

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000304058

Hilfsmittel

für

Eisenbeton-Berechnungen.

Von

Ad. Jöhrens,

Beigeordneter in Solingen.

Mit 22 Abbildungen im Texte und 11 lithographierten Tafeln in Farbendruck.

J. Nr. 27538



Wiesbaden.

C. W. Kreidels Verlag.

1908.



IV 35167

Nachdruck verboten.

Alle Rechte, auch das der Übersetzung in alle Sprachen, vorbehalten.

Handwritten text, possibly a date or number, written in reverse.



Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
Vorwort	3
A. Reine Biegung	3
I. Einfache Armierung	3
II. Doppelte Armierung	13
B. Exzentrische Druckbelastung ausserhalb des Kerns	18
I. Die doppelt armierte einfache Platte	18
II. Die doppelt armierte Rippenplatte	22
C. Anwendungen der Allgemeinen Statik für Eisenbetonkonstruktionen	25
Inhalt der elf Tafeln	31

Bei Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen, welche in neuerer Zeit eine grosse Ausdehnung gefunden haben, ist eine ausserordentlich umfangreiche und zeitraubende Rechnungsarbeit erforderlich. In solchen Fällen ist es schon immer das Bestreben des Ingenieurs gewesen, durch Tabellen oder graphische Tafeln das Ergebnis der in Frage kommenden Formeln für die hauptsächlich vorkommenden Möglichkeiten der Grössenverhältnisse und der Lage der Kräfte und Kraftangriffspunkte zur Tragkonstruktion durch einmalige umfangreiche Rechnung festzulegen, um dann stets für jeden vorkommenden Verhältnisfall das Ergebnis direkt abgreifen oder ablesen zu können. Es möge hier erinnert werden, zum Beispiel an die Keckschen Tabellen für Schornsteinberechnungen, ferner an die vielen Tabellen

und graphischen Tafeln, welche als Hilfsmittel für die Berechnung der Wasserbewegung in Gräben, Röhren und Kanälen geschaffen worden sind. Bei den Eisenbetonkonstruktionen liegen die Verhältnisse für solche Normal-schemata verwickelt, weil hier stets 2 unbekannte Grössen gesucht werden müssen; entweder ist die Spannungsgrenze im Beton und diejenige im Eisen gegeben, bis zu welcher man gehen kann, und man muss die Abmessung der Eisen-einlage und die Betonabmessung bestimmen, oder es liegt eine gegebene Konstruktion vor und die beiden Beanspruchungen sind zu suchen. Aus diesem Grunde wird man auch nur durch eine graphische Darstellung ein genügend übersichtliches Hilfsmittel erhalten können, wie die nachfolgenden Ausführungen, in welchen die Aufstellung solcher Hilfsmittel versucht werden soll, ergeben werden.

A. Reine Biegung.

I. Einfache Armierung.

a) Die einfach armierte Platte.

Als bekannt müssen hier vorausgesetzt werden die Leitsätze für die Prüfung von Eisenbetonbauten, aufgestellt vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Betonverein, bezw. die preussischen ministeriellen „Bestimmungen“ vom April 1904 und vom Mai 1907 für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen, deren sämtliche Grundlagen $\left(\frac{\epsilon_e}{\epsilon_b} = 15\right)$ und Bezeichnungen hier beibehalten werden sollen. Die Formeln dieser „Leitsätze“ bezw. „Bestimmungen“ eignen sich jedoch nur für die Berechnung der Beanspruchungen einer gegebenen Konstruktion, nicht für die Bestimmung der Abmessungen, welche bei gegebenen Kräften eine Konstruktion erhalten muss, damit die zulässigen Spannungen genau ausgenutzt und nicht überschritten werden. Aus diesem Grunde sind bereits von Barkhausen in der Deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1906, Heft 1, Formeln entwickelt, welche bei gleicher theoretischer Grundlage dem letztgenannten sehr wichtigen Bedürfnis genügen. Dieselben mögen im folgenden kurz wiederholt werden; sie gelten für einen 1 cm (nicht 1 m) breiten Streifen einer Platte mit Längsschnitt nach Abbildung 1.

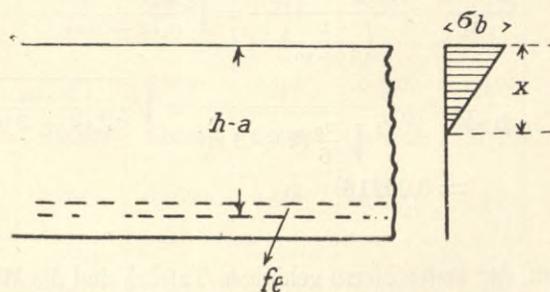


Abb. 1.

$$(1) \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b = f_e \cdot \sigma_e,$$

$$(2) f_e \cdot \sigma_e \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right) = M \cdot b,$$

$$(3) \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} \cdot \frac{1}{x} = \frac{\sigma_e}{\epsilon_e} \cdot \frac{1}{h - a - x},$$

setzt man $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} \cdot \frac{\epsilon_b}{\epsilon_e} = m$, so wird

$$(2a) h - a = \frac{M \cdot b}{f_e \cdot \sigma_e} + \frac{x}{3} = \frac{2M}{\sigma_b \cdot x} + \frac{x}{3},$$

$$(3a) \quad h - a = x + \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_b}{\varepsilon_e \cdot \sigma_b} \cdot x = x(1 + m),$$

ferner durch Gleichsetzung der rechten Seiten

$$(4) \quad x^2(2 + 3m) = 6M,$$

$$(4a) \quad x = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_b(2 + 3m)}}.$$

Durch Einsetzung dieses Wertes in die früheren Gleichungen entstehen

$$(5) \quad \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{6(1 + m)^2}{\sigma_b(2 + 3m)}} \quad \text{wo } m = \frac{\sigma_e \varepsilon_b}{\sigma_b \varepsilon_e} = \frac{1 \sigma_e}{15 \sigma_b}$$

$$(6) \quad \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \sqrt{\frac{1,5 \sigma_b}{\sigma_e^2(2 + 3m)}}$$

Diese beiden Gleichungen gestatten für gegebene Beanspruchungen und ein gegebenes Moment die Plattenabmessungen direkt zu bestimmen. Hierzu gesellt sich noch als dritte wichtige Gleichung

$$(7) \quad \frac{x}{h - a} = \frac{1}{1 + m}.$$

In der nachfolgenden Tabelle 1 sind für verschiedene Werte σ_e und σ_b auf Grund dieser 3 Gleichungen (5) bis (7) die den rechten Seiten der Gleichungen entsprechenden Werte berechnet. Die erforderlichen Zwischenrechnungen sind fortgelassen, sollen jedoch für die erste Rechnung hier wiedergegeben werden.

	$\sigma_e = 800$
	$m = \frac{800}{15 \cdot 20} = 2,667; \quad 3m = 8,00$
	$\frac{x}{h - a} = \frac{1}{1 + m} = 0,273$
	$\frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma_b}{6}(2 + 3m)}} = 0,1735$
$\sigma_b = 20$	$\frac{h - a}{\sqrt{M}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{1 + m}\right)} = \sqrt{\frac{6(1 + m)^2}{\sigma_b(2 + 3m)}} = 0,633$
	$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{\sigma_b}{2 \sigma_e} \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma_b}{6}(2 + 3m)}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot \sigma_b}{\sigma_e^2(2 + 3m)}} = 0,00216.$

Auf der ersten hierzu gehörigen Tafel I sind die Werte der Tabelle 1 in übersichtlicher Weise graphisch zur Darstellung gebracht, dadurch dass zunächst bei jedem Spannungskreuzpunkt die berechneten Werte in Blei niedergeschrieben und dann Linienscharen, welche gleiche Werte $\frac{h - a}{\sqrt{M}}$ und solche welche gleiche Werte $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$ verbinden, in roter und blauer Farbe eingetragen wurden, und zwar für abgerundete Werte, welche durch Interpolation zwischen den Spannungskreuzpunkten leicht gefunden wurden; hiernach konnten die aus der Tabelle entnommenen Zahlen an den Spannungskreuzpunkten entfernt werden.

Ein kurzes Beispiel erläutert leicht die Anwendung dieser Tafel.

Ein Schulzimmer soll durch eine Eisenbetondecke überdeckt werden, nach Abb. 2, mit Plattenlängseisenlagen in der Zimmerlängsrichtung und 2 Tragrippenunterzügen in der Querrichtung. Für die Platten wird zunächst auf Grund von Erfahrungssätzen eine Eigenlast $g = 350 \text{ kg/qm}$ und ferner eine Verkehrslast $p = 400 \text{ kg/qm}$ angenommen. Die Platte soll als durchgehender Träger auf 4 gleich hohen Stützen berechnet werden und gelenkartige Auflagerung ange-

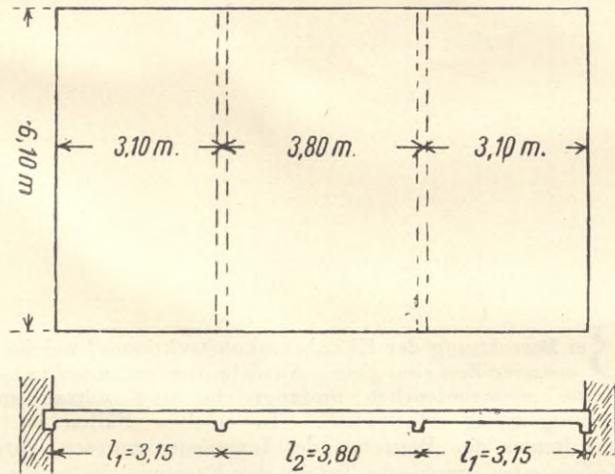


Abb. 2.

nommen werden, so dass die Clapeyronschen Gleichungen zur Anwendung kommen; hierzu ist zu bemerken, dass die Annahme gleich hoher Stützen zwar nicht ganz richtig ist, da die Rippen unter der Verkehrslast sich durchbiegen, dass aber dort, wo diese Durchbiegung einen ungünstigen Einfluss ausübt, der Vorteil der wenigstens teilweise vorhandenen Einspannung, welcher vernachlässigt ist, den vorgenannten Nachteil wieder ausgleicht. Hiernach ergibt sich für jedes der beiden Endfelder, welche ihre Maximalbeanspruchung bei Belastung dieser Endfelder haben, zunächst ein Endauflagerdruck für einen 1 cm breiten Streifen der Platte

$$A = \frac{q l_1}{2} - \frac{1}{4 l_1} \frac{q l_1^3 + g l_1^3}{2 l_1 + 3 l_2} = \frac{7,5 \cdot 3,15}{2} - \frac{1}{4 \cdot 3,15} \frac{7,5 \cdot 3,15^3 + 3,5 \cdot 3,80^3}{2 \cdot 3,15 + 3 \cdot 3,80} = 9,88 \text{ kg}$$

und daraus ein Moment

$$M_1 \text{ max} = \frac{A^2}{2q} = \frac{9,88^2}{2 \cdot 7,5} = 6,52 \text{ mkg} = 652 \text{ cmkg}$$

Verkehrslast in Mittelfeld zwecks Bestimmung des Maximalmomentes im Mittelfeld ergibt zunächst Stützenmoment

$$M_I = \frac{1}{4} \frac{3,5 \cdot 3,15^3 + 7,5 \cdot 3,80^3}{2 \cdot 3,15 + 3 \cdot 3,80} = 732 \text{ mkg}.$$

Demnach Moment in Feldmitte

$$M_2 \text{ max} = \frac{q l_2^2}{8} - M_I = \frac{7,5 \cdot 3,8^2}{8} - 7,32 = 6,23 \text{ mkg} = 623 \text{ cmkg}.$$

Das grösste Stützenmoment entsteht bei Belastung der Felder, welche neben der Stütze liegen.

$$M_I \text{ max} = \frac{q}{4} l_1^2 \frac{2 + 2 \frac{l_2}{l_1} + 2 \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^3 + \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^4 - \frac{g}{q} \frac{l_2}{l_1}}{\left(2 + 3 \frac{l_2}{l_1}\right) \left(2 + \frac{l_2}{l_1}\right)}$$

$$= \frac{7,5}{4} 3,15^2 \frac{2 + 2 \frac{3,8}{3,15} + 2 \left(\frac{3,8}{3,15}\right)^3 + \left(\frac{3,8}{3,15}\right)^4 - \frac{3,5}{7,5} \frac{3,8}{3,15}}{\left(2 + 3 \frac{3,8}{3,15}\right) \left(2 + \frac{3,8}{3,15}\right)}$$

$$= 9,73 \text{ mkg} = 973 \text{ cmkg}.$$

Da Seiten- und Mittelfeld gleich stark bemessen werden sollen, ist $M = 652 \text{ mkg}$ der Berechnung zugrunde zu legen. Liegt z. B. für die Bemessung von Eisen- und Betonquerschnitt die Bestimmung vor, dass die Grenzspannungen $\sigma_e = 1150 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b = 37,5 \text{ kg/qcm}$ nicht überschritten werden sollen, so findet man aus Tafel I am Kreuzpunkt dieser beiden Spannungslinien die Werte

$$\frac{h - a}{\sqrt{M}} = 0,427 \quad \text{und} \quad \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00228$$

und daraus

$$h - a = 0,427 \cdot \sqrt{652} = 10,89 \text{ cm}; \quad F_e = 100 \sqrt{652} \cdot 0,00228 = 5,72 \text{ qcm},$$

wobei im letzten Falle die Eiseneinlage auf 100 cm Breite der Platte berechnet ist.

Tabelle 1.

Eisenbetontragplatten.

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{6(1+m)^2}{\sigma_b(2+3m)}}; \quad \frac{f_e}{b\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot \sigma_b}{\sigma_e^2(2+3m)}}; \quad \frac{x}{h-a} = \frac{1}{1+m}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei $h-a$ in cm, f_e in qcm und M in cmkg einzusetzen sind.

		σ_e in kg/qcm									
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300
$\sigma_b = 20$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,633$	0,647	0,660	0,675	0,687	0,699	0,711	0,722	0,732	0,752	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00216$	0,00199	0,00183	0,00170	0,00158	0,00151	0,00139	0,00130	0,00122	0,00109	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,273$	0,261	0,250	0,240	0,230	0,222	0,214	0,207	0,200	0,188	$= \frac{x}{h-a}$
in kg/qcm 25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,530$	0,540	0,550	0,560	0,569	0,578	0,586	0,595	0,605	0,623	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00264$	0,00243	0,00224	0,00208	0,00193	0,00181	0,00169	0,00158	0,00150	0,00134	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,319$	0,306	0,294	0,283	0,272	0,263	0,254	0,246	0,238	0,224	$= \frac{x}{h-a}$
30	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,460$	0,468	0,475	0,482	0,490	0,496	0,504	0,511	0,519	0,553	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00310$	0,00286	0,00264	0,00245	0,00228	0,00214	0,00200	0,00188	0,00178	0,00158	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,366$	0,346	0,333	0,322	0,311	0,301	0,291	0,282	0,274	0,257	$= \frac{x}{h-a}$
$\sigma_b = 35$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,410$	0,414	0,421	0,428	0,435	0,439	0,444	0,451	0,456	0,469	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00353$	0,00325	0,00301	0,00280	0,00262	0,00244	0,00228	0,00215	0,00204	0,00181	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,395$	0,381	0,368	0,355	0,344	0,334	0,324	0,314	0,305	0,287	$= \frac{x}{h-a}$
in kg/qcm 40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,368$	0,374	0,380	0,386	0,391	0,395	0,399	0,404	0,410	0,420	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00394$	0,00364	0,00338	0,00314	0,00293	0,00274	0,00257	0,00242	0,00228	0,00204	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,429$	0,414	0,400	0,387	0,375	0,364	0,354	0,344	0,333	0,315	$= \frac{x}{h-a}$
45	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,338$	0,342	0,346	0,352	0,357	0,361	0,365	0,370	0,375	0,384	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00435$	0,00401	0,00372	0,00347	0,00327	0,00304	0,00283	0,00268	0,00254	0,00227	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,459$	0,444	0,430	0,416	0,403	0,392	0,381	0,370	0,360	0,341	$= \frac{x}{h-a}$
$\sigma_b = 50$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,315$	0,318	0,322	0,326	0,330	0,334	0,338	0,342	0,345	0,353	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00475$	0,00437	0,00406	0,00378	0,00354	0,00332	0,00311	0,00293	0,00277	0,00248	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
	$\frac{x}{h-a} = 0,483$	0,468	0,454	0,441	0,429	0,417	0,405	0,395	0,385	0,365	$= \frac{x}{h-a}$

Es ist eine Platte von 12,0 cm Stärke mit 9 Stück Eiseneinlagen 0,9 cm Φ auf 1 m Plattenbreite (5,72 qcm Querschnitt) zu wählen. Lässt man die Eisen über 2 Felder durchgehen und legt den Stoss abwechselnd über den beiden Rippen ein derart, dass an der Stossstelle beide Eisen noch übereinander liegen und soweit übergreifen, dass

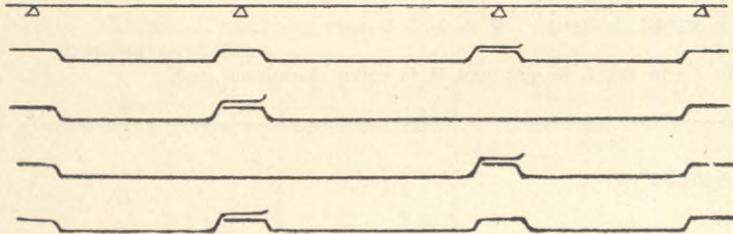


Abb. 3.

sie dicht unter der Oberfläche liegend als Einlage gegen das negative Stützenmoment wirken können, lässt aber, wie in der Abbildung 3 dargestellt ist, in jeder 4. Linie ein Eisen unten durchgehen, so hat man gegen das Stützenmoment eine Eiseneinlage $\frac{5}{6} \cdot 1\frac{1}{2} \cdot 5,72 \text{ qcm} = 7,15 \text{ qcm}$ auf 1 m Breite und erhält damit die massgebende Verhältniszahl

$$\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{7,15}{100 \sqrt{973}} = \frac{7,15}{3120} = 0,00229.$$

Fährt man jetzt in der Tafel auf der diesem Werte entsprechenden Linie von $\sigma_b = 50$ ab- bzw. vom untersten Punkt ab aufwärts, bis man an die wagerechte Linie $\sigma_b = 37,5$ kommt, so findet man dort

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,426 = \frac{h-a}{31,21} \text{ und } h-a = 0,426 \cdot 31,21 = 13,3 \text{ cm}$$

als denjenigen Wert, welcher für den in Abb. 4 dargestellten Hebelarm gewählt werden muss, damit die Betonbeanspruchung von 37,5 kg/qcm nicht überschritten wird; man findet ferner hier die Beanspruchung der Eiseneinlage mit $\sigma_e = 1145 \text{ kg/qcm}$.

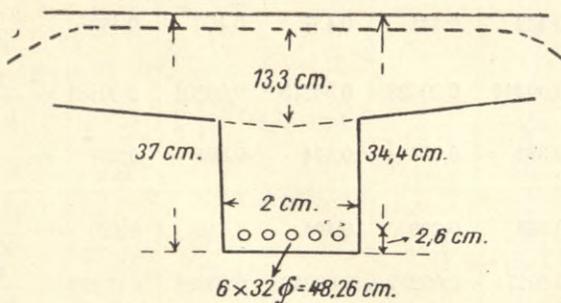


Abb. 4.

Bei der Berechnung der Rippe kann man gleichfalls die Tafel I benutzen. Auf jede Rippe kommt eine Lastbreite von $\frac{3,15 + 3,80}{2} = 3,48 \text{ m}$, also $q = 3,48 \cdot 7,50 = 26,1 \text{ kg lfdm}$, welche Zahl in Betracht des Eigengewichts der Rippe auf 27,5 kg aufgehöhrt werden muss. Dies ergibt

$$M = \frac{27,5 \cdot 620^2}{8} = 1\,325\,000 \text{ cmkg.}$$

Auf jeden cm der $\frac{6,2}{3} = 2,07 \text{ m}$ betragenden Rippenplattenbreite, soweit sie als Druckzone herangezogen werden kann, erhält man demnach $M = \frac{1\,325\,000}{207} = 6400 \text{ cmkg}$ und dementsprechend, wenn man wieder σ_b und σ_e als gegebene Spannungshöchstgrenzen mit 37,5 bzw. 1150 annimmt, nach Tafel I

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,43; \quad h-a = 0,43 \sqrt{6400} = 34,4 \text{ cm}$$

$$\frac{F_e}{207 \sqrt{M}} = 0,0023; \quad F_e = 0,476 \sqrt{6400} = 38,1 \text{ qcm,}$$

Nach Tabelle 1 ergibt sich $\frac{x}{h-a} = 0,329; x = 11,3 \text{ cm}$. Die Nulllinie fällt demnach noch gerade soeben in Plattenunterkante noch nicht unter dieselbe.

Diese letztere Betrachtung ist wichtig und notwendig, denn wenn sich für die Spannungsnulllinie eine tiefere Lage ergeben hätte als Unterkante-Platte, dann wären die der Tafel I zugrunde liegenden Formeln nicht mehr am Platze gewesen und hätte die Tafel zur Bestimmung der Abmessung der Rippe nicht mehr benutzt werden können.

b) Die einfach armierte Rippenplatte mit Nulllinie unterhalb Plattenunterkante.

Auch für diesen neuen Fall enthalten wiederum die „Leitsätze“ und die ministeriellen „Bestimmungen“ Formeln, welche lediglich die Bestimmung der Beanspruchung für gegebene Konstruktionen ermöglichen, es steht jedoch nichts im Wege nach dem gleichen Prinzip wie bei der einfachen Platte auch für die Rippenplatte mit Nulllinie unterhalb der Platte zur direkten Bestimmung der Abmessungen geeignete Gleichungen zu entwickeln. Um die diesbezügliche Rechnung übersichtlicher zu gestalten, sollen entsprechend den Bezeichnungen der Abb. 5 in die Rechnung folgende Faktoren eingestellt werden.

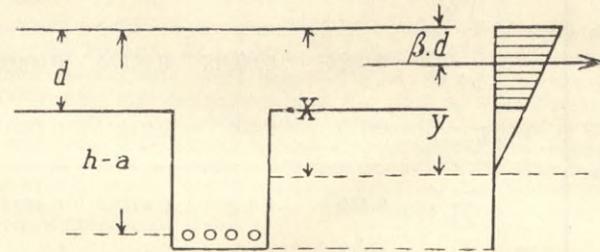


Abb. 5.

$\frac{\sigma_e \epsilon_b}{\sigma_b \epsilon_e} = m$ wie vorher $\frac{d}{h-a} = \alpha$ als das Verhältnis von Plattenstärke zur nutzbringenden Konstruktionshöhe der Rippe, $\frac{x-y}{d} = \beta$ als das Verhältnis der Entfernung der Betondruckmittellkraft von Plattenoberkante zur Plattenstärke.

Man hat dann bei Vernachlässigung der auf den Rippenkörper entfallenden Betondruckkräfte folgende Gleichungen

$$(1) \quad h-a = x(1+m).$$

$$(2) \quad f_e \cdot \sigma_e = \frac{M \cdot b}{(h-a)(1-\alpha \cdot \beta)}$$

$$(3) \quad f_e \cdot \sigma_e = b \left(\sigma_b \cdot \frac{x}{2} - \sigma_b \cdot \frac{x-d}{x} \cdot \frac{x-d}{2} \right) = \frac{b \cdot \sigma_b}{2} \cdot \frac{x^2 - x^2 + 2dx - d^2}{x} = \frac{b \cdot \sigma_b}{2} \cdot d \cdot \frac{2x-d}{x} = \frac{b \cdot \sigma_b}{2} \cdot \alpha (h-a) \left(2 - \frac{\alpha \cdot (h-a)}{x} \right).$$

Aus Gleichung (2) und (3) ergibt sich

$$(4) \quad \frac{M \cdot b}{(h-a)(1-\alpha \cdot \beta)} = \frac{b \cdot \sigma_b \cdot \alpha}{2} (h-a) \left(2 - \frac{\alpha \cdot (h-a)}{x} \right).$$

$$(4a) \quad \frac{2M}{(1-\alpha \cdot \beta) \sigma_b \cdot \alpha} = (h-a)^2 [2 - \alpha(1+m)].$$

$$(4b) \quad \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{(1-\alpha \cdot \beta) [2 - \alpha(1+m)] \sigma_b \cdot \alpha}}$$

Aus den Gleichungen 2 und 4 b erhält man dann

$$(5) f_e \cdot \sigma_e = \frac{b \sqrt{M}}{(1 - \alpha \cdot \beta)} \cdot \sqrt{\frac{(1 - \alpha \beta) [2 - \alpha (1 + m)] \cdot \sigma_b \cdot \alpha}{2}}$$

$$(5a) \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{\alpha \cdot \sigma_b [2 - \alpha (1 + m)]}{2 (1 - \alpha \cdot \beta)}}$$

Die Gleichungen 4 b und 5 a geben die gewünschten Werte für die Konstruktionsabmessungen bei gegebenen Spannungen. Es ist hierbei zu bemerken, dass auf der rechten Seite dieser Gleichungen ausser diesen Spannungswerten noch das Verhältnis $\frac{d}{h-a} = \alpha$ sich vorfindet. Wenn man jetzt daran geht, das Ergebnis der Gleichungen durch Tabellen und graphische Tafeln festzulegen wie bei den Gleichungen über die einfache Platte, so ergibt sich natürlich, dass man hier für jeden einzelnen Wert α eine besondere Tabelle mit zugehöriger Tafel auszuarbeiten hat. Man wird jedoch mit 5 Fällen nämlich $\alpha = 0,1; 0,15; 0,2; 0,25$ und $0,30$ für die Rechnungspraxis genügende Hilfsmittel schaffen. Ausserdem findet sich in den rechten Seiten der Gleichungen der Wert β der hier bezüglich

seiner Grenzwerte und Einwirkungen zuvor noch näher zu untersuchen ist. Aus der Abb. 5 erkennt man, dass der Wert $\beta \cdot d$ von x abhängig ist und zwar ist $\beta \cdot d$ am kleinsten wenn $x = d$ wird, d. h. in dem Falle, wo die Nulllinie beginnt, aus der Platte hinauszutreten, in welchem $\beta \cdot d = \frac{d}{3}$ also $\beta = 0,333$ wird. Wenn die Nulllinie unendlich weit fort-rücken würde, würde $\beta \cdot d = \frac{d}{2}$, also $\beta = 0,5$ werden; natur-gemäss muss die Nulllinie aber oberhalb der unteren Eisen-einlagen bleiben, also kann der Wert β niemals annähernd die letzte Höhe erreichen, er bewegt sich zwischen $0,33$ und $0,45$ und zwar ist er auch stark von der Plattenstärke abhängig. Im folgenden sind für die oben angegebenen Werte von α die entsprechenden Gleichungen 4 b und 5 b ausgerechnet, wobei für β in jedem Falle ein anderer Durchschnittswert eingesetzt ist, welcher für mittlere Verhält-nisse aus Beispielen berechnet wurde. Es findet hiermit eine Abweichung von der streng theoretischen Auflösung statt, welche aber nur von ganz minimalem Einfluss sein kann, wovon man sich später leicht durch Proben über-zeugen kann.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,1; \quad \beta = 0,45 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,0955 \cdot \sigma_b [2 - 0,1 (1 + m)]}} \\ \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,1 [2 - 0,1 (1 + m)] \cdot \sigma_b}{1,91}} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,15; \quad \beta = 0,43 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,9365 \cdot \sigma_b [2 - 0,15 (1 + m)]}} \cdot 0,15 \\ \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,15 [2 - 0,15 (1 + m)] \cdot \sigma_b}{1,873}} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,20; \quad \beta = 0,41 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,918 \cdot \sigma_b [2 - 0,2 (1 + m)]}} \cdot 0,2 \\ \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,2 [2 - 0,2 (1 + m)] \cdot \sigma_b}{1,836}} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,25; \quad \beta = 0,39 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,9025 [2 - 0,25 (1 + m)]}} \cdot 0,25 \\ \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,25 \cdot [2 - 0,25 (1 + m)] \cdot \sigma_b}{1,805}} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,30; \quad \beta = 0,37 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,889 \cdot \sigma_b [2 - 0,3 (1 + m)]}} \cdot 0,3 \\ \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,3 [2 - 0,3 (1 + m)] \cdot \sigma_b}{1,778}} \end{array} \right.$$

Auf Grund eines jeden der vorstehenden Gleichungs-paare lässt sich nunmehr eine Tabelle berechnen und die dazu gehörige Tafel in der früher beschriebenen Weise aufstellen. Dies ist im nachfolgenden in den Tabellen 2

bis 6 für die Werte $\alpha = 0,1, 0,15, 0,2, 0,25$ und $0,3$ geschehen und sind in den Tafeln II bis VI die dazu gehörigen Diagramme aufgestellt.

Tabelle 2.

Eisenbetonrippenplatten.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,1; \quad \left. \begin{aligned} \frac{h-a}{\sqrt{M}} &= \sqrt{\frac{2}{0,955 \cdot \sigma_b [2 - 0,1(1+m)] 0,1}} \\ \frac{F_e}{b\sqrt{M}} &= \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,1 [2 - 0,1(1+m)] \cdot \sigma_b}{1,91}} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{wo} \\ m &= \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \cdot \frac{1}{15} \end{aligned}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei h - a in cm, F_e in qcm und M in cmkg einzusetzen sind.

		σ _e in kg/qcm										
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300	
σ _b = 20	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,800$	0,805	0,809	0,813	0,817	0,821	0,826	0,830	0,835	0,846	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00163$	0,00154	0,00144	0,00136	0,00128	0,00121	0,00115	0,00109	0,00104	0,00095	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
in kg/qcm	25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,704$	0,707	0,710	0,713	0,716	0,719	0,722	0,125	0,128	0,735	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00186$	0,00175	0,00164	0,00155	0,00146	0,00139	0,00132	0,00125	0,00119	0,00109	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	30	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,636$	0,638	0,640	0,642	0,644	0,647	0,649	0,651	0,653	0,66	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00205$	0,00195	0,00181	0,00172	0,00162	0,00154	0,001465	0,00140	0,00133	0,00122	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
σ _b = 35	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,585$	—	0,588	—	0,591	—	0,594	—	0,597	0,603	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00224$	0,00211	0,00198	0,00187	0,00177	0,00168	0,00160	0,00152	0,00145	0,00034	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
in kg/qcm	40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,544$	—	0,547	—	0,550	—	0,552	—	0,555	0,559	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00240$	0,00228	0,00212	0,00202	0,00192	0,00181	0,00172	0,00164	0,00157	0,00144	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	45	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,510$	—	0,513	—	0,515	—	0,518	—	0,520	0,523	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00256$	0,00242	0,00226	0,00215	0,00203	0,00193	0,00184	0,00175	0,00167	0,00154	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
σ _b = 50	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,483$	—	0,485	—	0,487	—	0,489	—	0,491	0,493	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00270$	0,00256	0,00240	0,00227	0,00215	0,00205	0,00195	0,00186	0,00177	0,001635	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	

Tabelle 3.

Eisenbetonrippenplatten.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,15; \quad \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,9365 \cdot \sigma_b [2 - 0,15(1+m)] \cdot 0,15}}$$

$$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,15 [2 - 0,15(1+m)] \sigma_b}{1,873}}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei h - a in cm, F_e in qcm und M in cmkg für 1 cm Breite einzusetzen sind.

		σ _e in kg/qcm										
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300	
σ _b = 20	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,702$	0,707	0,713	0,720	0,727	0,733	0,740	0,747	0,755	0,770	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00190$	0,00177	0,00166	0,00156	0,00147	0,00139	0,00131	0,00124	0,00118	0,00107	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
in cm/kg	25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,610$	0,614	0,618	0,622	0,626	0,631	0,635	0,640	0,645	0,655	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00218$	0,00204	0,00192	0,00180	0,00170	0,00161	0,00153	0,00164	0,00138	0,00126	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in cm/kg	30	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,548$	0,551	0,553	0,556	0,559	0,5625	0,566	0,569	0,572	0,580	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00244$	0,00228	0,00214	0,00202	0,00191	0,00181	0,00156	0,00164	0,00155	0,00142	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
σ _b = 35	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,5015$	0,503	0,505	0,507	0,5095	0,512	0,5146	0,517	0,520	0,525	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00266$	0,00249	0,00235	0,00221	0,00209	0,00198	0,00188	0,00180	0,00171	0,00157	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
in cm/kg	40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,465$	0,4665	0,468	0,470	0,472	0,474	0,476	0,478	0,480	0,483	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00287$	0,00270	0,00254	0,00238	0,00226	0,00215	0,00204	0,00195	0,00186	0,00170	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in cm/kg	45	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,435$	0,4365	0,438	0,4395	0,441	0,442	0,443	0,445	0,447	0,450	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00307$	0,00287	0,00271	0,00256	0,00242	0,00230	0,00218	0,00209	0,00199	0,00182	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
σ _b = 50	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,411$	0,412	0,413	0,4145	0,416	0,417	0,418	0,4195	0,421	0,424	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00324$	0,00304	0,00287	0,00271	0,00257	0,00244	0,00232	0,00221	0,00211	0,00194	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	

Tabelle 4.

Eisenbetonrippenplatten.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,2; \quad \frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,918 \cdot \sigma_b [2 - 0,2(1+m)]}}$$

$$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,2 [2 - 0,2(1+m)] \cdot \sigma_b}{1,836}}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei h - a in cm, F_e in qcm und M in cmkg einzusetzen sind.

		σ _e in kg/qcm										
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300	
σ _b = 20	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,655$	0,665	0,674	0,683	0,693	0,703	0,713	0,726	0,738	0,766	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00208$	0,00193	0,00180	0,00168	0,00157	0,00148	0,00139	0,00131	0,00123	0,00109	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,564$	0,569	0,575	0,581	0,587	0,593	0,600	0,607	0,613	0,628	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00242$	0,00226	0,00210	0,00198	0,00186	0,00176	0,00166	0,00156	0,00148	0,001335	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
30	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,501$	0,505	0,509	0,513	0,517	0,522	0,526	0,530	0,535	0,545	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00274$	0,00256	0,00249	0,00225	0,00212	0,00199	0,00189	0,00180	0,00171	0,00154	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
σ _b = 35	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,456$	0,460	0,463	0,466	0,469	0,472	0,475	0,478	0,481	0,489	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00298$	0,00279	0,00262	0,00246	0,00232	0,00220	0,00208	0,00198	0,00188	0,001715	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,421$	0,424	0,426	0,428	0,430	0,433	0,436	0,438	0,440	0,446	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00322$	0,00302	0,00284	0,00267	0,00253	0,00240	0,00227	0,00215	0,00206	0,00188	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
45	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,391$	0,393	0,395	0,397	0,399	0,401	0,403	0,405	0,407	0,415	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00346$	0,00324	0,00304	0,00286	0,00271	0,00257	0,00244	0,00232	0,00222	0,00202	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
σ _b = 50	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,370$	0,372	0,374	0,376	0,377	0,379	0,381	0,383	0,384	0,388	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00368$	0,00344	0,00324	0,00306	0,00290	0,00275	0,00261	0,00248	0,00236	0,00216	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	

Tabelle 5.

Eisenbetonrippenplatten.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,25;$$

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,9025 \cdot \sigma_b \cdot 0,25 [2 - 0,25(1+m)]}}$$

$$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{0,25 \cdot \sigma_b \cdot [2 - 0,25(1+m)]}{1,805}}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, für welche M in cm/kg, h - a in cm und F_e in qcm zu berechnen ist.

		σ_e in kg/qcm										
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300	
$\sigma_b = 20$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,649$	0,652	0,666	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00216$	0,00199	0,00184	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,538$	0,547	0,555	0,565	0,572	0,583	0,592	—	—	—	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00252$	0,00232	0,00218	0,00202	0,00189	0,00177	0,00166	—	—	—	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	30	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,477$	0,4815	0,487	0,4915	0,496	0,503	0,509	0,516	0,524	0,536	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00290$	0,00270	0,00253	0,00237	0,00223	0,00210	0,00198	0,00187	0,00176	0,00159	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
$\sigma_b = 35$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,430$	0,434	0,438	0,442	0,447	0,451	0,456	0,459	0,464	0,473	—	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00322$	0,00300	0,00280	0,00263	0,00248	0,00234	0,00229	0,00210	0,00199	0,00180	—	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,395$	0,398	0,400	0,403	0,406	0,410	0,413	0,417	0,421	0,428	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00351$	0,00328	0,00308	0,00288	0,00272	0,00258	0,00244	0,00231	0,00220	0,00199	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
in kg/qcm	45	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,368$	0,370	0,372	0,375	0,378	0,380	0,382	0,385	0,388	0,394	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00376$	0,00352	0,00331	0,00311	0,00294	0,00278	0,00264	0,00250	0,00238	0,00216	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
$\sigma_b = 50$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,3450$	0,347	0,349	0,351	0,353	0,355	0,357	0,359	0,362	0,367	—	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = 0,00401$	0,00375	0,00352	0,00332	0,00314	0,00297	0,00282	0,00268	0,00255	0,00232	—	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}}$

Tabelle 6.

Eisenbetonrippenplatten.

$$\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,3;$$

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{0,889 \cdot \sigma_b \cdot [2 - 0,3(1+m)] \cdot 0,3}}$$

$$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{0,3[2 - 0,3(1+m)] \cdot \sigma_b}{1,778}}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, für welche M in emkg, h-a in cm und F_e in qcm zu berechnen ist.

		σ_b in kg/qcm											
		800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1300		
$\sigma_b = 20$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
in kg/qcm	25	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
		$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	0,462	0,470	0,476	0,483	0,491	0,500	—	—	—	—	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	0,00304	0,00281	0,00262	0,00244	0,00228	0,00214	—	—	—	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
$\sigma_b = 35$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	0,414	0,420	0,425	0,428	0,435	0,440	0,447	0,453	0,460	—	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	0,00339	0,00314	0,00294	0,00275	0,00258	0,00243	0,00229	0,00216	0,00203	—	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	
	in kg/qcm	40	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	0,380	0,384	0,387	0,391	0,395	0,399	0,404	0,408	0,412	0,424
$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$			0,00370	0,00344	0,00322	0,00302	0,00284	0,00268	0,00253	0,00240	0,00227	0,00205	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$			0,352	0,355	0,359	0,362	0,365	0,368	0,371	0,374	0,377	0,386	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
		$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	0,00400	0,00372	0,00349	0,00326	0,00308	0,00291	0,00276	0,00262	0,00248	0,00225	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$
$\sigma_b = 50$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$	0,329	0,332	0,334	0,337	0,339	0,342	0,345	0,348	0,351	0,358	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$	
	$\frac{F_e}{b\sqrt{M}} =$	0,00427	0,00398	0,00374	0,00350	0,00331	0,00311	0,00294	0,00282	0,00267	0,00242	$= \frac{F_e}{b\sqrt{M}}$	

Zu den vorstehenden Tabellen sind bei den Werten $\alpha = 0,25$ und $\alpha = 0,3$ für alle diejenigen Fälle keine Werte eingetragen, in welcher die Nulllinie innerhalb der Platte bleibt. Man kann diese Fälle aus der Tabelle 1 leicht feststellen auf Grund der dort aufgeführten Werte $\frac{x}{h-a}$; bleibt $\frac{x}{h-a}$ unter 0,25 bzw. 0,3, so treffen die neuen Formeln nicht zu, sondern es bleibt bei den Formeln des ersten Falles der einfachen Platte. In den graphischen Tafeln für $\alpha = 0,25$ und $\alpha = 0,3$ sind die entsprechenden Teile nur punktiert, um klarzustellen, dass der Fall aus der Tafel I entlehnt ist.

Zur Erläuterung der Anwendung der letzten Tafeln möge nunmehr noch ein kleines Beispiel gerechnet werden.

In dem ersten Beispiele war eine Schulklasse von 6 m Tiefe betrachtet, nimmt man jetzt einen anderen Raum mit gleicher Frontlänge und Tiefe von 10 m an, so wird die Stützweite der Rippe 10,30 m und das grösste Moment

$$\frac{27,5 \cdot 1030^2}{8} = 3643750 \text{ emkg.}$$

$$\frac{M}{b} = 3 \frac{3643750}{1030} = 10613 \text{ emkg.}$$

Hierbei wird eine bedeutend grössere Rippenhöhe nötig und die Nulllinie wird infolgedessen unter die Plattenunterkante hinuntergehen.

Schätzt man vorläufig $\frac{d}{h-a} = \alpha = 0,2$ und sucht wieder für σ_b und σ_b gleich 1150 bzw. 37,5 die erforderlichen Abmessungen, so findet man in Tafel III

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,475; \quad h-a = 0,475 \sqrt{10613} = 47,1 \text{ cm;}$$

$$\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,002066; F_e = \frac{1030}{3} \cdot 0,002066 \sqrt{10613} = 73 \text{ qcm.}$$

Da $\frac{d}{h-a} = \frac{12}{47,1} > 0,25$, so ist die Voraussetzung $\frac{d}{h-a} = 0,2$ erfüllt und noch eine gewisse Sicherheit vorhanden. Wählt man hingegen $h-a$ so gross, dass die Bedingung $\alpha = 0,2$ genau erfüllt ist, also $h-a = \frac{12}{0,2} = 60$ cm, so ergibt sich $\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = \frac{60}{\sqrt{10613}} = 0,5825$ und man findet nach Tafel III bei der Kreuzung der diesem Verhältnis entsprechenden Linie mit der Spannungslinie $\sigma_e = 1150$ den Wert $\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00163$.

Würde die Plattendicke statt 12 cm nur 6 cm betragen haben, so hätte der Fall $\alpha = 0,1$ vorgelegen, es hätte nach Tafel II gearbeitet werden müssen und wäre dort an gleicher Stelle gefunden $\sigma_b = 36,3$ kg/qcm und $\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00156$. Wollte man die Platte hingegen so stark machen, dass die Nulllinie nicht aus derselben heraustritt, so wäre Tafel I heranzuziehen; dort findet sich ein Schnittpunkt der Linien 0,5825 und 1150 $\sigma_b = 25,7$ kg und $\frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00164$, ferner findet man in der hierzu gehörigen Tabelle 1 noch für die vorliegenden Spannungen $\frac{x}{h-a} = 0,251$, also $x = d = 0,251 \cdot 60 = 15,0$ cm.

Stellt man diese letzten Resultate des besseren Vergleichs halber nochmals nebeneinander, so hat man

$$\begin{array}{l}
 h-a = 60 \text{ cm} \\
 b = 343 \text{ cm} \\
 \sigma_e = 1150 \text{ kg}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 d = 15 \text{ cm}; \quad \sigma_b = 25,7; \quad \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00164 \\
 d = 12 \text{ cm}; \quad \sigma_b = 26,0; \quad \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00163 \\
 d = 6 \text{ cm}; \quad \sigma_b = 36,3; \quad \frac{F_e}{b \sqrt{M}} = 0,00156
 \end{array}
 \right.$$

Die vorstehenden Betrachtungen umfassen wohl alle vorkommenden Fälle von Platten mit Biegemomenten ohne Axialdruck, in welchen eine einseitige Eiseneinlage vorliegt.

Es sollen nunmehr die gleichen Konstruktionen mit doppelter Armierung betrachtet werden.

II. Doppelte Armierung.

a) Doppelte armierte einfache Platte.

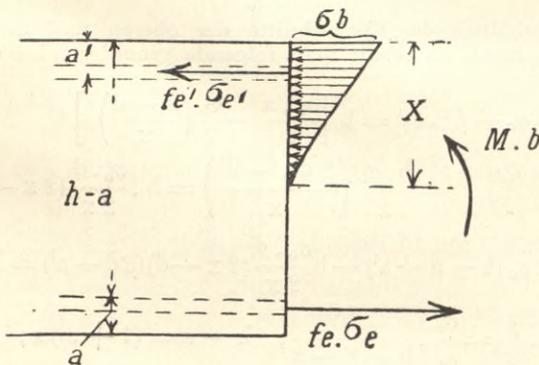


Abb. 6.

Für die einfache Platte ergeben sich folgende Grundgleichungen

$$(1) f_e \cdot \sigma_e - f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} b.$$

$$(2) f_e \cdot \sigma_e (h-a-a') - \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) \cdot b = M \cdot b.$$

$$(3 \text{ u. } 4) \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} \frac{1}{x} = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_e} \frac{1}{h-a-x} = \frac{\sigma_e'}{\varepsilon_e'} \frac{1}{x-a'}.$$

Setzt man das Verhältnis $\frac{f_e'}{f_e} = p$ und $\frac{\sigma_e'}{\sigma_b} \cdot \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_e} = m$, so erhält man aus (1) und (4)

$$(5) f_e \cdot \sigma_e \left(1 - p \frac{x-a'}{h-a-x} \right) = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2},$$

$$(5a) f_e \cdot \sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b (h-a-x)}{2 [h-a-x - p(x-a')]} \text{ ferner aus (3)}$$

$$(3a) h-a = x(1+m); \quad h-a-x = mx,$$

dann aus (5a) und (2) durch Einsetzen von (3)

$$(5b) f_e \cdot \sigma_e = \frac{b \cdot \sigma_b \cdot x^2 m}{2(mx - p(x-a'))},$$

$$(2b) f_e \cdot \sigma_e [x(1+m) - a'] - \frac{\sigma_b \cdot x^2}{6} \left(1 - 3 \frac{a'}{x} \right) \cdot b = M \cdot b.$$

Durch Elimination von $f_e \cdot \sigma_e$ erhält man aus den beiden letzten Gleichungen

$$(6) \frac{b \cdot \sigma_b \cdot x^2}{6} \left[\frac{3m[x(1+m) - a']}{mx - p(x-a')} - \left(1 - 3 \frac{a'}{x} \right) \right] = M \cdot b.$$

$$(6a) \frac{x^2}{M}$$

$$= \frac{6}{\sigma_b} \frac{m - p \left(1 - \frac{a'}{x} \right)}{3m \left(1 + m - \frac{a'}{x} \right) - \left[m - p \left(1 - \frac{a'}{x} \right) \right] \left(1 - 3 \frac{a'}{x} \right)}$$

$$(6b) \frac{x}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{6}{\sigma_b} \frac{m - p \left(1 - \frac{a'}{x} \right)}{m \cdot (2 + 3m) + p \left[1 - 4 \frac{a'}{x} + 3 \left(\frac{a'}{x} \right)^2 \right]}}$$

Setzt man nunmehr die Gleichung 3a ein, so erhält man

$$(7) \frac{h-a}{\sqrt{M}} = (1+m).$$

$$\sqrt{\frac{6}{\sigma_b} \frac{m - p \left(1 - \frac{1+m}{h-a} \right)}{m \cdot (2 + 3m) + p \left[1 - 4 \frac{m+1}{h-a} + 3 \left(\frac{m+1}{h-a} \right)^2 \right]}}$$

$$(7a) \frac{h-a}{\sqrt{M}} = (1+m).$$

$$\sqrt{\frac{6}{\sigma_b} \frac{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{1+m}{h-a} \right)}{2 + 3m + \frac{p}{m} \left[1 - 4 \frac{m+1}{h-a} + 3 \left(\frac{m+1}{h-a} \right)^2 \right]}}$$

Man hat hiermit eine Gleichung zur direkten Berechnung der Konstruktionshöhe für gegebene Momente und gegebene zulässige Spannungen, in welcher man lediglich das Verhältnis $\frac{h-a}{a'}$ zu schätzen hat; setzt man $\frac{h-a}{a'} = 8$, so wird man kaum jemals zu ungünstig rechnen.

Vorerst ist noch zu entwickeln die Gleichung der erforderlichen Eisenabmessung; man erhält aus (5b)

$$(5c) \frac{f_e}{b \cdot x} = \frac{1}{2 \cdot \sigma_e} \cdot \frac{m \cdot \sigma_b}{m - p \left(1 - \frac{a'}{x} \right)}$$

Eliminiert man x vermittelt Gleichung (6b), so erhält man unter gleichzeitiger Einsetzung von (3a)

$$(8) \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e}$$

$$\sqrt{\left[1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a}\right)\right] \left[2 + 3m + \frac{p}{m} \left(1 - 4 \frac{m+1}{h-a} + 3 \left[\frac{m+1}{h-a}\right]^2\right)\right]}$$

und hat damit in den Gleichungen (7a) und (8) die Gleichungen für die Berechnung der Abmessungen bei gegebenen Beanspruchungsgrenzen. Setzt man jetzt

$$(9) r = 1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a}\right),$$

$$(10) q = 2 + 3m + \frac{p}{m} \left[1 - 4 \frac{m+1}{h-a} + 3 \left(\frac{m+1}{h-a}\right)^2\right],$$

so hat man

$$(11) \frac{h-a}{\sqrt{M}} = (1+m) \sqrt{\frac{6r}{\sigma_b \cdot q}}$$

$$(12) \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{1,5 \cdot \sigma_b}{q \cdot r}}$$

für die Annahme $\frac{h-a}{a'} = 8$ oder auch eine ähnliche andere

Annahme dieses Wertes könnte man nunmehr Tabellen und Diagramme ausarbeiten genau wie bei den Rippenplatten unter IB, nur dass statt für verschiedene Verhältnisse $\frac{d}{h-a}$ hier für verschiedene Verhältnisse $p = \frac{f_e'}{f_e}$ nacheinander je eine besondere Tabelle und Tafel auszuarbeiten wäre. Es soll jedoch hier nicht eine so weitgehende Untersuchung stattfinden, sondern in Anbetracht dessen, dass man eine obere Eiseneinlage nur dort antreffen wird, wo das untere Material voll ausgenutzt wird, beim Eisen jedoch die Beanspruchung bei voller Ausnutzung stets die gleiche sein wird, da für diese Zwecke stets ein Material von ca. 4000 kg/qcm Zug- und Druckfestigkeit zur Verwendung gelangt, so soll nur noch für einen Wert von $\sigma_e = 1000$ kg/qcm eine Berechnung stattfinden. Es wird dadurch in Tabelle und Diagramm die lotrechte Spaltenteilung frei für die Einteilung nach verschiedenen Werten p , so dass man mit einer Tabelle und einem Diagramm auskommt. Die entsprechenden Rechnungen sind, wie schon gesagt, in der Tabelle 7 und Tafel VII zur Durchführung gelangt. Die Tabelle enthält wiederum wie bei der einfach armierten einfachen Platte ausser den Werten $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ und $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$ den für

die Konstruktion von Rippenplatten wichtigen Wert $\frac{x}{h-a}$ berechnet aus Gleichung 3a; man kann die Tabelle also auch solange zur Berechnung doppelt armierter Rippenplatten benutzen, als das Verhältnis der Plattendicke d zur Konstruktionshöhe $h-a$ kleiner bleibt als der Wert $\frac{x}{h-a}$.

Zum Vergleich mögen nunmehr noch für einen Fall, nämlich $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $\frac{f_e'}{f_e} = 1$ auch für einen anderen Wert von $\frac{h-a}{a'}$ und zwar den doppelten also 16, die entsprechenden Konstruktionsabmessungen berechnet werden, welcher Wert wohl ziemlich das äusserste ist, was bei sehr hohen Balken vorkommt.

Die betreffenden Zahlen sind hier nebeneinander gestellt und sieht man, dass die Abweichungen verhältnismässig gering sind. Es ergibt sich für den neuen Fall eine ca. 13% geringere Konstruktionshöhe, dafür aber eine 10% grössere Eiseneinlage oben und unten.

	$\frac{h-a}{a'} = 8$	$\frac{h-a}{a'} = 16$
Für $\sigma_b = 40$ kg/qcm	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,3015$	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,259$
„ $\sigma_e = 1000$ „	$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00377$	$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00419$
„ $p = \frac{f_e'}{f_e} = 1,0$ „		

b) Doppelt armierte Rippenplatte.

Wie schon vorher bemerkt, sind für diese, soweit die Nulllinie unter Plattenunterkante fällt, besondere Formeln zu berechnen. Wendet man wieder wie bei der einfach

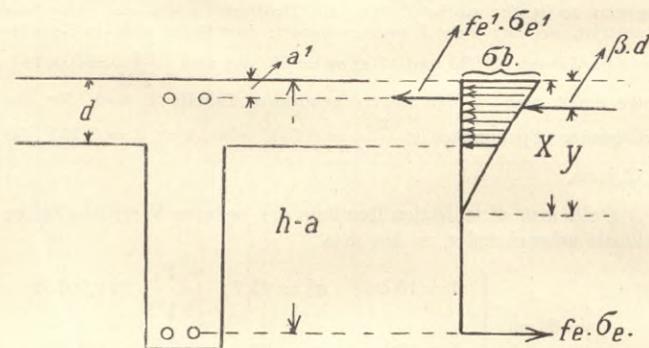


Abb. 7.

armierten Rippenplatte für die in der nebenbezeichneten Abbildung 7 dargestellten Abmessungsverhältnisse folgende Bezeichnungsweisen an:

$$\frac{d}{h-a} = \alpha,$$

das Verhältnis der Plattendicke zur Konstruktionshöhe;

$$x - y = \beta d,$$

die Entfernung der Mittellinie des Betondruckes von Oberkante, Platte, ausgedrückt in ihrem Grössenverhältnis zur Plattendicke und ferner wieder wie im letzten Falle

$$p = \frac{f_e'}{f_e},$$

das Verhältnis der Querschnitte der oberen und unteren Eiseneinlagen, so erhält man folgende grundlegenden Gleichungen:

$$(1) f_e \cdot \sigma_e - f_e' \cdot \sigma_e' = b \left[\frac{\sigma_b \cdot x}{2} - \frac{\sigma_b}{2} \left(\frac{x-d}{x} \right)^2 \right] = \frac{b \cdot \sigma_b}{2} \left(\frac{2dx - d^2}{x} \right) = b \cdot \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x - d),$$

$$(2) f_e \cdot \sigma_e (h-a-a') - b \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x-d) (\beta d - a') = M \cdot b,$$

$$(3) \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} \cdot \frac{1}{x} = \frac{\sigma_e}{\epsilon_e} \cdot \frac{1}{h-a-x}; \quad h-a = (1+m)x; \\ h-a-x = mx,$$

$$(4) \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{x-a'}{h-a-x}.$$

Aus Gleichung (1) und (4) erhält man nunmehr

$$(5) f_e \cdot \sigma_e \left(1 - p \frac{x-a'}{h-a-x} \right) = b \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x-d),$$

$$(5a) f_e \cdot \sigma_e = \frac{b \cdot \sigma_b \cdot d (h-a-x) (2x-d)}{2x [h-a-x-p(x-a')]}$$

$$= \frac{b \cdot \sigma_b \cdot d \cdot m (2x-d)}{2 [mx - p(x-a')]}.$$

Tabelle 7.

Eisenbetontragplatten mit doppelter Eiseneinlage.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h-a}{\sqrt{M}} &= (1+m) \sqrt{\frac{6 \cdot r}{\sigma_b \cdot q}} \\ \frac{f_e}{b \sqrt{M}} &= \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{1,5 \cdot \sigma_b}{q \cdot r}} \end{aligned} \right\} \text{wo} \quad \begin{aligned} r &= 1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a} \right) \\ q &= 2 + 3m + \frac{p}{m} \left[1 - 4 \frac{m+1}{h-a} + 3 \left(\frac{m+1}{h-a} \right)^2 \right]. \end{aligned}$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei $h-a$ in cm, f_e in qcm, M in cmkg und $\frac{h-a}{a^2} = 8$ einzusetzen sind.

$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm.}$

	$\frac{x}{h-a} = \frac{1}{m+1}$	$p = \frac{f_e'}{f_e} =$										
		2,0	1,5	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0
$\sigma_b = 20$	0,231	$r = 0,724$ $q = 11,83$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,581$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00191$	0,793 11,87 0,607 0,00182	0,862 11,88 0,639 0,001745	0,890 11,91 0,648 0,001715	0,917 11,93 0,657 0,00169	0,931 11,94 0,663 0,001675	0,945 11,95 0,667 0,001665	0,959 11,97 0,671 0,00165	0,972 11,98 0,675 0,00164	0,986 11,99 0,680 0,001625	1,00 = r 12,00 = q 0,684 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00161 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 25$	0,272	$r = 0,593$ $q = 9,85$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,430$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00253$	0,695 9,89 0,474 0,00234	0,797 9,92 0,506 0,00218	0,837 9,94 0,519 0,00212	0,878 9,95 0,531 0,00207	0,898 9,96 0,537 0,00205	0,919 9,97 0,543 0,00202	0,939 9,98 0,549 0,00199	0,959 9,98 0,555 0,00197	0,98 9,99 0,561 0,00195	1,00 = r 10,00 = q 0,566 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00193 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 30$	0,310	$r = 0,463$ $q = 8,56$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,334$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00337$	0,598 8,59 0,379 0,00296	0,732 8,61 0,419 0,00266	0,786 8,63 0,433 0,00257	0,839 8,64 0,447 0,00249	0,866 8,64 0,455 0,00245	0,893 8,65 0,461 0,00241	0,919 8,65 0,467 0,00237	0,946 8,66 0,474 0,00234	0,973 8,66 0,481 0,00231	1,00 = r 8,67 = q 0,488 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00228 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 35$	0,344	$r = 0,33$ $q = 7,66$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,2485$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00455$	0,50 7,67 0,306 0,00369	0,665 7,69 0,352 0,00320	0,732 7,69 0,370 0,00305	0,800 7,69 0,386 0,00292	0,833 7,70 0,394 0,00286	0,866 7,70 0,402 0,00280	0,900 7,71 0,408 0,00275	0,933 7,71 0,418 0,00270	0,966 7,72 0,426 0,00265	1,00 = r 7,72 = q 0,434 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00260 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 40$	0,375	$r = 0,20$ $q = 7,00$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,1742$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00653$	0,40 7,00 0,246 0,00462	0,60 7,00 0,3015 0,00377	0,68 7,00 0,321 0,00355	0,76 7,00 0,339 0,00335	0,80 7,00 0,348 0,00327	0,84 7,00 0,356 0,00319	0,88 7,00 0,365 0,00312	0,92 7,00 0,373 0,00305	0,96 7,00 0,382 0,00298	1,00 = r 7,00 = q 0,390 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00293 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 45$	0,403	$r = 0,07$ $q = 6,52$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,0936$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,0122$	0,302 6,50 0,195 0,00585	0,535 6,48 0,260 0,00440	0,627 6,48 0,281 0,00408	0,72 6,47 0,302 0,00380	0,767 6,47 0,311 0,00369	0,814 6,47 0,321 0,00358	0,86 6,46 0,330 0,00349	0,907 6,46 0,339 0,00340	0,954 6,45 0,348 0,00332	1,0 = r 6,45 = q 0,357 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00324 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\sigma_b = 50$	0,428	$r =$ $q =$ $\frac{h-a}{\sqrt{M}} =$ $\frac{f_e}{b \sqrt{M}} =$	0,203 6,10 0,147 0,00776	0,469 6,07 0,224 0,00513	0,575 6,05 0,248 0,00463	0,68 6,04 0,270 0,00426	0,734 6,03 0,281 0,00410	0,788 6,02 0,291 0,00396	0,84 6,02 0,301 0,00383	0,894 6,01 0,311 0,00372	0,947 6,00 0,320 0,00362	1,0 = r 6,00 = q 0,329 = $\frac{h-a}{\sqrt{M}}$ 0,00353 = $\frac{f_e}{b \sqrt{M}}$

Setzt man (5a) in (3) ein, so erhält man

$$(6) \frac{\sigma_b \cdot d \cdot m (2x - d) (h - a - a')}{2 [mx - p(x - a')] - \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x - d) (\beta d - a')} = M.$$

Durch Einsetzung von $\frac{d}{h - a} = \alpha$ und $\frac{x}{h - a} = \frac{1}{m+1}$ ergibt sich

$$(7) \frac{\sigma_b \cdot \alpha}{2} (h - a)^2 [2 - (m+1)\alpha] \left[\frac{1 - \frac{a'}{h-a}}{1 - \frac{p}{m} \left[1 - (m+1) \frac{a'}{h-a} \right]} - \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \right] = M,$$

$$(7a) \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \cdot \alpha [2 - \alpha(m+1)] \left[\frac{1 - \frac{a'}{h-a}}{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right)} - \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \right]}}$$

$$(7b) \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{2 \left[1 - \frac{p}{m} \left(1 - [m+1] \frac{a'}{h-a} \right) \right]}{\sigma_b \cdot \alpha [2 - \alpha(m+1)] \left[1 - \frac{a'}{h-a} - \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right] \right) \right]}}$$

Ferner erhält man aus (5a) und (2)

$$(8) f_e \cdot \sigma_e \cdot (h - a - a') - f_e \cdot \sigma_e \left(1 - p \frac{x - a}{h - a - x} \right) (\beta \cdot d - a') = M \cdot b,$$

$$(8a) \frac{f_e (h - a)}{b \cdot M} = \frac{1}{\sigma_e \left[1 - \frac{a'}{h-a} - \left[1 - \frac{p}{m} \left(1 - [m+1] \frac{a'}{h-a} \right) \right] \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \right]}$$

Aus (7b) und (8b) ergibt sich

$$(9) \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{\sigma_b \cdot \alpha [2 - \alpha(m+1)] \left[1 - \frac{a'}{h-a} - \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right] \right) \right]}{2 \left[1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right) \right] \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right)}}$$

$$(9a) \frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{\sigma_b \cdot \alpha \cdot [2 - \alpha(m+1)]}{2 \left[1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right) \right] \left[1 - \frac{a'}{h-a} - \left(\beta \alpha - \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{h-a} \frac{a'}{a'} \right] \right) \right]}}$$

Man könnte auch nach den hier entwickelten Formeln wiederum Tabellen und Diagramme aufstellen, wie es für Rippenplatten ohne obere Eiseneinlage geschehen ist, in welchen die Verhältnisse zwischen den Werten σ_b , σ_e , $h-a$ und f_e zur Darstellung gebracht wurden, es würde aber dann ausser für jeden Wert $\alpha = \frac{d}{h-a}$ auch noch für jeden

einzelnen Wert $p = \frac{f_e'}{f_e}$ innerhalb der α -Teilung eines besonderen Diagrammes bedürfen. Da man jedoch bei dieser Konstruktionsweise fast immer das Material voll auszunutzen pflegt, so sollen bei der an dieser Stelle aufzustellenden Nutzenanwendung allein die Beanspruchungsgrenzwerte $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ in Ansatz gebracht werden, so dass als die 4 variablen Werte $h-a$, f_e , α und p auftreten. Es soll wieder wie bei der einfachen Platte der Wert $\frac{h-a}{a'} = 8$ als im allgemeinen ungünstigster Grenzwert in Ansatz gebracht werden. Auf dieser Grundlage ist nunmehr die nachfolgende Tabelle 8 mit zugehöriger Tafel VIII aufgestellt, wobei sich die folgenden vereinfachten Gleichungen ergeben.

$$\frac{h - a}{\sqrt{M}} = \sqrt{\frac{1}{20 \alpha (2 - 2,667 \alpha) (0,875 - [1 - 0,400 p] [\beta \cdot \alpha - 0,125])}}$$

$$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \sqrt{\frac{\alpha}{50000 (1 - 0,400 p) (0,875 - [1 - 0,400 p] [\beta \cdot \alpha - 0,125])}}$$

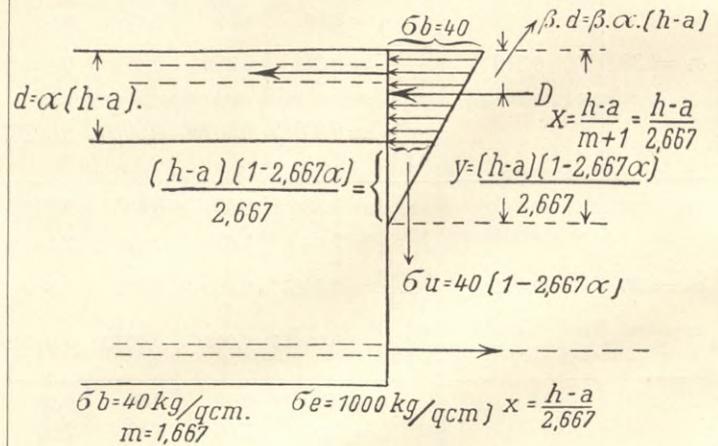


Abb. 8.

Der Wert β bleibt in diesem Falle innerhalb jeder wagerechten Spalte konstant und ist nur von α abhängig, so dass im Gegensatz zu den bei den Rippenplatten mit einfacher Eiseneinlage gemachten Rechnungen hier keine Annäherungsannahme am Platze ist, sondern der genaue Wert sich nach Abbildung 8 berechnet aus

$$\frac{40 + 40 (1 - 2,667 \alpha)}{2} \alpha (h - a) \frac{(h - a) (1 - 2,667 \alpha \cdot \beta)}{2,667} = 40 \cdot \frac{1}{3} \left(\frac{h - a}{2,667} \right)^2 - 40 (1 - 2,667 \alpha) \left[\frac{(h - a) (1 - 2,667 \alpha)}{2,667} \right]^2 \frac{1}{3}$$

$$(1 - 1,333 \alpha) (1 - 2,667 \alpha \cdot \beta) \cdot \alpha = \frac{1}{8} (1 - [1 - 2,667 \alpha]^3).$$

$$\alpha \cdot \beta = \frac{1}{2,667} \left[1 - \frac{11 - (1 - 2,667 \alpha)^3}{8 \alpha (1 - 1,333 \alpha)} \right].$$

Tabelle 8.
Eisenbetonrippenplatten mit doppelter Eiseneinlage.

$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}, \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}.$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h-a}{\sqrt{M}} &= \sqrt{\frac{1}{20 \alpha \cdot (2 - 2667 \alpha)} \frac{1 - 0,4000 p}{[0,875 - (1 - 0,4000 p) (\beta \cdot \alpha - 0,125)]}} \\ \frac{f_e}{b \sqrt{M}} &= \sqrt{\frac{\alpha}{50000 \cdot (1 - 0,4000 p)} \frac{2 - 2,667 \alpha}{[0,875 - (1 - 0,4000 p) (\beta \cdot \alpha - 0,125)]}} \end{aligned} \right\} \text{wo } p = \frac{f_e'}{f_e}, \frac{d}{h-a} = \alpha.$$

Bem.: Die Werte gelten für eine 1 cm breite Platte, wobei h - a in cm, f_e in qcm und M in cmkg einzusetzen sind.

			$p = \frac{f_e'}{f_e}$												
			2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,80	0,60	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00	
$\alpha = 0,1$	1,733	-0,0775	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,253$	0,308	0,354	0,393	0,428	0,454	0,478	0,500	0,510	0,520	0,530	0,540	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
			$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,0044$	0,00357	0,00307	0,00274	0,00248	0,00226	0,00219	0,00207	0,00202	0,00197	0,001925	0,00188	$= \frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\alpha = 0,15$	1,600	-0,056	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,217$	0,2645	0,304	0,3385	0,370	0,392	0,414	0,434	0,444	0,454	0,463	0,472	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
			$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00521$	0,00424	0,00366	0,00326	0,00297	0,00278	0,00262	0,00249	0,00243	0,00237	0,00232	0,00227	$= \frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\alpha = 0,20$	1,467	-0,037	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,1965$	0,240	0,277	0,309	0,342	0,359	0,379	0,398	0,406	0,415	0,424	0,432	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
			$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00576$	0,00469	0,00405	0,00362	0,00330	0,00310	0,00292	0,00278	0,00271	0,00265	0,00259	0,00254	$= \frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\alpha = 0,25$	1,333	-0,021	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,1845$	0,226	0,260	0,291	0,318	0,339	0,357	0,376	0,384	0,392	0,400	0,409	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
			$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,00616$	0,00502	0,00434	0,00388	0,00354	0,00332	0,00314	0,00298	0,00291	0,00285	0,00279	0,00273	$= \frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$\alpha = 0,30$	1,200	-0,008	$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,178$	0,218	0,252	0,2815	0,308	0,328	0,346	0,362	0,3705	0,381	0,389	0,397	$= \frac{h-a}{\sqrt{M}}$
			$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = 0,0064$	0,00523	0,00453	0,00405	0,00369	0,00346	0,00328	0,00311	0,00304	0,00297	0,00291	0,00286	$= \frac{f_e}{b \sqrt{M}}$
$2 - 2,667 \alpha \alpha \cdot \beta - 0,125$															

Zwecks Erläuterung der Tafel VIII möge ein kurzes Beispiel angeführt werden.

Ein Frontbalken in einem Warenhaus von 7,8 m Länge erhält ein Moment von 13562 000 cm/kg. Zwecks Erzielung geringer Konstruktionshöhe soll er obere und untere Armierung erhalten.

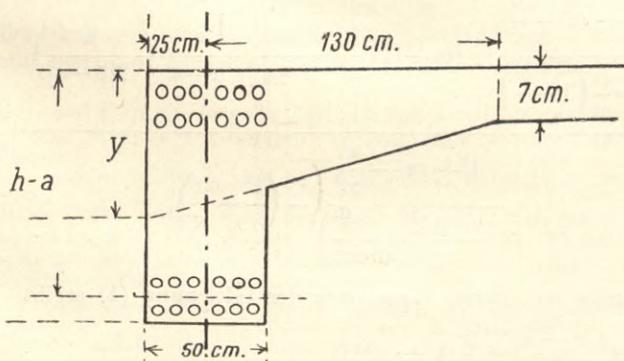


Abb. 9.

Die Tragbreite der oberen Platte wird halbe Rippenbreite = 25 cm + $\frac{1}{8} \times$ Stützweite = 130 cm, zusammen 155 cm. Die Plattendicke soll durch den in der Abbildung dargestellten geeigneten Anschluss auf $\frac{1}{5} \times (h-a)$ gebracht werden. Nimmt man zunächst an, dass der Quer-

schnitt der oberen Eiseneinlage f_e' gleich demjenigen der unteren Eiseneinlage f_e genommen werden soll, so findet man am Schnittpunkt der Linien $p = 1$ und $\frac{d}{h-a} = 0,20$, wenn man $M' = \frac{M}{b}$ das Moment auf 1 cm Plattenbreite nennt,

$$\frac{h-a}{\sqrt{M'}} = 0,34 \quad h-a = 0,34 \cdot \sqrt{\frac{13'562'000'}{155}} = 100,5 \text{ cm},$$

$$\frac{f_e}{b \sqrt{M'}} = 0,0033 \quad f_e = 0,0033 \cdot 155 \cdot \sqrt{\frac{13562000'}{155}} = 151 \text{ qcm},$$

dann muss man erzielen $d = 20,1 \text{ cm}$, d. h. $y = 2 \cdot 20 - 7 = 33 \text{ cm}$.

Will man die Konstruktionshöhe noch mehr herunterdrücken, so kann man die Annahme machen $p = \frac{f_e'}{f_e} = 1,5$ $\frac{d}{h-a} = 0,225$ und erhält als nötige Abmessungen

$$\frac{h-a}{\sqrt{M'}} = 0,266; \quad h-a = 0,266 \cdot \sqrt{\frac{13562000'}{155}} = 78,5 \text{ cm},$$

$$\frac{f_e}{b \sqrt{M'}} = 0,00424; \quad f_e = 0,00424 \cdot 155 \cdot \sqrt{\frac{13562000'}{155}} = 194 \text{ qcm},$$

$$d = 0,225 \cdot 78,5 = 17,4 \text{ cm}; \quad y = 2 \cdot 17,4 - 7 = 27,8 \text{ cm} \cdot f_e' = 291 \text{ qcm}$$

B. Exzentrische Druckbelastung ausserhalb des Kerns.

I. Die doppelt armierte einfache Platte.

Diese Belastungsart kann eintreten bei exzentrisch belasteten Säulen und bei Gewölben oder statisch unbestimmten Bogen und Portalkonstruktionen. Die Formeln für die Berechnung der Beanspruchung bei gegebenen Konstruktionsverhältnissen finden sich in den „Bestimmungen“ bzw.

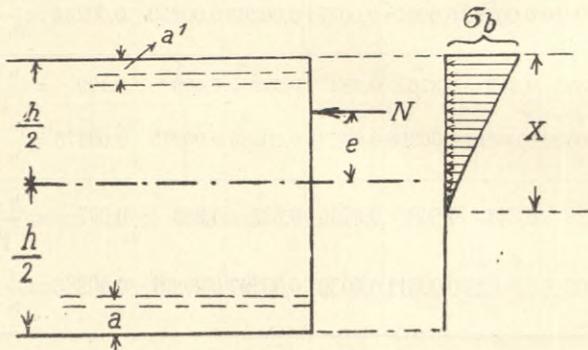


Abb. 10.

„Leitsätzen“. Zur Berechnung der Konstruktionsabmessungen nach gegebenen Beanspruchungsgrenzen und gegebenen Kräften ergeben sich für die in der nebenstehenden Abbildung 10 angegebenen Abmessungsbezeichnungen folgende Grundgleichungen

$$(1) f_e \cdot \sigma_e - f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2} - N \cdot b,$$

$$(2) f_e \cdot \sigma_e (h - a - a') - \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) \cdot b + N \cdot \left(\frac{h}{2} - a' - e \right) \cdot b = 0,$$

$$(3) \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{x - a'}{h - a - x},$$

$$(4) h - a - x = m x; \quad h - a = x(1 + m),$$

wo $m = \frac{\varepsilon_e \sigma_b}{\sigma_b \varepsilon_e} = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \cdot 15$

Aus (3) und (4) erhält man

$$(5) \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{1}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right),$$

sodann aus (1) und (5) bzw. (2) und (4)

$$(6) f_e \cdot \sigma_e = b \frac{\sigma_b \cdot x - 2N}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{a'}{x} \right] \right)},$$

$$(7) f_e \cdot \sigma_e \cdot x \left(\left[1 + m \right] - \frac{a'}{x} \right) - \frac{\sigma_b \cdot x^2}{2} \left(\frac{1}{3} - \frac{a'}{x} \right) b + N \left(\frac{h}{2} - a' - e \right) b = 0.$$

Aus Gleichung (6) und (7) erhält man durch Elimination von $f_e \cdot \sigma_e$.

$$(8) \frac{(\sigma_b \cdot x - 2N) x \left(1 + m - \frac{a'}{x} \right)}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{a'}{x} \right] \right)} - \frac{\sigma_b \cdot x^2}{2} \left(\frac{1}{3} - \frac{a'}{x} \right) b + N \left(\frac{h}{2} - a' - e \right) b = 0.$$

$$(8a) \frac{\sigma_b \cdot x^2}{2} \left[\frac{1 + m - \frac{a'}{x}}{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right)} - \left(\frac{1}{3} - \frac{a'}{x} \right) \right] = N \cdot x \left[\frac{1 + m - \frac{a'}{x}}{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right)} - \left(\frac{h-a}{2x} - \frac{a'}{x} - \frac{e}{x} + \frac{a}{2x} \right) \right].$$

$$(8b) \frac{x}{N} = \frac{1 + m - \frac{a'}{x}}{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right)} - (m+1) \left(\frac{1}{2} - \frac{a'}{h-a} - \frac{e}{h-a} + \frac{a}{2[h-a]} \right) \cdot \frac{2}{\sigma_b} \cdot \frac{1 + m - \frac{a'}{x}}{1 - \frac{p}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right)} - \left(\frac{1}{3} - \frac{a'}{x} \right)$$

woraus sich durch Einsetzung der Gleichung (4) ergibt

$$(9) \frac{h-a}{N} = \frac{2}{\sigma_b} (1 + m)^2 \cdot \frac{1 - \frac{a'}{h-a} - \left(\frac{1}{2} - \frac{a'}{h-a} - \frac{e}{h-a} + \frac{a}{2[h-a]} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right)}{(1+m) \left(1 - \frac{a'}{h-a} \right) - \left(\frac{1}{3} - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right)}$$

Zur Berechnung der Eisenabmessungen hat man nunmehr aus (6)

$$(6a) \frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{\sigma_e} \frac{\sigma_b \frac{x}{N} - 2}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{a'}{x} \right] \right)}$$

und durch Einsetzung von (4)

$$(10) \frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{\sigma_e} \frac{\sigma_b \frac{h-a}{N} \frac{1}{1+m} - 2}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{h-a} \right] \right)}$$

Nimmt man jetzt für das Verhältnis $\frac{a}{h-a} = \frac{a'}{h-a}$

den Wert 0,08, welcher zwar kleiner ist als der bei der reinen Biegung angenommene, aber hier ebenso sicher ist, weil man es in diesem Falle wohl immer mit kräftigeren Platten zu tun hat, so erhält man

$$(11) \frac{h-a}{N} = \frac{2}{\sigma_b} (m+1)^2 \cdot \frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - 0,08(m+1) \right] \right)}{0,92(m+1) - (0,333 - 0,08[m+1]) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - 0,08(m+1) \right] \right)}$$

$$(12) \frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{\sigma_e} \frac{\sigma_b \cdot \frac{h-a}{N} \frac{1}{m+1} - 2}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - 0,08(m+1) \right] \right)}$$

Die weitgehendste Ausnutzung dieser Formeln wäre wiederum die Annahme von variablen Werten σ_b und σ_e und dementsprechend Aufstellung von Tafeln für verschiedene Werte $\frac{e}{h-a}$ und ausserdem Unterteilung für

jeden Wert $\frac{e}{h-a}$ noch nach verschiedenen Werten p mit je einer Tafel für jeden Wert p. Es sollen an dieser Stelle jedoch nur 2 Tafeln aufgestellt werden, einmal für die konstanten Werte $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $p = 1$, wobei als variable Grössen verbleiben σ_b , $\frac{e}{h-a}$, $\frac{h-a}{N}$ und $\frac{f_e}{N \cdot b}$, und dann zweitens für die konstanten Werte $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, so dass als variable Grössen verbleiben $p = \frac{f_e'}{f_e}$, $\frac{e}{h-a}$, $\frac{h-a}{N}$ und $\frac{f_e}{b \cdot N}$. Diese Berechnungen sind in den nachfolgenden Tabellen 9 und 10 und den dazu gehörigen Tafeln IX und X erfolgt.

Auf die Anwendung der Tafeln IX und X soll kurz eingegangen werden. Sind die Abmessungen $h-a$ und e , also auch das Verhältnis $\frac{e}{h-a}$ gegeben, so lassen sich die beiden anderen Unbekannten aus den beiden Tafeln ebenso leicht bestimmen wie bisher. Ist jedoch die Abmessung $h-a$ nicht gegeben, sondern gehört zu den Unbekannten, so ist bei Bestimmung derselben etwas abweichend zu verfahren, was an einem kleinen Beispiel dargetan werden möge.

Für einen schmalen Pfeiler zwischen zwei Gewölben gleicher Spannweite (s. Abb. 11), welcher je nach der Belastung des einen oder des anderen Gewölbes eine nach beiden Seiten ausschlagende exzentrische Druckbelastung erleidet, sei diese Belastung unter vorläufiger Annahme einer geschätzten Pfeilerbreite zu $N = 500 \text{ kg}$ für den lfd. cm der Pfeilerlängsachse berechnet, wobei eine Exzentrizität bis zu 88 cm jederseits eintreten kann; die hierfür erforderliche Pfeilerbreite für Eisenbetonausführung soll bestimmt werden auf der Grundlage, dass $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b = 35 \text{ kg/qcm}$ innegehalten werden. Da man in diesem Falle die beiderseitige Armierung gleich gross machen, also $p = \frac{f_e'}{f_e} = 1$ annehmen wird, so kommt Tafel IX

in Frage. Hier muss man nunmehr den unbekanntem Wert $h-a$ durch Versuchsrechnung ermitteln, indem man auf der dem Wert $\sigma_b = 35 \text{ kg/qcm}$ entsprechenden wagerechten Linie denjenigen Punkt sucht, auf welchem die beiden Werte $\frac{e}{h-a}$ und $\frac{h-a}{N}$ bei Einsetzung der hier vorliegenden Grössen $e = 88 \text{ cm}$ und $N = 500 \text{ kg}$ den gleichen Wert für $h-a$ liefern. Zu diesem Zwecke nimmt man nacheinander mehrere Werte $h-a$ versuchsweise an, wobei sich ergibt:

für $h-a = 100 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{100} = 0,88 \\ \frac{h-a}{N} = \frac{100}{500} = 0,20 \end{array} \right.$ während auf der „ $\sigma_e = 35$ “ Linie dem vorstehenden Werte von $\frac{e}{h-a}$ der Wert $\frac{h-a}{N} = 0,22$ entspricht

für $h-a = 110 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{110} = 0,80 \\ \frac{h-a}{N} = \frac{110}{500} = 0,22 \end{array} \right.$ während auf der „ $\sigma_e = 35$ “ Linie dem vorstehenden Werte von $\frac{e}{h-a}$ der Wert $\frac{h-a}{N} = 0,208$ entspricht.

Man sieht hiernach, dass der Wert $h-a$ zwischen 100 und 110 liegt, und zwar doppelt so nahe an 110 als an 100.

Es ergibt

$$h-a = 106 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{106} = 0,83 \\ \frac{h-a}{N} = \frac{106}{500} = 0,212 \end{array} \right.$$

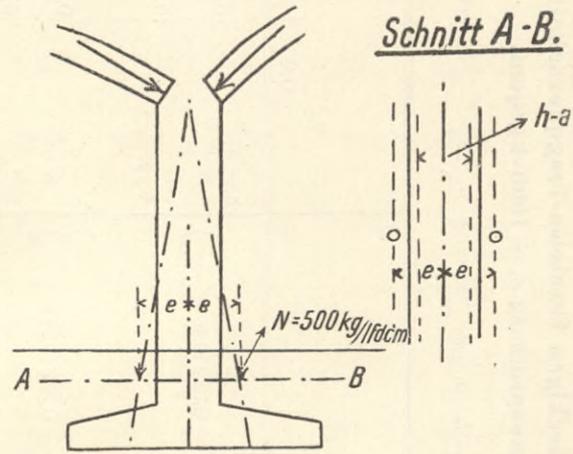


Abb. 11.

Die den beiden letzteren Werten entsprechenden Linienscharen schneiden sich auch tatsächlich auf der „ $\sigma_b = 35$ “ Linie. Ausserdem erhält man an dem Kreuzpunkt dieser Werte noch den erforderlichen Eisenquerschnitt $f_e' = f_e = 0,00045 \cdot 500 = 0,225 \text{ qcm/lfd. cm}$ oder $22,5 \text{ qcm}$ für den lfd. m der Pfeilerlängsachse. Mit Hilfe des Rechenschiebers oder besser noch zweier Rechenschieber nebeneinander kann man obige Versuchsrechnungen in wenigen Sekunden erledigen.

Wäre $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ als äusserste Grenze gestattet worden, so hätte man in der gleichen Tafel auf der hierzu gehörigen wagerechten Linie als erforderliche Konstruktionswerte gefunden

$$h-a = 89 \text{ cm mit} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{89} = 0,99 \\ \frac{h-a}{N} = \frac{89}{500} = 0,179 \end{array} \right.$$

$$f_e = 500 \cdot 0,00064 = 0,32 \text{ qcm/lfd. cm} = 32 \text{ qcm/lfd. m.}$$

Dieselben Ermittlungen hätte man in letzterem Falle auch in Tafel X machen können, da die Grundlagen $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ vorlagen. Man findet in dieser Tafel auf der wagerechten „ $p = \frac{f_e'}{f_e} = 1,00$ “ Linie Übereinstimmung

in den Werten $\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{h-a} \\ \text{und} \\ \frac{h-a}{N} = \frac{h-a}{500} \end{array} \right.$

nur für $h-a = 89$ mit $\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{h-a} = \frac{88}{89} = 0,99 \\ \frac{h-a}{N} = \frac{89}{500} = 0,179 \end{array} \right.$

$$\text{wobei } f_e' = f_e = 0,00064 \cdot 500 = 0,21 \text{ qcm/lfd. cm.}$$

Tabelle 9.

Exzentrische Druckbelastung ausserhalb des Kerns bei rechteckigem Eisenbeton-Tragquerschnitt, doppelter Eiseneinlage $f_e = f_e'$ und gegebener Eisenbeanspruchung $\sigma_e = 1000$ kg/qcm.

Bem.: Plattenbreite 1 cm, $h - a$ in cm, N in kg, $f_e = f_e'$ in qcm, $\frac{e}{b} = 15$, $\frac{a}{h - a} = \frac{a'}{h - a} = 0,08$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm.

m + 1	Formeln für $\frac{h-a}{f_e \cdot b \cdot N} =$	$\frac{e}{h-a} =$							
		0,25	0,50	0,05	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
$\sigma_b = 20$	$\frac{h-a}{N} = 4,333^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,00287 - 0,001245$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,453 0,00055	0,549 0,00033	0,644 0,0006	0,740 0,00088	0,835 0,00114	0,930 0,00143	1,027 0,00170
25	$0,1 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,3 \cdot 0,654)}{3,94 - (0,333 - 0,346) \cdot 0,804} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 3,666^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,00465 - 0,00136$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,306 0,00006	0,305 0,00034	0,425 0,00062	0,484 0,00089	0,544 0,00117	0,603 0,00144	0,663 0,00172
30	$0,0666 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,375 \cdot 0,708)}{3,37 - (0,333 - 0,294) \cdot 0,785} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 3,222^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,00698 - 0,00150$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,224 0,000066	0,234 0,000345	0,303 0,00062	0,343 0,00090	0,382 0,00117	0,422 0,00145	0,462 0,00173
$\sigma_b = 35$	$0,0572 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,525 \cdot 0,768)}{2,67 - (0,333 - 0,232) \cdot 0,597} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 2,905^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,01005 - 0,00168$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,174 0,00008	0,203 0,00037	0,251 0,00064	0,259 0,000925	0,287 0,001205	0,316 0,00148	0,344 0,001775
40	$0,05 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,6 \cdot 0,787)}{2,44 - (0,333 - 0,213) \cdot 0,528} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 2,666^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,0142 - 0,00189$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,140 0,00009	0,159 0,00037	0,150 0,00060	0,1995 0,00094	0,219 0,00122	0,239 0,00149	0,259 0,00179
45	$0,0444 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,675 \cdot 0,801)}{2,28 - (0,333 - 0,199) \cdot 0,459} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 2,481^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,0197 - 0,00218$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,115 0,00010	0,130 0,00038	0,144 0,00067	0,159 0,00095	0,1734 0,00124	0,188 0,00152	0,2025 0,00181
$\sigma_b = 50$	$0,04 \left[\frac{0,92 - \left(0,46 - \frac{e}{h-a}\right) (1 - 0,75 \cdot 0,813)}{2,15 - (0,333 - 0,187) \cdot 0,390} \right]$ $\frac{h-a}{N} = 2,333^2$ $\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{h-a}{N} \cdot 0,0276 - 0,00257$	$\frac{h-a}{N} =$ $\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,098 0,00014	0,108 0,00041	0,118 0,00069	0,128 0,00096	0,1385 0,00125	0,149 0,00154	0,159 0,00182

Tabelle 10.

Exzentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerbes bei rechteckigem Eisenbetontragquerschnitt mit doppelter Eiseneinlage (oben und unten verschieden) und gegebenen Beanspruchungen

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen und Exzentrizität.

Bem.: Plattenbreite 1 cm, $h - a$ in cm, N in kg, f_e und f_e' in qcm, $\frac{E_e}{E_b} = 15$, $\frac{a}{h - a} = \frac{a'}{h - a} = 0,08$.

	Formeln für $\frac{h - a}{N}$ $\frac{f_e}{b \cdot N}$	$\frac{e}{h - a} =$							
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	
$p = \frac{f_e'}{f_e} = 0,00$	$\frac{h - a}{N} = 0,140 - 0,152 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,146	0,184	0,222	0,260	0,298	0,336	0,374	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1353}{1333}$	0,0001	0,00038	0,000665	0,00095	0,001235	0,00152	0,00181	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 0,20	$\frac{h - a}{N} = 0,139 - 0,137 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,1445	0,179	0,213	0,247	0,282	0,316	0,350	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{120,5}$	0,0001	0,00038	0,00066	0,00095	0,00123	0,00152	0,00180	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 0,40	$\frac{h - a}{N} = 0,139 - 0,123 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,144	0,1746	0,205	0,236	0,267	0,297	0,329	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{108}$	0,0001	0,00038	0,00066	0,00095	0,00123	0,001515	0,00179	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 0,60	$\frac{h - a}{N} = 0,138 - 0,108 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,1423	0,1695	0,196	0,223	0,250	0,2775	0,304	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{95,5}$	0,0001	0,00038	0,00066	0,00095	0,001225	0,00151	0,00179	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 0,80	$\frac{h - a}{N} = 0,1375 - 0,093 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,141	0,1645	0,1875	0,211	0,2345	0,2575	0,2805	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{82,9}$	0,0001	0,000375	0,000655	0,00094	0,00122	0,00150	0,00178	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
$p = \frac{f_e'}{f_e} = 1,00$	$\frac{h - a}{N} = 0,137 - 0,785 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,140	0,160	0,1795	0,199	0,219	0,239	0,258	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{69,5}$	0,0001	0,000375	0,000655	0,00094	0,001215	0,001495	0,00177	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 1,25	$\frac{h - a}{N} = 0,136 - 0,605 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,1385	0,1535	0,1685	0,1838	0,199	0,214	0,229	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{54,6}$	0,0001	0,000375	0,00065	0,00094	0,00121	0,00149	0,00177	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 1,50	$\frac{h - a}{N} = 0,1385 - 0,043 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,137	0,148	0,159	0,170	0,180	0,191	0,202	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{38,9}$	0,0001	0,000375	0,00065	0,00093	0,00120	0,00148	0,00176	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
= 1,75	$\frac{h - a}{N} = 0,1345 - 0,0254 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,136	0,143	0,148	0,154	0,160	0,166	0,172	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{23,2}$	0,0001	0,00036	0,00062	0,00089	0,00117	0,00144	0,00172	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$
$p = \frac{f_e'}{f_e} = 2,00$	$\frac{h - a}{N} = 0,1333 - 0,008 \left(0,46 - \frac{e}{h - a}\right)$	0,134	0,136	0,138	0,140	0,142	0,144	0,146	$= \frac{h - a}{N}$
	$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{\frac{h - a}{N} - 0,1333}{7,3}$	0,0001	0,00035	0,00059	0,00085	0,00114	0,00140	0,00168	$= \frac{f_e}{b \cdot N}$

II. Die doppelt armierte Rippenplatte.

Da hier bei gesuchten Konstruktionsabmessungen die Lage der Hauptachse häufig noch nicht feststehen wird, soll die Entfernung der Kraft von der oberen Plattenkante g_1 als dasjenige Mass dienen, durch welches die Lage der Kraft zur Konstruktion gekennzeichnet wird; im übrigen

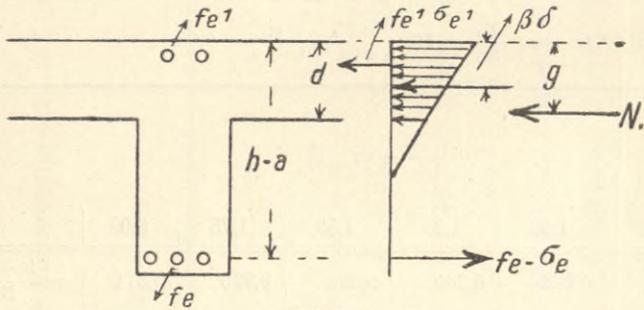


Abb. 12.

sollen die in früheren Fällen gebrauchten Bezeichnungen $p = \frac{f_e'}{f_e}$, $\alpha = \frac{d}{h-a}$ und $\beta \cdot d =$ Entfernung der Betondruckmittelkraft von Plattenoberkante beibehalten werden.

Man erhält dann folgende Grundgleichungen

$$(1) f_e \cdot \sigma_e - f_e' \sigma_e' = b \left(\frac{\sigma_b \cdot x}{2} - \frac{\sigma_b [x-d]^2}{2x} \right) - N \cdot b$$

$$= b \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x-d) - N \cdot b,$$

$$(2) f_e \cdot \sigma_e (h-a-a') - b \frac{\sigma_b \cdot d}{2x} (2x-d) (\beta d - a') + N (g-a') \cdot b = 0,$$

$$(3) \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{x-a'}{h-a-x},$$

$$(4) h-a-x = mx;$$

$$h-a = x(1+m) \text{ wo } m = \frac{\sigma_e \varepsilon_b}{\sigma_b \varepsilon_e} = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \frac{1}{1\delta},$$

aus (3) und (4) sodann

$$(5) \frac{\sigma_e'}{\sigma_e} = \frac{1}{m} \left(1 - \frac{a'}{x} \right),$$

sodann aus (1), (4) und (5) bzw. (2) und (4)

$$(6) f_e \cdot \sigma_e = b \frac{\sigma_b \cdot \alpha (h-a) (2 - \alpha [m+1]) - 2N}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right)}$$

$$(7) f_e \cdot \sigma_e \left(1 - \frac{a'}{h-a} \right) - \frac{b \sigma_b}{2} \alpha^2 (h-a) (2 - \alpha [m+1]) \left(\beta - \frac{1}{\alpha} \frac{a'}{h-a} \right) + N \cdot \left(\frac{g}{h-a} - \frac{a'}{h-a} \right) b = 0,$$

aus (6) und (7) erhält man durch Ausscheidung von $f_e \cdot \sigma_e$

$$(8) \sigma_b \cdot \alpha (h-a) (2 - \alpha [m+1]) \left(1 - \frac{a'}{h-a} \right) - 2N \left(1 - \frac{a'}{h-a} \right) = \sigma_b \cdot \alpha^2 (h-a) (2 - \alpha [m+1]) \left(\beta - \frac{1}{\alpha} \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right) - 2N \left(\frac{g}{h-a} - \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right).$$

$$(8a) \frac{h-a}{N} = \frac{2}{\sigma_b \cdot \alpha}.$$

$$\left(1 - \frac{a'}{h-a} \right) - \left(\frac{g}{h-a} - \frac{a'}{h-a} \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right) = \frac{2 - \alpha (m+1) \left(1 - \frac{a'}{h-a} - \left[\beta - \frac{1}{\alpha} \frac{a'}{h-a} \right] \right) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right)}{2}$$

nummehr erhält man aus Gleichung (6)

$$(9) \frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{\sigma_e} \frac{\sigma_b \cdot \alpha \frac{h-a}{N} (2 - \alpha [m+1]) - 2}{2 \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right)},$$

und hat damit in den letzten beiden Gleichungen 2 Gleichungen für die beiden Konstruktionsgrößen, wenn Kraftgrösse, Kraftlage und Beanspruchungsgrenzen gegeben sind.

Setzt man wiederum $\frac{a}{h-a} = \frac{a'}{h-a} = 0,08$, so erhält man

$$(10) \frac{h-a}{N} = \frac{2}{\sigma_b \cdot \alpha}.$$

$$0,92 - \left(\frac{g_1}{h-a} - 0,08 \right) \left(1 - \frac{p}{m} [1 - 0,08 (m+1)] \right) = \frac{2 - \alpha (m+1) \left[0,92 - (\alpha \cdot \beta - 0,08) \left(1 - \frac{p}{m} \left[1 - \frac{m+1}{\frac{h-a}{a'}} \right] \right) \right]}{2}$$

$$(11) \frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{\sigma_e} \frac{\alpha \cdot \sigma_b \cdot \frac{h-a}{N} [2 - \alpha (m+1)] - 2}{2 \left[1 - \frac{p}{m} (1 - 0,08 [m+1]) \right]}$$

An dieser Stelle soll von den vorstehenden Formeln nur für die Annahme $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $p = 0$ (also Nichtberücksichtigung einer eventuellen oberen Eiseneinlage) weitere Nutzenanwendung gezogen und für diesen Sonderfall die nachfolgende Tabelle XI nebst der zugehörigen Tafel XI gerechnet werden, wobei noch zu beachten ist, dass der Wert $\alpha \cdot \beta$ sich in diesem Falle genau wie im Abschnitt A. II. b berechnet zu

$$\alpha \cdot \beta = \frac{1}{2,667} \left[1 - \frac{1}{8} \frac{1 - (1 - 2,667 \alpha)^3}{\alpha (1 - 1,333 \alpha)} \right].$$

Tabelle 11.

Exzentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns bei Rippenquerschnitt mit einfacher Eiseneinlage für $\sigma_e = 1000$ kg/qcm und $\sigma_c = 40$ kg/qcm.

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen und Exzentrizität.

Bem.: Plattenbreite 1 cm, $h - a$ in cm, N in kg, f_e in qcm, $\frac{\epsilon_e}{\epsilon_b} = 15$, $\frac{a}{h - a} = 0,08$.

$$\frac{h - a}{N} = \frac{1}{20 \alpha} \cdot \frac{0,92 - \left(\frac{g_1}{h - a} - 0,08 \right)}{(2 - 2,667 \alpha) [0,92 - (\alpha \cdot \beta - 0,08)]} = \frac{1,00 - \frac{g_1}{h - a}}{20 \alpha (2 - 2,667 \alpha) (0,92 - \alpha \cdot \beta - 0,08)}$$

$$\frac{f_e}{b \cdot N} = \frac{1}{50} \left(\alpha \cdot \frac{h - a}{N} [2 - 2,667 \alpha] - 0,05 \right).$$

	$\alpha \cdot \beta - 0,08$	$0,92 - (\alpha \cdot \beta - 0,08)$	$\alpha(2 - 2,667 \alpha)$	$\frac{g_1}{h - a} =$							$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
				+ 0,25	± 0	- 0,25	- 0,50	- 0,75	- 1,00	- 1,25			- 1,50
$\alpha = 0,05$	- 0,0055	0,975	0,0933	$\frac{h - a}{N} = 0,413$	0,550	0,687	0,825	0,962	1,10	1,237	1,373	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,00003	0,000283	0,00054	0,000796	0,001056	0,001308	0,001564	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
$\alpha = 0,10$	- 0,0325	0,9525	0,1733	$\frac{h - a}{N} = 0,227$	0,303	0,378	0,454	0,530	0,605	0,681	0,756	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,00005	0,00031	0,000572	0,00084	0,001096	0,001362	0,00162	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
$\alpha = 0,15$	- 0,011	0,933	0,240	$\frac{h - a}{N} = 0,1677$	0,2235	0,279	0,335	0,391	0,446	0,503	0,558	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,00007	0,00034	0,00061	0,00088	0,00114	0,00143	0,00168	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
$\alpha = 0,20$	+ 0,008	0,912	0,2933	$\frac{h - a}{N} = 0,1402$	0,187	0,234	0,280	0,327	0,374	0,420	0,467	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,00010	0,00037	0,00064	0,00092	0,001195	0,00146	0,00174	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
$\alpha = 0,25$	+ 0,024	0,896	0,3333	$\frac{h - a}{N} = 0,1257$	0,1675	0,209	0,251	0,293	0,335	0,377	0,418	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,000125	0,000392	0,00067	0,000954	0,00123	0,001515	0,001785	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	
$\alpha = 0,30$	+ 0,037	0,883	0,3609	$\frac{h - a}{N} = 0,118$	0,1573	0,1968	0,236	0,275	0,315	0,354	0,393	$\frac{h - a}{N}$	$\frac{f_e}{b \cdot N}$
				$\frac{f_e}{b \cdot N} =$	0,000135	0,000415	0,00070	0,00098	0,001266	0,00155	0,00183	$\frac{f_e}{b \cdot N}$	

Zur Erläuterung der Tabelle 11 sei noch ein kleines Beispiel hier angeführt und durchgerechnet.

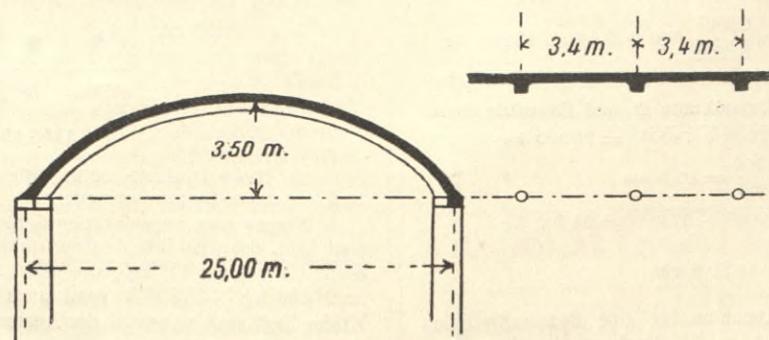


Abb. 13.

Ein langes Hallendach von 25 m Spannweite (s. Abb. 11) soll als Zweigelenkbogen, bestehend aus Eisenbetonrippenplatten mit eiserner Zugstange konstruiert werden in den in der Abbildung angegebenen Abmessungen. Die 7 cm starken Platten haben einschliesslich des deckenden Asphaltanstrichs

Eigengewicht $g = 0,07 \cdot 2400 + 20 = 188 \text{ kg/qm}$
 Veränderliche Last (Schnee und lotrechter Winddruck) $p = 150 \text{ kg/qm}$
 $q = 338 \text{ kg/qm}$

Die Platten können als kontinuierliche, über den Rippen durchlaufende Träger berechnet werden, wenn über den Rippen für Aufnahme eines genügend grossen Stützmomentes gesorgt wird. Da ferner Wind und Schnee stets gleichmässig über mehrere nebeneinander liegende Felder verteilt angenommen werden können, so kann man mit Ausnahme der beiden Endfelder jederseits — welche entweder stärkere Platten oder kleinere Feldbreiten erhalten müssen — nach den Formeln für überall gleichmässig verteilte Last rechnen (s. Hütte und andere Lehrbücher) und erhält für einen 1 cm breiten Streifen

Feldmittelmoment $M_1 \leq 0,05 q l^2 = 0,05 \cdot 0,0338 \cdot 340^2 = 196 \text{ cm/kg}$
 Stützmoment $M_2 \leq 0,09 q l^2 = 0,09 \cdot 0,0338 \cdot 340^2 = 352 \text{ cm/kg}$

Nimmt man als zulässig an $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$, so erhält man nach Tafel I

für Feldmitte $\left\{ \begin{array}{l} h-a = 0,41 \sqrt{M_1} = 5,75 \text{ cm} \\ f_e = 0,00228 \sqrt{M_1} = 0,0319 \text{ qcm/lfd. m} = 3,19 \text{ qcm/lfd. m} \end{array} \right.$

Es muss gewählt werden $h = 7 \text{ cm}$ und Rundeisen $7 \text{ mm } \emptyset$ ($0,38 \text{ qcm}$) in 12 cm Abstand mit $f_e = \frac{0,38 \cdot 100}{12,0} = 3,17 \text{ qcm/lfd. m}$

Wird über den Rippen ein um das andere Eisen gestossen, jedoch mit genügenden Überständen, so dass über Rippenmitte die gestossenen Enden voll wirken, lässt man aber, um auch dicht neben den Rippen an Plattenunterkante nicht jeglicher Einlage zu entbehren, jedes dritte durchgehende Eisen (also auf je 72 cm eines) unabgebogen unten durchgehen, so hat man über den Rippen nahe Plattenoberkante

$$f_e = \frac{0,38 \cdot 100}{72} (6 \cdot 1\frac{1}{2} - 1) = 4,22 \text{ qcm/lfd. m}$$

Man hat demnach das Verhältnis

$$\frac{f_e}{b \sqrt{M}} = \frac{4,22}{100 \sqrt{352}} = 0,00225$$

Dem entspricht nach Tafel I

$$\frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0,415 \text{ mit } \sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm und } \sigma_b = 39,2 \text{ kg/qcm}$$

Demnach erforderlich $h-a = 0,415 \sqrt{352} = 7,79 \text{ cm}$

Für die Binderrippe ergibt sich

Platte $3,4 (0,07 \cdot 2400 + 20) = 640 \text{ kg/lfd. m}$
 Rippe und Zugstange 160 kg/lfd. m
 $g = 800 \text{ kg/lfd. m} = 8 \text{ kg/lfd. cm}$
 Schnee und lotrechte Windkraft $= 3,40 \cdot 150 = 510 \text{ kg/lfd. m}$
 $= 5,1 \text{ kg/lfd. cm}$

Der Bogen soll als flache Parabel konstruiert werden, so dass man ein Moment lediglich aus der beweglichen Last erhält und zwar in gleicher Grösse von $\frac{p l^2}{64}$ auf der belasteten und unbelasteten Seite, also

$$M = \frac{p l^2}{64} = \frac{5,1 \cdot 250^2}{64} = 498\,000 \text{ cm. kg}$$

Für die Querschnitte, an welchen diese Momente auftreten, ergibt sich ferner

Unbelastete Seite $H_1 = \frac{l^2}{8f} (g + 0,6 p) = \frac{2500^2}{8 \cdot 350} (8,0 + 3,06) = 24\,700 \text{ kg}$
 $V_1 = 1(0,2676 g + 0,16 p) = 2500 (2,14 + 0,816) = 7400 \text{ kg}$

Belastete Seite $H_2 = \frac{l^2}{8f} (g + 0,4 p) = \frac{2500^2}{8 \cdot 350} (8,0 + 2,04) = 23\,200 \text{ kg}$
 $V_2 = 1(0,2676 g + 0,1076 p) = 2500 (2,14 + 0,55) = 6730 \text{ kg}$

Hieraus ergeben sich die Normalkräfte D und Exzentrizitäten

$$D_1 = \sqrt{H_1^2 + V_1^2} = \sqrt{24\,700^2 + 7400^2} = 25\,800 \text{ kg}$$

$$e_1 = \frac{M}{D_1} = \frac{498\,000}{25\,800} = 19,3 \text{ cm}$$

$$D_2 = \sqrt{H_2^2 + V_2^2} = \sqrt{23\,200^2 + 6730^2} = 24\,200 \text{ kg}$$

$$e_2 = \frac{498\,000}{24\,200} = 20,6 \text{ cm}$$

Man muss nunmehr eine Annahme für eine Bogenmittellinie machen. Diese wird man möglichst an die Oberkante des Tragquer-

schnittes legen und soll dieselbe hier so angenommen werden, dass auf der belasteten Seite die Kraft D_2 um 20 cm ausserhalb der Plattenoberkante fällt. Man wird annehmen können, dass ebenso wie bei Rippenplatten mit einfacher Biegungsbeanspruchung auch hier ein Teil der Platte in der Druckzone mit einbezogen werden kann. Da jedoch die Drucklinie nur auf der halben Spannweite sich oberhalb

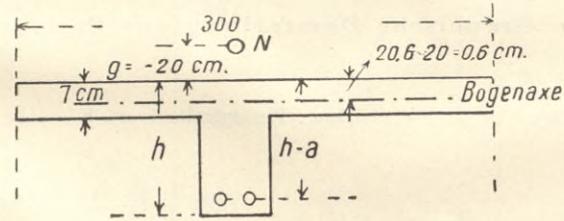


Abb. 14.

der Mittelachse bewegt, so kann man nicht so weit gehen wie bei reiner Biegung und soll hier nur $\frac{1}{8}$ der Spannweite oder rd 300 cm als Tragquerschnitt herangezogen werden. Man erhält dann für einen 1 cm breiten Streifen $\frac{D_2}{b} = \frac{24200}{300} = 80,6 = N$. Nunmehr muss man wieder versuchsweise einen Wert $h-a$ annehmen und sehen, ob sich derselbe auf Grund der Tafel XI als richtig erweist. (Es soll hier jetzt 1000 kg/qcm für σ_e angenommen werden.)

$$h = 30 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{g}{h-a} = -\frac{20}{27,6} = -0,725 \\ \frac{d}{h-a} = \frac{7}{27,6} = 0,254 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{letzteren Werten entspricht nach Tafel XI} \\ \frac{h-a}{N} = 0,285 \\ \text{statt } \frac{27,6}{80,6} = 0,345 \\ \Delta = -0,06 \end{array} \right.$$

$$h = 25 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{g}{h-a} = -\frac{20}{23} = -0,85 \\ \frac{d}{h-a} = \frac{7}{23} = 0,30 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{letzteren Werten entspricht nach Tafel XI} \\ \frac{h-a}{N} = 0,290 \\ \text{statt } \frac{23}{80,6} = 0,285 \\ \Delta = +0,005 \end{array} \right.$$

Danach liegt der richtige Wert $h-a$ zwischen obigen Annahmen und zwar 12 mal so nah bei 25 als bei 30 , also bei $25,4$ und man erhält tatsächlich

$$\text{für } h = 25,4 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \frac{g}{h-a} = -\frac{20}{23,37} = -0,855 \\ \frac{d}{h-a} = \frac{7}{23,37} = 0,298 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{erforderlich} \\ \frac{h-a}{N} = 0,29 \\ \text{nach Tafel XI} \end{array} \right.$$

während vorhanden ist $\frac{23,37}{80,6} = 0,29$; als notwendiger Eisenquerschnitt ergibt sich

$$\frac{f_e}{b \cdot N} = 0,0011 \quad f_e = 30 \cdot 80,6 \cdot 0,0011 = 26,6 \text{ qcm}$$

Es ist nunmehr zu untersuchen, ob auf der unbelasteten Seite für die vorstehend angenommenen Kraft- und Achslagen die zulässigen Beanspruchungen nicht überschritten werden.

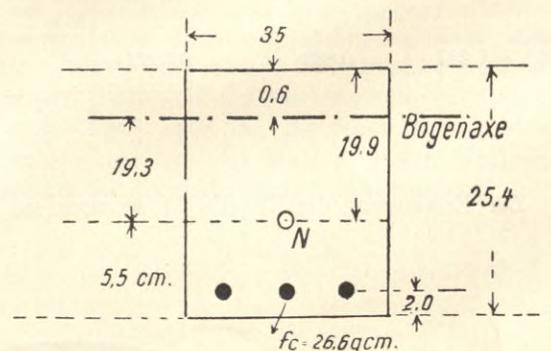


Abb. 15.

Die Kraft $D_1 = 25\,800 \text{ kg}$ fällt $19,3 \text{ cm}$ unter Bogenachse, also $19,9 \text{ cm}$ unter Rippenoberkante und $5,5 \text{ cm}$ über Rippenunterkante.

Nimmt man versuchsweise Zahlen für σ_b und x an, so findet man bald, dass die Betonbeanspruchung noch unter 40 kg/qcm liegt, denn für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $x = 20 \text{ cm}$ ergibt sich $\Sigma N = 28\,400 \text{ kg} > 25\,800 \text{ kg}$ und auch die Resultierende der inneren Kräfte liegt noch näher an der Aussenkante als $5,5 \text{ cm}$, so dass diese Zahlen nicht erreicht werden,

C. Anwendungen der Allgemeinen Statik für Eisenbetonkonstruktionen.

Zum Schluss mögen noch einige Gebiete der allgemeinen Statik kurz betrachtet werden, welche bei der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen in erster Linie in Frage kommen, da bezüglich Annahme der äusseren Kräfte die verschiedensten Behandlungen stattfinden. Findet man doch Tabellenwerke über Eisenbetonkonstruktionen, welche für die gewöhnliche Eisenbetonplatte völlige wagerechte Einspannung der Plattenenden annehmen und dennoch das Mittelmoment der Platte mit der Grösse $\frac{ql^2}{24}$ berechnen und für diese Annahme Tabellen zur direkten Ablesung der Plattenstärke und Grösse der Eiseneinlage für gegebene Spannweite und Verkehrslastgrösse bieten. Da es aber unmöglich ist, eine wagerechte Einspannung mit dem Einspannungsmoment $\frac{ql^2}{12}$ bei diesen Konstruktionen zu gewährleisten, so können derartige Werke in den Händen ungeübter Techniker vielen Schaden anrichten und wenn man genauer nachforschen würde, so würde sich wohl herausstellen, dass ein grosser Teil der vorgekommenen Deckeneinstürze auf solche Grundlage zurückzuführen ist.

Die „Leitsätze“ und „Bestimmungen“ haben allerdings in diesem Punkte aufklärend gewirkt und auch infolge der direkten Anweisung der Aufsichtsbehörden eine etwas einheitliche Behandlung gefördert. Immerhin könnte durch eingehendere Vorschriften auf diesem Gebiete noch vieles geschehen. So wird z. B. die Frage, ob die über eine grössere Anzahl von Stützen fortlaufende Platte als kontinuierliche Platte angesehen werden kann, noch verschieden behandelt. Da an vielen Stellen die Ansicht besteht, dass dieses wohl bei überall festen Stützen geschehen kann, nicht aber wenn die Stützen der Platten durch Träger oder Eisenbetonrippen gebildet werden, weil diese sich durchbiegen und deshalb die Grundlage der Theorie des Trägers auf mehreren Stützen gleicher Höhenlage nicht vorliegt. Die Probelastungen und gleichzeitig ausgeführten Durchbiegungsmessungen derartiger Konstruktionen ergeben jedoch wenigstens bei Eisenbetonrippen, welche eine eingermassen gute Auflagerung erhalten, so dass auch eine gewisse Einspannung der Enden stattfindet, noch mehr aber bei solchen, welche ihrerseits wiederum über mehrere Stützen fortlaufen, als durchlaufende Träger konstruiert und zur Aufnahme von Stützenmomenten ausgerüstet sind, eine solch geringe Durchbiegung, dass für die Platten — wenigstens

Jöhrens, Eisenbeton-Berechnungen.

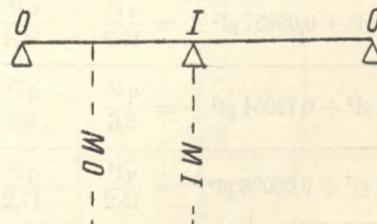
bei solchen Eisenbetonrippen — unbedenklich die Theorie der über Stützen gleicher Höhe durchlaufenden Platten angewendet werden kann. Dieses kann um so mehr geschehen, weil die starke Verbindung der Platte mit den Rippen, welche stets grösser ist als die Verbindung einer Eisenbetonplatte mit I-Trägern, in solchem Falle eine rechnerisch schwer zu berücksichtigende besondere Sicherheit bietet in Gestalt eines Torsionswiderstandes der Rippe gegen Verdrehung aus der Vertikalen, also der mit ihr verbundenen Platte aus der Horizontalen.

a) Momentenberechnungen.

Im folgenden sollen nunmehr für die bei über gleich hohen Stützen durchlaufenden Platten hauptsächlich vorkommenden Fälle der Maximalmomente für mehrere Verhältnisse $\frac{g}{p}$ berechnet und auf den Wert $\frac{ql^2}{x} = \frac{(g+p)l^2}{x}$ zurückgeführt werden, wo x für jeden einzelnen Fall zu bestimmen ist.

Fall 1.

Träger mit 2 gleichen Feldern.



	α	β	γ
	$\frac{g}{p} = 0,5$	$\frac{g}{p} = 1,0$	$\frac{g}{p} = 2,0$
a) $M_0 = 0,07 ql^2 + 0,095 pl^2$	$= \frac{ql^2}{11,5}$	$\frac{ql^2}{12,1}$	$\frac{ql^2}{12,75}$
b) $M_I = 0,125 (g + p) l^2$	$\frac{ql^2}{8}$		

Fall 2.

Träger mit 3 gleichen Feldern.

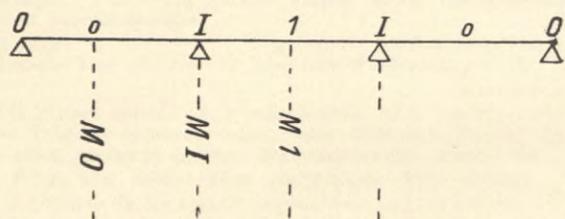


Abb. 17.

	α $\frac{g}{p} = 0,5$	β $\frac{g}{p} = 1,0$	γ $\frac{g}{p} = 2,0$
a) $M_0 = 0,08 gl^2 + 0,100 pl^2$	$= \frac{q l^2}{10,7}$	$\frac{q l^2}{11,1}$	$\frac{q l^2}{11,5}$
b) $M_I = 0,10 gl^2 + 0,1167 pl^2$	$= \frac{q l^2}{9,0}$	$\frac{q l^2}{9,2}$	$\frac{q l^2}{9,5}$
c) $M_1 = 0,025 gl^2 + 0,075 pl^2$	$= \frac{q l^2}{17,1}$	$\frac{q l^2}{20}$	$\frac{q l^2}{24}$

Fall 3.

Träger mit 4 gleichen Feldern.

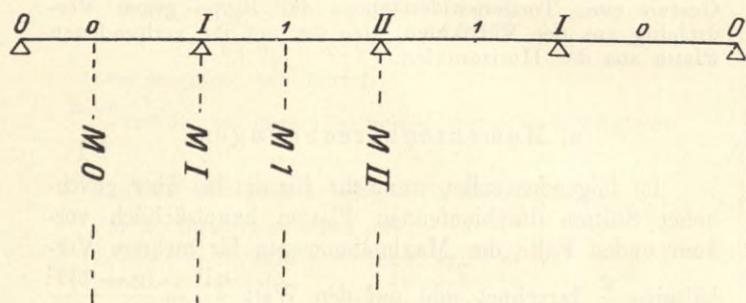


Abb. 18.

	α $\frac{g}{p} = 0,5$	β $\frac{g}{p} = 1,0$	γ $\frac{g}{p} = 2,0$
a) $M_0 = 0,07714 gl^2 + 0,09857 pl^2$	$= \frac{q l^2}{10,9}$	$\frac{q l^2}{11,4}$	$\frac{q l^2}{11,8}$
b) $M_I = 0,10714 gl^2 + 0,12054 pl^2$	$= \frac{q l^2}{8,6}$	$\frac{q l^2}{8,8}$	$\frac{q l^2}{9,0}$
c) $M_1 = 0,03572 gl^2 + 0,08036 pl^2$	$= \frac{q l^2}{15,2}$	$\frac{q l^2}{17,2}$	$\frac{q l^2}{19,8}$
d) $M_{II} = 0,07143 gl^2 + 0,10714 pl^2$	$= \frac{q l^2}{10,5}$	$\frac{q l^2}{11,2}$	$\frac{q l^2}{12,0}$

Fall 4.

Träger mit 3 Feldern und gleichen Mittelmomenten.

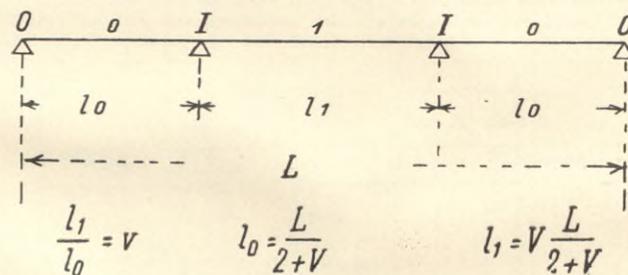


Abb. 19.

Die beiden Gleichungen

$$(1) M_0 \max = M_1 \max = \frac{q L^2}{32} \left[\frac{3 + 6v - \frac{g}{q} v^3}{(2+3v)(2+v)} \right]^2$$

$$= \frac{q L^2}{8} \cdot \frac{(2+v)v^2 - 2\frac{g}{q}}{(2+v)^2(2+3v)}$$

$$(2) M_I = \frac{q L^2}{4} \frac{2 + 2v + 2v^3 + v^4 - \frac{g}{q} v}{(2+v)^3(2+3v)}$$

ergeben folgende Verhältnisse:

	α $\frac{g}{p} = \frac{1}{2}$	β $\frac{g}{p} = 1$	γ $\frac{g}{p} = 2$
	$v = 1,22$	$v = 1,23$	$v = 1,24$
a) M_0	$\frac{q l_0^2}{10,90} = \frac{q l_1^2}{16,2}$	$\frac{q l_0^2}{11,80} = \frac{q l_1^2}{17,80}$	$\frac{q l_0^2}{12,8} = \frac{q l_1^2}{19,7}$
b) M_I	$\frac{q l_0^2}{7,35} = \frac{q l_1^2}{11,00}$	$\frac{q l_0^2}{7,50} = \frac{q l_1^2}{11,30}$	$\frac{q l_0^2}{7,60} = \frac{q l_1^2}{11,65}$

Die im vorstehenden behandelten Fälle bieten wohl für die weitaus grösste Mehrzahl der vorkommenden Berechnungen durchlaufender Platten mit gleichmässig verteilter Eigenlast und Verkehrslast genügenden Anhalt zur schnellen Aufstellung eines angenäherten Wertes der auftretenden Maximalmomente. Bei besonders verwickelten Feldverhältnissen und beim Auftreten von Einzellasten wird am besten graphische Bestimmung der Momente vorgenommen mittelst der bekannten auf Grund der Clapeyron'schen Gleichungen aufgebauten Konstruktion der Stützenmomentenlinien. Bei Konstruktionen mit veränderlichen Verkehrszellasten (Brücken) ist man gegebenenfalls gezwungen, Einflusslinien für die Momente an den verschiedensten Punkten des durchlaufenden Trägers aufzustellen und auch hierbei bedient man sich am besten der Konstruktion mittelst der obengenannten Stützenmomentenlinien, worauf hier kurz eingegangen werden möge.

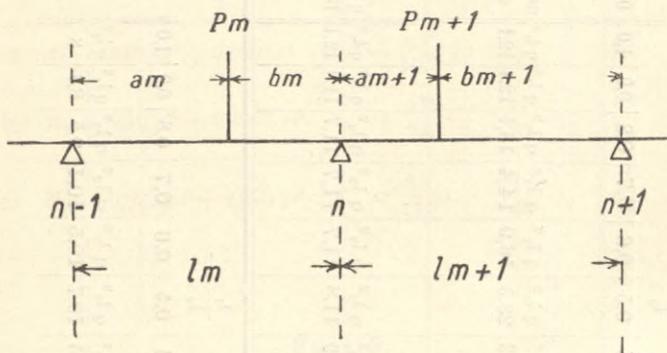


Abb. 21.

Man muss zunächst die Momentenlinien für eine wandernde Last 1 in genügend vielen Punkten des durchlaufenden Trägers graphisch darstellen. Die Abbildung 22 zeigt die Konstruktion dieser Momentenlinien bei einem Träger auf 4 Stützen für je einen Punkt im Endfeld und im Mittelfeld. Hierbei ist in den sogenannten verschränkten Dreieckspunkten allgemein auf einen Träger auf n Stützen bei der m^{ten} Stütze der Wert (siehe Abb. 21)

$$T_m = \frac{1}{3(l_m + l_{m+1})} \left[P_m \frac{a_m b_m}{l_m} (l_m + a_m) + P_{m+1} \frac{a_{m+1} b_{m+1}}{l_{m+1}} (l_{m+1} + b_{m+1}) \right]$$

aufzutragen. Da im vorliegenden Falle überhaupt nur auf dem ganzen Träger jedesmal die eine Last 1 vorhanden ist, so kann der Wert T immer nur aus einem Gliede bestehen; sodann wird, solange die Last 1 in einem Endfeld sich bewegt, allein bei der nicht gelegenen Stütze an Wert T aufzutragen sein, in Abb. 22

$$T_1 = \frac{1}{3(l_1 + l_2)} \cdot 1 \cdot \frac{a_1 b_1}{l_1} (l_1 + a_1)$$

nur wenn die Last im Mittelfeld ist, ist je ein Wert T bei jeder inneren Stütze aufzutragen, hier

$$T_1 = \frac{1}{3(l_1 + l_2)} \cdot 1 \cdot \frac{a_1 b_1}{l_1} (l_1 + b_1),$$

$$T_2 = \frac{1}{3(l_2 + l_3)} \cdot 1 \cdot \frac{a_2 b_2}{l_2} (l_2 + a_2).$$

Diese einzelnen Werte T sind die einzigen Veränderungen bei den verschiedenen Laststellungen, sonst werden stets bei jeder neuen Laststellung die sämtlichen Hilfslinienzüge wieder benutzt. Fügt man zu den durch diese Konstruktion erhaltenen Stützenmomentenlinienzügen sodann noch den Dreieckszug in dem belasteten Felde für einen in diesem Felde angenommenen einfachen Träger auf 2 Stützen hinzu, so hat man die Momentenlinie für die Belastung 1 in dem betreffenden Punkte.

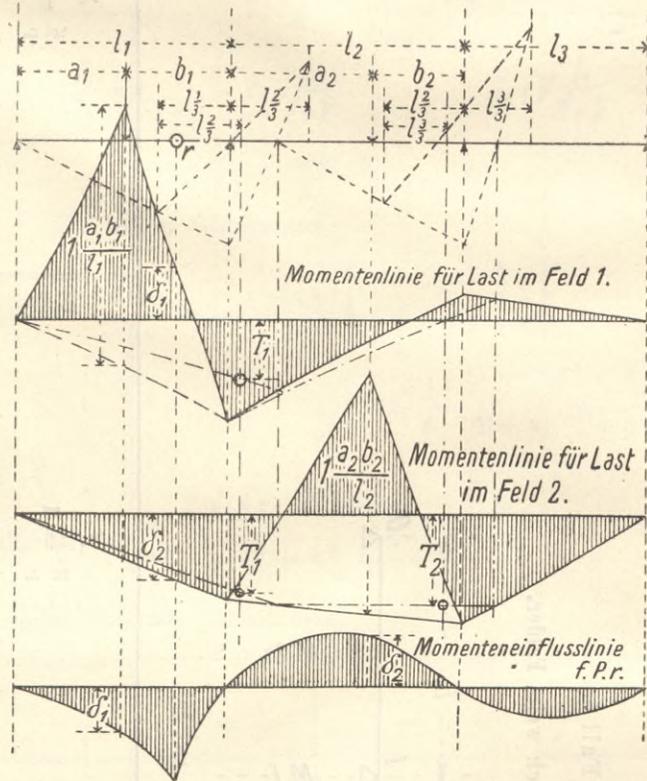


Abb. 22.

Jede solche Momentenlinie erhält aber für jede der aufzutragenden Momenteneinflusslinien je eine Ordinate, indem z. B. für die Momenteneinflusslinie des Punktes r (siehe Abb. 22) der Wert δ_1 aus der erst gezeichneten Momentenlinie und der Wert δ_2 aus der zweiten zu entnehmen ist. So kann man, nachdem man zunächst sämtliche Momentenlinien für eine wandernde Last 1 untereinander aufgetragen hat, durch anderweitige Zusammenstellung der Ordinaten derselben die gesuchten Momenteneinflusslinien für jeden Punkt des durchlaufenden Trägers sich darstellen.

b) Tabelle für Plattenabmessungen und Spannweiten bei normalen Belastungsverhältnissen.

Für diejenigen Ausführungen einfach armerter Platten, bei welchen die im vorstehenden behandelten einfachen Fälle 1 und 5 vorliegen, ist im nachfolgenden eine Tabelle geschaffen, die in solchen Fällen bei normalen Eigengewichtskonstruktionen, bei welchen ausser dem Gewicht der reinen Eisenbetondecke noch 50 bis 60 kg/qm an zum Deckeneigengewicht in Ansatz kommen, und für die meist vorkommenden Verkehrslasten von 250, 400 und 750 kg/qm die Abmessungen bzw. Spannweiten bei den verschiedensten Momentengrössen sogleich abzulesen gestatten. Als zulässige Beanspruchungsgrenzen sind hierbei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm und $\sigma_b = 40$ kg/qcm angenommen.

Einfach armierte Eisenbetonplatten mit Beanspruchung $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm}$.

(Eigengewichtszuschlag für Putz und Belag zum Netto-Deckengewicht 50—60 kg/qm.)

Pos.	Verkehrslast 250 kg/qm										Verkehrslast 400 kg/qm										Verkehrslast 750 kg/qm																							
	Eisenquerschnitt in qm		Aufnehmbares Moment bei 1 cm Breite in cmkg		Gesamtlast q in kg/qm	p	Zulässige Stützweite in cm bei Momentformel										Gesamtlast q in kg/qm		p	Zulässige Stützweite in cm bei Momentformel										Gesamtlast q in kg/qm		p												
	8	9	10	11			12	13	14	15	16	17	18	20	8	9	10	11		12	13	14	15	16	17	18	20	8	9	10	11		12	13	14	15	16	17	18	20				
1	7,0	4,53	240	470	202	214	226	237	247	257	267	276	286	294	303	319	620	0,65	176	186	196	206	215	224	232	240	249	256	264	278	970	0,35	140	149	157	165	172	179	186	192	199	205	211	222
2	7,5	4,71	260	485	207	219	231	242	253	264	274	283	293	302	310	327	635	0,65	181	191	202	212	221	230	239	247	255	263	271	286	985	0,35	145	154	162	170	178	185	192	199	205	211	217	229
3	8,0	5,06	300	500	219	232	245	257	268	279	290	300	310	319	328	346	650	0,65	192	204	214	225	235	244	254	263	271	280	288	303	1000	0,35	155	164	173	181	189	197	204	212	219	225	232	244
4	8,5	5,39	340	512,5	230	244	257	270	282	293	304	315	326	336	345	364	662,5	0,65	202	214	226	237	248	258	268	277	286	295	304	320	1012,5	0,35	164	174	183	192	200	208	216	224	232	239	246	259
5	9,0	5,85	400	525	246	262	276	289	302	314	326	338	349	360	370	390	675	0,65	217	230	243	255	266	277	288	298	308	317	326	344	1025	0,35	176	187	197	207	216	225	234	242	250	257	265	279
6	9,5	6,28	460	537,5	261	277	292	306	320	333	346	358	370	381	392	413	687,5	0,65	231	245	258	271	283	295	306	317	327	337	347	366	1037,5	0,35	188	200	210	220	230	240	249	258	266	274	282	298
7	10,0	6,55	500	550	269	286	301	316	330	344	356	369	381	393	404	426	700	0,80	238	253	266	280	292	304	316	327	338	348	358	378	1050	0,35	195	207	218	228	239	248	258	267	276	285	293	308
8	10,5	6,86	550	562,5	279	296	312	328	342	356	370	383	395	407	420	442	712,5	0,80	248	263	277	291	304	316	328	340	351	362	372	392	1062,5	0,35	203	215	227	238	248	258	268	278	287	296	304	321
9	11,0	7,16	600	575	288	306	323	339	354	368	382	396	409	421	433	456	725	0,80	257	273	287	302	315	329	340	352	364	375	386	407	1075	0,35	211	224	236	247	258	269	279	289	298	308	317	334
10	11,5	7,45	650	587,5	297	315	332	348	364	379	393	407	420	433	446	470	737,5	0,80	265	281	296	312	325	338	351	363	375	387	398	420	1088,5	0,35	218	231	244	256	267	278	289	299	308	318	328	345
11	12,0	7,85	725	600	310	329	347	364	380	396	411	425	439	453	466	491	750	0,80	278	294	310	326	340	354	367	380	393	405	417	439	1100	0,35	229	243	256	269	281	292	304	314	324	334	344	362
12	12,5	8,40	825	612,5	328	348	367	385	402	418	434	450	464	478	492	519	762,5	1,0	294	312	328	345	360	374	389	403	416	428	440	464	1113	0,35	243	258	272	285	297	310	322	333	344	355	365	385
13	13,0	8,75	900	625	339	360	380	398	415	433	449	465	480	495	509	537	775	1,0	305	323	341	357	373	388	403	418	431	445	458	482	1127	0,35	252	268	282	296	309	322	334	346	357	368	379	400
14	13,5	9,15	975	637,5	350	371	391	410	428	446	463	479	495	510	525	553	790	1,0	314	333	351	368	385	400	415	430	444	458	471	497	1140	0,35	261	277	292	306	320	333	346	358	370	381	392	413
15	14,0	9,60	1050	650	359	381	401	421	440	458	475	492	508	524	539	568	800	1,0	324	344	362	380	396	413	428	444	458	471	485	511	1150	0,35	270	286	302	317	331	344	358	370	382	394	405	427
16	14,5	9,92	1125	660	369	391	413	432	452	470	488	505	522	538	554	583	810	1,0	333	353	372	390	408	425	440	456	471	485	500	527	1160	0,35	278	295	311	326	341	355	368	381	394	406	418	440
17	15,0	10,14	1200	670	378	401	423	444	464	483	500	518	535	552	568	598	820	1,15	342	362	382	401	419	436	452	469	484	499	513	540	1170	0,35	286	304	320	336	350	365	379	392	405	417	429	452
18	15,5	10,54	1300	680	391	415	437	459	479	499	517	535	553	570	587	618	830	1,15	354	375	395	415	433	450	468	484	500	515	530	560	1180	0,35	296	314	332	348	363	378	392	406	420	433	445	469
19	16,0	10,95	1400	690	403	427	450	471	493	513	533	551	569	587	604	636	840	1,15	364	387	408	428	447	465	482	500	516	531	547	577	1190	0,35	306	325	343	359	376	391	405	420	433	447	460	486
20	16,5	11,35	1500	705	418	438	461	484	505	525	545	565	584	601	620	653	855	1,15	374	397	419	440	459	478	495	513	530	546	562	593	1205	0,35	315	334	352	370	386	401	417	431	445	460	473	498
21	17,0	11,70	1600	720	421	448	471	495	517	538	558	578	597	615	633	667	870	1,15	383	410	428	450	470	489	507	525	542	559	575	606	1220	0,35	324	343	362	380	396	413	429	445	457	471	485	511
22	17,5	12,00	1700	735	430	456	481	505	527	549	570	590	609	627	645	680	885	1,15	392	415	438	460	480	500	519	537	555	571	588	620	1235	0,35	332	352	371	389	406	423	439	455	469	483	498	524
23	18,0	12,30	1800	750	438	465	490	513	536	558	580	600	620	639	657	692	900	1,15	400	424	447	469	490	509	529	548	565	583	600	632	1250	0,35	339	360	379	398	415	432	449	465	480	495	509	536

Inhalt der elf Tafeln.

Einfache Eisenarmierung.

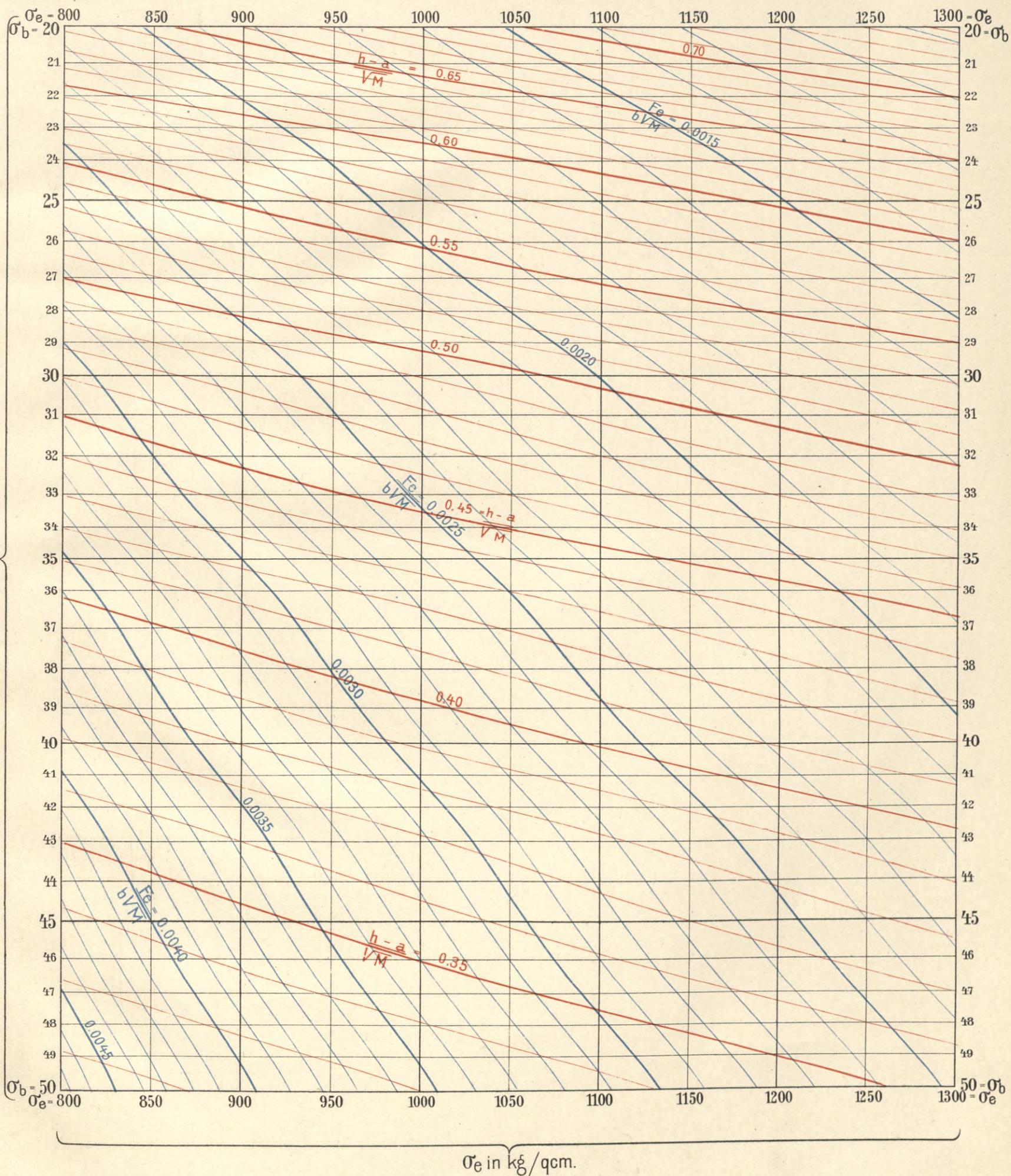
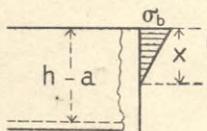
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen bei Betoneisen-Tragplatten	Tafel I
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen-Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,10$	II
$\frac{d}{h-a} = 0,15$	III
$\frac{d}{h-a} = 0,20$	IV
$\frac{d}{h-a} = 0,25$	V
$\frac{d}{h-a} = 0,30$	VI

Doppelte Eisenarmierung.

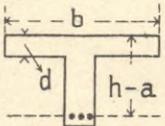
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen bei Eisenbeton-Tragplatten mit Beanspruchung der unteren Eiseneinlage von 1000 kg/qcm	VII
Graphische Darstellung der Beziehungen der Abmessungsverhältnisse von Eisenbeton-Rippenplatten bei gegebenen Beanspruchungen $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$	VIII
Exzentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns bei rechteckigem Eisenbetontragquerschnitt. Doppelte Eiseneinlage $F_e = F_e'$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$. Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen, Exzentrizität und Betonbeanspruchung	IX
Exzentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns bei rechteckigem Eisenbetontragquerschnitt. Doppelte Eisenanlage (oben und unten verschieden). Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen und Exzentrizität für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$	X
Exzentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns, Rippenförmiger Querschnitt mit Vernachlässigung einer eventuell vorhandenen oberen Eiseneinlage. Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Kraft, Kraftlage und Konstruktionsabmessungen auf der Grundlage $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$	XI

Einfache Eisenarmierung.

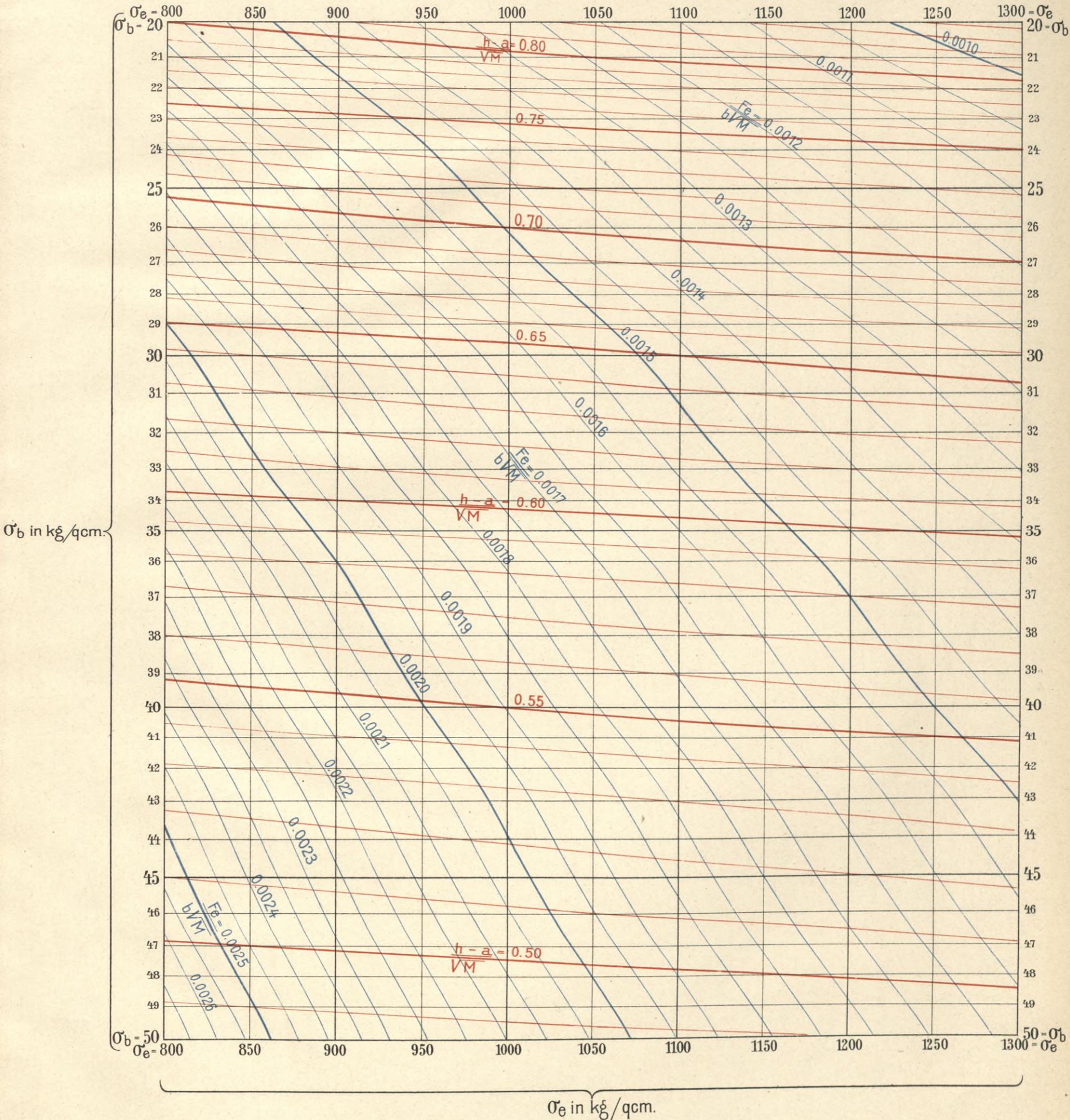
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen bei Betoneisen - Tragplatten



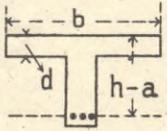
Bemerkung: Plattenbreite - 1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} - n = 15$.



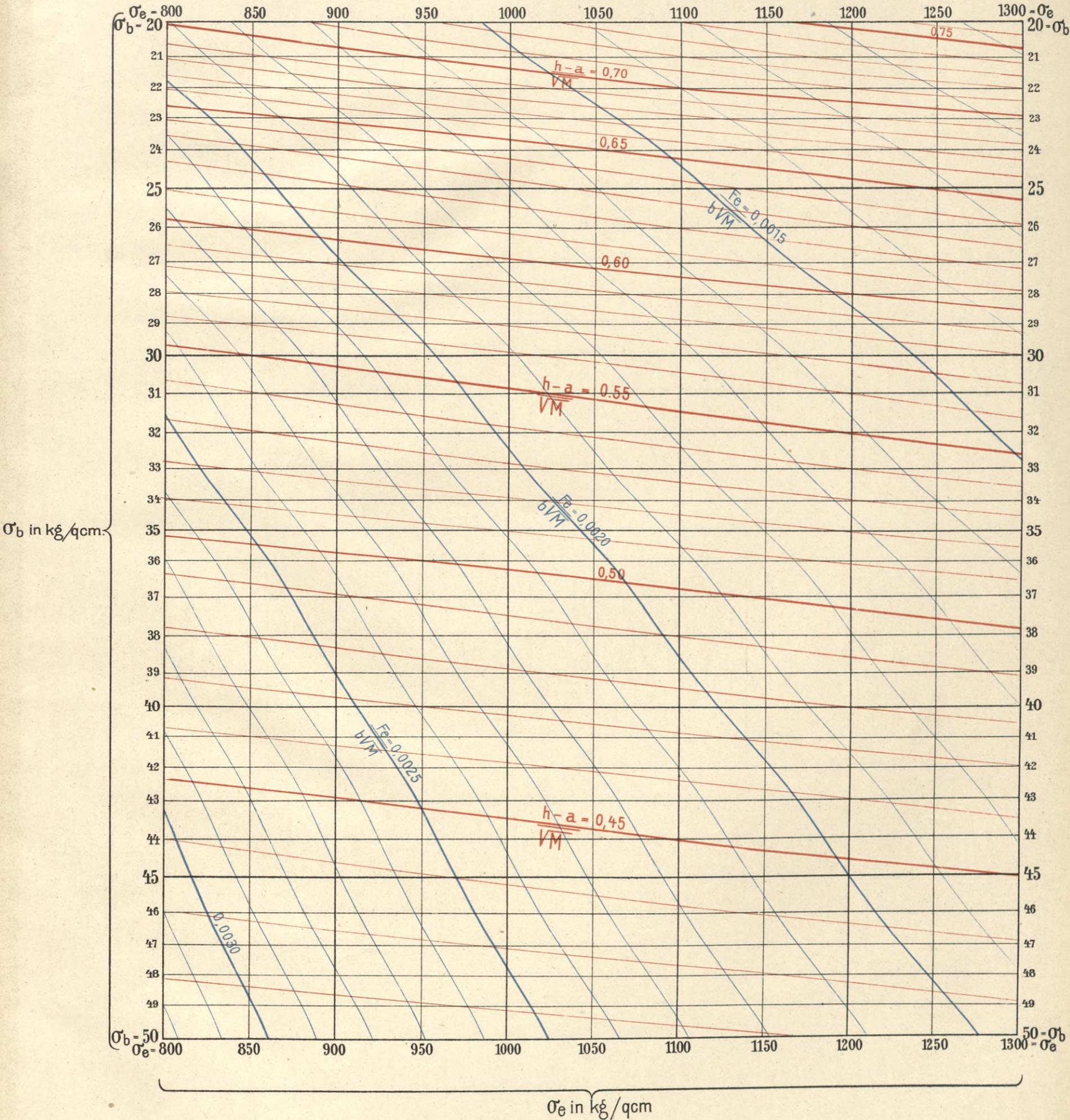
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen-Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,10$.



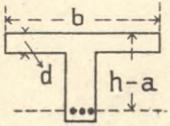
Bemerkung: Plattenbreite - 1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$.



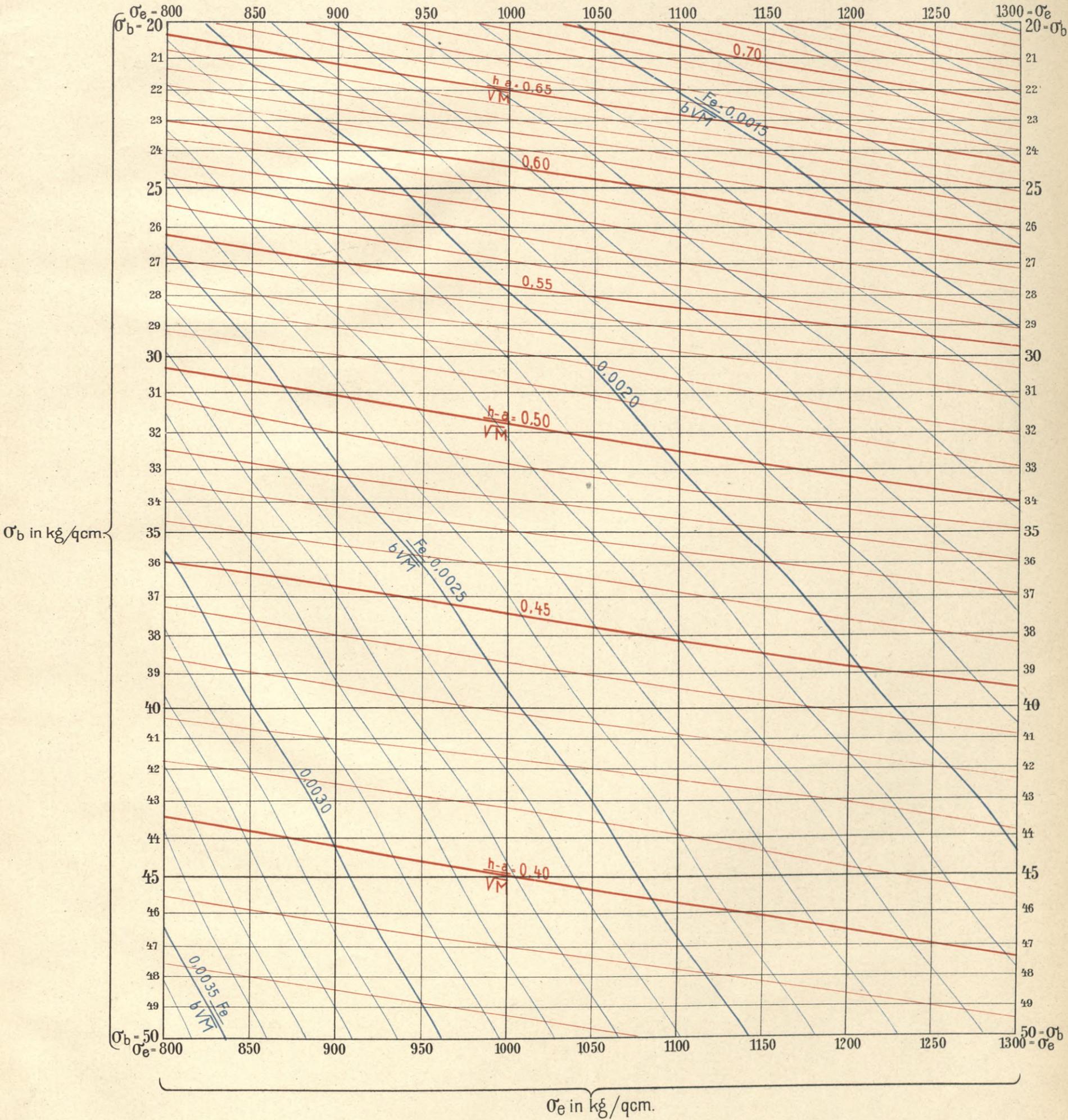
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material - Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen - Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,15$.



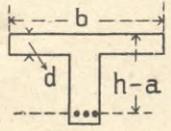
Bemerkung: Plattenbreite - 1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$.



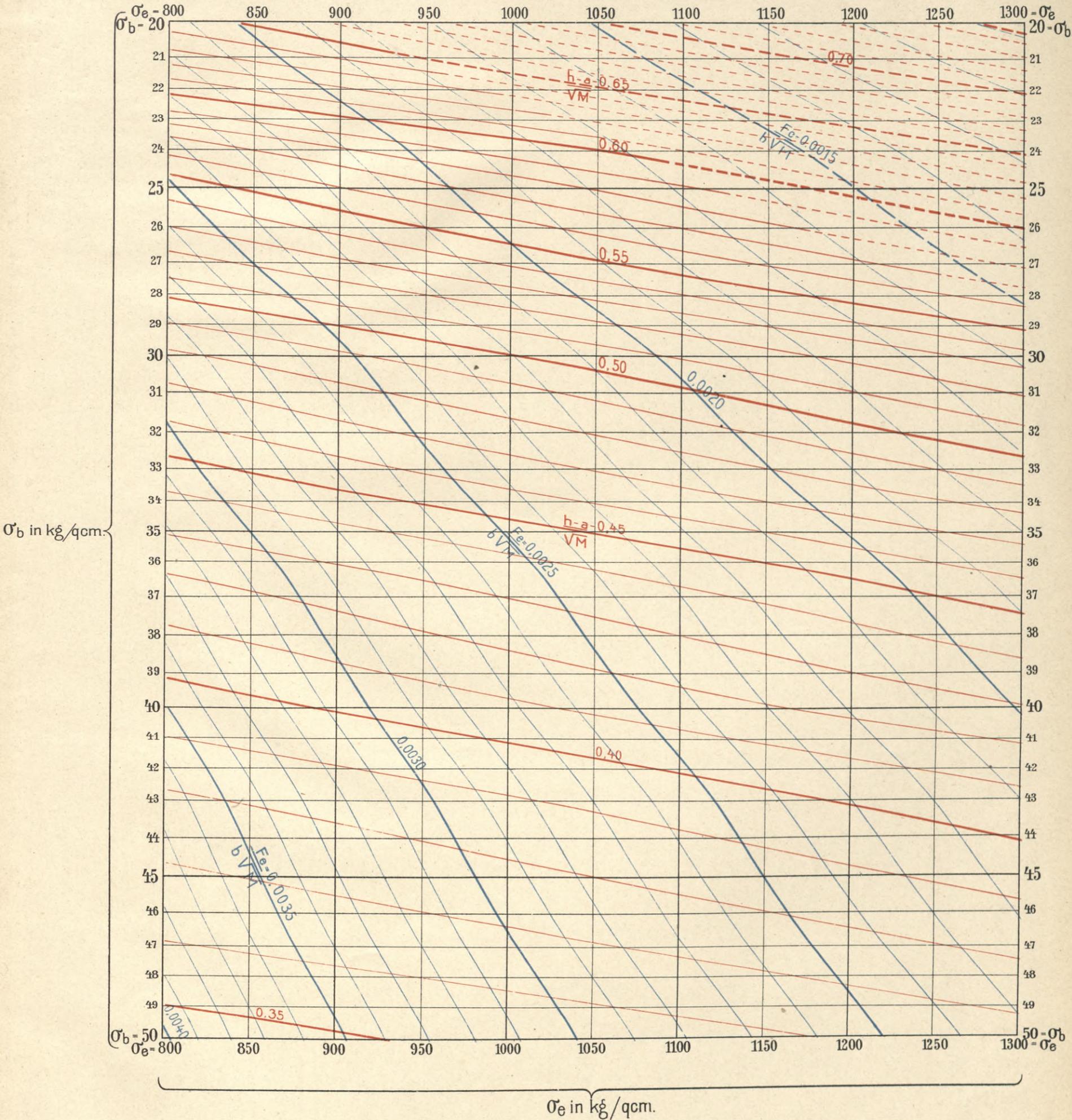
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen-Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,20$.



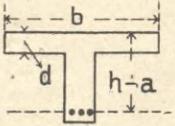
Bemerkung: Plattenbreite -1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$.



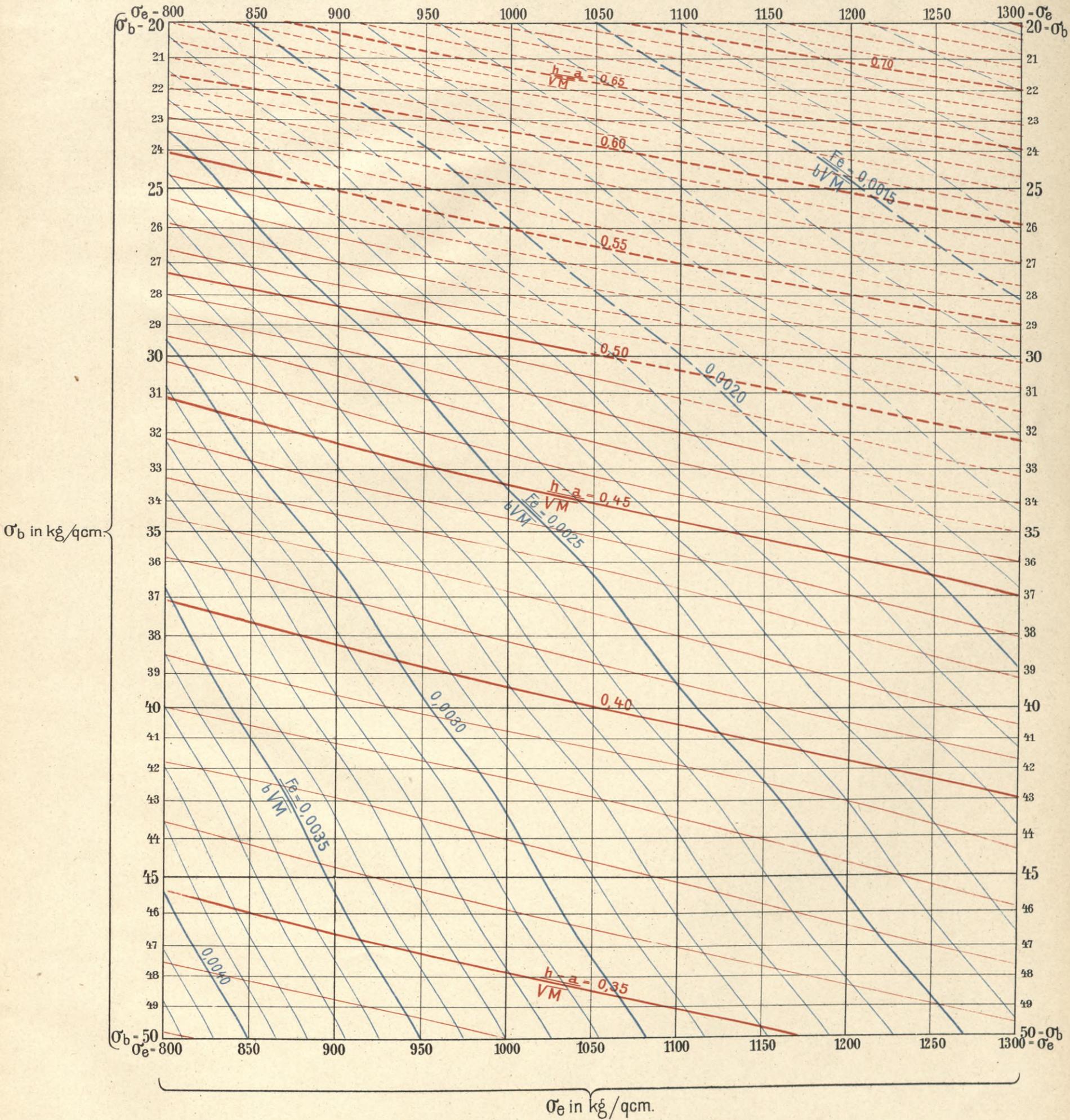
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen-Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,25$.



Bemerkung: Plattenbreite - 1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$.



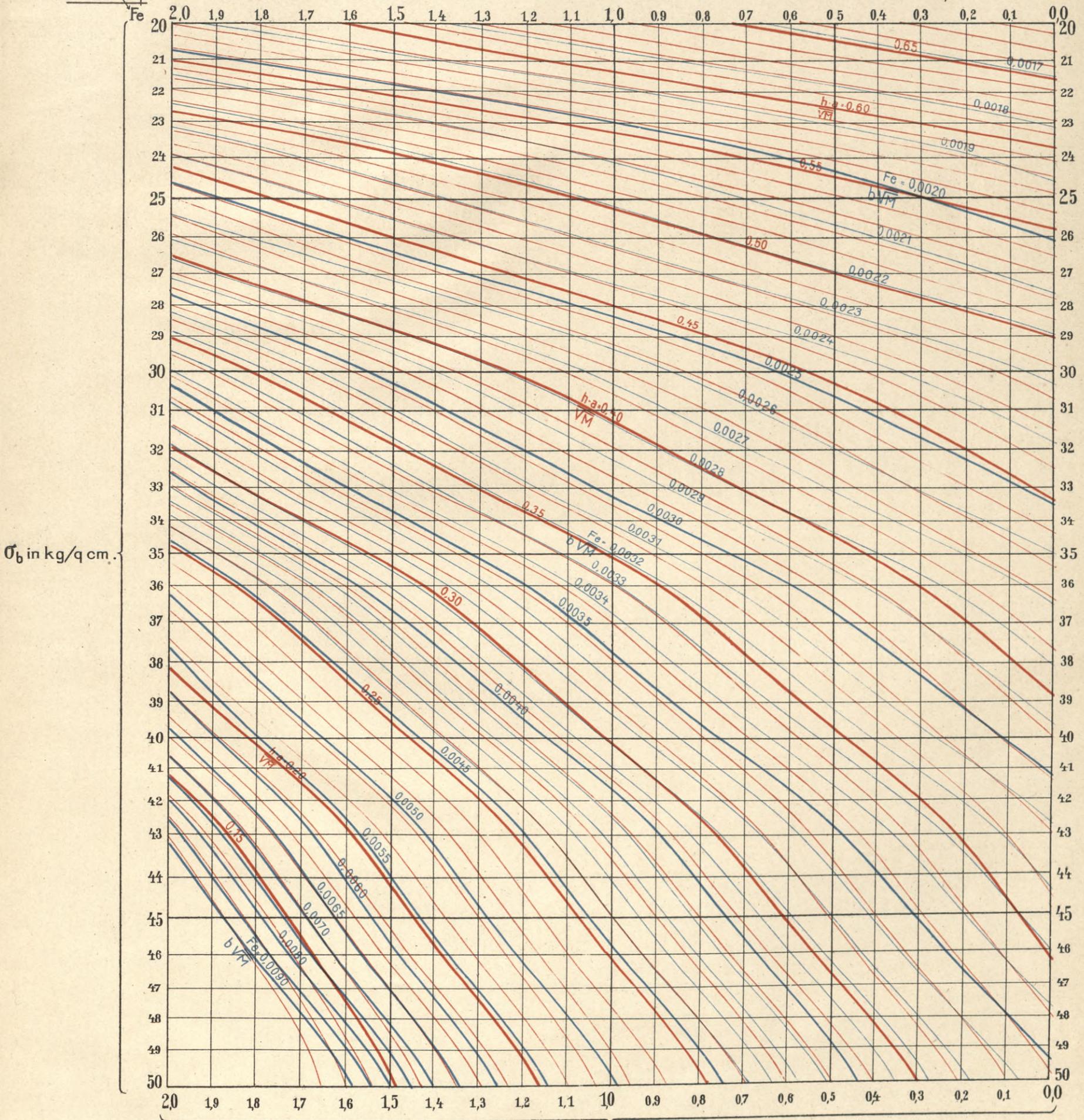
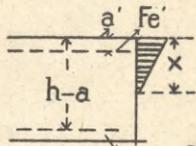
Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen der Betoneisen-Plattenbalken mit $\frac{d}{h-a} = 0,30$.



Bemerkung: Plattenbreite -1cm, h_a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$.

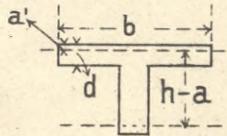
Doppelte Eisenarmierung.

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Material-Beanspruchungen und Abmessungen bei Eisenbeton-Tragplatten mit Beanspruchung der unteren Eiseneinlage von 1000 kg/qcm.



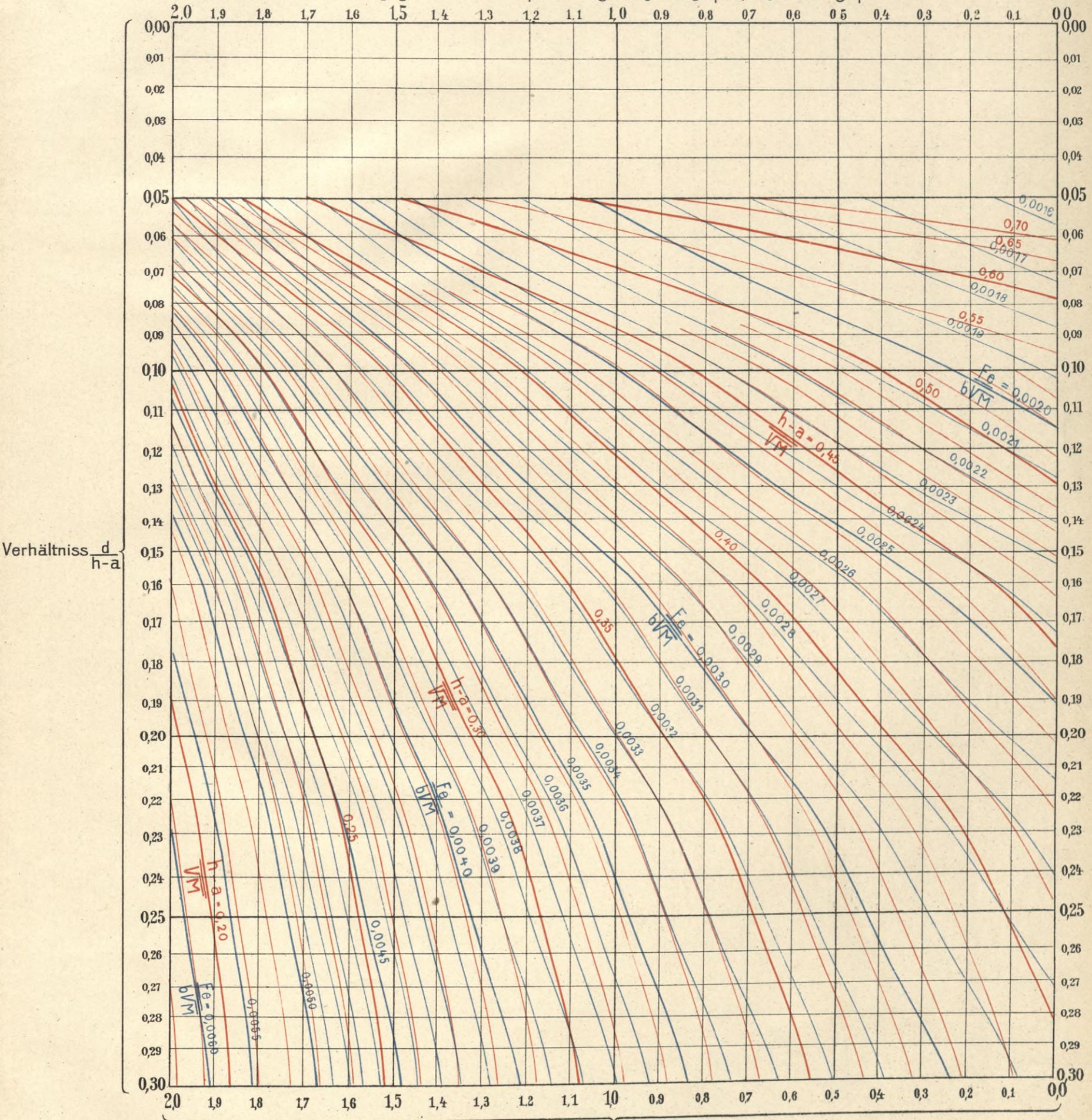
$$p = \frac{Fe' \text{ obere Eiseneinlage}}{Fe \text{ untere Eiseneinlage}}$$

Bemerkung: Plattenbreite 1cm, h-a in cm, M in cmkg, Fe in qcm, $\frac{E_e}{E_b} = 15$, $\frac{h-a}{a'} = 8$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.



Doppelte Eisenarmierung.

Graphische Darstellung der Beziehungen der Abmessungsverhältnisse von Eisenbeton-Rippenplatten bei gegebenen Beanspruchungen $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.



$p = \frac{Fe'}{Fe}$ obere Eiseneinlage
 untere Eiseneinlage

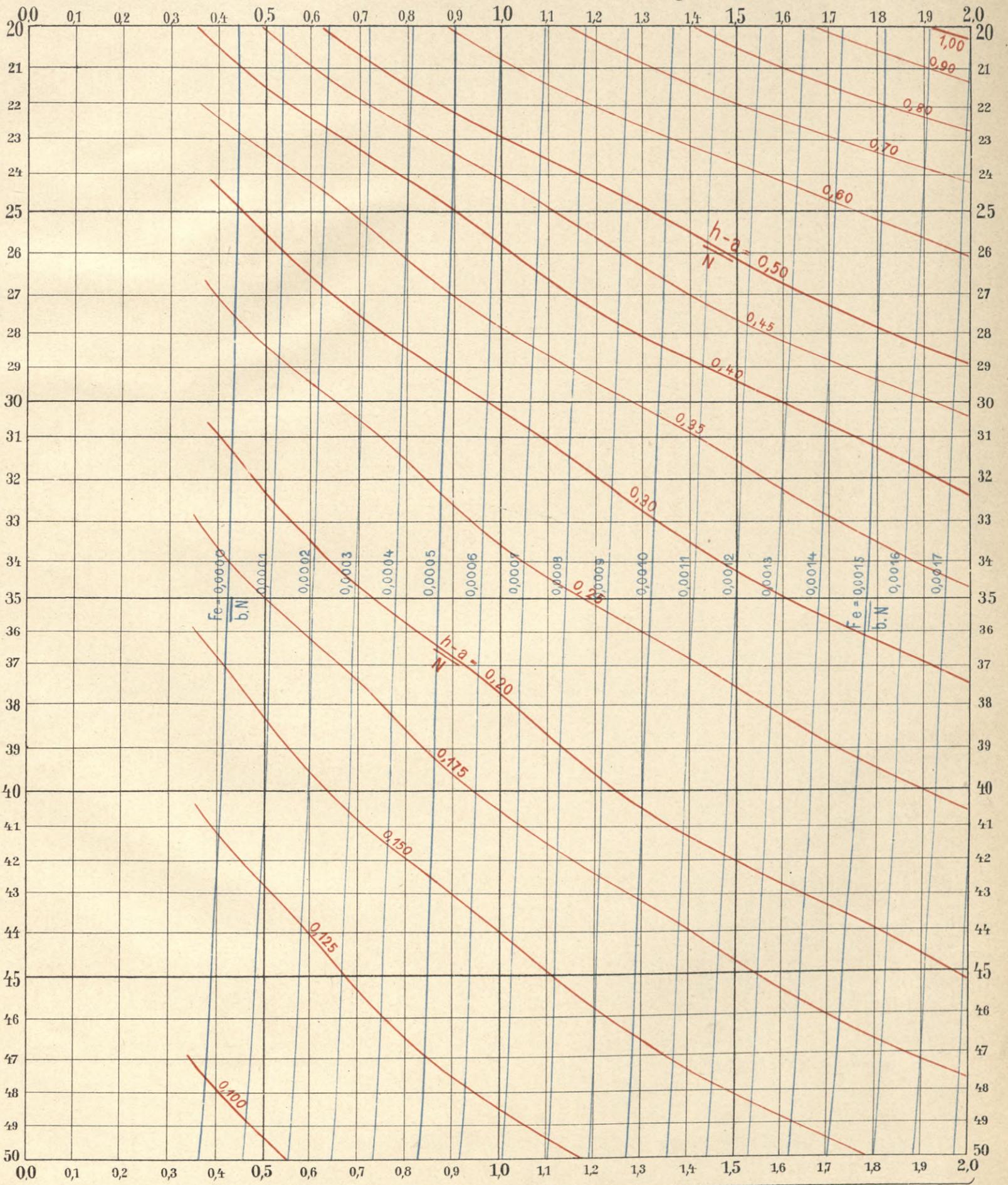
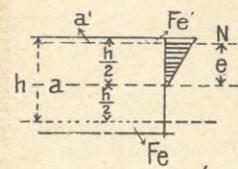
Bemerkung: Plattenbreite 1cm, h-a in cm, M in cmkg, $\frac{E_e}{E_b} = 15$, $\frac{h-a}{a'} = 8$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$.

Berichtigung für Tafel IX.

Die lotrechten Linien geben die Einteilung für $\frac{e}{h-a}$ von 0 bis 2, nicht für verschiedene Werte $p = \frac{f_0'}{f_0}$ wie irrtümlich am Fusse des Diagrammes angegeben; letzterer Wert ist konstant, wie die Überschrift ergibt.

Excentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns bei rechteckigem Eisenbetontragquerschnitt.
 Doppelte Eiseneinlage Fe-Fe', $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen, Excentricität und Betonbeanspruchung.

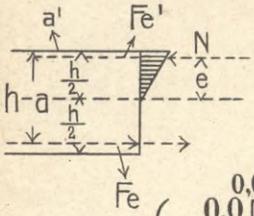


$$p = \frac{Fe' \text{ obere Eiseneinlage}}{Fe \text{ untere Eiseneinlage}}$$

Bemerkung: Plattenbreite 1cm, h-a in cm N in kg, Fe und Fe' in qcm, $\frac{E_e}{E_b} = 15$, $\frac{a}{h-a} = \frac{a'}{h-a} = 0,08$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.

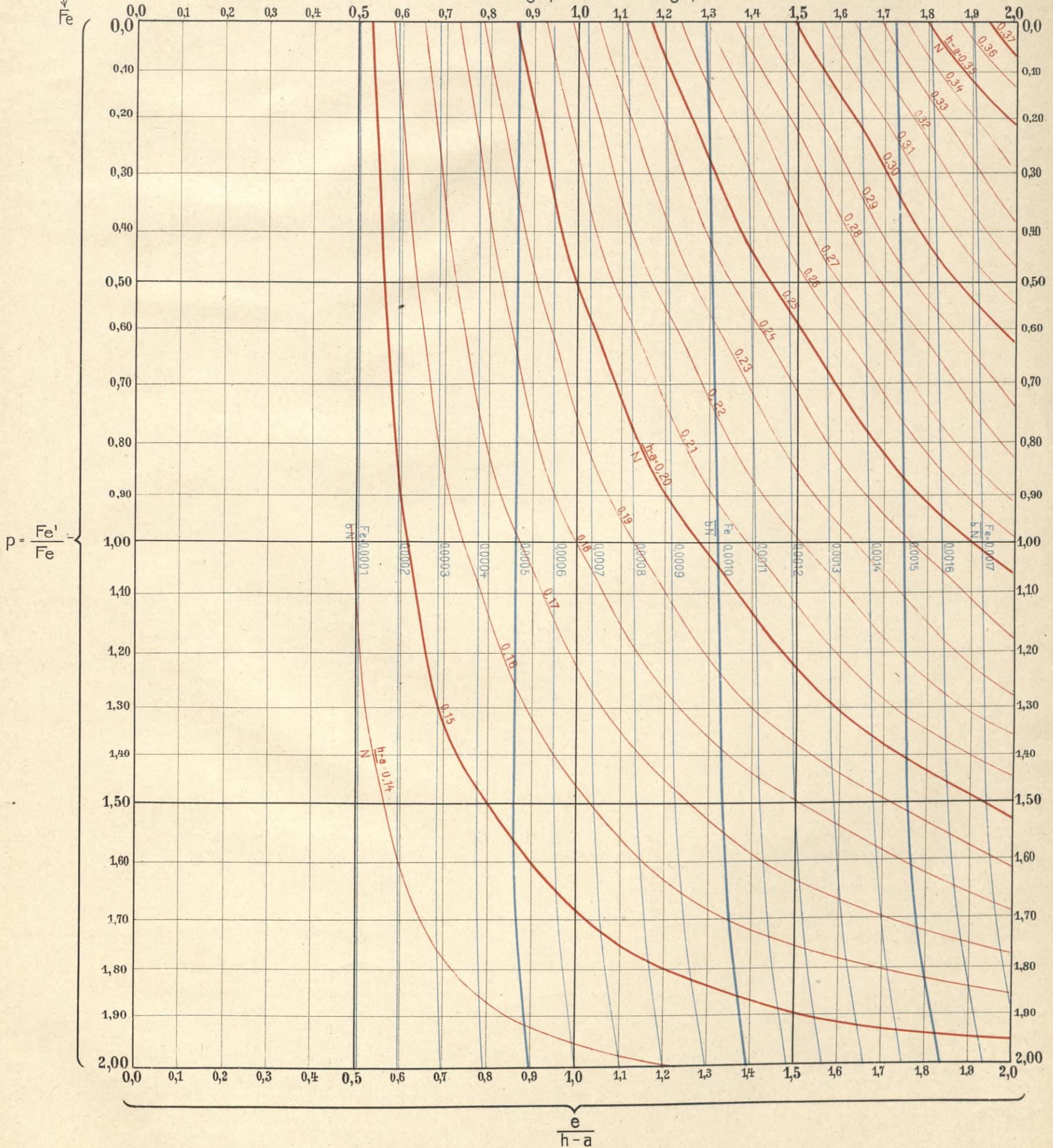
Excentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns bei rechteckigem Eisenbetontragquerschnitt.

Doppelte Eiseneinlage (oben und unten verschieden).



Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Konstruktionsabmessungen und Excentricität.

für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.



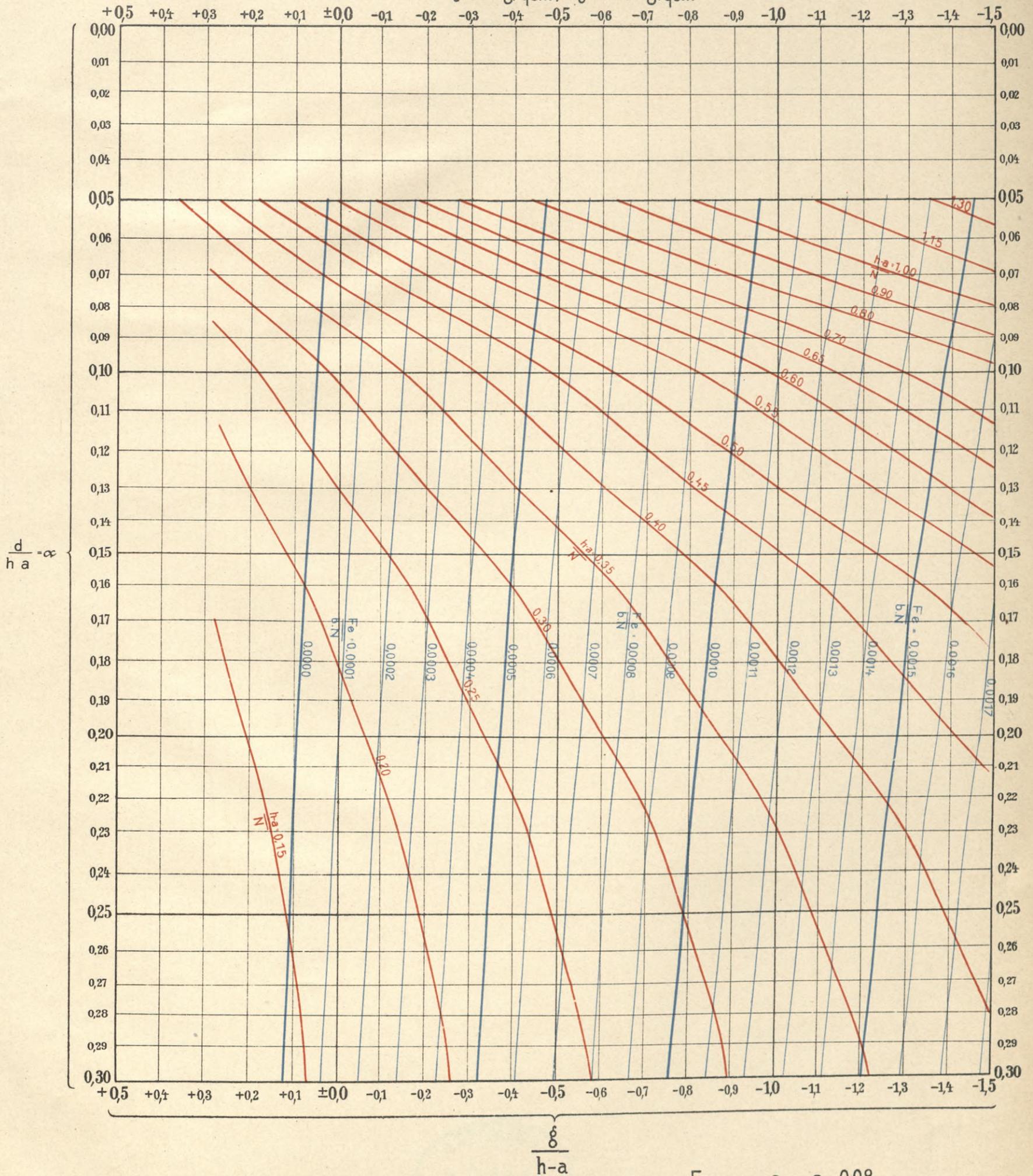
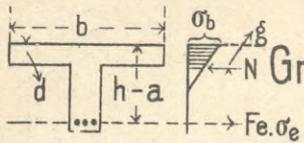
Bemerkung: Plattenbreite 1cm, h-a in cm, N in kg, Fe und Fe' in qcm, $\frac{E_e}{E_b} = 15$, $\frac{a}{h-a} = \frac{a'}{h-a} = 0,08$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$.
 $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$.

Excentrische Druckbeanspruchung ausserhalb des Kerns.

Rippenförmiger Querschnitt mit Vernachlässigung einer eventuell vorhandenen oberen Eiseneinlage.

Graphische Darstellung der Beziehungen zwischen Kraft, Kraftlage und Konstruktionsabmessungen auf der Grundlage

$\sigma_b = 40 \text{ Kg/qcm}, \sigma_e = 1000 \text{ Kg/qcm}$



Bemerkung: Plattenbreite 1cm, h-a in cm, N in Kg, Fe und Fe' in qcm, $\frac{E_e}{E_b} = 15, \frac{a}{h-a} = 0,08$.



nr 2021

S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

IV 35167

L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000304058