab nach den Vorschriften Abschnitt 7 wie ein Stab mit der Knicklänge s_K berechnet werden, der an beiden Enden mit der Druckkraft N_1 belastet ist und daher die gleichbleibende Normalkraft N_1 hat. Die Knicklänge s_K darf hierbei der Tafel 5 entnommen werden¹²⁾. Vorausgesetzt ist, daß alle am Stab angreifenden Kräfte ihre Richtung auch während des Ausknickens des Stabes beibehalten; diese Vor-

¹²⁾ Vgl. J. Dondorff, Diss. Aachen 1907; K. Karas, Z. f. Bauwesen 1925, S. 86 u. 1928, S. 246; F. Reinitzhuber, Jb. d. d. Luftfahrtforschung 1940, S. 1 820 und Allg. Bau-Zeitung (Wien) 1952, Leon-Gedenschrift S. 18; W. Bülmann, Stahlbau 1944, S. 49.

Tafel 5

	1. Beiderseits gelenkig gelagert: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 - 2,18 \cdot N_0 \cdot N_1}{3,18}}$ 2. Beiderseits fest eingespannt: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 - 0,93 \cdot N_0 \cdot N_1}{7,72}}$
	3. Beiderseits gelenkig gelagert: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1,09 \cdot N_0 \cdot N_1}{2,09}}$ 4. Beiderseits fest eingespannt: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 - 0,35 \cdot N_0 \cdot N_1}{5,40}}$
	5. Die Formeln (1) und (3) können sinngemäß auch bei der Bemessung von Stäben angewandt werden, die an dem einen Ende eingespannt und an dem anderen Ende frei verschieblich sind, wobei N_0 am freien und N_1 am eingespannten Ende wirkt. Für s ist dann die doppelte Stablänge einzusetzen.
	6. Beiderseitig gelenkig gelagert: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,88 \cdot N_0 \cdot N_1}{1,88}}$ 7. Beiderseits fest eingespannt: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 - 0,93 \cdot N_0 \cdot N_1}{7,72}}$ 8. Auf der Seite von N_1 gelenkig gelagert und auf der Seite von N_0 fest eingespannt: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,51 \cdot N_0 \cdot N_1}{3,09}}$ 9. Auf der Seite von N_1 fest eingespannt und auf der Seite von N_0 gelenkig gelagert: $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1,65 \cdot N_0 \cdot N_1}{5,42}}$

Anmerkung: Die Formeln gelten für alle $N_0/N_1 \leq 1$. Sie dürfen auch angewandt werden, wenn N_0 eine Zugkraft ist, die den Wert $0,2 \cdot N_1$ nicht überschreitet; in den Formeln ist dann das Pluszeichen durch ein Minuszeichen zu ersetzen.

aussetzung darf in der Regel als erfüllt angesehen werden bei Druckgurten von Fachwerkträgern, die ausnahmsweise keine Querstützung erfahren und daher rechtwinklig zur Fachwerkebene ausknicken können.

Ri 7.72 Ändern die am Stab angreifenden Kräfte ihre Richtung während des Ausknickens so, daß die Wirkungsgeraden dieser Kräfte dauernd mit den Tangenten der Biegelinie des ausknickenden Stabes zusammen-

fallen, so erhält man für s_K andere Werte (vgl. Ri 6.2). Die in der Tafel 5 angegebenen Näherungsformeln 1, 3 und 6 nehmen dann beispielsweise die Form an:

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,40 \cdot N_0 \cdot N_1}{1,40}}$$

$$\text{bzw. } s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,14 \cdot N_0 \cdot N_1}{1,14}}$$

$$\text{bzw. } s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,92 \cdot N_0 \cdot N_1}{1,92}}$$

Ri 7.8 Druckstäbe mit feldweise veränderlichem Querschnitt, feldweise veränderlicher Normalkraft und federnder Querstützung

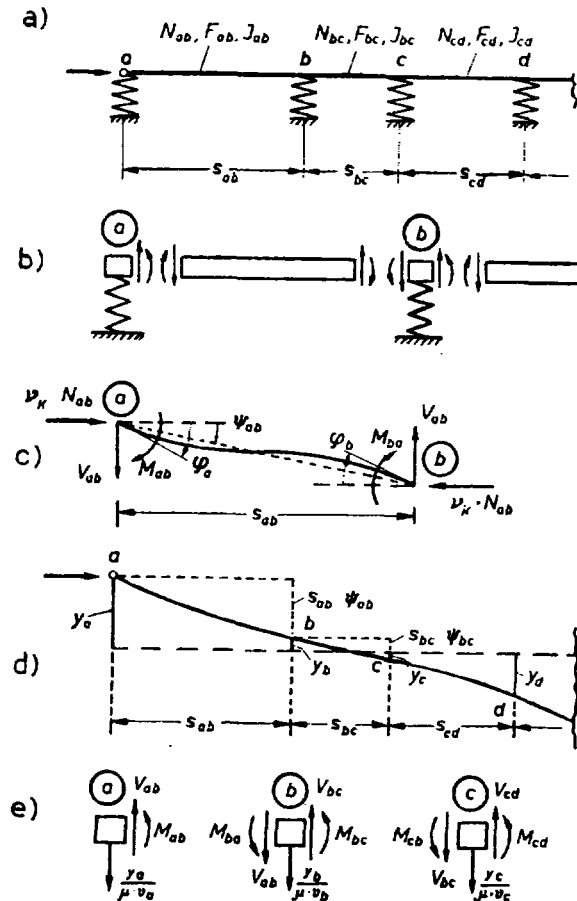


Bild 13

Ri 7.81 Zur Herleitung der Knickbedingung¹³⁾ wird der Stabzug (Bild 13a) an beiden Seiten der Querstützen durchgeschnitten, so daß er in einzelne Stäbe und verschwindend kleine Knotenstücke zerfällt (Bild 13b). Im Stab $a b$, der vom Knoten a zum Knoten b reicht und die Länge s_{ab} und die Normalkraft N_{ab} und die Querschnittsfläche F_{ab} mit dem (beim Ausknicken zur Geltung kommenden) Hauptträgheitsmoment J_{ab} hat, entstehen beim Ausknicken die beiden Endmomente M_{ab}, M_{ba} und die Endquerkraft V_{ab} . Diese drei Wirkungsgrößen sind mit den beim Ausknicken auftretenden Verdrehungswinkeln $\varphi_a, \varphi_b, \psi_{ab}$ (Bild 13c) verknüpft durch die drei Grundbeziehungen

$$(1) \begin{cases} M_{ab} = A_{ab} \cdot \varphi_a + B_{ab} \cdot \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \psi_{ab}, \\ M_{ba} = A_{ab} \cdot \varphi_b + B_{ab} \cdot \varphi_a - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \psi_{ab}, \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{1}{s_{ab}} (A_{ab} + B_{ab}) \cdot (\varphi_a + \varphi_b - 2 \psi_{ab}), \end{cases}$$

wobei ν_K die Engesser'sche Knicksicherheitszahl des Stabzuges darstellt. Ist der Stab $a b$ im Endpunkt a oder im Endpunkt b gelenkig gelagert, so lauten die Grundbeziehungen

$$(2) \begin{cases} M_{ab} = 0, \quad M_{ba} = C_{ab} \cdot (\varphi_b - \psi_{ab}), \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \end{cases} \text{ bzw. } \begin{cases} M_{ab} = C_{ab} \cdot (\varphi_a - \psi_{ab}), \quad M_{ba} = 0, \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_a - \psi_{ab}). \end{cases}$$

Bei der Berechnung der Hilfsgrößen

$$A_{ab} = \alpha_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}}, \quad B_{ab} = \beta_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}}, \\ C_{ab} = \gamma_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}}$$

sind die Faktoren $\alpha_{ab}, \beta_{ab}, \gamma_{ab}$ aus der Tafel 6' zu entnehmen für die Kennzahl

$$\varepsilon_{ab} = s_{ab} \cdot \sqrt{\frac{\nu_K \cdot N_{ab}}{T_{ab} \cdot J_{ab}}}.$$

Hierbei ist

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \sin \varepsilon - \varepsilon^2 \cos \varepsilon}{2(1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \sin \varepsilon},$$

$$\beta = \frac{\varepsilon^2 - \varepsilon \sin \varepsilon}{2(1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \sin \varepsilon},$$

$$\gamma = \frac{\alpha^2 - \beta^2}{\alpha} = \frac{\varepsilon^2 \sin \varepsilon}{\sin \varepsilon - \varepsilon \cos \varepsilon}.$$

und T_{ab} der nach Abschnitt Ri 7.4 zu berechnende, der Knickspannung $\sigma_{ab} = \nu_K \cdot \frac{N_{ab}}{F_{ab}}$ zugeordnete Knickmodul. Ähnliche Beziehungen, wie sie hier für den Stab $a b$ angegeben wurden, sind auch für die Stäbe $b c, c d, d e \dots$ aufzustellen. Von den in den Knotenpunkten angreifenden äußeren Kräften ist vorausgesetzt, daß sie ihre Richtung während des Ausknickens des Stabzuges beibehalten. Die Normalkräfte N sind als Druckkräfte vorausgesetzt und mit ihren Absolutwerten einzusetzen. Kommt eine Zugkraft vor, so ist sie durch $N = 0$ zu ersetzen. Alle Kräfte sind in t und alle Längen in cm auszudrücken. Die Endmomente und die Verdrehungswinkel zählen im Uhrzeigersinn positiv; das Kräftepaar der positiven V_{ab} versucht den Stab entgegen dem Uhrzeiger zu verdrehen (Bild 13c).

Ri 7.82 Auf das Knotenstück b wirken nicht nur die Reaktionen der Stabendmomente M_{ba}, M_{bc} und der Stabendquerkräfte V_{ab}, V_{bc} ein, sondern auch die von der federnden Querstützung ausgeübte Stützkraft

$\frac{y_b}{\mu \cdot v_b}$; hierbei bedeuten y_b die beim Ausknicken des Stabes (Bild 13d) auftretende Verschiebung des Knotens b , v_b die „bezogene Verschiebung“ der am Knoten b angeschlossenen federnden Querstütze (das ist die Verschiebung in cm , die bei Einwirkung der Kraft $1 t$ auftritt) und μ die für alle Querstützen gemeinsame Stützensicherheitszahl. Ähnliche Beziehungen gelten auch für die Knotenstücke $a, c, d, \dots$. Für alle diese Knotenstücke können die Verdrehungs- und Verschiebungs-Gleichgewichtsbedingungen (Bild 13e) ganz „mechanisch“ angeschrieben werden; die ersteren lauten der Reihe nach

$$(3) \quad M_{ab} = 0, \quad M_{ba} + M_{bc} = 0, \quad M_{cb} + M_{cd} = 0 \dots$$

und die letzteren der Reihe nach

$$(4) \quad -V_{ab} + \frac{y_a}{\mu \cdot v_a} = 0, \quad V_{ab} - V_{bc} + \frac{y_b}{\mu \cdot v_b} = 0 \dots$$

Nach Einführung der drei Grundbeziehungen (1) und Beachtung der aus Bild 13d ablesbaren Beziehungen

$$(5) \quad y_b = y_a - s_{ab} \cdot \psi_{ab}, \quad y_c = y_a - s_{ab} \cdot \psi_{ab} - s_{bc} \cdot \psi_{bc}, \dots$$

gehen diese Gleichgewichtsbedingungen über in lineare, homogene Gleichungen für die Knotendrehwinkel $\varphi_b, \varphi_c, \dots$, die Stabsehnendrehwinkel $\psi_{ab}, \psi_{bc}, \dots$ und die Knotenverschiebung y_a . Die gleich Null gesetzte Koeffizientendeterminante dieses Gleichungssystems stellt die gesuchte Knickbedingung dar. Sie kann für $\mu = 1$ durch Probieren nach der kleinsten positiven Zahl ν_K (der Engesser'schen Knicksicherheitszahl des untersuchten Stabzuges) aufgelöst

¹³⁾ E. Chwalla u. F. Jokisch, Stahlbau 1941, S. 33, sowie K. Kriso, Stahlbau 1941, S. 117 u. 1942, S. 5 u. 32.

Tafel 6

ε	α	β	γ	ε	α	β	γ
0,00	4,000	2,000	3,000	π	2,467	2,467	0
0,10	3,999	2,000	2,998	3,20	2,399	2,492	— 0,191
0,20	3,995	2,001	2,992	3,40	2,146	2,588	— 0,974
0,30	3,988	2,003	2,982	3,60	1,862	2,702	— 2,059
0,40	3,979	2,005	2,968	3,80	1,540	2,838	— 3,691
0,60	3,952	2,012	2,927	4,00	1,173	3,004	— 6,518
0,80	3,914	2,022	2,870	4,20	0,751	3,207	— 12,947
1,00	3,865	2,034	2,794	4,40	0,259	3,462	— 45,982
1,20	3,804	2,050	2,699	4,4934	0	3,603	$\mp \infty$
1,40	3,732	2,070	2,584	4,60	— 0,323	3,787	44,007
1,60	3,647	2,093	2,446	4,80	— 1,029	4,211	16,207
1,80	3,548	2,120	2,282	5,00	— 1,909	4,785	10,084
2,00	3,436	2,152	2,088	5,20	— 3,052	5,592	7,196
2,20	3,309	2,189	1,861	5,40	— 4,625	6,798	5,365
2,40	3,166	2,233	1,591	5,60	— 6,992	8,759	3,980
2,60	3,005	2,283	1,270	5,80	— 11,111	12,428	2,791
2,80	2,825	2,343	0,883	6,00	— 20,637	21,454	1,665
3,00	2,624	2,412	0,408	6,20	— 74,361	74,616	0,510
π	2,467	2,467	0	2π	$-\infty$	∞	0

werden. In den Fällen federnder Querstützung kann sie — was weniger Aufwand an Rechenarbeit erfordert — für eine gegebene Knicksicherheitszahl ν_K nach der kleinsten positiven Zahl μ (der Stützensicherheitszahl für die gegebene Knickbelastung) aufgelöst werden; ergibt sich $\mu \geq 1$, so ist die in die Knickbedingung eingesetzte Knicksicherheitszahl ν_K erreicht oder überschritten, also jedenfalls gewährleistet.

Ri 7.83 Die in Ri 7.82 erwähnte Knickbedingung kann nicht nur durch Ausrechnen und Nullsetzen der Koeffizientendeterminante, sondern auch — was meistens vorgezogen wird — durch schrittweise Elimination der Unbekannten gewonnen werden. Die im Abschnitt Ri 7.82 erwähnten linearen und homogenen Gleichungen sind hierbei durch eine von Null verschiedene Unbekannte (beispielsweise ψ_{ab} oder φ_a) zu dividieren, und die so entstehenden Quotienten der Unbekannten sind als neue Unbekannte $x, y, \xi, \eta, \dots$ aufzufassen. Diese neuen Unbekannten werden aus dem Gleichungssystem der Reihe nach eliminiert; die letzte so erhaltene Gleichung enthält nur noch die beiden Parameter ν_K, μ und stellt die gesuchte Knickbedingung dar.

Ri 7.84 Für den in Bild 14a dargestellten Druckstab lauten die im Abschnitt Ri 7.82 erwähnten linearen und homogenen Gleichungen

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}) + C_{bc}(\varphi_b - \psi_{bc}) = 0, \\ s_{ab} \cdot \psi_{ab} + s_{bc} \cdot \psi_{bc} - \mu \cdot v_a \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \right. \\ \quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(\varphi_b - \psi_{ab}) \right] = 0, \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + \mu \cdot v_b \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(\varphi_b - \psi_{ab}) - \right. \\ \quad \left. - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} - \frac{C_{bc}}{s_{bc}}(\varphi_b - \psi_{bc}) \right] = 0. \end{array} \right.$$

Die erste Gleichung folgt aus (3) und (2), die beiden anderen folgen aus (4), (5) und (2).

Für einen Druckstab nach Bild 14b ist in diesen Gleichungen $\nu_a = 0$ zu setzen und für einen Druckstab nach Bild 14c ist außerdem auch noch $1/\nu_b = 0$ zu setzen. Nach Division der drei Gleichungen durch ψ_{ab} und Elimination der neuen Unbekannten

$x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}, \xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}$ (vgl. Ri 7.83) erhält man die Knickbedingung. Im Fall Bild 14d ist in den drei angeschriebenen Gleichungen $\nu_a = \nu_b = 0$ zu setzen, so daß sich $\psi_{ab} = \psi_{bc} = 0$ und daher als Knickbedingung einfach $C_{ab} + C_{bc} = 0$ ergibt¹⁴⁾.

Ri 7.85 Für den in Bild 14e dargestellten Druckstab lauten die in Ri 7.82 erwähnten linearen und homogenen Gleichungen

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}) + A_{bc} \cdot \varphi_b + B_{bc} \cdot \varphi_c - (A_{bc} + B_{bc}) \psi_{bc} = 0, \\ A_{bc} \cdot \varphi_c + B_{bc} \cdot \varphi_b - (A_{bc} + B_{bc}) \psi_{bc} + C_{cd}(\varphi_c - \psi_{cd}) = 0, \\ s_{ab} \cdot \psi_{ab} + s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} - \mu \cdot v_a \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \right. \\ \quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(\varphi_b - \psi_{ab}) \right] = 0, \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_b \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \right. \\ \quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(\varphi_b - \psi_{ab}) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} \right. \\ \quad \left. - \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc})(\varphi_b + \varphi_c - 2\psi_{bc}) \right] = 0, \\ s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_c \left[\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} + \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc}) \right. \\ \quad \left. (\varphi_b + \varphi_c - 2\psi_{bc}) - \nu_K \cdot N_{cd} \cdot \psi_{cd} \right. \\ \quad \left. - \frac{C_{cd}}{s_{cd}}(\varphi_c - \psi_{cd}) \right] = 0. \end{array} \right.$$

Die beiden ersten Gleichungen folgen aus (3), (2) und (1), die drei weiteren folgen aus (4), (5), (2) und (1).

¹⁴⁾ Für Druckstäbe nach Bild 14c, d, g und h wurden die Knickbedingungen in zweckmäßiger Form von G. U n o l d, Stahlbau-Kalender 1942, S. 103, und Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 122, angegeben.

Für einen Druckstab nach Bild 14f ist in diesen Gleichungen $v_a = 0$ zu setzen, und für einen Druckstab nach Bild 14g ist außerdem auch noch $\frac{1}{v_b} = \frac{1}{v_c} = 0$ zu setzen. Nach Division der fünf Gleichungen durch ψ_{ab} und Elimination der neuen Unbekannten

$$x = \frac{q_b}{v_{ab}}, y = \frac{q_c}{v_{ab}}, z = \frac{v_{bc}}{v_{ab}}, \eta = \frac{v_{cd}}{v_{ab}} \quad (\text{vgl. Ri 7.83})$$

erhält man die Knickbedingung. Im Fall Bild 14h ist in den obenstehenden Gleichungen $v_a = v_b = v_c = 0$ zu

größer ist als die Fließgrenze. Um den Einfluß der baupraktisch unvermeidbaren Mängel (vgl. Ri 7.12 und Ri 7.22) zu erfassen, sind auf Grund besonderer Erwägungen geeignete Außermittigkeiten des Kraftangriffes oder Vorkrümmungen der Stabachse oder Querlasten zur Erzeugung dieser Verformungen anzunehmen. Für die Fließgrenze des Baustahls sind die Werte $\sigma_F^{17} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_F^{18} = 3600 \text{ kg/cm}^2$, für v_{Kr} ist im Belastungsfall 1 der Wert 1,71, im Belastungsfall 2 der Wert 1,50 einzusetzen.

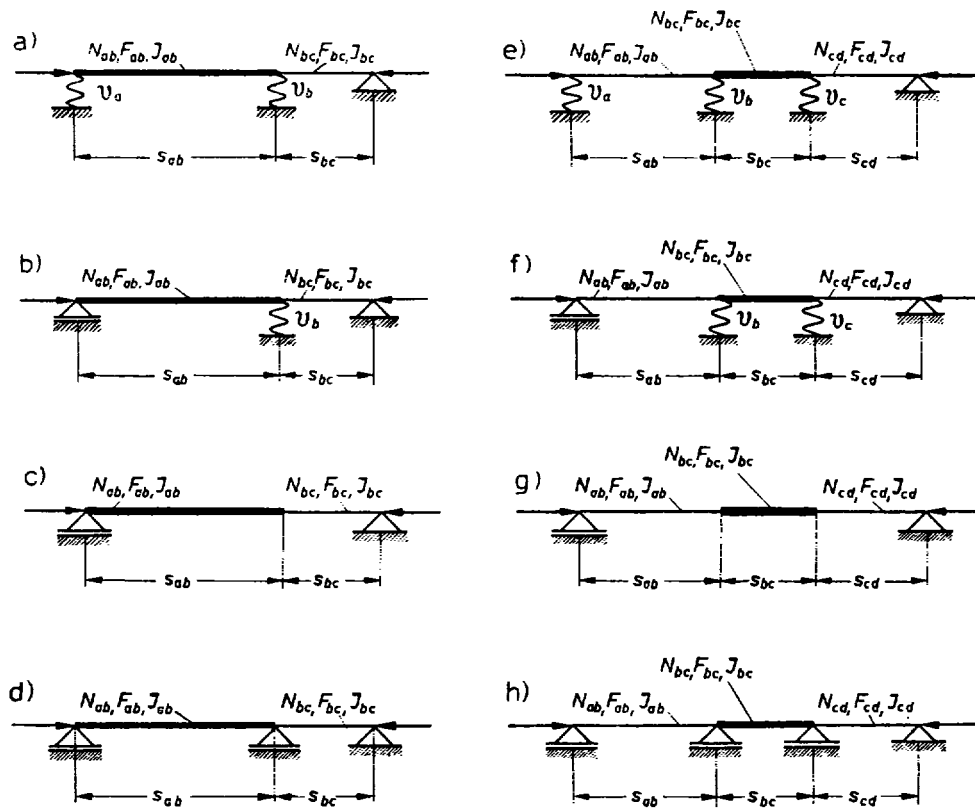


Bild 14

setzen, so daß sich $\psi_{ab} = \psi_{bc} = \psi_{cd} = 0$ und nach Division durch q_b als einzige Unbekannte $x = \frac{q_c}{q_b}$ ergibt; die Elimination dieser Unbekannten führt zur Knickbedingung $(A_{bc} + C_{ab}) \cdot (A_{bc} + C_{cd}) - B_{bc}^2 = 0$.

Ri 7.9 Tragsicherheitsnachweis planmäßig mittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

In den Ausnahmefällen, in denen die ideale Knicklast P_{Ki} nicht bekannt ist oder nur durch sehr langwierige Rechnung ermittelt werden kann, darf bei Annahme eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungsdiagramms des Baustahls der in Abschnitt 7.1 der Vorschriften geforderte Stabilitätsnachweis ersetzt werden durch den Nachweis, daß das Tragwerk unter der v_{Kr} -fachen Belastung und unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen auf das Kräftespiel (Spannungstheorie II. Ordnung) an keiner Stelle eine Spannung aufweist, die

Richtlinien 10 zu Abschnitt 10 der Vorschriften

Ri 10.1 Biegedrillknickung planmäßig außermittig gedrückter Stäbe¹⁵⁾

Ri 10.11 Werden gerade Stäbe mit dünnwandigen, offenen und gleichbleibenden Querschnitten planmäßig außermittig gedrückt, so besteht die Gefahr der in Ri 3 beschriebenen Biegedrillknickung. Liegt der Kraftangriff auf der Symmetrieachse in der Entfernung $\pm a$ vom Schwerpunkt, so kann die Bemessung von Stäben mit einfach-, punkt- und doppelsymmetrischen Querschnitten nach Abschnitt 7.1 der Vorschriften durchgeführt werden, wenn ihnen ein ideeller Schlankheitsgrad λ_{vi} zugeordnet wird.

¹⁵⁾ E. Chwalla, Forsch.-Hefte a. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6, S. 12, sowie R. Kappus, unveröff. Arbeit, in der der oben erwähnte Einfluß der Ausbiegung in der Stegebene berücksichtigt ist.

Ri 10.12 Dieser ideale Schlankeitsgrad ist zu berechnen nach der Formel:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2 - a(r_x - 2y_M)}{2c^2} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4c^2 [i_p^2 - a(r_x - a) - 0,093(\beta^2 \beta_0^2 - 1)(a - y_M)^2]}{[c^2 + i_M^2 - a(r_x - 2y_M)]^2}} \right\}}$$

Es ist stets das Vorzeichen der zweiten Wurzel zu wählen, das den größeren reellen Wert für λ_{Vi} liefert. Die Werte $i_M, i_p, y_M, c, s, s_0, \beta$ und β_0 sind den Richtlinien Ri 7.52 bis Ri 7.522 zu entnehmen. Der Querschnittswert r_x hat die Größe:

$$r_x = \int \frac{y(x^2 + y^2) \cdot dF}{J_x}$$

und wird bei punkt- und doppelsymmetrischen Profilen zu Null. Für Querschnitte nach Bild 11 a und b wird:

$$r_x = \frac{1}{J_x} \left\{ y_M \cdot J_y - F_1 \cdot e^3 - F_2 (h - e)^3 + \frac{t_3}{4} [e^4 - (h - e)^4] \right\}$$

Für Querschnitte nach Bild 11 c wird:

$$r_x = \frac{1}{J_x} \left\{ e (F_3 \cdot e^3 + J_3) + (2e - h) \cdot J_1 + \frac{t_1}{2} [e^4 - (h - e)^4] \right\}$$

Für das aus den Hauptachsen gebildete Koordinatensystem können a, y_M und r_x positiv oder negativ sein.

Ri 10.13 Für $a = y_M$, d.h. für Kraftangriff im Schubmittelpunkt wird der ideale Schlankeitsgrad:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_M^2 + y_M(r_x - 2y_M)}{c^2}} \quad \text{oder} \quad \lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y}$$

Der größere Wert ist maßgebend (vgl. hierzu Ri 3.2).

Ri 10.14 Wird ein planmäßig außermittig gedrückter Stab seitlich gegen Ausbiegungen gehalten, z.B. durch einen gelenkig angeschlossenen Längsverband, der von der Stabachse den Abstand f in Richtung der y -Achse hat, dann ist die mögliche Biegedrillknickung von der Lage des Verbandes abhängig. Für diesen Fall wird der ideale Schlankeitsgrad:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_p^2 + f^2 + a(r_x - 2f)}{c^2 + (f - y_M)^2}}$$

Ist im besonderen $a = \frac{i_p^2 + f^2}{2f - r_x}$, dann wird $\lambda_{Vi} = 0$ und das Biegedrillknicken unmöglich.

Ri 10.2 **Tragsicherheitsnachweis planmäßig außermittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung**

An Stelle des in Abschnitt 10.02 der Vorschriften durch die Formeln (I) und (II) geforderten Nachweises darf bei Annahme eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungsdiagramms des Baustahls auch ein Tragsicherheitsnachweis nach der Spannungstheorie II. Ordnung durchgeführt werden, sofern die Biegedrillknickung nach Ri 10.1 nicht maßgebend ist. Hierbei ist nachzuweisen, daß die bei der v_{Kr} -fachen Belastung und unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformung auftretende größte Spannung die Fließgrenze nicht überschreitet. Für v_{Kr} ist im Belastungsfall 1 der Wert 1,71 und im Belastungsfall 2 der Wert 1,50, für die Fließgrenze des Baustahles sind die Werte $\sigma_F^{0.1} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_F^{0.2} = 3600 \text{ kg/cm}^2$ einzusetzen.

Richtlinien 12 zu Abschnitt 12 der Vorschriften

Ri 12.1 **Näherungsverfahren zur Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken (Trogbrücken)**¹⁶⁾

Ri 12.11 Bei offenen Fachwerkbrücken sind die einzelnen Stäbe des Druckgurtes auf Knicken aus der Hauptträgersebene mit der Knicklänge $s_K = \beta \cdot s$ zu berechnen. Dabei muß $\beta \geq 1,2$ sein, weil sonst das Näherungsverfahren, dem die vereinfachende Annahme stetiger Verteilung gleichgroßen Bettungsdruckes (Rahmenwiderstand H_1 geteilt durch Feldweite des Hauptträgers) zugrundeliegt, nicht mehr genau genug ist. Als obere Grenze empfiehlt sich aus konstruktiv-wirtschaftlichen Gründen $\beta = 3$. Innerhalb der Grenzen $1,2 \leq \beta \leq 3$ können große Werte β durch steife Gurte und schwache Rahmen, kleine Werte β durch schwache Gurte und steife Rahmen den gleichen Knickwiderstand des Druckgurtes gegen Knicken aus der Fachwerkebene erreichen¹⁷⁾.

Ri 12.12 Je nachdem, ob das Näherungsverfahren als Nachrechnung (z.B. einer bestehenden Brücke) oder als Neuberechnung (z.B. des Entwurfes einer Brücke) angewandt wird, sind zwei Wege zu unterscheiden, die sich nochmals unterteilen in den Fall a, bei dem die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgersebene unverrückbar sind und in den Fall b, bei dem auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgersebene durch Halbrahmen (Endrahmen) elastisch gestützt sind.

Erster Weg: Nachrechnung des Druckgurtes. In diesem Falle sind die Gurtquerschnittsflächen F , die dazu gehörenden Trägheitsmomente J_y und die Druckkräfte S der einzelnen Stäbe bekannt. Um eine volle Ausnützung der zugrunde gelegten zulässigen Spannung σ_{zul} zu ermöglichen, sind zunächst der Reihe nach für alle Gurtstäbe die Knickzahlen

$$\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$$

zu berechnen und dann aus den Tafeln 1 oder 2 der Vorschriften die zugeordneten Schlankeitsgrade λ_y zu ermitteln. Für den größten dieser Schlankeitsgrade λ_y und den betreffenden Baustahl liefert Tafel 3 der Richtlinien die maßgebende Engeßersche Knicksicherheitszahl v_K . Anschließend sind die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte aus

$$\beta = \frac{s_{Ky}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

zu berechnen und dann das arithmetische Mittel β_m dieser Werte zu bilden. Damit sind alle Größen

¹⁶⁾ Engeßer, Zusatzkräfte und Nebenspannungen, Bd. 2, S. 142; W. Cornelius, Diss. T.H. Darmstadt; W. Schibler, Heft 19 der Mitt. aus dem Inst. für Baustatik an der E.T.H., Zürich 1946; K. Kriso, Stahlbau 1941, S. 117, und Federhofer-Girkmann-Festschrift S. 219, Wien 1950.

¹⁷⁾ Vgl. Hartmann, Stahlbrücken, 1. Teil, Wien 1946.

bekannt, die nach der Engesser-Formel zur Berechnung von

$$H_0 = \frac{2,5 \cdot v_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

nötig sind. Nun werden die Rahmenwiderstände H_1 und erforderlichenfalls H_2 in t/cm ermittelt. Sie ergeben sich als Kehrwerte der seitlichen Verschiebung infolge einer Seitenkraft gleich 1 t (Bild 14 der Vorschriften) und dürfen an Stelle einer genaueren Berechnung zu

$$H = \frac{1}{v} = \frac{E}{\frac{h_v^3}{3J_v} + \frac{h^2 b_q}{2J_q}}$$

berechnet werden, worin für die über ihre Stab- oder Trägerlänge veränderlichen Trägheitsmomente J_v und J_q mittlere Werte einzusetzen sind. Um H in t/cm zu erhalten, sind h , h_v , b_q in cm und J_v , J_q in cm⁴ einzuführen; für den Elastizitätsmodul gilt $E = 2100 \text{ t/cm}^2$.

Fall a). Sind die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerebene unverrückbar, so sind $H_2 = c_2 = \infty$, $c_1 = 1$, und es müssen nur die Widerstände H_1 der Zwischenrahmen berechnet werden. Ist keiner dieser Werte H_1 kleiner als der vorher nach der Engesser-Formel berechnete Wert H_0 , so genügt die Seitensteifigkeit des Druckgurttes der Vorschrift.

Fall b). Sind auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerebene nur elastisch gestützt, so sind außer den Widerständen H_1 für die Zwischenrahmen auch noch die Widerstände H_2 für die Endrahmen zu berechnen. Mit dem kleinsten der Zwischenrahmenwiderstände $\min H_1$ ergibt sich das Verhältnis

$$\alpha = \frac{\min H_1}{H_2},$$

mit dessen Hilfe die Beiwerte c_1 und c_2 aus

$$c_1 = \frac{1 + 0,6 \alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1,44 \alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0,6 \alpha \cdot \beta_m)^2}} \right]$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha}$$

berechnet werden können. Die Vorschriften sind erfüllt, wenn für jeden Zwischenrahmen

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

und für die Endrahmen $H_2 \geq c_2 \cdot H_0$ ist.

Zweiter Weg: Neuberechnung des Druckgurttes. In diesem Falle sind die einzelnen Druckgurtstäbe gegen Knicken in der Hauptträgerebene mit $s_{Kx} = s$ und gegen Knicken rechtwinklig zur Hauptträgerebene mit $s_{Ky} = \beta \cdot s$ zu bemessen, wobei man allen Druckstäben den gleichen Beiwert β zuordnet, der so gewählt werden darf, daß $1,20 \leq \beta \leq 3,00$ ist.

Nach der Wahl der Gurtquerschnitte sind für sämtliche Gurtstäbe die Knickzahlen $\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$ zu berechnen und den Tafeln 1 oder 2 der Vorschriften die entsprechenden Schlankheitsgrade λ_y zu entnehmen. Für den größten dieser Schlankheitsgrade λ_y und den betreffenden Baustahl liefert Tafel 3 der Richtlinien die maßgebende Engesser'sche Knickzahl v_K . Anschließend sind die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte β aus

$$\beta = \frac{s_{Ky}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

zu berechnen. Durch geeignete Wahl der Querschnittsgrößen F und J_y ist anzustreben, daß sich

die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte β nur wenig voneinander unterscheiden. Als arithmetisches Mittel dieser β -Werte erhält man β_m . Damit sind alle Größen bekannt, die nach der Engesser-Formel zur Berechnung von

$$H_0 = \frac{2,5 v_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

nötig sind.

Nun werden die Rahmenwiderstände H_1 und erforderlichenfalls H_2 in t/cm ermittelt. Sie ergeben sich als Kehrwerte der seitlichen Verschiebung infolge einer Seitenkraft gleich 1 t (Bild 14 der Vorschriften) und dürfen an Stelle einer genaueren Berechnung zu

$$H = \frac{1}{v} = \frac{E}{\frac{h_v^3}{3J_v} + \frac{h^2 b_q}{2J_q}}$$

berechnet werden, worin für die über ihre Stab- oder Trägerlänge veränderlichen Trägheitsmomente J_v und J_q mittlere Werte einzusetzen sind. Um H in t/cm zu erhalten, sind h , h_v , b_q in cm und J_v , J_q in cm⁴ einzuführen; für den Elastizitätsmodul gilt $E = 2100 \text{ t/cm}^2$.

Fall a). Sind die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerebene unverrückbar, so sind $H_2 = c_2 = \infty$, $c_1 = 1$, und es müssen nur die Widerstände H_1 der Zwischenrahmen berechnet werden. Ist keiner dieser Werte H_1 kleiner als der vorher nach der Engesser-Formel berechnete Wert H_0 , so genügt die Seitensteifigkeit der Druckgurtung der Vorschrift.

Fall b). Sind auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerebene nur elastisch gestützt, so sind außer den Widerständen H_1 für die Zwischenrahmen auch noch die Widerstände H_2 für die Endrahmen zu berechnen. Es wird der Beiwert c_1 innerhalb der wirtschaftlich gebotenen Grenzen $1,1 < c_1 < 1,5$ gewählt, mit dem sich der Beiwert c_2 zu

$$c_2 = \frac{0,6 c_1 - 0,36}{c_1 - 1} \cdot \beta_m$$

ergibt. Die Vorschriften sind erfüllt, wenn für jeden Zwischenrahmen

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

und für die Endrahmen

$$H_2 \geq c_2 \cdot H_0$$

ist.

Diese Beziehungen lassen erkennen, daß der Beiwert c_2 bei festgehaltenem β_m um so kleiner ist, je größer c_1 angenommen wird. Demnach können die Endrahmen um so weicher (leichter) sein, je steifer (schwerer) die Zwischenrahmen ausgebildet werden und umgekehrt. Die weichsten (leichtesten) Zwischenrahmen erhält man, wenn die Endpunkte der Druckgurtung rechtwinklig zur Hauptträgerebene unverrückbar sind. Je steifer der Druckgurt ausgebildet wird, um so weicher dürfen die Halbrahmen sein.

Ergeben sich für den Widerstand H_2 der Endrahmen zu große Werte, sind also danach die Endrahmen zu schwer, so ist die Rechnung mit einem größeren Beiwert c_1 innerhalb der Grenzen $1,1 < c_1 < 1,5$ zu wiederholen, wodurch die Zwischenrahmen schwerer werden. Ergeben sich sowohl Endrahmen als auch Zwischenrahmen zu schwer, so ist der Beiwert β innerhalb der Grenzen $1,2 \leq \beta \leq 3,0$ größer zu wählen, wodurch der Druckgurt steifer, also J_y größer wird. Ein Wert $c_1 > 1,5$ kommt in Betracht, wenn trotz hohem Wert β_m , also trotz großer Gurtsteifigkeit, die Zwischenrahmen zu verstärken sind,

um leichte Endrahmen zu erhalten. Wenn nicht von vornherein ersichtlich ist, daß Belastungsfall 2 nicht durchschlägt, ist auch dieser gleichermaßen durchzurechnen. Zu diesem Zweck enthält die Tafel 3 der Richtlinien auch die Knicksicherheitszahlen ν_K für den Belastungsfall 2.

Ri 12.2 Genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken

Ri 12.21 Die genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken kann mit Hilfe des in Ri 7.8 geschilderten Verfahrens durchgeführt werden. Die einzelnen Knotenpunkte des Druckgurtes werden, ähnlich wie in Bild 13a, der Reihe nach mit $a, b, c, \dots$ bezeichnet, und die von Knoten zu Knoten reichenden Gurtstäbe haben der Reihe nach die Längen $s_{ab}, s_{bc}, \dots$, die (als Druckkräfte vorausgesetzt und mit ihren Absolutwerten eingeführt) Normalkräfte $N_{ab}, N_{bc}, \dots$, die Querschnittsflächen $F_{ab}, F_{bc}, \dots$ und die (auf die lotrechte Hauptachse bezogenen) Querschnittsträgheitsmomente $J_{ab}, J_{bc}, \dots$. Die drei jedem Stab zugeordneten Hilfsgrößen $A_{ab}, B_{ab}, C_{ab}, A_{bc}, B_{bc}, C_{bc}, \dots$ sind wieder zu berechnen nach den in Ri 7.8 angeführten Formeln mit Hilfe der Tafel 6 und der in Ri 7.4 angegebenen Beziehung für die Knickmoduli $T_{ac}, T_{bc}, \dots$, wobei ν_K die Engeßersche Knicksicherheitszahl des Druckgurtes bedeutet. Die bezogenen Verschiebungen $v_a, v_b, \dots$ der den Druckgurt stützenden Querrahmen sind mit Hilfe der in Abschnitt Ri 12.12 angegebenen Beziehung zu bestimmen und in der Form $\mu \cdot v_a, \mu \cdot v_b, \dots$ einzuführen, wobei μ die Stützensicherheitszahl ist. Alle Kräfte sind in t und alle Längen in cm einzusetzen. Bei T-Gurten ist für das Querschnittsträgheitsmoment der abgeminderte Wert J_y^* nach Abschnitt 12.1 der Vorschriften einzuführen.

Ri 12.22 Die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K der Druckgurte offener Brücken braucht in der Regel nur für den Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) nachgewiesen zu werden und muß $\nu_K \geq 2$ betragen.

Ri 12.23 Die in Ri 7.82 erwähnten linearen und homogenen Gleichgewichtsbedingungen sind anzuschreiben und durch den Stabdrehwinkel ψ_{ab} zu dividieren; die Quotienten

$$x = \frac{\psi_b}{\psi_{ab}}, y = \frac{q_c}{\psi_{ab}}, \xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}, \eta = \frac{\psi_{cd}}{\psi_{ab}},$$

$$\dots \text{ und } \bar{y}_d = \frac{y_d}{\psi_{ab}}$$

stellen dann die neuen Unbekannten dar (Ri 7.83). Diese neuen Unbekannten sind der Reihe nach zu eliminieren; die letzte so erhaltene Gleichung enthält nur noch die beiden Parameter ν_K, μ und ist die gesuchte Knickbedingung. Für den Nachweis der Knicksicherheit genügt es, die Zahl $\nu_K = 2$ in die Knickbedingung einzuführen und die kleinste positive Lösung μ der Knickbedingung aufzusuchen. Ergibt sich $\mu \geq 1$, so ist die geforderte 2fache Knicksicherheit erreicht oder überschritten, also jedenfalls gewährleistet. Ergibt sich $\mu < 1$, so muß die Biegesteifigkeit der Querrahmen (entweder aller Querrahmen oder nur einzelner Querrahmen) oder die Biegesteifigkeit des Druckgurtes (entweder aller Gurtstäbe oder nur einzelner Gurtstäbe) erhöht werden.

Ri 12.24 Bei offenen Brücken, die zur Mitte der Stützweite symmetrisch sind, kann der Druckgurt symmetrisch oder antimetrisch ausknicken, so daß die Stützensicherheitszahl μ für beide Fälle berechnet werden muß; hierbei darf sich die Untersuchung auf eine Gurthälfte beschränken.

Ri 12.25 Die im Abschnitt 12.23 erwähnten, in den neuen Unbekannten x, ξ angeschriebenen Gleichungen lauten für den symmetrischen Knickfall des in Bild 15a dargestellten symmetrischen vierfeldrigen Druckgurtes:

$$\begin{cases} C_{ab}(x-1) + [A_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi] = 0, \\ \bar{y}_c + s_{ab} + s_{bc} \cdot \xi - \mu \cdot v_a \cdot \left[\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) \right] = 0, \\ \bar{y}_c + s_{bc} \cdot \xi + \mu \cdot v_b \cdot \left[\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc})(x-2\xi) \right] = 0. \end{cases}$$

Hierbei ist:

$$\bar{y}_c = -2\mu \cdot v_c \cdot \left[\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc})(x-2\xi) \right]$$

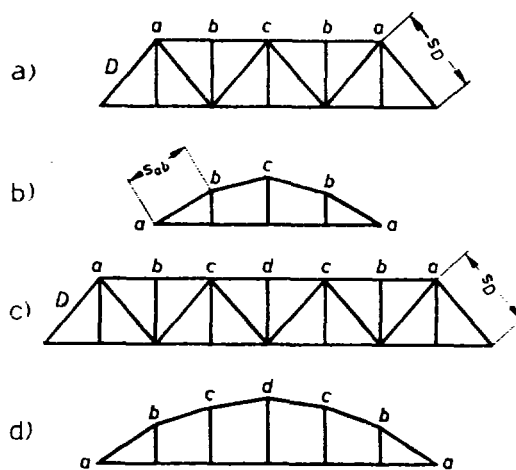


Bild 15

Das dem antimetrischen Knickfall zugeordnete Gleichungssystem wird aus dem angeschriebenen gewonnen, indem $\bar{y}_c = 0$ gesetzt und sowohl in der ersten Zeile an Stelle des in eckigen Klammern stehenden Ausdruckes als auch in der dritten Zeile an Stelle des Ausdruckes $(A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x - 2\xi)$ einfach $C_{bc} \cdot (x - \xi)$ eingeführt wird. In beiden Gleichungssystemen sind nach dem Einsetzen der geforderten Knicksicherheitszahl $\nu_K = 2$ und der Berechnung der Hilfsgrößen A, B, C die Unbekannten x und ξ zu eliminieren und aus den so erhaltenen beiden Knickbedingungen je die kleinste positive Lösung μ aufzusuchen. Ergibt sich für beide Lösungswerte $\mu \geq 1$, so ist die zweifache Knicksicherheit gewährleistet. Sind bei der untersuchten Brücke die Endpunkte a des Druckgurtes seitlich unverschiebbar festgehalten (Bild 15b), so ist in beiden Gleichungssystemen $v_a = 0$ zu setzen.

Ri 12.26 Die in Ri 12.23 erwähnten Gleichungen lauten für den symmetrischen Knickfall des in Bild 15c dargestellten symmetrischen sechsfeldigen Druckgurtes

$$C_{ab}(x-1) + A_{bc} \cdot x + B_{bc} \cdot y - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi = 0,$$

$$A_{bc} \cdot y - B_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi + [A_{cd} \cdot y - (A_{cd} + B_{cd}) \cdot \eta] = 0,$$

$$(y_d - s_{ab} + s_{bc} \cdot \xi - s_{cd} \cdot \eta) - \mu \cdot v_a \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} - \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) \right] = 0,$$

$$\bar{y}_d - s_{bc} \cdot \xi + s_{cd} \cdot \eta - \mu \cdot v_b \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) - v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x-y-2\xi) \right] = 0,$$

$$\bar{y}_d + s_{cd} \cdot \eta + \mu \cdot v_c \cdot \left[v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x-y-2\xi) - v_K \cdot N_{cd} \cdot \eta - \frac{1}{s_{cd}} (A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y-2\eta) \right] = 0.$$

Hierbei ist:

$$\bar{y}_d = -2 \mu \cdot v_d \cdot \left[v_K \cdot N_{cd} \cdot \eta + \frac{1}{s_{cd}} (A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y-2\eta) \right]$$

Das dem antisymmetrischen Knickfall zugeordnete Gleichungssystem wird aus dem angeschriebenen Gleichungssystem gewonnen, indem $\bar{y}_d = 0$ gesetzt und sowohl in der zweiten Zeile an Stelle des in eckigen Klammern stehenden Ausdruckes als auch in der fünften Zeile an Stelle des Ausdruckes $(A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y-2\eta)$ einfach $C_{cd} \cdot (y-\eta)$ eingeführt wird. In beiden Gleichungssystemen sind nach dem Einsetzen der geforderten Knicksicherheitszahl $v_K = 2$ und der Berechnung der Hilfsgrößen A, B, C die Unbekannten x, y, ξ, η der Reihe nach zu eliminieren und aus den so erhaltenen beiden Knickbedingungen je die kleinste positive Lösung μ aufzusuchen. Ergibt sich für beide Lösungswerte $\mu \geq 1$, so ist die zweifache Knicksicherheit gewährleistet. Sind bei der untersuchten Brücke die Endpunkte a des Druckgurtes seitlich unverschiebbar festgehalten (Bild 15d), so ist in beiden Gleichungssystemen $v_a = 0$ zu setzen.

Richtlinien 13 zu Abschnitt 13 der Vorschriften

Ri 13.1 Knickung symmetrischer Parabelbogen in der Bogenebene¹⁸⁾

Ri 13.11 Bei Zugrundelegung der Vorschriften Abschnitt 13.1 gleicht der kritische Bogenschub H , unter dem ein symmetrischer Parabelbogen mit gleichblei-

bendem Querschnitt und lotrechter, gleichmäßig über die Stützweite l verteilter Vollbelastung in seiner Ebene ausknickt, der Knicklast eines geraden Stabes, der denselben Querschnitt wie der Bogen hat, die Knicklänge $s_K = \beta_H \cdot s$ aufweist und in Richtung der gleichen Hauptachse wie der Bogen ausknickt; s bedeutet hierbei die halbe Bogenlänge und β_H ist aus der Tafel 7 zu entnehmen, wobei Zwischenwerte geradlinig eingeschaltet werden dürfen¹⁹⁾.

Tafel 7

$l/s =$	0,05	0,2	0,3	0,4	0,5
Dreigelenkbogen ... $\beta_H =$	1,20	1,20	1,22	1,35	1,48
Zweigelenkbogen ... $\beta_H =$	1,00	1,10	1,22	1,35	1,48
Eingespannter Bogen $\beta_H =$	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90

Ähnlich wie bei der Knickkraft gedrückter Stäbe (Ri 7) sind auch beim kritischen Bogenschub von Bogenträgern zu unterscheiden ein idealer Wert H_{KI} , ein Engeßerscher Wert H_K und ein (durch die „praktisch unvermeidbaren“ Abweichungen von den Voraussetzungen der idealisierten Theorie bedingter) Traglastwert H_{KT} .

Ri 13.12 Bogenträger mit veränderlichem Querschnittsträgheitsmoment, jedoch nur wenig veränderlicher Querschnittsfläche F unterliegen der Vorschrift Abschnitt 13.13. Der Mittelwert $J_x = F \cdot i_x^2$ des Querschnittsträgheitsmomentes kann hierbei nach Ri 7.6 berechnet oder aber als das unveränderliche Querschnittsträgheitsmoment jenes geraden Stabes angesehen werden, der die Länge s hat, balkenartig gelagert ist und unter einer in Balkenmitte wirkenden Querlast P (Bild 16) dieselbe Durchbiegung y wie der linke Halbbogen erfährt, wenn dieser gerade gestreckt und mit derselben Last P querbelastet ist; bei Drei- und Zweigelenkbogen sind die beiden Stäbe beiderseitig gelenkig zu lagern, bei eingespannten Bogen sind sie links einzuspannen und rechts gelenkig zu lagern.

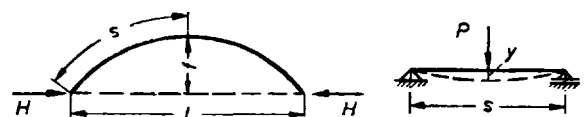


Bild 16

Ri 13.13 Bei stark veränderlicher Normalkraft ist der durch Abschnitt 13.11 der Vorschriften festgelegte Ersatzstab nach Ri 7.7 zu berechnen; demgemäß ist seine Länge $\beta \cdot s$ noch mit dem aus der Tafel 5 der Richtlinien zu entnehmenden Wurzelwert zu multiplizieren. Bei stark veränderlicher Querschnittsfläche F und auch im Fall einer federnden Querstützung des Bogens in der Bogenebene kann die Knickberechnung des Ersatzstabes nach Ri 7.8 durchgeführt werden.

¹⁸⁾ Vgl. E. Gaber, Bautechn. 1934, S. 646; E. Chwalla, Stahlbau 1935, S. 121; F. Stüssi, Schweiz. Bauztg. 106, S. 132 (1935); C. F. Kollbrunner, Bautechn. 1936, S. 186 u. Schw. Bauztg. 120, S. 113 (1942); E. Chwalla u. C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1937, S. 121 u. 1938, S. 73; B. Busch, Bauing. 1937, S. 812; F. Dischinger, Bauing. 1939, S. 286. Zur Knickung des Bogens aus seiner Ebene heraus (Abschnitt 13.2 der Vorschriften) vgl. F. Stüssi, Abhandlgn. Int. Ver. Brücken- u. Hochbau, Band VII, S. 327, Zürich 1943/44.

¹⁹⁾ Bedeutet φ den Tangentenneigungswinkel des Bogens im Viertelpunkt, so gilt für den Parabelbogen $\cos \varphi = 1/\sqrt{1 + 4F/l^2}$ und $N_0 = H/\cos \varphi$, so daß die in der Tafel 5 der Vorschriften angegebenen Werte β mit den Werten β_H durch die Beziehung $\beta = \beta_H \cdot \sqrt{\cos \varphi}$ verknüpft werden.

Richtlinien 14 zu Abschnitt 14 der Vorschriften

Ri 14.1 Knicklänge der Stiele einfeldrig-mehrstöckiger und mehrfeldrig-einstöckiger Rechteckrahmen sowie von Rechteckrahmen mit belasteten Pendelstützen²⁰⁾

Im folgenden werden Näherungsformeln für die Knicklänge $s_K = \beta \cdot h$ dieser Rahmen angegeben. Die Formeln beziehen sich auf den Fall der Knickung in der Rahmenebene. Abschnitt 14.2 der Vorschriften bleibt hierzu unverändert gültig.

Ri 14.11 Für freistehende einfeldrig-zweistöckige Rahmen mit festeingespannten Stiefüßen (Bild 17) darf gesetzt werden:

$$\beta = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 + m}{1 + 12,5 \alpha + 0,89 \cdot (1 - \alpha) \cdot c + 0,003 \cdot (1 - \alpha) \cdot c^3}$$

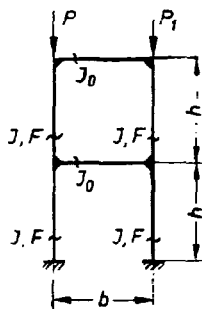


Bild 17

Ri 14.12 Für freistehende einfeldrig-mehrstöckige Rahmen mit festeingespannten Stiefüßen (Bild 18) darf gesetzt werden

$$\beta_{0,1} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} d_m - R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} k_m}$$

$$\beta_{m,m-1} = \beta_{0,1} \cdot q_m$$

$$d_m = \frac{P_{m,m-1} \cdot h_{m,m-1}}{P_{0,1} \cdot h_{0,1}}$$

$$R_n = \frac{c}{6} \left[\sum_{i=1}^n r_m + k_{n-1}^2 \cdot \frac{J_1}{J_n} \right] + 0,6n(3n^2 - 1) \cdot \alpha$$

$$c = \frac{J_{0,1} \cdot b}{J_1 \cdot h_{0,1}}; \quad \alpha = \frac{4 \cdot J_{0,1}}{b^2 \cdot F_{0,1}}$$

$$r_m = k_{m-2}^2 (1 - x_{m-1})^2 \frac{J_1}{J_{m-1}}$$

$$k_m = \sqrt{\frac{J_{m,m-1} \cdot P_{m,m-1}}{J_{0,1} \cdot P_{0,1}}} = k_{m-1} \cdot x_m$$

$$x_m = \sqrt{\frac{J_{m,m-1} \cdot P_{m,m-1}}{J_{m-1,m} \cdot P_{m-1,m}}}$$

$$q_m = \frac{h_{0,1}}{h_{m,m-1}} \cdot \sqrt{\frac{J_{m,m-1} \cdot P_{0,1}}{J_{0,1} \cdot P_{m,m-1}}}$$

$$d_0 = x_0 = k_0 = q_0 = 1; \quad d_n = x_n = k_n = q_n = 0.$$

²⁰⁾ Vgl. Hertwig u. Pohl, Stahlbau 1936, S. 129; M. G. Puwein, Z. österr. Ing. Arch. Ver. 1937, S. 3; 9, und Stahlbau 1942, S. 24; W. Büllmann, Stahlbau 1941, S. 24; Chwalla u. Jokisch, Stahlbau 1941, S. 33; G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 113 u. Stahlbau-Handb. 1949/50, S. 128; S. Sievers, Stahlbau 1940, S. 48.

Der Wert $\beta_{0,1}$ ist der Reihe nach für n Stockwerke, n-1 Stockwerke (d.h. unter Vernachlässigung der Wirkung des obersten), n-2, usw. zu ermitteln. Der größte Wert ist maßgebend. Gültigkeitsbereich: $\beta_{0,1} \leq 2$.

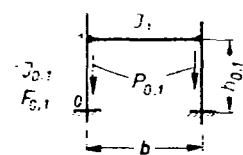
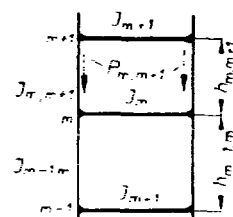
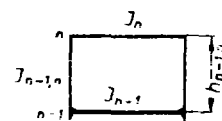


Bild 18

Ri 14.13 Für freistehende mehrfeldrig-einstöckige Rahmen mit festeingespannten Stiefüßen darf gesetzt werden

Bei 2 Feldern (Bild 19a)

$$\beta = \frac{1 - 0,4 c_n}{1 - 0,2 c_n} \sqrt{\frac{2 - p}{2 - t}}$$

bei 3 Feldern (Bild 19b)

$$\beta = \frac{1 - 0,4 c_n}{1 + 0,2 c_n} \sqrt{\frac{1 + p}{1 + t}}$$

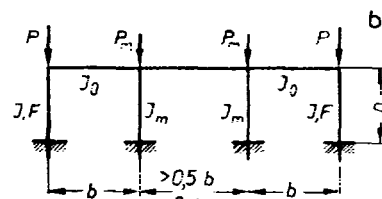
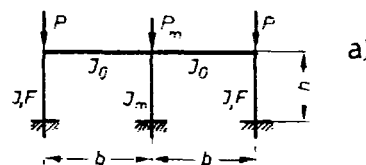


Bild 19

In beiden Fällen ist

$$c_n = c + \frac{9}{4} \alpha; \quad c = \frac{J \cdot b}{J_n \cdot h}; \quad p = \frac{P_m}{P};$$

$$t = \frac{J_m}{J}; \quad \beta_m = \beta \sqrt{\frac{t}{p}}; \quad \alpha = \frac{4 \cdot J}{b^2 \cdot I}$$

Gültigkeitsbereich: $\beta \leq 3$.

Bei gelenkiger Lagerung der Stiefüße tritt an Stelle des Wertes

$$\frac{1 + 0,4 c_n}{1 - 0,2 c_n} \text{ der Wert } \frac{6 - 1,2 c_n}{3 - 0,1 c_n}$$

Gültigkeitsbereich: $\beta \leq 6$.

Ri 14.14 Wird in einem freistehenden, einstöckigen Rechteckrahmen mit gelenkig gelagerten Stiefüßen ausnahmsweise eine Pendelstütze eingebaut (Bild 20a) und wird diese Pendelstütze durch eine lotrechte,

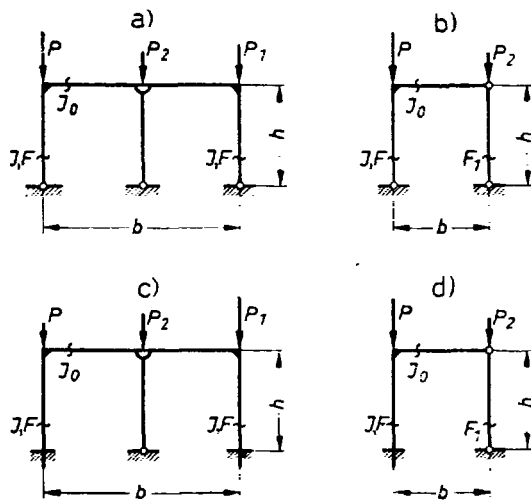


Bild 20

während des Ausknickens lotrecht bleibende Kraft $P_2 = n \cdot P$ ($n \leq 2$) belastet, so muß der nach Abschnitt 14.3 der Vorschriften berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,48 \cdot n}$ multipliziert werden. Bei einhüftigen Rahmen nach Bild 20b ist der nach Abschnitt 14.3 der Vorschriften für einhüftige Rahmen berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,96 \cdot n}$ zu vervielfachen.

Ri 14.15 Wird in einen freistehenden, einstöckigen Rechteckrahmen mit eingespannten Stiefüßen ausnahmsweise eine Pendelstütze eingebaut (Bild 20c) und wird diese Pendelstütze durch eine lotrechte, während des Ausknickens lotrecht bleibende Kraft $P_2 = n \cdot P$ ($n \leq 2$) belastet, so muß der nach Abschnitt 14.4 der Vorschriften berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,43 \cdot n}$ multipliziert werden. Bei einhüftigen Rahmen nach Bild 20d ist der nach Abschnitt 14.4 der Vorschriften für einhüftige Rahmen berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,86 \cdot n}$ zu vervielfachen.

Ri 14.16 Wird der Riegel zwischen den beiden Knotenpunkten durch lotrechte Kräfte belastet, so sind die Stiele planmäßig auf Druck und Biegung beansprucht und daher nach Abschnitt 10 der Vorschriften zu bemessen. Die Knickzahl ω ist hierbei einem Schlankheitsgrad λ zuzuordnen, der unter Verwendung der in Abschnitt 14.1 bis 14.5 der Vorschriften angegebenen Beziehungen für die Zahl β berechnet werden darf.

Ri 14.2 **Knicklänge der Stiele von Dreieckrahmen**

Bei dreieckigen Rahmen, die durch lotrechte, schräge oder waagerechte Spitzenkräfte belastet werden (Bild 21), müssen die Stielquerschnitte — um ein Ausknicken des Rahmens in seiner Ebene zu vermeiden — der Bedingung $\omega \cdot \frac{N_1}{F} \leq \sigma_{zul}$ genügen.

Hierbei ist

N_1 die größte vorhandene Druckkraft [kg]

ω die aus Tafel 1 oder 2 der Vorschriften zu entnehmende, dem Schlankheitsgrad

$$\lambda = s_K \cdot \sqrt{\frac{F}{J}}$$
 zugeordnete Knickzahl

$s_K = \beta \cdot s$ die Knicklänge des Stieles [cm]

σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall und der gewählten Baustahlsorte entsprechende zulässige Zugspannung [kg/cm²]

F und J die Fläche [cm²] und das bei Ausbiegungen in der Rahmenebene wirksame Trägheitsmoment [cm⁴] des unverschwächten Stielquerschnittes

β ein Beiwert, der vom Verhältnis N_2/N_1 der in den beiden Stielen auftretenden Normalkräfte abhängt.

Bei lotrechter Spitzenlast ist $N_2/N_1 = +1$, bei waagerechter Spitzenlast ist $N_2/N_1 = -1$ und bei schrägen Spitzenlasten liegt N_2/N_1 zwischen $+1$ und -1 . Für Dreieckrahmen mit Fußgelenken, deren Abstand der Bedingung $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,5 \cdot h$ genügt (Bild 21a), darf $\beta = 0,80 + 0,05 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$ gesetzt werden. Ist dieser Rahmen durch einen in halber Höhe liegenden Riegel verstärkt, der das gleiche Querschnittsträgheitsmoment wie der Stiel hat (Bild 21b), so darf

$$\beta = 0,44 + 0,12 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right) + 0,03 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$$

gesetzt werden²¹⁾.

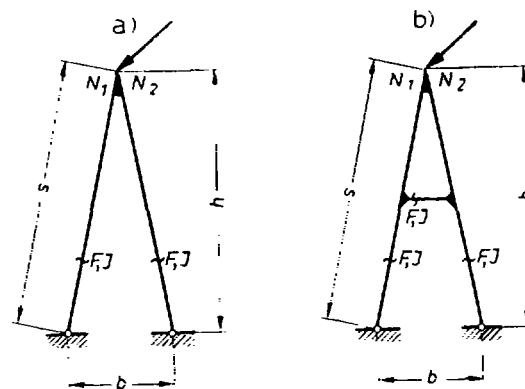


Bild 21

Richtlinien 15 zu Abschnitt 15 der Vorschriften

Ri 15.1 **Kippung von Trägern mit I-Querschnitt**

Ri 15.11 Wie im Abschnitt 15 der Vorschriften festgestellt worden ist, unterliegen vor allem die Träger mit dünnwandigen, offenen Querschnitten der Kippgefahr, wenn der Querschnitt eine Symmetrieachse hat (Bild 22) und der Träger in seiner Symmetrieebene auf Biegung beansprucht wird. Dies gilt sowohl für Träger, deren Achse gerade ist, als auch für Träger, deren Achse in der Symmetrieebene gekrümmt ist. Der Widerstand, den der Träger bei gegebenen Lagerungsbedingungen dem Kippen entgegenstellt, ist um so größer, je größer der in cm⁴ ausgedrückte Drillwiderstand J_D , das in cm⁴

²¹⁾ Vgl. G. Schmidt, Stahlbau 1942, S. 45.

ausgedrückte und auf die Symmetrieachse bezogene Trägheitsmoment J_y , und der in cm^6 ausgedrückte und auf den Schubmittelpunkt M bezogene Wölbwiderstand C_M des dünnwandigen, offenen Trägerquerschnittes ist.

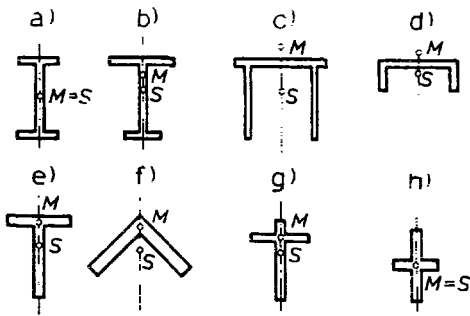


Bild 22

Die Lösung des Kipp-Problems²²⁾ wird vereinfacht, wenn der Schubmittelpunkt M mit dem Schwerpunkt S des Trägerquerschnittes zusammenfällt (Bild 22a und b) oder wenn $C_M \approx 0$ ist („wölbfreier“ Trägerquerschnitt, Bild 22e bis h). Bei der Kippuntersuchung ist der Fall der Kippung mit freier Drehachse (vgl. Ri 15.13 und Ri 15.15) vom Fall der Kippung mit gebundener, durch einen waagerechten Verband erzwingener Drehachse (vgl. Ri 15.14) zu unterscheiden.

Ri 15.12 Bei Berechnung von Trägern nach Bild 24a und b ist vorerst die gewöhnliche Spannungsuntersuchung durchzuführen und nach den hierfür maßgebenden Vorschriften nachzuweisen, daß die größten im Träger auftretenden Spannungen die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Zugspannung σ_{zul} (DIN 1073; DIN 1050; DIN 120; Deutsche Bundesbahn, B. E.) nicht überschreiten. Bei der Berechnung der Spannungen sind die Vorschriften über Nietlochschwächung und die Beiwerte φ , ψ , γ

²²⁾ Vgl. E. Chwalla, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, II a, 1944.

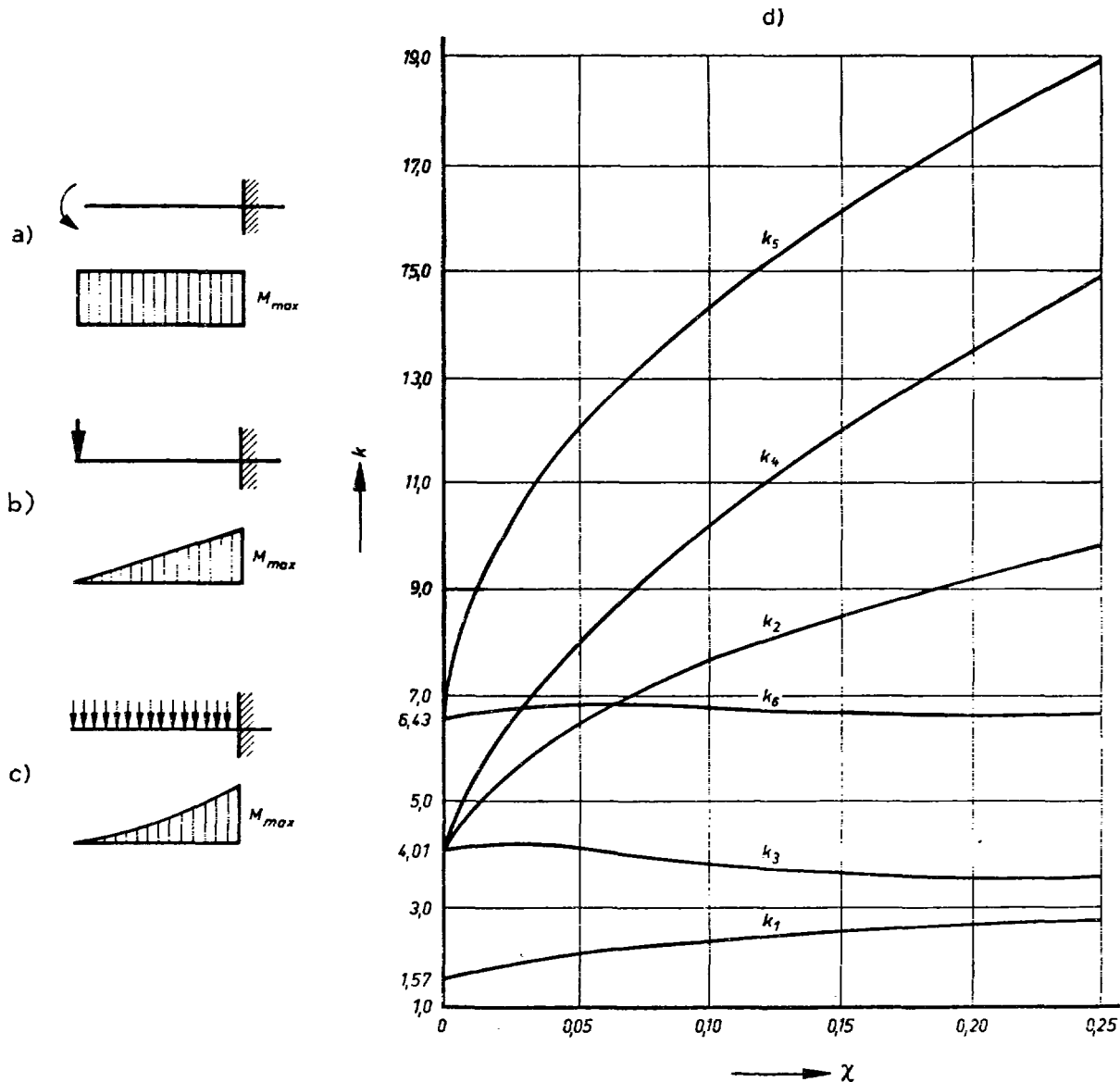


Bild 23

zu berücksichtigen. Anschließend ist die Kippuntersuchung durchzuführen. Es ist die ideale Kippspannung σ_{Ki} (das ist die in kg/cm^2 ausgedrückte, unter der idealen Kippplast auftretende größte Druckspannung in der Flanschachse des Trägers) unter Benutzung der in Ri 15.13 bis Ri 15.15 angegebenen Formeln zu berechnen. Hierzu ist aus Tafel 7 oder aus Bild 21 der Vorschriften die „abgeminderte“ Kippspannung σ_K zu entnehmen (es ist hierbei $\sigma_{FK} \equiv \sigma_K$ und $\sigma_{VK} \equiv \sigma_K$) und die Kippsicherheitszahl $\nu_K = \frac{\sigma_K}{\sigma_{max}} = \frac{\sigma_K \cdot J_x}{e \cdot M_{max}}$ zu berechnen. J_x ist das in cm^4 ausgedrückte, auf die Hauptachse $x-x$ bezogene Trägheitsmoment des unverschwächten Trägerquerschnittes, e der in cm ausgedrückte Abstand der Achse des gedrückten Flansches von der Trägerachse (Bild 24a und 24b). M_{max} bedeutet das unter der äußeren Belastung entstehende und in kgcm ausgedrückte größte Biegemoment des Trägers, das unter Berücksichtigung des Schwingbeiwertes η und der Ausgleichszahl ψ , jedoch ohne Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsbeiwertes γ zu berechnen ist. Die Kippsicherheitszahl darf im Belastungsfall 1 (Hauptkräfte) nicht kleiner als $\nu_K = 1,71$ und im Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte) nicht kleiner als $\nu_K = 1,5$ sein; sie braucht in der Regel nur für einen dieser beiden Belastungsfälle nachgewiesen zu werden.

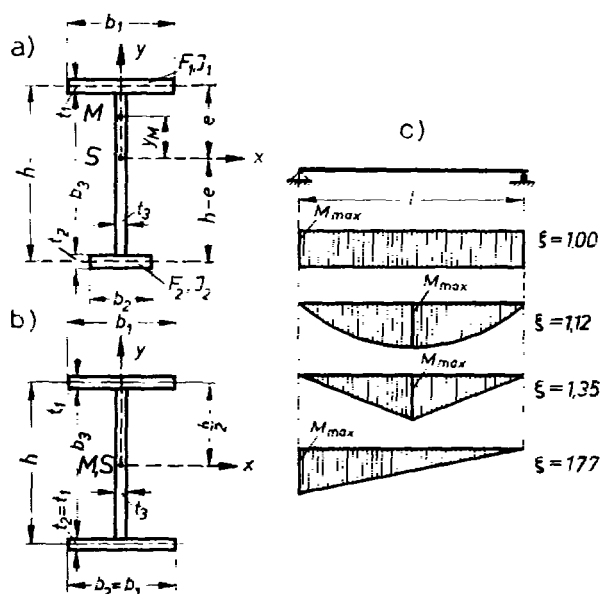


Bild 24

- Ri 15.13 Bei Freiträgern (Krag- oder Konsolträgern) mit gleichbleibendem, doppelsymmetrischem I-Querschnitt (Bild 24b) gilt für die ideale Kippspannung die Beziehung $\sigma_{Ki} = \frac{k \cdot e}{J_x \cdot l} \cdot E J_y \cdot G J_D$; hierbei ist l die Trägerlänge in cm, k ein Beiwert, der von der Kennzahl $\chi = \frac{E J_y}{G J_D} \left(\frac{h}{2l} \right)^2$ abhängt, h der Abstand der beiden Flanschachsen in cm, $J_y \approx 2 \cdot \frac{t \cdot h^3}{12}$ das auf die Stegachse bezogene Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes in cm^4 , $J_D = \frac{1}{2} (2 b \cdot t^3 + h \cdot t^3)$ der in cm^4 ausgedrückte Drillwiderstand des Trägerquerschnittes, $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ der Elastizitätsmodul und $G = 810000 \text{ kg/cm}^2$ der Schubmodul. Für

die drei in Bild 23a, b, c angegebenen Belastungsfälle kann der Beiwert k unter der Voraussetzung, daß die Verwölbung der Querschnittsebene an der Einspannstelle verhindert und am freien Trägerende zugelassen wird, aus Bild 23d entnommen werden. Die Kurve k_1 bezieht sich hierbei auf Träger, die am freien Ende durch ein Moment belastet sind, dessen Vektor während des Auskippens waagrecht und in der Querschnittsebene gelegen bleibt (Bild 23a). Die Kurven k_2, k_3, k_4 beziehen sich auf Träger, die am freien Ende durch eine lotrechte, während des Auskippens lotrecht bleibende Einzellast belastet sind (Bild 23b); k_2 gilt für eine Einzellast im Schwerpunkt des Trägerquerschnittes, k_3 und k_4 hingegen für eine Einzellast, die im Schwerpunkt des oberen bzw. unteren Flanschquerschnittes angreift²¹⁾. Die Kurven k_5, k_6 beziehen sich auf Träger mit lotrechter, während des Auskippens lotrecht bleibender Gleichlast (Bild 23c); k_5 gilt für eine in der Trägerachse angreifende, k_6 für eine in der oberen Flanschachse angreifende Gleichlast²²⁾. Für Einzel- oder Gleichlasten, die zwischen der Träger- und der oberen, oder unteren Flanschachse angreifen, darf k durch geradlinige Zwischenschaltung (zwischen den Kurven k_2, k_3, k_4 bzw. k_5, k_6) gewonnen werden. Für Träger mit lotrechten, in der Trägerachse wirkenden Belastungen von beliebiger Biegemomentenverteilung kann der Beiwert k überschlägig durch Zwischenschaltung (zwischen den in Bild 23a, b, c dargestellten Biegemomentenverteilungen und den dazugehörigen Beiwerten k_1, k_2, k_3) gewonnen werden.

- Ri 15.14 Bei gleichmäßig vollbelasteten Balkenträgern mit gleichbleibendem, doppelsymmetrischem I-Querschnitt (Bild 24b), die eine Gabel Lagerung (Ri 7.522) aufweisen und durch einen waagerechten, gelenkig angeschlossenen Längsverband seitlich festgehalten sind, ist die ideale Kippspannung σ_{Ki} gleichfalls mit Hilfe der in Ri 15.13 angegebenen Beziehung zu berechnen. Für den Beiwert k darf hierbei überschlägig²³⁾

$$k = \frac{1}{\sqrt{\chi}} - \pi^2 \left[\frac{1}{\chi} + \left(\frac{2f}{h} \right)^2 \right] \cdot 0,81 \left(\frac{2v}{h} \right) - 1,74 \left(\frac{2f}{h} \right)$$

gesetzt werden, wobei χ nach Ri 15.13 zu berechnen ist, v den nach oben (auf der Biegedruckseite) positiv gezählten, in cm ausgedrückten Abstand der Angriffspunkte der gleichmäßigen Vollbelastung p von der Trägerachse und f den gleichfalls nach oben (auf der Biegedruckseite) positiv gezählten, in cm ausgedrückten Abstand des Längsverbandes von der Trägerachse bedeuten; für einen Träger, der am Obergurt belastet und am Untergurt durch einen Längsverband seitlich festgehalten wird, ist daher $v = -h/2$ und $f = -h/2$. Liegt der Längsverband im Abstand $f \geq 0,47 \cdot v$ über der Trägerachse, so ist nach dieser Formel ein Kippen ausgeschlossen. Für Bau- und Umbauzustände, in denen der Längsverband nicht voll wirksam ist, sind besondere Kippuntersuchungen durchzuführen.

²¹⁾ Vgl. F. Meissner, Diss. Braunschweig 1944.

²²⁾ Vgl. H. Nylander, Abh. Svensk Ingenieurvetensk. Akad. Bd 174 Stockholm 1943, S. 171 u. 173.

Ri 15.15 Die ideale Kippspannung eines Balkenträgers, der einen gleichbleibenden, einfach-symmetrischen Querschnitt hat (Bild 24a) und an beiden Enden quer zur Stegeebene elastisch eingespannt und im gleichen Maße auch wölbehindert ist (wobei sowohl die Verschiebungen als auch die Verdrehungen in der Querschnittsebene verhindert werden), kann überschlägig berechnet werden mit Hilfe der Formel

$$\sigma_{Ki} \approx \frac{\zeta \cdot S_{Ki} \cdot e}{J_x} \left[\sqrt{\left(\frac{5v}{\zeta} + \frac{r_x}{3} - y_M \right)^2 + c^2} - \left(\frac{5v}{\zeta} + \frac{r_x}{3} - y_M \right) \right]$$

Hat der Träger einen doppelsymmetrischen I-Querschnitt²⁵⁾ (Bild 24b), so gilt

$$r_x = 0, \quad y_M = 0, \quad C_M = J_1 h^2 : 2 \approx J_y h^2 : 4$$

und daher einfach

$$\sigma_{Ki} \approx \frac{\zeta \cdot S_{Ki} \cdot h}{2 J_x} \left[\sqrt{\left(\frac{5v}{\zeta} \right)^2 + c^2} - \frac{5v}{\zeta} \right]$$

Hierbei ist

$\kappa = \frac{\pi^2}{\beta^2}$ ein vom Grad der elastischen Einspannung quer zur Stegeebene abhängiger, zwischen π^2 und $4\pi^2$ liegender und nach Ri 7.522 zu wählender Beiwert

$S_{Ki} = \frac{\kappa E J_y}{l^2}$ die Eulersche Knicklast des Trägers bei waagerechter, rechtwinklig zur Stegeebene erfolgender Ausknickung unter einer gedachten Druckkraft [kg]

l die Stützweite des Trägers [cm]

v der auf der Biegedruckseite positiv gezählte Abstand der Angriffspunkte der Querbelastrung von der Trägerachse [cm]. Greifen die Querlasten in der Trägerachse an oder sind keine Querlasten vorhanden, so ist $v = 0$; greifen die Querlasten am oberen oder unteren Trägergurt an, so gilt

$$v = +\frac{h}{2} \text{ oder } v = -\frac{h}{2}$$

ζ ein Beiwert, der von der Verteilung der Biegemomente des Trägers abhängt und unter Beachtung der in Bild 24c angegebenen Werte schätzungsweise anzunehmen ist.

r_x ist aus Ri 10.12, y_M und c aus Ri 7.52 bis Ri 7.522 zu entnehmen.

Richtlinien 17 zu Abschnitt 17 der Vorschriften

Ri 17.1 Beulung allseitig gedrückter Bleche

Ri 17.11 Wird ein einspannungsfrei gelagertes, rechteckiges Blech durch die längs der Seite b gleichmäßig verteilten Druckspannungen σ_x und die längs der Seite a gleichmäßig verteilten Druckspannungen $\sigma_y = \Omega \cdot \sigma_x$, $0 \leq \Omega \leq 1$ belastet (Bild 25), so wird die ideale Beulgrenze erreicht, wenn $\sigma_{xKi} = k_x \cdot \sigma_e$ ist. Die Hilfsgröße σ_e ist in den Vorschriften Abschnitt 17.1 angegeben und für den Beulwert k_x gelten die folgenden Beziehungen²⁶⁾

$$\left. \begin{aligned} 1,0 \geq \Omega \geq 0,5 & \text{ für alle } \alpha \\ 0,5 > \Omega \geq 0 & \left\{ \begin{aligned} \text{für } \alpha \leq \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega}} \\ \text{für } \alpha > \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega}} \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\} k_x = \frac{\left(\frac{1}{\alpha} + \alpha \right)^2}{1 - \Omega \alpha^2}$$

$$k_x = 4 \cdot (1 - \Omega)$$

Ri 17.12 Die ideale Vergleichsspannung beträgt

$$\sigma_{VKi} = \sigma_{xKi} \cdot \sqrt{1 + \Omega^2 - \Omega}$$

und für die Beulsicherheitszahl erhält man

$$\nu_K = \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_x \cdot \sqrt{1 + \Omega^2 - \Omega}}$$

Hierbei ist die zum Wert σ_{xKi} gehörige abgeminderte Vergleichsspannung σ_{VK} aus der Tafel 7 der Vorschriften zu entnehmen; Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden und für näherungsweise Vorberechnungen darf auch das Bild 25 Verwendung finden.

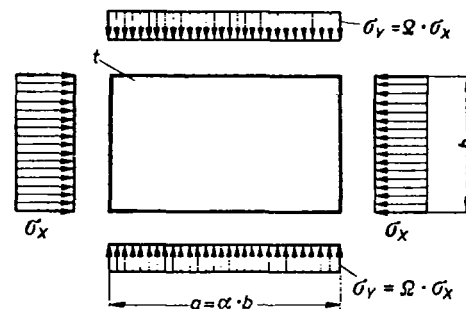


Bild 25

Ri 17.13 Für die geforderten Mindestwerte der Beulsicherheitszahl gilt Abschnitt 17.4 der Vorschriften.

Ri 17.14 Die in Ri 17.11 angegebenen Beziehungen können auch zur Berechnung der idealen Beulspannung von rechteckigen Blechen verwendet werden, die nur in der Längsrichtung gleichmäßig gedrückt werden, deren idealisierte Lagerungsbedingungen aber ausnahmsweise vorschreiben, daß der gegenseitige Abstand b der beiden Längsränder keine (auch nicht die kleinste) Änderung erfahren kann. In der Querrichtung tritt dann die Druckspannung $\sigma_y = \mu \cdot \sigma_x$ auf, so daß in die Formeln der Abschnitte Ri 17.11 und 17.12 der Beiwert $\Omega = \mu$ einzuführen ist, wobei μ die Querdehnungszahl bedeutet.

Ri 17.2 Beulwerte für verschiedene Lagerungsbedingungen der Längsränder

Ri 17.21 Ist ein rechteckiges Blech an den Längsrändern „b“ einspannungsfrei, dagegen an den Querrändern „a“ nach den in den Bildern 26d bis h angegebenen Randbedingungen gelagert, so gelten für die Belastungen nach Bild 26a, b und c die in der Tafel 8 angegebenen Beulwerte²⁷⁾.

Tafel 8

	Bild 26d		26e		26f		26g		26h
Beulwerte	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k
Bild 26a	4,00	1,00	5,40	0,79	6,97	0,67	1,28	1,63	0,43
26b	7,81	0,98	12,16	0,77	13,56	0,65	6,26	1,58	1,71
26c	7,81	0,98	9,89	0,80	13,56	0,65	1,64	1,67	0,57

²⁵⁾ G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 121 und Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 136.

²⁶⁾ K. Klöppel u. K. H. Lie, Z. VDI 1942, S. 71.

²⁷⁾ C. F. Kolbbrunner u. G. Herrmann, Schweiz. Bauzeitung 1948, S. 146.

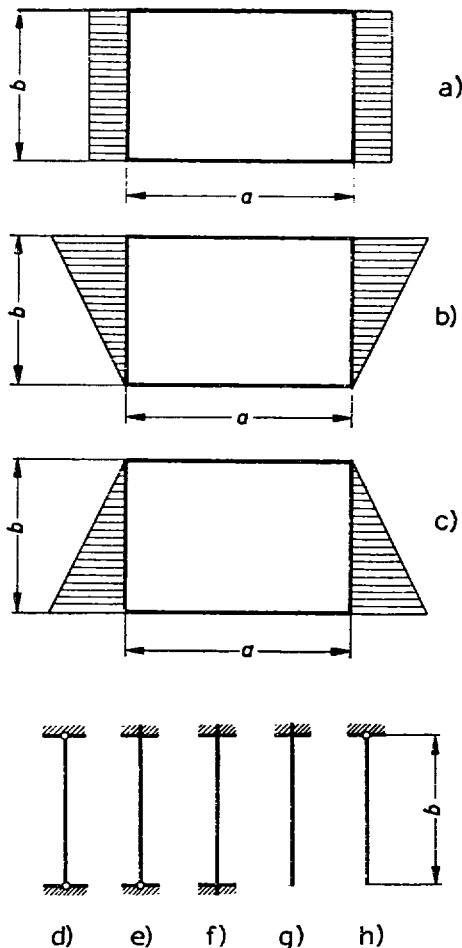


Bild 26

Richtlinien 18 zu Abschnitt 18 der Vorschriften

Ri 18.1 Mindeststeifigkeit von Quer- und Längssteifen, die zur Unterteilung des Stegbleches in einzelne Felder dienen

Ri 18.11 Zu jeder idealen Beulspannung (Abschnitt 17 der Vorschriften) gehört eine bestimmte ideale Beulfläche, nach der sich das Blech zu Beginn des Ausbeulens verformt. Die Steifen haben die Aufgabe, dieser Verformung einen Widerstand entgegenzustellen und auf diese Weise die ideale Beulspannung zu erhöhen. Steifen, die an Stellen liegen, an denen beim Ausbeulen des unversteift gedachten Bleches keine Ausbiegung auftritt (Knotenlinien der Beulfläche des unversteiften Bleches), sind demnach wirkungslos.

Ri 18.12 Die Steifen werden als Quer- oder Längssteifen, ausnahmsweise auch als Schrägsteifen²⁹⁾ ausgeführt. Bei größeren Stegblechfeldern kann auch ein aus Quer- und Längssteifen zusammengesetzter Steifenrost angeordnet werden. Die Wirkung der Aussteifung wird erhöht, wenn die Quer- und Längssteifen an ihren Enden biegesteif angeschlossen und an den Kreuzungsstellen nach Art der Trägerroste biegesteif verbunden werden.

²⁹⁾ Vgl. W. Burchard, Ing.-Archiv, 1937, S. 332; A. Kromm, Habilitation, Darmstadt 1951 und Stahlbau 1952, S. 177.

Ri 18.13 Die Steifen können einseitig oder auf beiden Seiten des Bleches angeordnet werden. Liegt der Schwerpunkt des unverschwächten Steifenquerschnittes F in der Mittelebene des Bleches (mittige Anordnung, vgl. Bild 27a), so ist bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Steife das auf die Schwerachse $z-z$ bezogene Trägheitsmoment $J = J_z$ des unverschwächten Steifenquerschnittes einzuführen. Liegt der Schwerpunkt der Querschnittsfläche F in der Entfernung e außerhalb der Mittelebene des Stegbleches (außermittige Anordnung, vgl. Bild 27b), so darf bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Steife das Trägheitsmoment $J = J_z + F \left(e - \frac{t}{2} \right)^2$ eingeführt werden.

Ri 18.14 Bei der Bestimmung des Mindestwertes der Biegesteifigkeit, die eine Quer- oder Längssteife nach Abschnitt 18.1 und 18.2 der Vorschriften besitzen

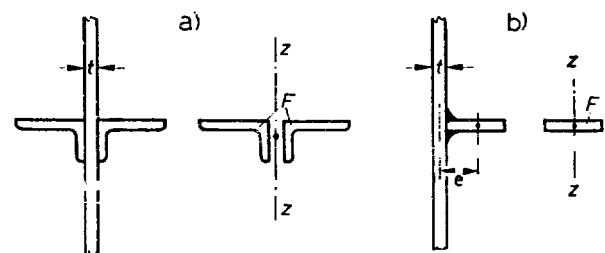


Bild 27

muß, um die ideale Beulspannung des Stegblechfeldes bis zur idealen Beulspannung des stärksten beanspruchten (einspannungsfrei gelagert gedachten) Teilfeldes zu heben und demgemäß bei der Beuluntersuchung des Stegbleches eine Unterteilung des Feldes in einspannungsfrei gelagerte Teilfelder zuzulassen, erhält man einen auf Grund idealisierender Voraussetzungen berechneten Mindestwert des Querschnittsträgheitsmomentes

$$J^* = \gamma^* \cdot \frac{b \cdot t^3}{12(1 - \mu^2)} = 0,092 \cdot \gamma^* \cdot b \cdot t^3.$$

Das nach Ri 18.13 berechnete Trägheitsmoment des Steifenquerschnittes muß demnach in jenen Fällen, in denen die erwähnte Unterteilung des Stegblechfeldes in einspannungsfrei gelagerte Teilfelder durchgeführt wird, der Bedingung $J \geq 0,092 \gamma^* b t^3$ genügen.

Hierbei bedeuten

a und b die Länge und die Breite des gegebenen, durch die Steife zu unterteilenden Stegblechfeldes [cm]

t die Dicke des Stegbleches [cm]

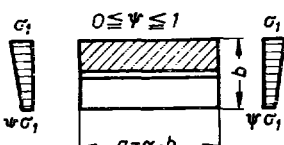
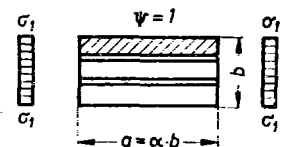
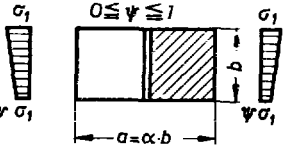
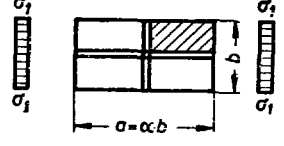
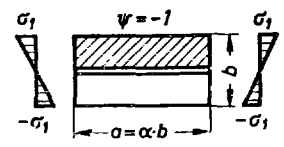
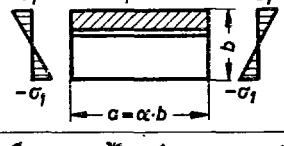
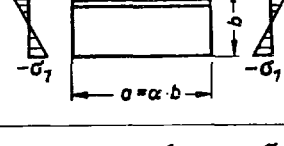
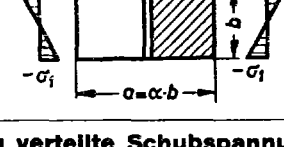
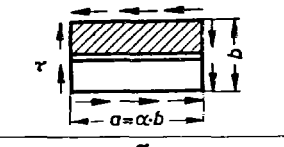
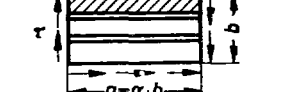
$\mu = 0,3$ die Querdehnungszahl des Baustahls

γ^* ein Beiwert, der von der Belastung und dem Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ des Stegblechfeldes, von der Anordnung der Steife und (bei axial belasteten Steifen) auch von der Hilfsgröße $\delta = \frac{F}{b \cdot t}$ abhängt²⁹⁾

F die unverschwächte Querschnittsfläche der Steife [cm²].

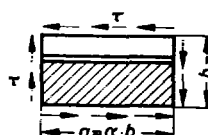
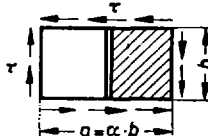
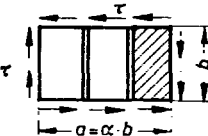
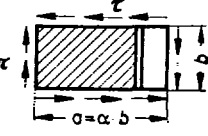
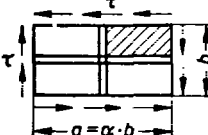
²⁹⁾ Vgl. S. Timoschenko, Eisenbau 1921, S. 147; E. Seydel, Ing.-Archiv 1933, S. 169; F. Schleicher, Bauing. 1934, S. 505, und 1939, S. 217; E. Chwalla, Vorbericht 2. Int. Kongr. IVBH, Berlin 1936, S. 957, und Stahlbau 1936, S. 161; R. Barbré, Bauing. 1936, S. 268, und Ing.-Archiv 1937, S. 117; M. Hampl, Stahlbau 1937, S. 16; H. Fröhlich, Bauing. 1937, S. 673; G. Knipp, Bauing. 1941, S. 257; R. Stiffel, Bauing. 1941, S. 367; A. Kromm, Stahlbau 1944, S. 81; E. Chwalla, Stahlbau 1944, S. 84; F. W. Bornscheuer, Diss. T.H. Darmstadt 1946.

Tafel 9

Belastung und Steifenanordnung		Gültigkeitsbereich		Mindeststeifigkeit	
Geradlinig über die Feldbreite verteilte Druckspannungen					
1	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite		$0 \leq \psi \leq 1$	$\alpha < \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$	$\gamma^* = (0,53 + 0,47\psi) \left\{ \frac{\alpha^2}{2} [16(1+2\delta) - 2] - \frac{\alpha^4}{2} + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$
				$\alpha > \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$	$\gamma^* = (0,53 + 0,47\psi) \left\{ \frac{1}{2} [8(1+2\delta) - 1]^2 + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$
2	2 gleiche Längssteifen in den Drittelpunkten der Feldbreite		$\psi = 1$	$\alpha < \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$\gamma^* = \frac{\alpha^2}{3} [36(1+3\delta) - 2] - \frac{\alpha^4}{3} + \frac{1+3\delta}{3}$
				$\alpha > \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$\gamma^* = \frac{1}{3} [18(1+3\delta) - 1]^2 + \frac{1+3\delta}{3}$
3	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,4 \leq \alpha \leq 1,4$	$\gamma^* = \frac{4 \left(\frac{4}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2}{4} \right)}{\pi^2 \alpha \left(1 - \frac{\pi^2 \alpha^4}{12 \alpha^4 - 48} \right)}$
				$\alpha > 1,4$	Quersteife praktisch wirkungslos
4	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite und 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge ²⁰⁾			$0,9 \leq \alpha \leq 1,1$	$\gamma_L^* = \frac{(1+\alpha^2)^2 [4(1+2\delta_L) - 1]}{2(1+q\alpha^2)}$ wobei $q = \frac{\gamma_Q}{\gamma_L} = \frac{J_Q}{J_L}$
Geradlinig über die Feldbreite verteilte Normalspannungen mit gegengleichen Randwerten					
5	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite		$\psi = -1$		$\gamma^* = 1,3$
6	1 Längssteife im Abstand b/4 vom Druckrand		$\psi = -1$	$\alpha \leq 0,5$	$\gamma^* = 2,4 + 18,4\delta$
				$\alpha > 0,5$	$\gamma^* = (12 + 92\delta)(\alpha - 0,3)$ jedoch nicht mehr als $\max \gamma^* = 16 + 200\delta$
7	1 Längssteife im Abstand b/5 vom Druckrand		$\psi = -1$	$0,5 \leq \alpha \leq 1,0$	$\gamma^* = (21,3 + 112,6\delta)(\alpha - 0,1)$
				$\alpha > 1,0$	$\gamma^* = (32,0 + 168,9\delta)(\alpha - 0,4)$ jedoch nicht mehr als $\max \gamma^* = 50 + 200\delta$
8	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge		$\psi = -1$	$0,6 \leq \alpha \leq 0,935$	$\gamma^* = 6,2 - 12,7\alpha + 6,5\alpha^2$
				$\alpha > 0,935$	Quersteife praktisch wirkungslos
Gleichmäßig verteilte Schubspannungen					
9	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite			$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = 5,4\alpha^3(2\alpha + 2,5\alpha^2 - \alpha^3 - 1)$
10	2 gleiche Längssteifen in den Drittelpunkten der Feldbreite			$0,3 \leq \alpha \leq 1,0$	$\gamma^* = 12,1\alpha^3(4,4\alpha - 1)$

²⁰⁾ Beide Steifen müssen an der Kreuzungsstelle mit unverminderter Biegesteifigkeit durchgeführt oder gleichwertig gestoßen werden.

Tafel 9 (Fortsetzung)

	Belastung und Steifenanordnung	Gültigkeitsbereich	Mindeststeifigkeit
Gleichmäßig verteilte Schubspannungen			
11	1 Längssteife im Viertelpunkt der Feldbreite 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = 7,2 \alpha^2 (1 - 3,3 \alpha + 3,9 \alpha^2 - 1,1 \alpha^3)$
12	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = \frac{5,4}{\alpha} \left(\frac{2}{\alpha} - \frac{2,5}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^3} - 1 \right)$
13	2 gleiche Quersteifen in den Drittelpunkten der Feldlänge 	$1,0 \leq \alpha \leq 3,3$	$\gamma^* = \frac{12,1}{\alpha} \left(\frac{4,4}{\alpha} - 1 \right)$
14	1 Quersteife im Viertelpunkt der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = \frac{7,2}{\alpha} \left(1 - \frac{3,3}{\alpha} + \frac{3,9}{\alpha^2} - \frac{1,1}{\alpha^3} \right)$
15	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite und 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma_Q^* = 6,0 \frac{(1 + \alpha^2)^2}{\frac{1}{\varphi} + \alpha^3}$ wobei $\varphi = \frac{\gamma_Q}{\gamma_L} = \frac{J_Q}{J_L}$

Ri 18.15 Bei Steifen, die planmäßig axial unbelastet sind (Tafel 9, Reihe 3, 5 und 8 bis 15) oder deren Axialspannung kleiner als σ_s ist (Tafel 9, Reihe 1, 6 und 7), führt die Theorie in allen den Fällen, in denen die ideale Vergleichsspannung σ_{VKi} des versteiften Bleches die Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 0,8 \sigma_F$ überschreitet, zu einer Senkung des Beiwertes γ^* , die im weiteren unberücksichtigt bleibt; die Sicherheit wird dadurch in den genannten Fällen erhöht.

Ri 18.16 In Tafel 9 sind für einfache Belastungsfälle und verschiedene Möglichkeiten der Steifenanordnung Näherungsbeziehungen für den Beiwert γ^* zusammengestellt. Eine Steife, die nach Ri 18.13 bis Ri 18.15 unter Berücksichtigung dieses Beiwertes bemessen ist, vermag die Beulspannung des Stegbleches praktisch bis auf jenen Wert zu heben, der dem durch Schraffur gekennzeichneten Teilfeld im Falle einer einspannungsfreien Lagerung aller vier Ränder entspricht. Besteht für die Teilfelder verschieden große Beulgefahr, so gehört die Schraffur zu dem Teilfeld, für das die Beulgefahr am größten ist.

Ri 18.17 Wird das Blech gleichzeitig durch geradlinig verteilte Normalspannungen und gleichmäßig verteilte Schubspannungen belastet, so darf überschlägig

$$\gamma^* = \gamma_1^* \frac{\bar{v}_{B1}}{\bar{v}_{B1}} + \gamma_2^* \frac{\bar{v}_{B2}}{\bar{v}_{B2}} \text{ gesetzt werden.}$$

Hierin bedeutet

γ_1^* die Mindeststeifigkeit bei ausschließlicher Wirkung der Normalspannungen

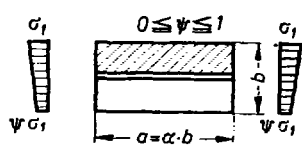
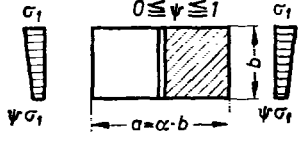
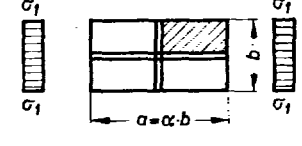
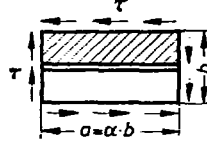
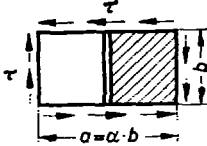
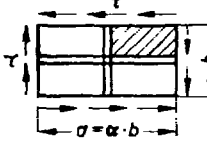
γ_2^* die Mindeststeifigkeit bei ausschließlicher Wirkung der Schubspannungen
 $\bar{v}_{B1}$ bzw. $\bar{v}_{B2}$ die nach Abschnitt 17.3 der Vorschriften zu berechnenden Beulsicherheitszahlen, die gelten würden, wenn das beulgefährdete Teilfeld nur durch die gegebenen Normalspannungen bzw. nur durch die gegebenen Schubspannungen belastet wäre

$\bar{v}_{B1}$ bzw. $\bar{v}_{B2}$ die Beulsicherheitszahl bei gleichzeitiger Wirkung der gegebenen Normal- und Schubspannungen für dasjenige Teilfeld, das bei der zugehörigen Mindeststeifigkeit γ_1^* bzw. γ_2^* die jeweils größte Beulgefahr aufweist.

Ri 18.2 Beulspannung ausgesteifter Stegbleche

Ri 18.21 Bemittelt man die Aussteifungen der Felder nicht nach den in Ri 18.1 angegebenen Mindeststeifigkeiten γ^* , sondern nach dem im Abschnitt 18.2 der Vorschriften mitgeteilten zweiten Weg, so ist der Beulwert k für das versteifte Feld zu berechnen und die im Abschnitt 17.4 der Vorschriften verlangte Beulsicherheit $\bar{v}_B$ nachzuweisen. Hierbei sind die zu wählenden γ -Werte der Aussteifungen kleiner als deren Mindeststeifigkeiten γ^* . Für einige wichtige Belastungsfälle und Steifenanordnungen sind die Beulwerte k bei einspannungsfrei gelagerten Feldrändern aus der Tafel 10 zu entnehmen. Die Abhängigkeit des Beulwertes k vom Seitenverhältnis α ist für einige Steifigkeiten γ in den Bildern 28 bis 31 dargestellt. Insbesondere kann der Beulwert k nach Reihe 6 der Tafel 10 für die Sonderfälle $\gamma_L = \gamma_Q$ und $\gamma_L = \frac{1}{3} \gamma_Q$ genauer aus den Bildern 30 und 31 entnommen werden.

Tafel 10

	Belastung und Steifenanordnung	Gültigkeitsbereich	Beulwert k
1	Geradlinig über die Breite b verteilte Druckspannungen. 1 Längssteife in Mitte der Feldbreite 	$\alpha \leq \sqrt[4]{1+2\gamma}$ $\alpha > \sqrt[4]{1+2\gamma}$	$k = \frac{2}{0,95(\gamma+1,1)} \cdot \frac{(1+\alpha^2)^2+2\gamma}{\alpha^2(1+2\delta)}$ ³¹⁾ $k = \frac{4}{0,95(\gamma+1,1)} \cdot \frac{1+\sqrt[4]{1+2\gamma}}{1+2\delta}$ ³¹⁾
2	Geradlinig über die Breite b verteilte Druckspannungen. 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,4 \leq \alpha \leq 1,0$	$k = \frac{A - \sqrt{A^2 - B}}{1,43 \alpha^2 (\gamma + 1,1)}$ ³²⁾ $A = 1,5 (1 + \alpha^2)^2 + 0,167 (9 + \alpha^2)^2 + 3,33 \alpha^3 \gamma$ $B = (1 + \alpha^2)^2 (9 + \alpha^2)^2 + 2 \alpha^3 \gamma [(1 + \alpha^2)^2 - (9 - \alpha^2)^2]$
3	Gleichmäßig über die Breite b verteilte Druckspannungen. Mittiges Steifenkreuz ³³⁾ 	$0,9 \leq \alpha \leq 1,1$	$k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L - \gamma_Q \cdot \alpha^3)}{\alpha^2(1 + 2\delta_L)}$ ³³⁾
4	Gleichmäßig verteilte Schubspannungen. 1 Längssteife in Mitte der Feldbreite 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = \frac{4,93(1 + \alpha^2)}{\alpha^3 \sqrt[3]{\gamma}}$ ³⁴⁾ $\delta = \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 3,16(1 + 9\alpha^2)^2 - 4,05\gamma}{(1 + \alpha^2)^2(1 + 9\alpha^2)^2 + 2\gamma(1 - \alpha^2)^2 + 2\gamma(1 - 9\alpha^2)^2} + \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 - 0,41(9 - \alpha^2)^2 - 13,11\gamma}{(1 - \alpha^2)^2(9 - \alpha^2)^2 + 2\gamma(9 + \alpha^2)^2 - 162\gamma(1 + \alpha^2)^2}$
5	Gleichmäßig verteilte Schubspannungen. 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = \frac{4,93(1 - \alpha^2)}{\alpha^3 \sqrt[3]{\gamma}}$ $\delta = \frac{10,24(1 - \alpha^2)^2 + 0,41(1 + 9\alpha^2)^2 - 13,11\gamma \cdot \alpha^3}{(1 - \alpha^2)^2(1 + 9\alpha^2)^2 + 162\gamma\alpha^3(1 - \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^3(1 + 9\alpha^2)^2} + \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 3,16(9 + \alpha^2)^2 - 4,05\gamma \cdot \alpha^3}{(1 - \alpha^2)^2(9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^3(9 - \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^3(1 - \alpha^2)^2}$
6	Gleichmäßig verteilte Schubspannungen. Mittiges Steifenkreuz ³⁵⁾ 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = 2,60 \frac{1 + \alpha^2}{\alpha^3} \sqrt{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L + \alpha^3 \gamma_Q)}$ ³⁵⁾ für $\begin{cases} \gamma_L = \gamma_Q \\ \gamma_L = \frac{1}{2} \gamma_Q \end{cases}$ genauere Werte Bild 30 Bild 31

Es bedeuten

$$\gamma = \frac{J}{0,092 \cdot b \cdot t^3} \text{ und } \delta = \frac{F}{b \cdot t}, \text{ worin}$$

 $a = \alpha \cdot b$ die Länge des Feldes [cm], b die Breite des Feldes [cm], t die Blechdicke [cm], F die unverschwächte Querschnittsfläche der Steife [cm²], J das nach Abschnitt 18.13 berechnete Trägheitsmoment des unverschwächten Steifenquerschnittes [cm⁴].

Für alle $\gamma \geq \gamma^*$ ist der Beulwert k nach Tafel 6 der Vorschriften für das durch die Zwischensteife gebildete und durch Schraffur gekennzeichnete beulgefährdete Teilfeld zu berechnen.

Ri 18.22 Wird das durch eine elastische Zwischensteife verstärkte Blech nicht nur durch die über die Breite b geradlinig verteilten Druckspannungen (mit den Randwerten σ_1 und $\psi \cdot \sigma_1$; $0 \leq \psi \leq 1$), sondern zusätzlich noch durch gleichmäßig verteilte Schubspannungen τ belastet, so darf die Beuluntersuchung in erster Annäherung gleichfalls nach Abschnitt 17.1, 17.3 und 17.4 der Vorschriften durchgeführt werden. Die Einzelbeulspannungen σ_{1Ki} und τ_{Ki} sind hierbei für das durch die elastische Zwischensteife verstärkte Blech nach Tafel 10 zu berechnen.

Ist γ gleich oder größer als der nach Ri 18.17 überschlägig bestimmte Wert γ^* , so ist die Beuluntersuchung für das durch die Zwischensteife gebildete, einspannungsfrei gelagert gedachte Teilfeld durchzuführen.

³¹⁾ Näherungslösung unter Verwendung der Lösungen von K. Torre, Stahlbau 1944, S. 45.

³²⁾ Näherungsweise nach der Energiemethode (mit den Halbwellenzahlen $m = 1$ u. 3 in der Längsrichtung und $n = 1$ in der Querrichtung) berechnet.

³³⁾ Vgl. H. Fröhlich, Bauing. 1937, S. 673.

³⁴⁾ Näherungsweise nach der Energiemethode (mit den Halbwellenzahlen $m = 1, 2, 3$ in der Längsrichtung und $n = 1, 2, 3$ in der Querrichtung) berechnet. Vgl. auch M. Hampl, Stahlbau 1937, S. 21.

³⁵⁾ Vgl. R. Kropfenbauer, Diss. Wien 1951.

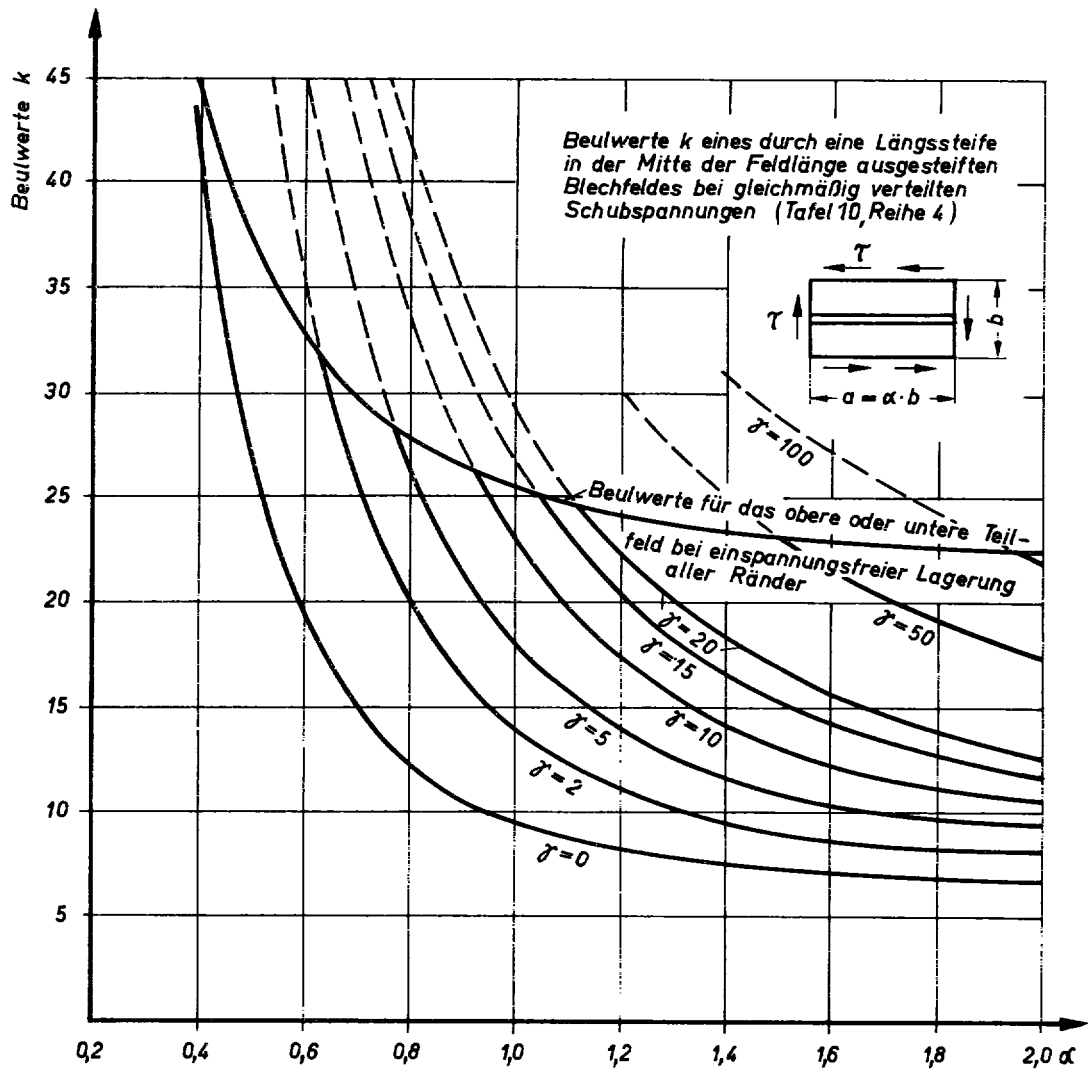


Bild 28

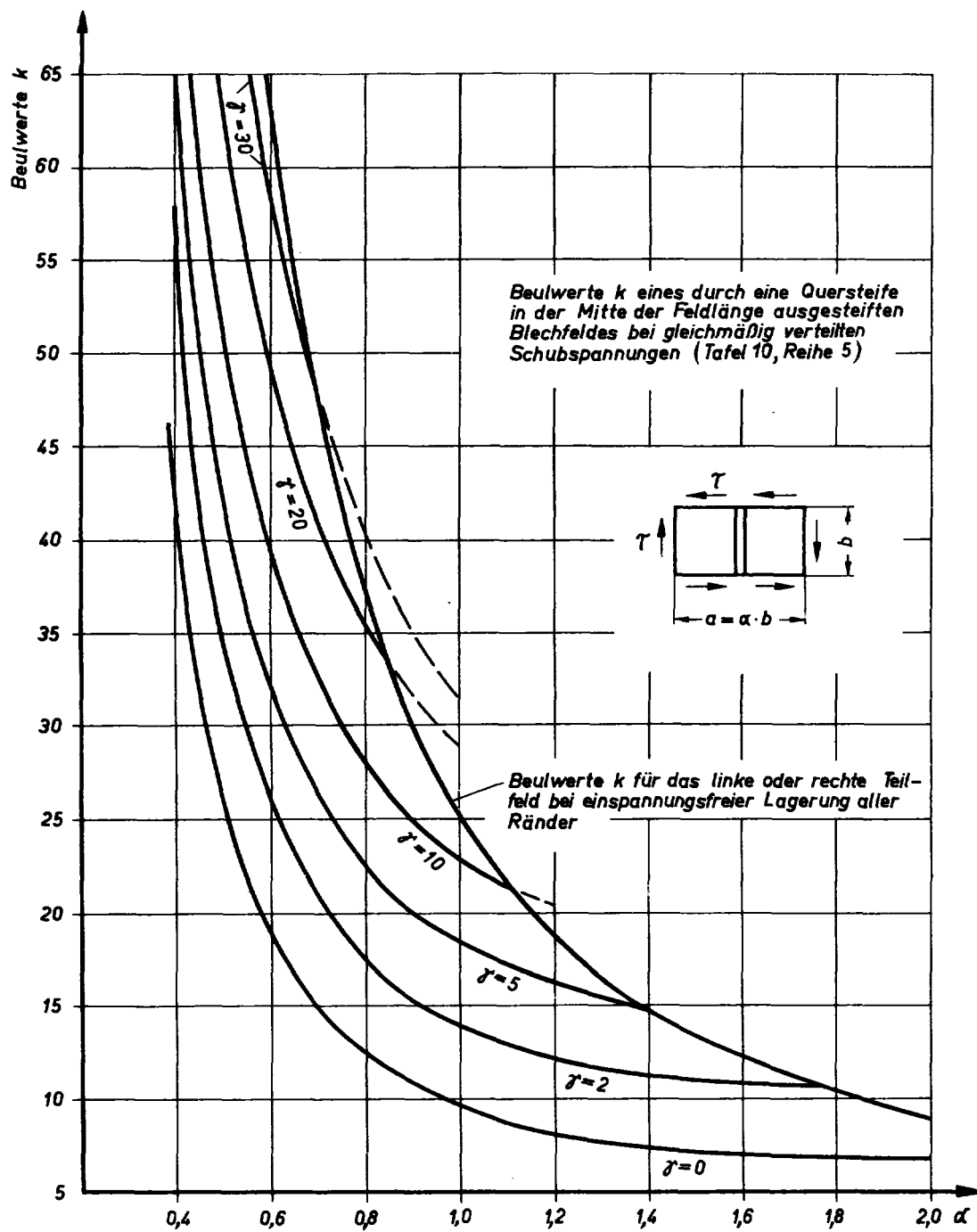


Bild 29

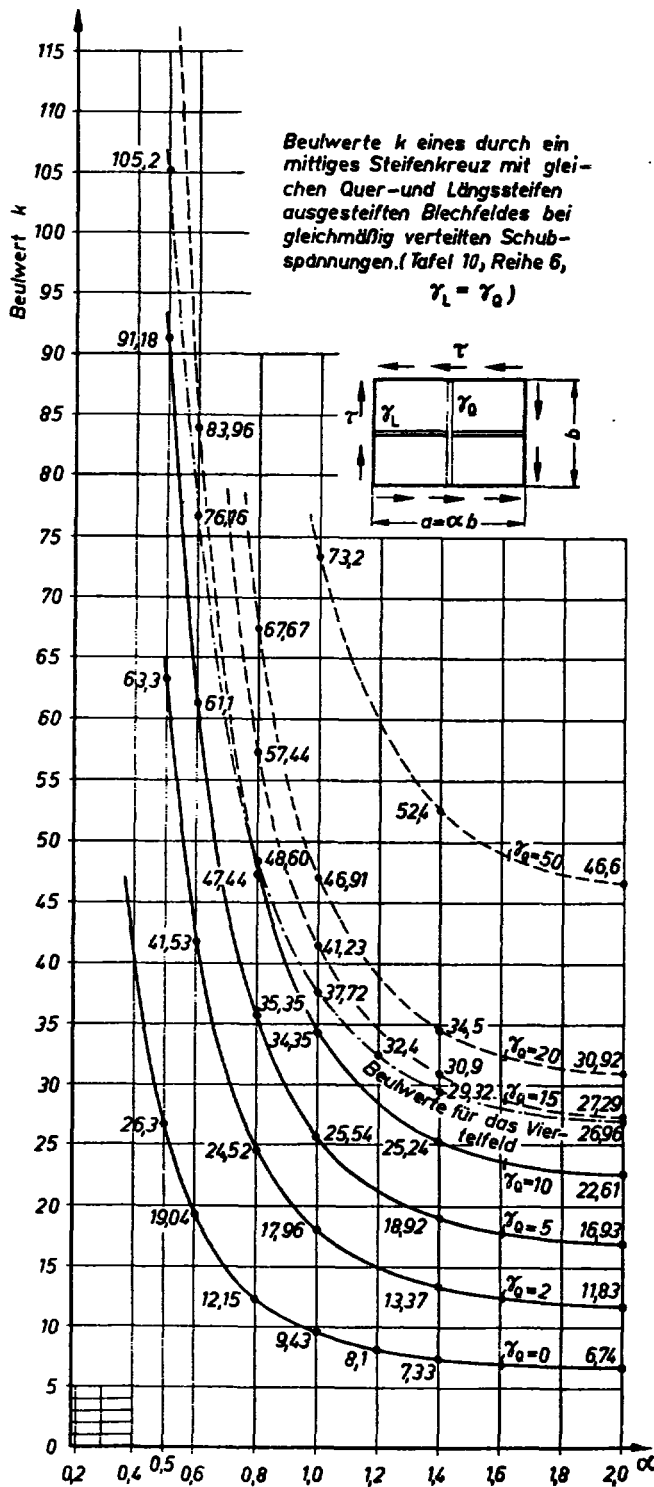


Bild 30

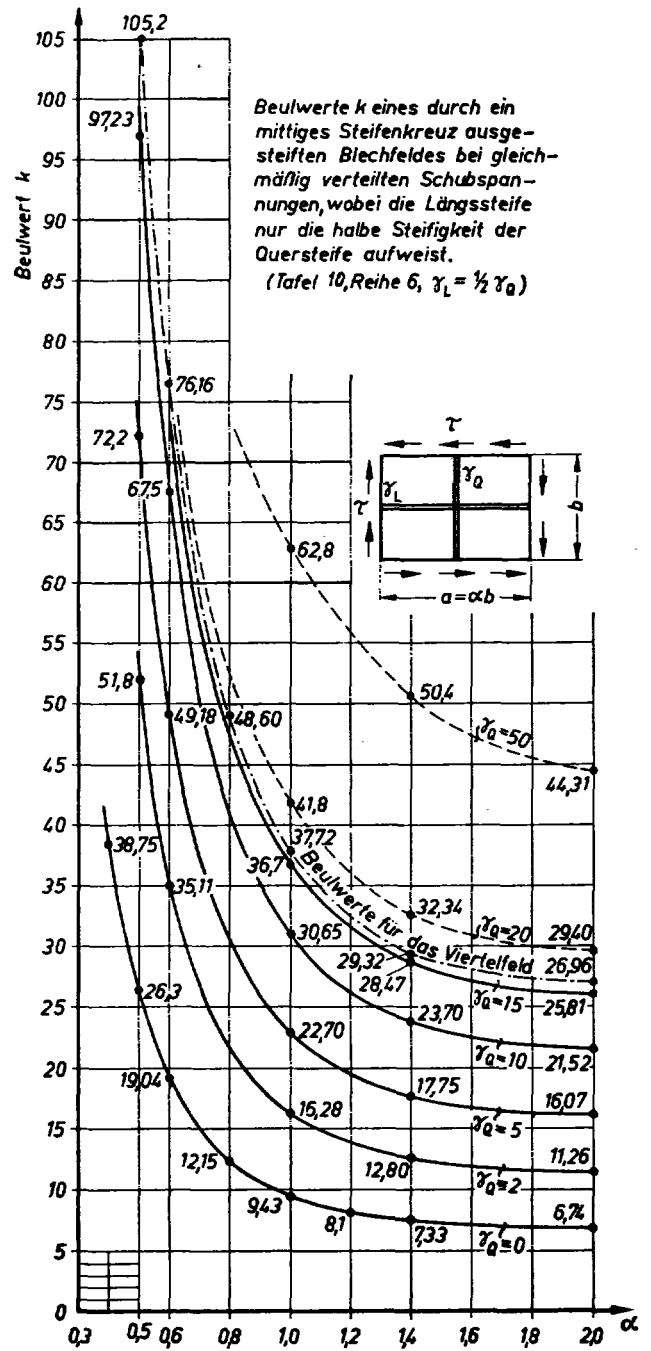


Bild 31

—MBI. NW. 1959 S. 1093.

Einzelpreis dieser Nummer 3,— DM

Einzellieferungen nur durch die August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf, gegen Voreinsendung des Betrages zuzügl. Versandkosten (je Einzelheft 0,15 DM) auf das Postscheckkonto Köln 85 16 oder auf das Girokonto 35 415 bei der Rhein. Girozentrale und Provinzialbank Düsseldorf. (Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.)

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf; Vertrieb: August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch die Post. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 6,— DM, Ausgabe B 7,20 DM.