

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100247490

Fölzer 

Träger u. Brücken

Text

L 482
m





Unterrichtswerke



I. Staatspreis.

für

Goldene Medaille.

Selbstunterricht, Schule und Bureau.

(Eingeführt am Technikum Strelitz.)

Träger und Brücken.

Mit 489 Abbildungen.

Verfasst von

Diplomingenieur E. Fölzer,

Fachlehrer an der staatlichen Baugewerkschule zu Lübeck.



(Text)

Jeder Nachdruck verboten.

1913. 1180



Strelitz in Mecklenburg.

Polytechnischer Verlag M. Hittenkofer.

[1910]



Unternehmenswerke



Selbstunterricht, Schule und Bureau

Träger und Brücken



In. 20120.



3542454/1

Vorwort.

Vorliegendes Werk über statisch bestimmte Balkenbrücken und Träger mit voller und gegliederter Wandung soll hauptsächlich dem Techniker ein gutes Hilfsmittel zur Berechnung und zum Entwerfe dieser Eisenkonstruktionen sein. Da nun das Gebiet der Statik auf unseren technischen Lehranstalten noch immer sehr stiefmütterlich behandelt wird, so durften bei der Abfassung des Werkes die Anforderungen an die Vorkenntnisse nicht zu hoch gestellt werden. Nur die niedere Mathematik und die Grundgesetze der Statik und Festigkeitslehre wurden als bekannt vorausgesetzt.

Wenn nun der Verfasser der Biegefestigkeit, speziell dem Träger auf zwei, Stützen einen besonderen Abschnitt gewidmet hat, so geschah dies einzig und allein aus dem Grunde, um dieses für die Berechnung von Trägern und Brücken so überaus wichtige Kapitel noch einmal in gedrängter, aber leicht fasslicher Form klar zu legen, denn jahrelange Erfahrung hat gezeigt, dass die Biegefestigkeit nicht genug wiederholt werden kann.

Die Bestimmung der Momente bei den Brücken mit voller Wandung, wie auch der Spannungen in den Stäben der Fachwerke, erfolgte mit Hilfe der Einflusslinien, deren Anwendungen in einem besonderen Kapitel behandelt wurden.

Bei der Abfassung des Werkes war der Grundsatz massgebend, dass auf den Lernenden nichts klarer und überzeugender einwirkt, als eine grosse Reihe genau und ausführlich durchgerechneter Beispiele.

Für ein weiteres Studium mögen die ganz vorzüglichen Werke

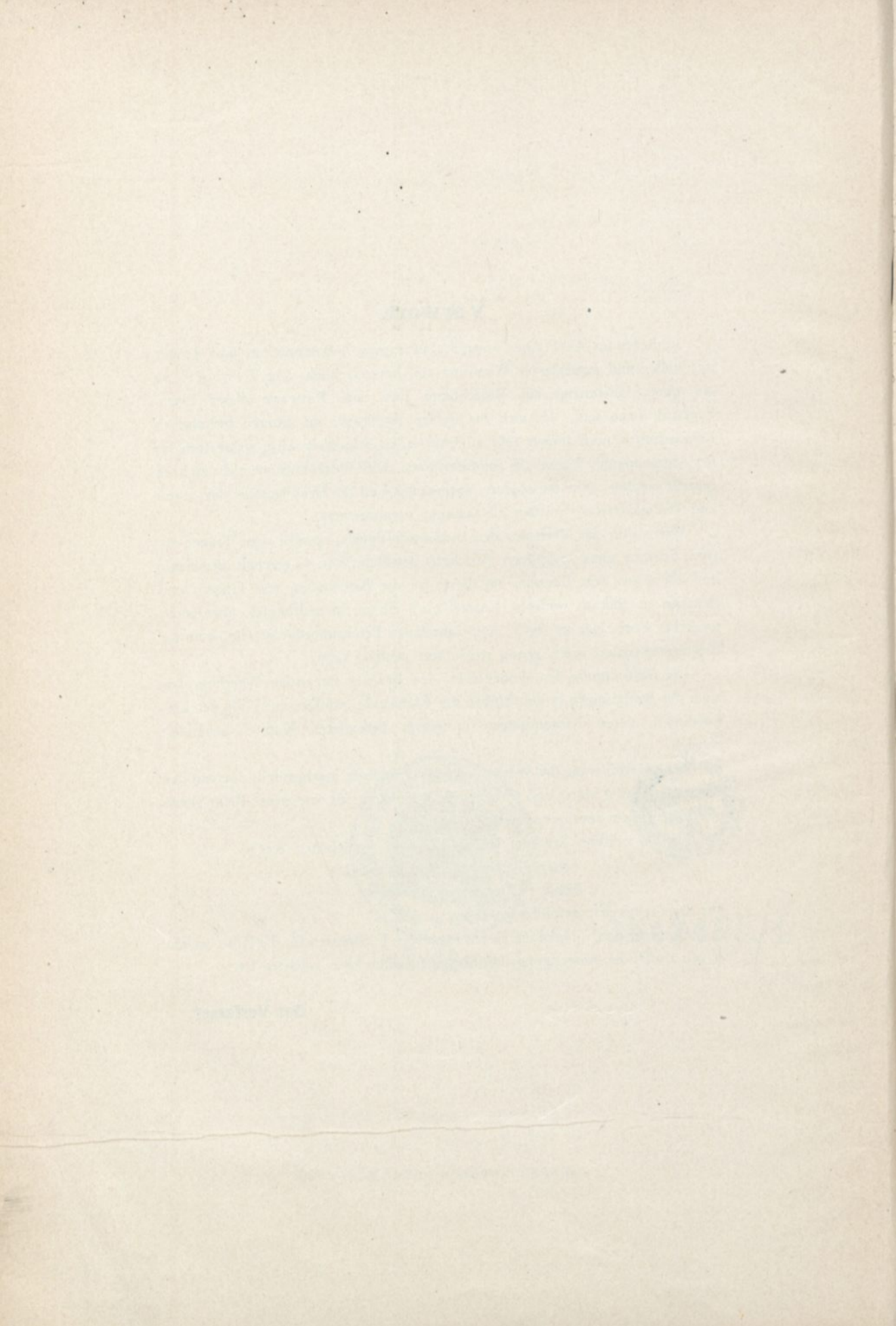
Schaper: „Die eisernen Brücken“

Häsler: „Der Brückenbau“

nur angelegenlichst empfohlen werden.

An dieser Stelle danke ich Herrn Ingenieur J. Sörensen für die Hilfe, welche er mir durch die Anfertigung der Entwurfszeichnungen geleistet hat.

Der Verfasser.



Inhaltsverzeichnis.

Erstes Kapitel.

Allgemeines und Einteilung. Angreifende Kräfte. Zulässige Inanspruchnahme der Materialien. Normalprofile des lichten Raumes und Konstruktionshöhe. Lichte Weite und Stützweite. Gefälle der Brücken.

	Seite
A. Allgemeines und Einteilung	1
B. Angreifende Kräfte	3
I. Verkehrsbelastung	3
1. Verkehrsbelastung der Eisenbahnbrücken	3
2. Verkehrsbelastung der Strassenbrücken	4
3. Verkehrsbelastung der Fussgängerbrücken	5
II. Eigengewichtsbelastung	5
1. Eigengewicht der Eisenbahnbrücken	6
2. Eigengewicht der Strassenbrücken	8
3. Eigengewicht der Fussgängerbrücken	9
III. Winddruck	9
IV. Horizontalkraft durch Schlingern der Lokomotiven	9
V. Zentrifugalkraft.	10
VI. Bremskraft der Lokomotiven und Wagen	10
VII. Der Stosskoeffizient	10
C. Zulässige Inanspruchnahme der Materialien	11
D. Normalprofile des lichten Raumes	11
I. Normalprofile für Eisenbahnbrücken	11
II. Normalprofile für Strassenbrücken	12
III. Konstruktionshöhe	12
E. Stützweite der Brücken	12
F. Gefälle der Brücken	13

Zweites Kapitel.

Der Niet und das Setzen der Niete. Berechnung der erforderlichen Nietenzahl. Der Träger auf 2 Stützen. Die Schrauben und Bolzen. Der Blechträger.

A. Der Niet und das Setzen der Niete	14
I. Der Niet	14
II. Das Setzen der Niete	15
1. Das Setzen der Niete im Flacheisen	15
2. Das Setzen der Niete im Winkелеisen	16
3. Das Setzen der Niete im \square -Eisen	18
III. Berechnung der erforderlichen Nietenzahl	19

	Seite
B. Der Träger auf 2 Stützen	23
C. Die Schrauben und Bolzen	29
I. Die Kopf- und Mutterschraube	29
II. Die Steinschraube	30
III. Die Bolzenschraube	31
IV. Der Gelenkbolzen	31
D. Der Blechträger	34
I. Einleitung	34
II. Das Stehblech	35
III. Die Gurtwinkel	38
IV. Die Lamellen	40
V. Bestimmung der Widerstandsmomente und Querschnitte	41
VI. Durchgerechnete Beispiele	45

Drittes Kapitel.

Die Fahrbahnkonstruktion und das Fahrbahngerippe.

A. Die Fahrbahnkonstruktion	53
I. Fahrbahnkonstruktion der Eisenbahnbrücken	53
1. Fahrbahndecke	53
2. Fahrbahntafel	53
II. Fahrbahnkonstruktion der Strassenbrücken	54
1. Fahrbahndecke	54
2. Fahrbahntafel	57
III. Abdeckung und Belag der Fusswege	62
B. Das Fahrbahngerippe	63
I. Fahrbahngerippe der Eisenbahnbrücken	63
1. Die Längs- oder Schwellenträger	63
2. Die Querträger	67
II. Fahrbahngerippe der Strassenbrücken	69
1. Die Längsträger	69
2. Die Querträger	79
III. Längs- und Querträger der Fussgängerbrücken	85
C. Der Anschluss der Längsträger an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger	87
I. Anschluss der Längsträger an die Querträger	87
II. Anschluss der Querträger an die Hauptträger	96

Viertes Kapitel.

Konsolen und Geländer. Endabschlüsse.

A. Konsolen und Geländer	99
I. Blechkonsolen	99
II. Gitterkonsolen	102
B. Endabschlüsse	107
I. Eisenbahnbrücken	107
II. Strassenbrücken	109

Fünftes Kapitel.

Windverband. Querverband. Portale. Bremsverband.

A. Der Windverband	111
I. Die Standsicherheit der Brücken unter Berücksichtigung des Winddruckes	111
II. Allgemeine Anordnung des Windverbandes	112
1. Walzbalken- und Blechträgerbrücken	112
2. Fachwerkbrücken	113
III. Senkrechte Zusatzkräfte in den Hauptträgern, hervorgerufen durch den Winddruck	113
IV. Berechnung des Windverbandes	116
B. Der Querverband	123
I. Der Querverband mit einfachen schlaffen Kreuzdiagonalen	123
II. Der Querverband mit einfachen steifen Kreuzdiagonalen	124
III. Der Querverband mit einer einfachen „K“-Verstrebung	124
IV. Der Querverband mit mehreren nebeneinander angeordneten „K“-Streben	125
C. Die Portale	126
I. Das oben offene Portal	126
II. Das geschlossene Portal	128
1. Das geschlossene Portal ohne Eckaussteifungen	128
2. Das geschlossene Portal mit Strebenaussteifungen in den oberen Ecken	130
3. Das geschlossene Portal mit Strebenaussteifungen in allen vier Ecken	133
D. Der Bremsverband	141

Sechstes Kapitel.

Die Auflager.

A. Allgemeines	142
B. Die einzelnen Lagerarten	142
I. Das Tangentialgleitlager	142
II. Das Tangentialwiegelager	145
III. Das Tangentialgleitlager auf Rollen	147
IV. Das Zapfen- und Bolzenkipplager auf Rollen oder Flachwalzen	150

Siebentes Kapitel.

Die Anwendung der Einflusslinien.

A. Der Träger ist durch stetige Belastung unmittelbar beansprucht . .	163
I. Bestimmung des Auflagerdruckes	163
II. Bestimmung der Querkraft	164
III. Bestimmung des Momentes	165
B. Der Träger ist durch bewegliche Belastung unmittelbar beansprucht	165
I. Bestimmung des Auflagerdruckes	166
II. Bestimmung des Momentes	166
III. Bestimmung der Querkraft	166
C. Der Träger ist durch stetige oder bewegliche Belastung mittelbar be- ansprucht	167
I. Bestimmung des Auflagerdruckes	167
II. Bestimmung der Auflagerreaktion	167

	Seite
III. Bestimmung des Momentes	167
IV. Bestimmung der Querkräfte	169
D. Der Fachwerkträger mit stetiger und beweglicher Belastung . . .	173

Achstes Kapitel.

Die Hauptträger.

A. Die Hauptträger der Walzbalkenbrücken	179
B. Die Hauptträger der Blechträgerbrücken	182
C. Die Hauptträger der Fachwerkbrücken	188
I. Allgemeines	188
II. Berechnung der Stabquerschnitte	190
III. Formgebung der Stabquerschnitte	191
1. Der Obergurt	191
2. Der Untergurt	193
3. Die Wandglieder	193
IV. Stösse der Gurtungen und Ausbildung der Knotenpunkte	194
V. Übungsbeispiele	195

Erstes Kapitel.

Allgemeines und Einteilung. Angreifende Kräfte. Zulässige Inanspruchnahme der Materialien. Normalprofile des lichten Raumes und Konstruktionshöhe. Lichte Weite und Stützweite. Gefälle der Brücken.

A. Allgemeines und Einteilung.

Unter einer Balkenbrücke versteht man eine Brücke, bei welcher die Auflagerung einen senkrecht von „oben“ nach „unten“ wirkenden Druck erleidet (Fig. 1).

In statischer Beziehung sind diese Brücken statisch bestimmt. Aus diesem Grunde kann ihre Berechnung mit Hilfe der einfachen Gleichgewichtsbedingungen erfolgen.

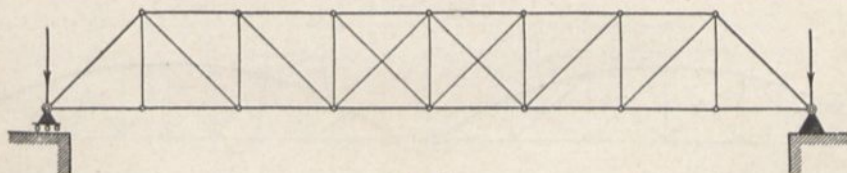


Fig. 1.

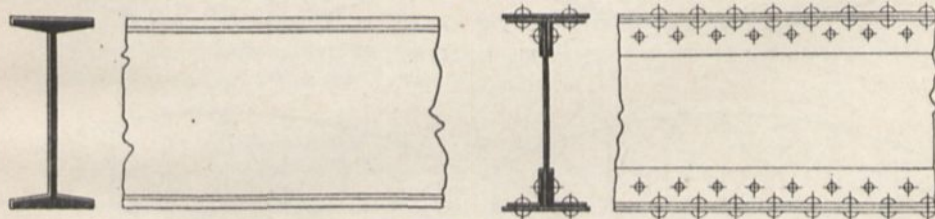


Fig. 2.

Fig. 3.

Man teilt diese Brücken zweckmässig ein in:

I. Balkenbrücken mit voller Wandung.

Unter diesen Balkenbrücken versteht man Brücken, bei welchen die Hauptträger in ihrer Gesamtansicht ein ununterbrochenes Ganze darstellen:

a) Walzbalkenbrücken, bei welchen der Hauptträger aus einem Walzprofil besteht (Fig. 2).

b) Blechträgerbrücken, bei welchen der Hauptträger aus einem Blechträger besteht (Fig. 3).

II. Balkenbrücken mit gegliederter Wandung.

(Fachwerkbalkenbrücken.)

Unter diesen Balkenbrücken versteht man Brücken, bei welchen die Hauptträger aus einzelnen Stäben zusammengesetzt sind.

a) Parallelträgerbrücken und davon abgeleitete Formen (Fig. 4—7).

b) Trapezträgerbrücken (Fig. 8—11).

c) Parabel- und Segmentträgerbrücken (Fig. 12—15).

d) Halbparabel- und Halbsegmentträgerbrücken (Fig. 16—17).

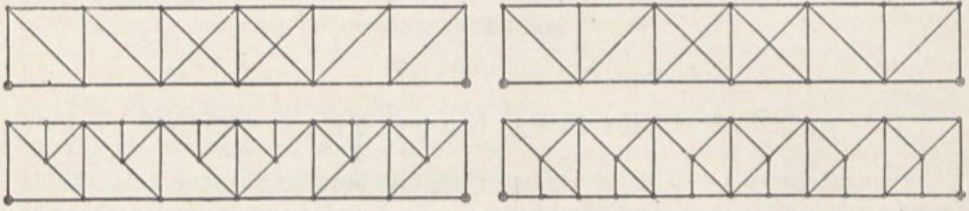


Fig. 4—7.

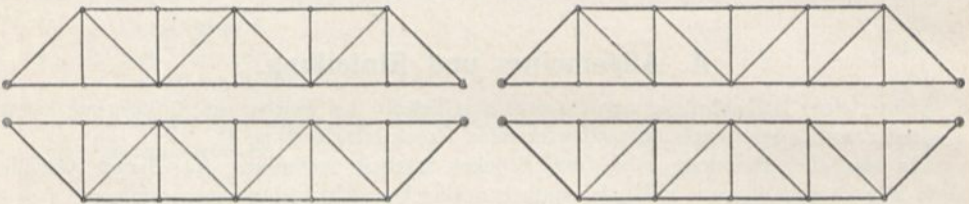


Fig. 8—11.

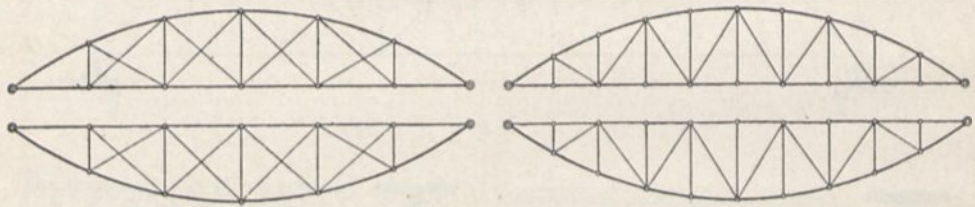


Fig. 12—15.

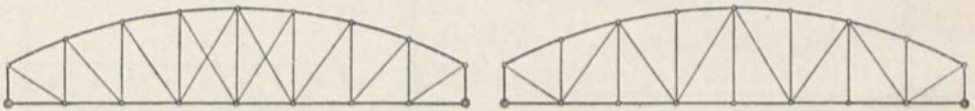


Fig. 16—17.

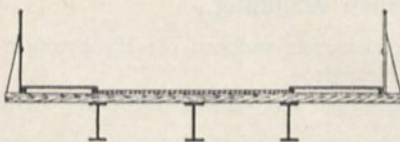


Fig. 18.

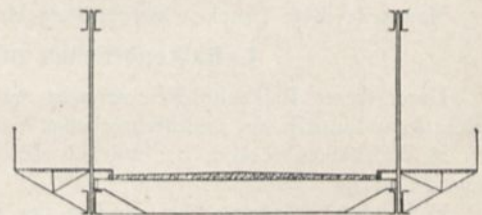


Fig. 19.

Ausserdem erfolgt die Einteilung der Balkenbrücken je nach der Verkehrsbelastung in:

1. Eisenbahnbrücken,
2. Strassenbrücken,
3. Fussgängerbrücken.

Eine andere Einteilung ergibt sich noch aus dem Umstande, ob die Fahrbahn auf den Hauptträgern (Fig. 18) oder zwischen den Hauptträgern (Fig. 19) angeordnet ist.

B. Die angreifenden Kräfte.

I. Verkehrsbelastung.

1. Verkehrsbelastung der Eisenbahnbrücken.

Da die meisten Staaten für ihren Eisenbahnbetrieb und somit auch für die Verkehrsbelastungen für sich besondere Vorschriften haben, so sollen in Folgendem für Hauptbahnen die Belastungsangaben der preussisch-hessischen Staatsbahnen, für Nebenbahnen folgende Belastungsschemas der Berechnung zugrunde gelegt werden.

Anmerkung: Die angegebenen Lastzahlen bedeuten hier als auch weiterhin den Raddruck und nicht die Achslast.

a) Hauptbahnen.

Das Belastungsschema ist in Fig. 20 zur Darstellung gebracht.

Gehen nur 4 Lokomotivräder auf den zu berechnenden Konstruktionsteil, so ist jedes Rad mit 9 t einzuführen; bei 3 Rädern jedes Rad mit 9,5 t und 2 Rädern und 1 Rad jedes Rad mit 10 t.

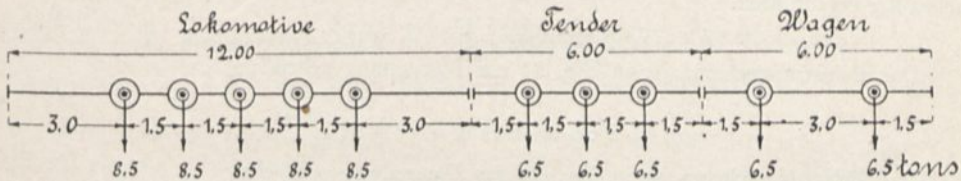


Fig. 20.

b) Normalspurige Nebenbahnen.

Das Belastungsschema ist in Fig. 21 zur Darstellung gebracht.

Gehen nur 2 Lokomotivräder auf den zu berechnenden Konstruktionsteil, so ist jedes Rad mit 5,5 t und bei 1 Rad mit 6 t einzuführen.

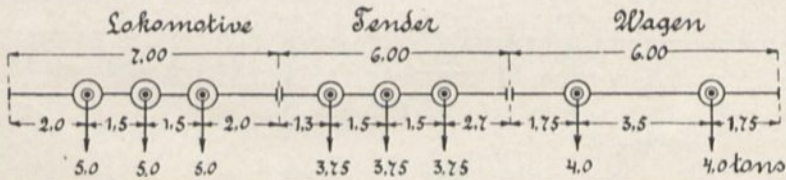


Fig. 21.

c) Nebenbahnen mit 1,00 m Spur.

Das Belastungsschema ist in Fig. 22 zur Darstellung gebracht.

Gehen nur 2 Lokomotivräder auf den zu berechnenden Konstruktionsteil, so ist jedes Rad mit 5 t und bei 1 Rad mit 5,5 t einzuführen.

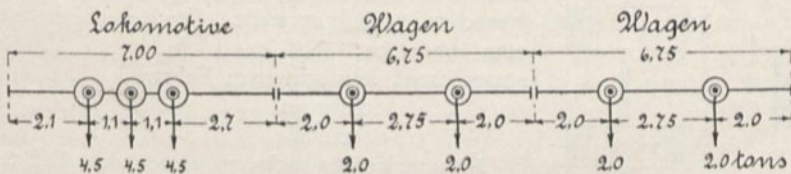


Fig. 22.

d) Nebenbahnen mit 0,75 m Spur.

Das Belastungsschema ist in Fig. 23 zur Darstellung gebracht.

Gehen nur 2 Lokomotivräder auf den zu berechnenden Konstruktionsteil, so ist jedes Rad mit 4,5 t und bei 1 Rad mit 5 t einzuführen.

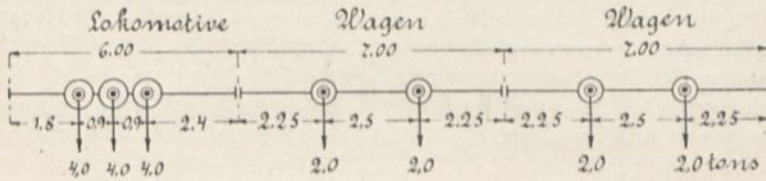


Fig. 23.

2. Verkehrsbelastung der Strassenbrücken.

Für die Berechnung der Nebenkonstruktionen, der Längs- und Querträger, sowie der Hauptträger bei Balkenbrücken mit voller Wendung sind stets Einzellasten der Verkehrsbelastung einzuführen.

a) Leichtes Fuhrwerk.

Das Belastungsschema ist in Fig. 24 zur Darstellung gebracht.

b) Schweres Fuhrwerk.

Das Belastungsschema ist in Fig. 25 zur Darstellung gebracht.

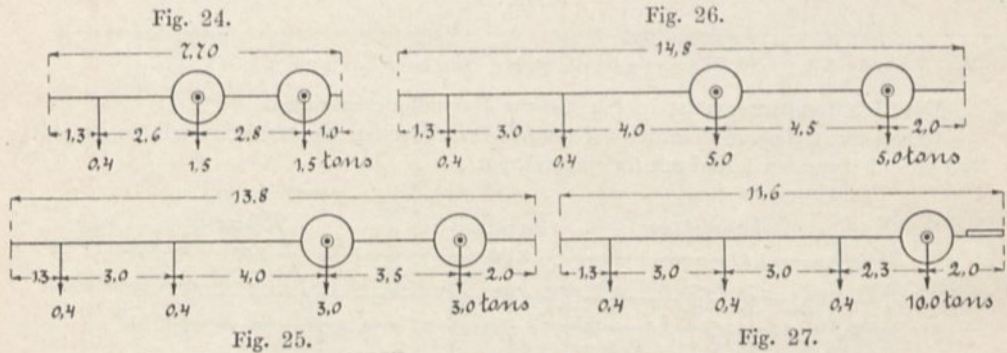


Fig. 25.

Fig. 27.

c) Sehr schweres Fuhrwerk.

Das Belastungsschema ist in Fig. 26 zur Darstellung gebracht.

Anmerkung: Die Spurweite der Fuhrwerke nimmt man zu 1,4 m und ihre Kastenbreite zu 2,3 m an.

Bei der Berechnung wird nun so vorgegangen, dass man sich die Brücke mit so viel Wagenzügen besetzt denkt, als eben möglich ist, während man sich die Zwischenräume mit Menschen angefüllt vorstellt. Für Menschenbelastung kann man annehmen:

entsprechend sehr schwerem Fuhrwerk 450 kg/m²
 „ schwerem „ 400 „
 „ leichtem „ 350 „

Mitunter kann es auch vorkommen, dass die Brücke durch Strassenwalzen von Pferden gezogen (Walzenbreite 1,3 m) (Fig. 27) oder durch Dampfwalzen (Fig. 28) beansprucht wird.

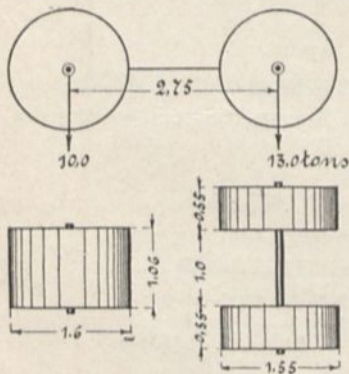


Fig. 28.

Für die Berechnung der Hauptträger der Balkenbrücken mit Fachwerk pflegt man an Stelle der Einzellasten eine gleichmässig verteilte Belastung einzuführen, und zwar:

$$\begin{aligned} \text{für sehr schweres Fuhrwerk } g &= 0,28 + \frac{8,4}{l} \text{ t/m}^2 \\ \text{,, schweres } \text{,,} \quad g &= 0,34 + \frac{2,6}{l} \text{ t/m}^2 \\ \text{,, leichtes } \text{,,} \quad g &= 0,37 + \frac{1,7}{l} \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

In diesen Gleichungen bedeutet l die Stützweite der Brücke in m.

Beispiel: Eine Strassenbrücke für schweres Fuhrwerk habe eine Spannweite von 42,00 m und eine Fahrbahnbreite von 6,00 m. Wie gross ist die Verkehrsbelastung für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$\begin{aligned} g &= 0,34 + \frac{2,6}{42} = 0,402 \text{ t/m}^2 \\ q &= \frac{6}{2} \cdot 0,402 = 1,206 \text{ t/lfd. m.} \end{aligned}$$

3. Verkehrsbelastung der Fussgängerbrücken und Konsolen.

Für sehr regen Verkehr	550 kg/m ²
,, regen ,,	450 ,,
,, schwachen ,,	350 ,,

Beispiel: Eine Fussgängerbrücke für schwachen Verkehr habe eine Breite von 2,4 m. Wie gross ist die Verkehrsbelastung für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$q = \frac{2,4}{2} \cdot 350 = 420 \text{ kg/lfd. m.}$$

Beispiel: Eine Strassenbrücke für sehr schweres Fuhrwerk habe eine Spannweite von 56,00 m und eine Fahrbahnbreite von 7,00 m. Ausserdem sind auf jeder Seite je 1,5 m breite Fusswege auf Konsolen für regen Verkehr angeordnet. Wie gross ist die Verkehrsbelastung für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$g_f = 0,28 + \frac{8,4}{56} = 0,43 \text{ t/m}^2$$

$$q_f = \frac{7}{2} \cdot 0,43 = 1,505 \text{ t/lfd. m}$$

$$g_k = 450 \text{ kg/m}^2 = 0,45 \text{ t/m}^2$$

$$q_k = 1,5 \cdot 0,45 = 0,675 \text{ t/lfd. m}$$

$$q = 1,505 + 0,675 = 2,18 \text{ t/lfd. m.}$$

II. Eigengewichtsbelastung.

Da das Eigengewicht der Brücken von den Grössenverhältnissen, der Verkehrsbelastung, der Fahrbahnkonstruktion und anderen Nebenumständen abhängig, somit also das Eigengewicht fast einer jeden Brücke verschieden, da ferner dem Anfänger Zeichnungen von ausgeführten Brücken, aus welchen ja das Eigengewicht entnommen werden könnte, selten oder gar nicht zur Verfügung stehen, so sollen im folgenden Angaben über Eigengewichte von Brücken, welche von Autoren auf diesem Gebiet aufgestellt sind, gemacht werden. Es ist jedoch dabei zu berücksichtigen, dass diese Belastungsangaben nur für eine Vorrechnung Gültigkeit haben, dass aber durch Nachrechnung stets zu prüfen ist, ob auch die angenommenen Eigengewichte mit den tatsächlichen genügend genau übereinstimmen.

1. Eigengewicht der Eisenbahnbrücken.

a) Walzbalkenbrücken.

Das Eisengewicht in kg eines Hauptträgers beträgt für:

Hauptbahnen	$26 l^2 + 10\%$
Nebenbahnen mit Normalspur	$23 l^2$
„ mit 1,0 m Spur	$19 l^2$
„ mit 0,75 m Spur	$16 l^2$

l bedeutet die Spannweite der Brücke in m.

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 4,2 m. Was wiegt ein Hauptträger?

$$G = 26 \cdot 4,2^2 + 10\% = 458,64 + 45,86 = 504,50 \text{ kg.}$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Nebenbahnen mit 1,00 m Spur habe eine Spannweite von 6,00 m. Was wiegt ein Hauptträger?

$$G = 19 \cdot 6^2 = 684 \text{ kg.}$$

b) Blechträgerbrücken.

α) Hauptbahnen.

Das Gesamtgewicht der Brücke in kg für den lfd. m eines Hauptträgers kann man folgender Tabelle entnehmen.

Stützweite	4	5	6	8	10	12	15
Keine Bettung; Fahrbahn auf den Hauptträgern . .	465	485	505	545	585	625	685
Keine Bettung; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.	595	610	625	660	690	725	770
Bettung vorhanden; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.	2010	2038	2065	2120	2175	2230	2313

Für Zwischenlängen ist gradlinig zu interpolieren.

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen ohne Bettung und obenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 6,00 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht zur Berechnung eines Hauptträgers?

$$G = 505 \cdot 6 = 3030 \text{ kg.}$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen mit Bettung und untenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 8,4 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht zur Berechnung eines Hauptträgers?

$$G = \left[2120 + \frac{(2175 - 2120)}{(10 - 8)} \cdot (8,4 - 8,0) \right] \cdot 8,4$$

$$G = \left[2120 + \frac{55}{2} \cdot 0,4 \right] \cdot 8,4 = 17900 \text{ kg.}$$

β) Normalspurige Nebenbahnen.

Das Gesamteigengewicht der Brücken für den lfd. m eines Hauptträgers ergibt sich zu:

$$g = 146 + 15,51 \text{ Fahrbahn auf den Hauptträgern}$$

$$g = 231 + 161 \text{ „ zwischen „ „}$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Nebenbahnen mit Normalspur und obenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 10,00 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht zur Berechnung eines Hauptträgers?

$$G = [146 + 15,5 \cdot 10] \cdot 10 = 3010 \text{ kg.}$$

γ) Schmalspurige Nebenbahnen.

Das Gesamteigengewicht der Brücke für den lfd. m eines Hauptträgers ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} g &= 153 + 13 \text{ l Fahrbahn auf den Hauptträgern} \\ g &= 213 + 13,5 \text{ l „ zwischen „ „} \end{aligned}$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Schmalspurbahnen und unterliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 8,0 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht zur Berechnung eines Hauptträgers?

$$G = [213 + 13,5 \cdot 8] \cdot 8 = 2568 \text{ kg.}$$

c) Fachwerkbalkenbrücken.

α) Hauptbahnen.

Das Gesamteigengewicht der Brücke in kg für den lfd. m eines Hauptträgers kann man folgender Tabelle entnehmen.

Stützweite		15	20	30	40	50	60	80
Bettung nicht vorhanden	Parallel- und Trapezträger	610	700	885	1070	1305	1500	1890
	Parabel- und Halbparabelträger	595	680	855	1030	1205	1380	1730
Bettung vorhanden	Parallel- und Trapezträger	2000	2130	2385	2720	2995	3270	3820
	Parabel- und Halbparabelträger	1975	2090	2325	2560	2795	3030	3740

Für Zwischenwerte ist gradlinig zu interpolieren.

Beispiel: Eine Trapezträgerbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 40,00 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers, wenn Bettung auf der Brücke nicht vorhanden?

$$p = 1070 \text{ kg} = 1,07 \text{ t.}$$

Beispiel: Eine Parabelträgerbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 54,4 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers, wenn Bettung auf der Brücke vorhanden?

$$\begin{aligned} p &= \left[2795 + \frac{(3030 - 2795)}{(60 - 50)} \cdot (54,4 - 50) \right] \\ p &= \left[2795 + \frac{235}{10} \cdot 4,4 \right] = 2898,4 \text{ kg} = 2,9 \text{ t.} \end{aligned}$$

β) Nebenbahnen.

Das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers in kg ohne Bettung auf der Brücke kann man folgender Tabelle entnehmen:

Stützweite	25	30	40	50	60	70	80
Parallel- und Trapezträger	570	690	755	800	1060	1155	1355
Parabel- und Halbparabelträger . . .	545	660	730	775	1040	1130	1330

Beispiel: Eine Halbparabelträgerbrücke habe eine Spannweite von 30,00 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$p = 660 \text{ kg} = 0,66 \text{ t.}$$

Beispiel: Eine Parallelträgerbrücke habe eine Spannweite von 35,0 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$p = \left[690 + \frac{(755 - 690)}{(40 - 30)} \cdot (35 - 30) \right]$$

$$p = \left[690 + \frac{65}{10} \cdot 5 \right] = 722,5 \text{ kg} = 0,723 \text{ t.}$$

Anmerkung: Für Brücken der preussisch-hessischen Staatsbahnen sind die Eigengewichte im Runderlass vom 1. Mai 1903 enthalten.

2. Eigengewicht der Strassenbrücken.

Das Gesamteigengewicht dieser Brücken kann man in kg/m² annehmen zu:

- $g = 215 + 2,31 + 0,021^2$ für Landstrassenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag
- $g = 590 + 2,81 + 0,0251^2$ „ „ „ Beschotterung
- $g = 295 + 2,71 + 0,0211^2$ für Stadtstrassenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag
- $g = 730 + 3,21 + 0,0281^2$ „ „ „ Beschotterung
- $g = 960 + 3,71 + 0,0291^2$ „ „ „ Pflasterung oder Beton.

Beispiel: Eine Landstrassenbrücke mit Beschotterung habe eine Spannweite von 30,00 m und eine Fahrbahnbreite von 4,00 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$g = 590 + 2,8 \cdot 30 + 0,025 \cdot 30^2 = 697 \text{ kg/m}^2 = 0,697 \text{ t/m}^2$$

$$p = \frac{4}{2} \cdot 0,697 = 1,394 \text{ t.}$$

Werden an die Hauptträger mittelst Konsolen noch Fusswege angeschlossen, so kann man das Gesamteigengewicht, jedoch ohne Geländer, dieser Konsolen annehmen zu:

- $g = 115 \text{ kg/m}^2$ für Bohlenbelag
- $g = 445$ „ „ Steinplatten.
- $g = 275$ „ „ Asphalt über Beton auf Wellblech
- $g = 345$ „ „ „ „ „ „ Zoreseisen.

Gewicht der Geländer.

Das Gewicht der Geländer für Eisenbahnbrücken beträgt .	25	kg/lfd. m
„ „ „ „ „ Strassenbrücken „ .	50—150	„
„ „ „ „ „ Fussgängerbrücken „ .	50—150	„

Gegen die Handleiste der Geländer kann für Verkehr eine Horizontalkraft angenommen werden, welche ist

$$h = 50 \text{ kg/ld. m für Eisenbahnbrücken}$$

$$h = 100 \text{ „ „ „ Strassen- und Fussgängerbrücken.}$$

Beispiel: Eine Strassenbrücke mit Pflasterung habe eine Spannweite von 40,00 m und eine Fahrbahnbreite von 6,00 m. Ausserdem seien auf jeder Seite der Hauptträger noch 1,6 m breite Fusswege für sehr regen Verkehr auf Konsolen angeschlossen. Es ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers zu berechnen, wenn die Abdeckung der Fahrbahn als auch der Fusswege aus Asphalt über Beton auf Zoresisen besteht und das Geländer 90 kg/ld. m wiegt.

$$g_1 = 960 + 3,7 \cdot 40 + 0,029 \cdot 40^2 = 1154,4 \text{ kg/m}^2$$

$$p_1 = \frac{6}{2} \cdot 1154,4 = 3463,2 \text{ kg} = 3,4632 \text{ t}$$

$$g_2 = 345 \text{ kg/m}^2; p_2 = 1,6 \cdot 345 = 552 \text{ kg} = 0,552 \text{ t}$$

$$p = 3,4632 + 0,552 + 0,09 = 4,1052 \text{ t}$$

3. Eigengewicht der Fussgängerbrücken.

Das Gesamteigengewicht der Fussgängerbrücken mit Bohlenbelag für den lfd. m Brücke in kg kann man annehmen zu:

$$g = 120 b + 1,5 l^2 + 60.$$

Beispiel: Eine Fussgängerbrücke habe eine Spannweite von 24,00 m und eine Breite von 2,4 m. Wie gross ist das Gesamteigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers?

$$g = 120 \cdot 2,4 + 1,5 \cdot 24^2 + 60 = 1212 \text{ kg}$$

$$p = \frac{1212}{2} = 606 \text{ kg} = 0,606 \text{ t.}$$

III. Winddruck.

Den Winddruck nimmt man an zu:

$$W = 150 \text{ kg/m}^2 \text{ für belastete Brücke.}$$

$$W = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ „ unbelastete Brücke.}$$

Bei Fachwerkbrücken ist der auf der Windseite liegende Träger mit seiner ganzen Fläche, der andere Träger mit seiner halben Fläche in die Berechnung einzuführen.

Für Verkehrsbelastung kann man ein „Verkehrsband“ annehmen, d. h. ein Rechteck, dessen Höhe

bei Eisenbahnbrücken 3,0 m über Schienenoberkante beträgt,

„ Strassenbrücken 2,5—3,0 m über Fahrbahnoberkante,

„ Fussgängerbrücken 2,0 m über Fusswegoberkante.

Für die Berechnung und Konstruktion des Windverbandes ist es daher notwendig, zunächst die ganze Brücke zu konstruieren, weil man erst dann die genaue Angriffsfläche des Windes bestimmen kann.

IV. Horizontalkraft, hervorgerufen durch das Schlingern der Lokomotive.

Bei schneller Fahrt eines Eisenbahnzuges üben die Räder durch das sogenannte Schlingern Horizontaldrücke auf die Schienen und somit auf die Brücke aus. Die Horizontaldrücke, welche fast nur bei Hauptbahnen in Frage kommen, sollen zu $\frac{1}{4}$ einer Achslast und zwar an der vordersten Achse der ersten Lokomotive angreifend angenommen werden, mithin

$$H_r = \frac{17}{4} = 4,25 \text{ t.}$$

V. Zentrifugalkraft.

Liegt eine Eisenbahnbrücke in einer Kurve, so erhält die äussere Schiene durch den Kranz des äusseren Rades für jede Achse eine Horizontalkraft

$$H = \frac{G}{g} \cdot \frac{v^2}{r} \text{ ts.}$$

G = Gewicht einer Achse in t v = Geschwindigkeit in m/sec.
g = Beschleunigung der Schwere = 9,81 r = Krümmungsradius in m.

Beispiel: Ein Eisenbahnzug für Hauptbahnen lege in der Sekunde 25 m zurück (90 km in der Stunde). Mit welcher Kraft drückt eine Lokomotivachse gegen den äusseren Schienenstrang, wenn der Radius 600 m beträgt?

$$H = \frac{17}{9,81} \cdot \frac{25^2}{600} = 1,8 \text{ t.}$$

VI. Bremskraft der Lokomotiven und Wagen.

Liegen Eisenbahnbrücken in einer geneigten Strecke oder vor Bahnhöfen, so sind bei der Berechnung der Brücke die durch das Bremsen der Fahrzeuge in der Richtung der Brückenachse hervorgerufenen Kräfte zu berücksichtigen.

Der Reibungskoeffizient zwischen Rad und Schiene beträgt 0,15.

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 40,00 m. Wie gross ist die Bremskraft?

Da auf die Brücke 2 Lokomotiven mit den zugehörigen Tendern und 3 Wagen gehen, so wird

$$Br = 0,15 [5 \cdot 8,5 + 3 \cdot 6,5 + 5 \cdot 8,5 + 3 \cdot 6,5 + 3 \cdot 2 \cdot 6,5] 2 = 48,9 \text{ t.}$$

VII. Der Stosskoeffizient.

Beim Befahren der Brücke werden durch die Räder Stösse erzeugt, welche bei der Konstruktion zu berücksichtigen sind.

Es ist klar, dass kleine Brückenbauten und Nebenkonstruktionen (Längsträger, Querträger etc.) dem Einflusse der Stösse mehr ausgesetzt sind, als grössere Bauwerke.

In den Vorschriften der preussisch-hessischen Staatsbahnen ist dieses dadurch berücksichtigt, dass bei kleiner Konstruktion grössere Raddrücke vorgeschrieben sind. Vgl. B. I. 1. a Seite 3. Im übrigen dürfte für Eisenbahnbrücken ein Stosskoeffizient von 1,3 genügen.

Bei Strassenbrücken richtet sich die Stosswirkung ausserdem nach der Abdeckung der Brückenbahn. Es sollen für die Berechnung der Fahrbahntafel, der Längs- und Querträger, sowie der Hauptträger der Walzbalken- und Blechträgerbrücken folgende Stosskoeffizienten eingeführt werden.

Abdeckung	Stosskoeffizient
Holzplaster . .	1,1
Bohlen	1,15
Schotter	1,2
Beton	1,25
Pflaster	1,3

C. Zulässige Inanspruchnahme der Materialien.

I. Für Walzbalkenbrücken, Blechträgerbrücken und Nebenkonstruktionen.

Material	Zug	Druck	Abscherung	Elastizitätsmodell
Flusseisen	750	750	600	2 000 000
Gusseisen	250	500	200	1 000 000
Stahl	1200	1200	960	2 200 000
Nadelholz	60	60	—	100 000
Eichenholz	70	70	—	100 000

II. Für die Hauptträger der Fachwerkbrücken.

Stützweite bis zu	20	40	80	120 m
kg/cm ²	850	900	950	1000

Für zwischenliegende Stützweiten ist gradlinig zu interpolieren.

Beispiel: Eine Brücke habe eine Spannweite von 70,00 m. Wie gross ist die Beanspruchung zulässig?

$$K = \left[900 + \frac{(950 - 900)}{(84 - 40)} \cdot (70 - 40) \right] = 937,5 \text{ kg/cm}^2.$$

III. Nieten.

Für die Nieten gelten auf Abscherung bei unter I

$$K_s = 750 \text{ kg/cm}^2$$

bei unter II

$$K_s = 850, 900, 950, 1000 \text{ kg/cm}^2 \text{ je nach der Spannweite.}$$

Für zwischenliegende Längen ist entsprechend gradlinig zu interpolieren.

Auf Lochwanddruck sind vorstehende Werte 2 mal so gross zu nehmen.

D. Normalprofile des lichten Raumes.

Bei der Konstruktion von Brücken, im besonderen bei zwischen den Hauptträgern angeordneter Fahrbahn, sind für die Bestimmung des Querprofiles der Brücken die Umgrenzungslinien der Fahrzeuge, die sogenannten Normalprofile des lichten Raumes, massgebend.

I. Normalprofile des lichten Raumes für Eisenbahnbrücken.

In Fig. 29 ist das Normalprofil des lichten Raumes für Normalspurbahnen
 „ Fig. 30 „ „ „ „ „ „ „ „ Nebenbahnen mit 1,0 m Spur
 „ Fig. 31 „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ 0,75 m Spur
 zur Darstellung gebracht.

II. Profile des lichten Raumes für Strassenbrücken.

Für Strassenbrücken kann man diese Profile annehmen als ein Rechteck, und zwar:

Art der Fahrwerke	Höhe m	Breite m
Gewöhnliches Fahrwerk	1,6—2,3	2,3
Erntewagen	3,8—4,5	3,0—3,5
Pferdebahnwagen	2,7—4,5	2,0—2,7

Zwischen den Profilen der Fahrzeuge und der Eisenkonstruktion soll mindestens ein Zwischenraum von 0,2 m vorhanden sein.

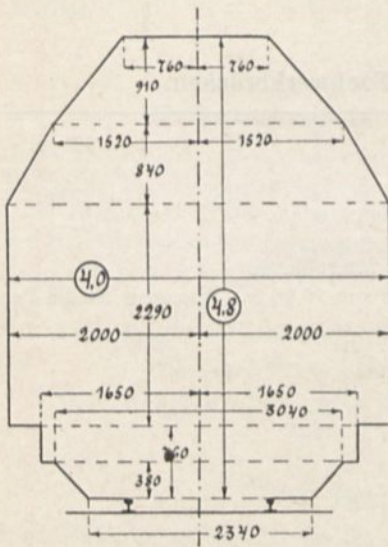


Fig. 29.

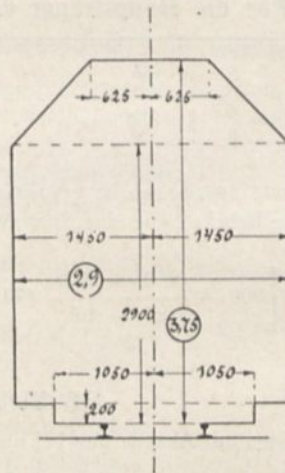


Fig. 30.

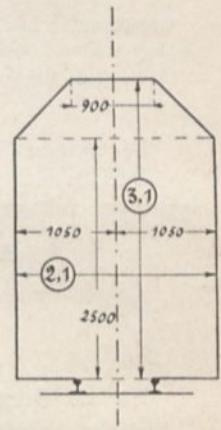


Fig. 31.

III. Die Konstruktionshöhe.

Unter Konstruktionshöhe versteht man die Höhenentfernung zwischen Fahrbahnoberkante und dem tiefsten Punkte des Querprofils der Brücke. Unten vorstehende Nietköpfe etc. sind dabei stets zum Querprofil zu rechnen.

Bei Eisenbahnbrücken rechnet man Schienenober- oder -unterkante, bei Strassenbrücken Fahrwegkronen und bei Fussgängerbrücken Fusswegoberkante als höchsten Punkt.

E. Stützweite der Brücken.

Bei der Konstruktion von Brücken wird in der Regel die lichte Weite, d. h. die Entfernung der inneren Pfeilerkanten, gegeben sein. Um aus der lichten Weite die Stützweite l der Brücke, d. h. die Entfernung von Mitte Auflager zu Mitte Auflager, zu finden, kann man sich bestehender Formel bedienen (Fig. 32)

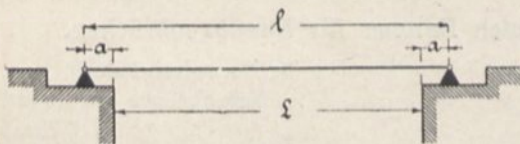


Fig. 32.

$$l = 1,01 L + 0,5 \text{ m.}$$

Hierbei ist zu bemerken, dass nach den preussischen Vorschriften die Stützweite
 bei Brücken bis 10,0 m auf volle Dezimeter
 „ „ von 10—30 m auf volle Meter
 „ „ über 30 m auf ganze Meterzahl

zu bringen ist.

Beispiel: Eine Brücke habe eine lichte Weite von 15,00 m. Wie gross ist die Stützweite zu machen?

$$l = 1,01 \cdot 15 + 0,5 = 15,65 \text{ m,}$$

wofür 16,00 m zu nehmen ist.

F. Gefälle der Brücken *).

Als stärkstes Gefälle der Brückenbahn ist zuzulassen

Gebäudeart	für Eisenbahnbrücken	Strassenbrücken	Fussgängerbrücken
im Flachlande	1 : 200	1 : 40	1 : 12
im Hügellande	1 : 100	1 : 30	1 : 12
im Gebirge.	1 : 40	1 : 20	1 : 12

Bei Strassenbrücken wird das zulässige stärkste Gefälle noch durch die Wahl der Fahr-
 bahnabdeckung begrenzt, nämlich

Asphaltpflaster nicht steiler als 1 : 70
 Holzpflaster „ „ „ 1 : 40
 Beschotterung „ „ „ 1 : 20

Als Quergefälle empfiehlt sich:

bei gepflasterter Fahrbahn 1 : 40 bis 1 : 30
 „ Beschotterung 1 : 24 „ 1 : 15
 „ Fusswegen 1 : 100 „ 1 : 50.

Vgl. auch Fahrbahndecke der Strassenbrücken drittes Kapitel.

*) Vgl. Hütte II. 319.

Zweites Kapitel.

Der Niet und das Setzen der Niete. Berechnung der erforderlichen Nietanzahl. Der Träger auf 2 Stützen. Die Schrauben und Bolzen. Der Blechträger.

A. Der Niet und das Setzen der Niete.

I. Der Niet.

Die beim Brückenbau in Anwendung kommenden Niete beschränken sich in der Regel auf die Nietdurchmesser

$$d = 13, 16, 20, 23 \text{ und } 26 \text{ mm.}$$

Die erste Nietsorte kommt nur bei untergeordneten Konstruktionsteilen in Frage, während der 26 mm Niet nur bei sehr starker Vernietung Anwendung findet.

Der Niet besteht aus (Fig. 33) dem Schaft a, dem Setzkopfe b und dem konischen Übergang c. Der Teil $\Delta 1$ des Schaftes muss so lang sein, dass aus ihm der Schliesskopf gebildet werden kann. Diese Länge ist durch praktische Erfahrungen festgelegt.

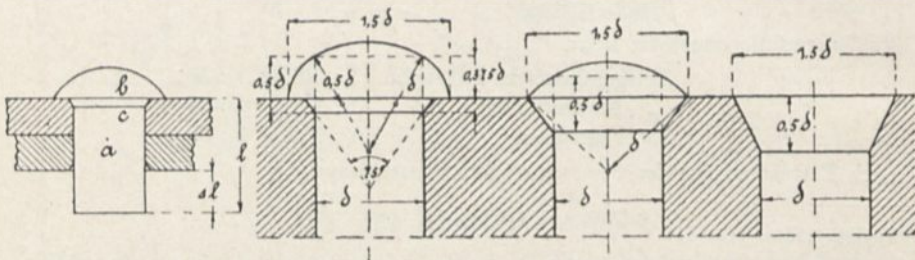


Fig. 33.

Fig. 34.

Fig. 35.

Fig. 36.

Nach der Ausbildung der Nietköpfe unterscheidet man:

- a) Niete mit vollen Köpfen (Fig. 34),
- b) Niete mit halbversenkten Köpfen (Fig. 35),
- c) Niete mit ganz versenkten Köpfen (Fig. 36).

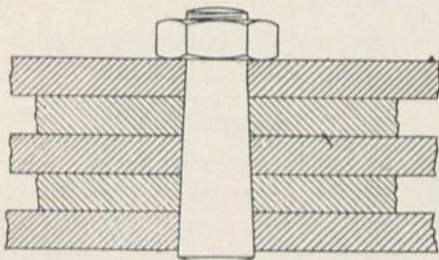


Fig. 37.

Ist die Blechstärke kleiner als $4d$, so kommt der volle Kopf zur Anwendung, wenn die Konstruktion an sich keine anderen Nietköpfe erfordert.

Ist die Blechstärke kleiner als $5d$, so kommt der halbversenkte oder ganz versenkte Kopf zur Anwendung.

Ist die Blechstärke dagegen grösser als $5d$, so müssen an Stelle der Nieten Schrauben mit konischem Schaft treten. (Fig. 37.)

Um die Konstruktionszeichnung deutlicher zu gestalten, pflegt man die einzelnen Nietsorten besonders zu kennzeichnen. Diese Kennzeichen sind auf jedem Blatte anzugeben, da bis jetzt für die Nietbezeichnung noch keine Übereinstimmung getroffen ist.

Nietdurchm. $\frac{m}{m}$	13	16	20	23	26
Nietzeichen					

Fig. 37a.

Es sollen hier folgende Nietzeichen Anwendung finden.

II. Das Setzen der Niete.

Bei der Konstruktion der Nietanschlüsse ist vor allem darauf zu achten, dass in der ersten Reihe nur 1 Niet zu setzen ist, während in den folgenden Reihen, wenn möglich, je ein Niet mehr vorhanden sein soll. Hierdurch wird erreicht, dass bei Zugspannungen nur ein Nietloch abgezogen zu werden braucht.

Ferner ist darauf zu achten, dass zu jedem Nietanschluss mindestens 2 Nieten erforderlich sind, auch wenn die Berechnung nur 1 Niet ergeben sollte.

1. Das Setzen der Niete in Flacheisen.

Für das Setzen der Niete in Flacheisen sind folgende Angaben massgebend (Fig. 38—42).

Fig. 38.

Fig. 39.

Fig. 40.

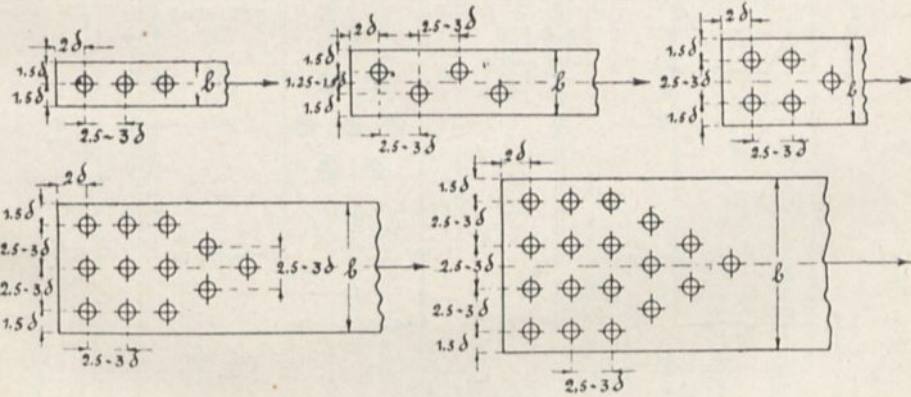


Fig. 41.

Fig. 42.

Ist b kleiner als $4,25 d$, so sind die Niete nach Fig. 38 anzuordnen
 „ b „ „ $5,5 d$, „ „ „ „ „ „ 39 „
 „ b „ „ $8,0 d$, „ „ „ „ „ „ 40 „
 „ b „ „ $10,5 d$, „ „ „ „ „ „ 41 „
 usw.

Es ist aber ganz besonders darauf zu achten, dass auf jeder Seite der Mittellinie (Systemlinie) eine gleiche Anzahl von Nieten vorhanden ist.

In den Fig. 43—47 ist eine Reihe von Anschlussnietungen zur Darstellung gebracht.

2. Das Setzen der Niete in Winkeleisen.

Für das Setzen der Niete in Winkeleisen ist zunächst das sogenannte Reiss- oder Wurzelmass, d. h. die Entfernung von Nietlochmitte bis äussere Winkelecke, massgebend. Bei Winkeleisen bis 120 mm Schenkellänge wird im allgemeinen einreihig (Fig. 48), darüber 2 reihig versetzt genietet (Fig. 49). Die Wurzelmasse, als auch die grössten verwendbaren Nietarten können folgender Tabelle entnommen werden.

Fig. 43.

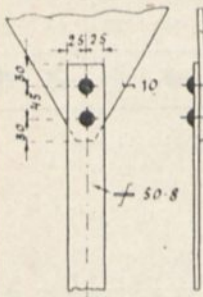


Fig. 44.

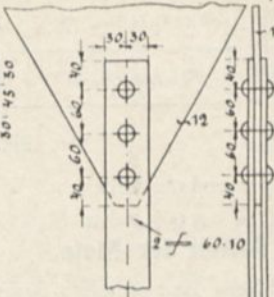


Fig. 45.

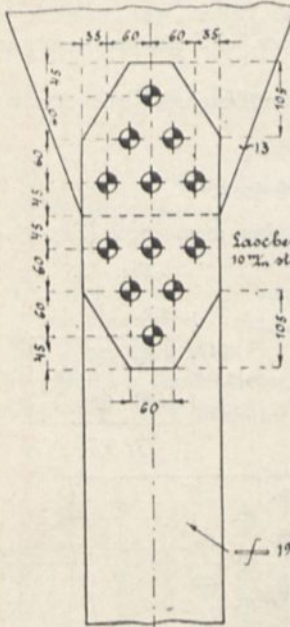
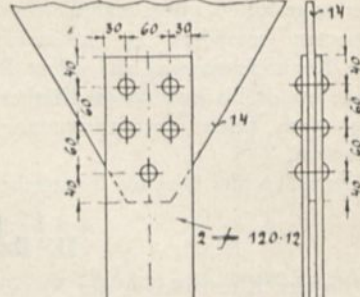


Fig. 46.

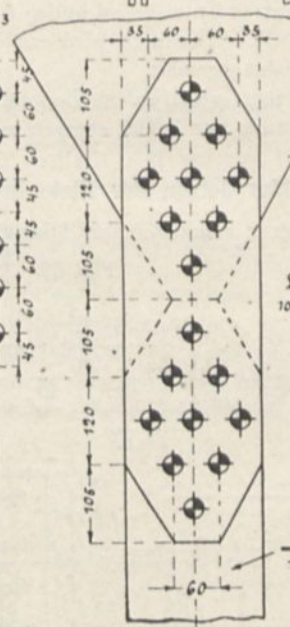


Fig. 48.

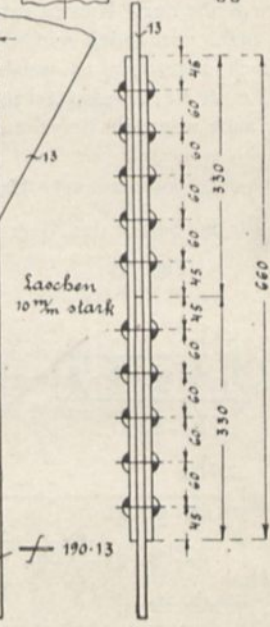


Fig. 47.

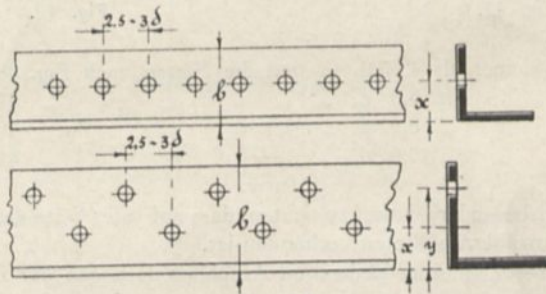


Fig. 49.

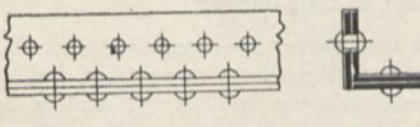


Fig. 50.

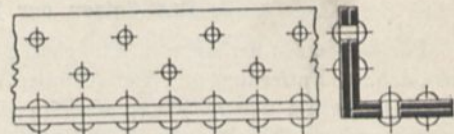


Fig. 51.

I. Tabelle.

Schenkelbreite b mm	Wurzelmass		Grösster zulässiger Niet-oder Schrauben- durchmesser
Einreihig	x mm		d mm
45	25		13
50	30		13
55	30		16
60	35		16
65	35		20
70	40		20
75	40		20
80	45		23
90	50		23
100	55		26
110	60		26
120	65		26
Zweireihig	x mm	y mm	d mm
130	50	95	26
140	55	105	26
150	60	110	26
160	60	115	26

Fig. 52.

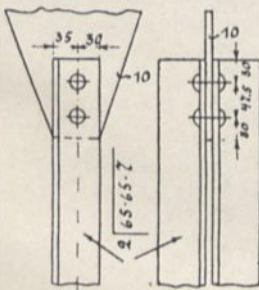


Fig. 53.

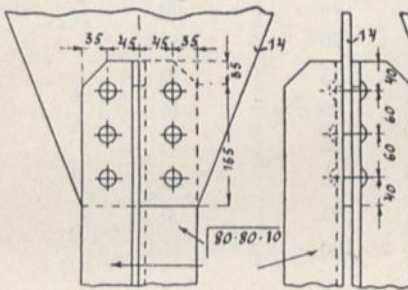


Fig. 54.

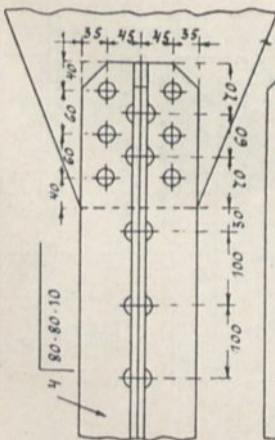
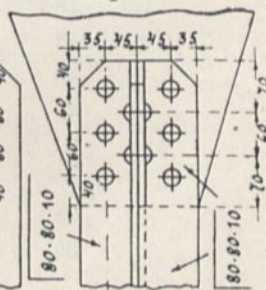


Fig. 55.

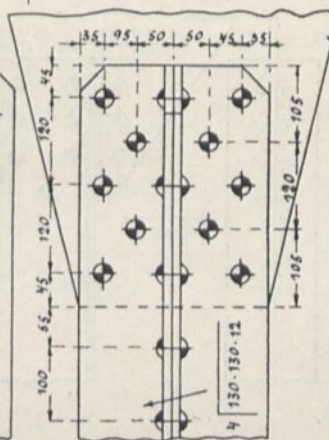


Fig. 56.

Müssen die Winkleisen an beiden Schenkeln vernietet werden, so sind die Niete stets gegeneinander zu versetzen (Fig. 50 und 51).

Winkel mit kleinerer Schenkellänge als 65 mm sind für Brückenkonstruktion unzulässig.

In den Fig. 52—56 ist eine Reihe von Winkel-eisenanschlüssen zur Darstellung gebracht.

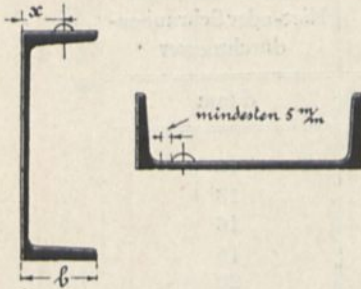


Fig. 57 und 58.

3. Das Setzen der Niete in [-Eisen.

(Fig. 57.)

Das Wurzelmass für die Lage der Niete in den Flanschen kann folgender Tabelle entnommen werden.

II. Tabelle.

Flanschlänge		Wurzelmass	Grösster zulässiger Niet- oder Schraubendurchmesser
N. P.	b mm		
8	45	25	13
10	50	30	13
12	55	30	16
14	60	35	16
16	65	35	20
18	70	40	20
20	75	40	20
22	80	45	23
24	85	45	23
26	90	50	23
28	95	50	23
30	100	55	26

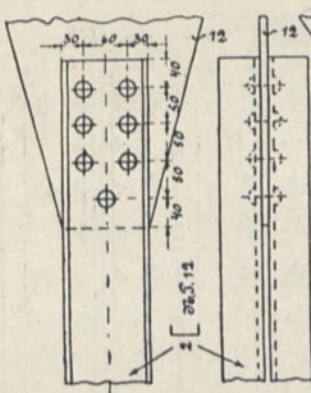


Fig. 59.

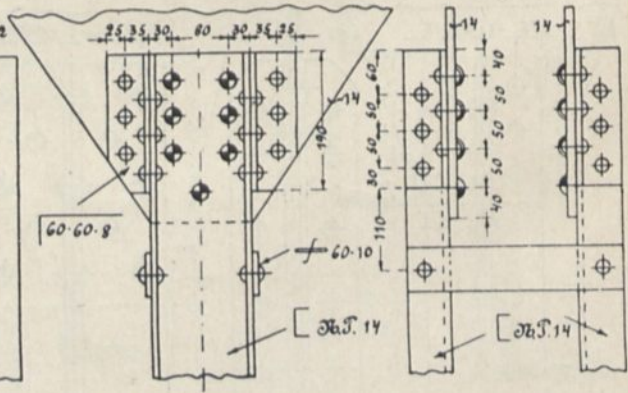


Fig. 60.

In den Stegen erfolgt die Nieteverteilung genau so wie bei den Flacheisen, nur mit der Ausnahme, dass die Entfernung der Niete vom Rande nicht $1,5d$ zu sein braucht, sondern die Niete können so nahe am Rande stehen, als die Herstellung des Nietkopfes zulässt (Fig. 58).

In den Figuren 59 und 60 sind eine Reihe von [-Eisenanschlüssen zur Darstellung gebracht.

III. Berechnung der erforderlichen Nietezahl bezw. Berechnung der vorhandenen Nietbeanspruchung.

Man unterscheidet bekanntlich einschnittige, zweischnittige und mehrschnittige Nietverbindungen, je nachdem bei der Zerstörung der Verbindung die Niete einmal (Fig. 61), zweimal (Fig. 62) oder mehrmals (Fig. 63) geschnitten, d. h. abgesichert werden. Ausser auf diese Abscherung sind aber die Niete (Fig. 64) auch danach zu berechnen, dass das Blech vor den Nieten nicht zerquetscht wird — die sogenannte Berechnung auf Lochwanddruck.

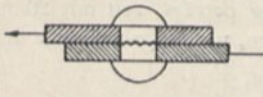


Fig. 61.

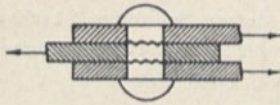


Fig. 62.

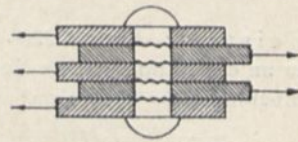


Fig. 63.

Im allgemeinen werden die Niete bei der einschnittigen Vernietung am ungünstigsten auf Abscherung, bei den anderen Fällen auf Lochwanddruck beansprucht.

Beispiel: Zwei Flacheisen ($2 \times 100 \cdot 10$) sind durch 20 mm-Niete an ein 12 mm starkes Steh-Blech anzuschliessen, wenn die Zugkraft in den Flacheisen 12000 kg und die zulässige Inanspruchnahme auf Abscherung $K_s = 750 \text{ kg/m}^2$ beträgt (Fig. 65).

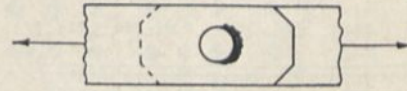


Fig. 64.

Da die Niete zweischnittig sind, so wird auf Abscherung

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s = 12000$$

für $d = 2 \text{ cm}$ und $K_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ wird:

$$n \cdot 3,14 \cdot 1500 = 12000$$

$$n = \frac{12000}{3,14 \cdot 1500} = 2,6 = 3 \text{ Niete}$$

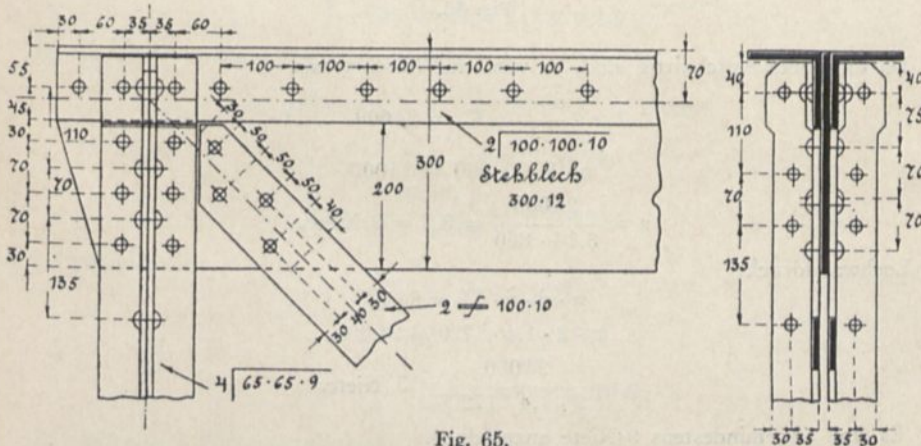


Fig. 65.

auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = 12\,000$$

$$n \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1500 = 12\,000$$

$$n = \frac{12\,000}{2,4 \cdot 1500} = 3,4 = 4 \text{ Niete.}$$

Es sind also 4 Niete zum Anschlusse notwendig.

Da die Breite der Flacheisen $b = 10$ cm zwischen $4,25 d$ und $5,5 d$, also zwischen $8,5$ und 11 cm liegt, so ist Anordnung nach Fig. 39 anzuwenden.

Die Beanspruchung der Nietverbindung ergibt sich mithin zu

$$\text{auf Abscherung } K_s = \frac{12\,000}{n \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{12\,000}{4 \cdot 2 \cdot 3,14} = 478 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{auf Lochwanddruck } K_1 = \frac{12\,000}{n \cdot d \cdot \delta} = \frac{12\,000}{4 \cdot 2 \cdot 1,2} = 1250 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel: Ein $\nabla 220 \cdot 14$, dessen Spannung $24\,000$ kg beträgt, soll mit 20 mm-Nieten an ein 15 mm starkes Knotenblech angeschlossen werden, wenn die zulässige Inanspruchnahme $K_s = 860$ kg/cm² beträgt (Fig. 66).

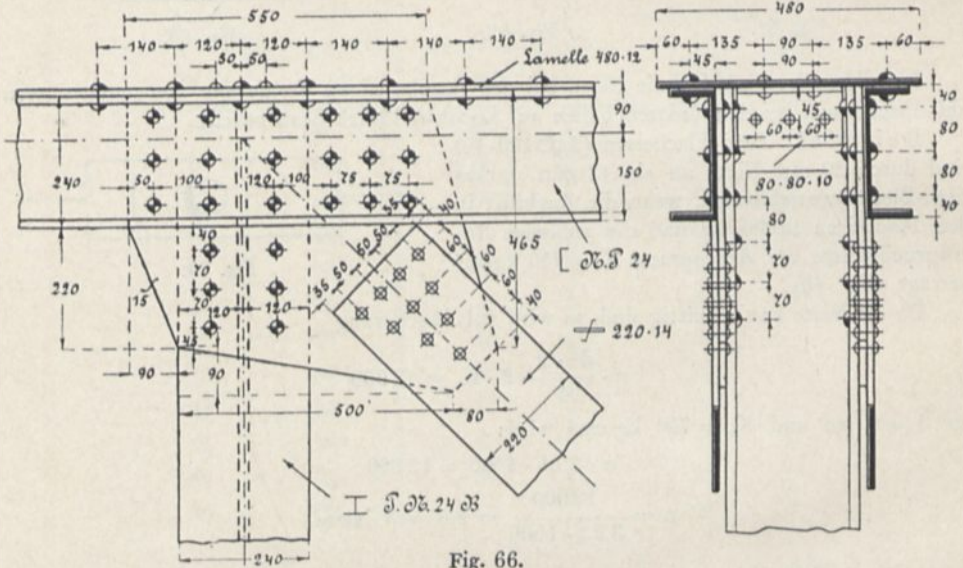


Fig. 66.

Da die Niete einschnittig sind, so wird auf Abscherung:

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot K_s = 24\,000$$

$$n \cdot 3,14 \cdot 860 = 24\,000$$

$$n = \frac{24\,000}{3,14 \cdot 860} = 8,8 = 9 \text{ Niete,}$$

auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = 24\,000$$

$$n \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 1720 = 24\,000$$

$$n = \frac{24\,000}{2 \cdot 1,4 \cdot 1720} = 5 \text{ Niete.}$$

Es sind also mindestens 9 Niete anzuordnen.

Da die Breite $b = 22 \text{ cm}$ des Flacheisens grösser ist als $10,5d = 10,5 \cdot 2 = 21 \text{ cm}$, so ist Anordnung nach Fig. 42 anzuwenden.

Die Beanspruchung der Nietverbindung ergibt sich mithin zu:

$$\text{auf Abscherung: } K_s = \frac{24000}{n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{24000}{10 \cdot 3,14} = 764 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{auf Lochwanddruck: } K_l = \frac{24000}{n \cdot d \cdot \delta} = \frac{24000}{10 \cdot 2 \cdot 1,4} = 857 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel: Zwei Winkeleisen $70 \cdot 70 \cdot 9$ ($2 \sqrt{70 \cdot 70 \cdot 9}$), deren Spannung $20\,000 \text{ kg}$ beträgt, sollen durch 20 mm -Niete an ein 13 mm starkes Knotenblech angeschlossen werden, wenn die zulässige Inanspruchnahme $K_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ ist.

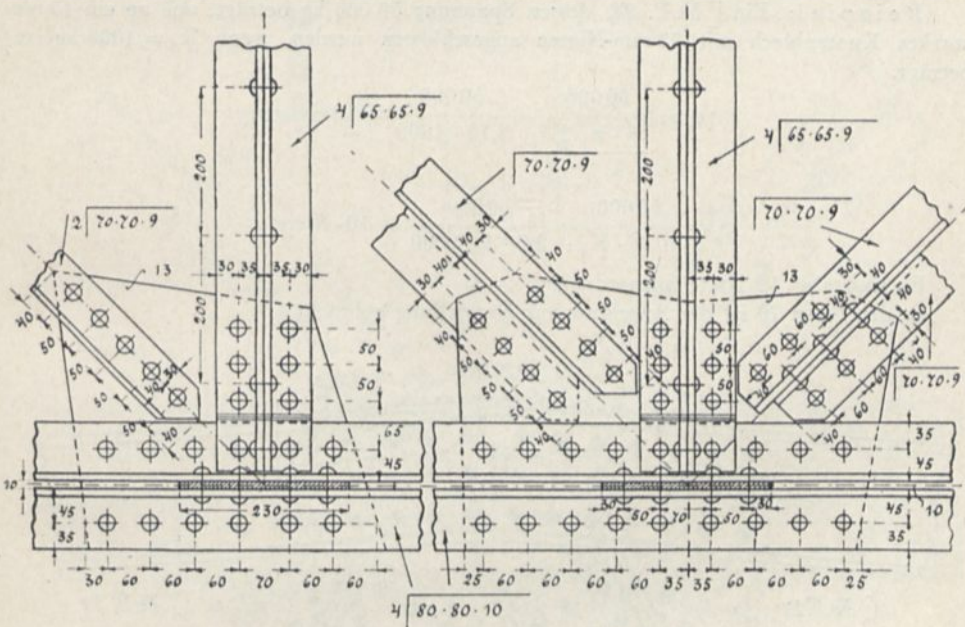


Fig. 67.

Fig. 68.

Fig. 69.

1. Anordnung. (Fig. 67.)

Da die Niete zweischnittig sind, so wird

$$\text{auf Abscherung: } n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s = 20\,000$$

$$n \cdot 3,14 \cdot 1600 = 20\,000$$

$$n = \frac{20\,000}{3,14 \cdot 1600} = 4 \text{ Niete,}$$

auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_l = 20\,000$$

$$n \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 1600 = 20\,000$$

$$n = \frac{20\,000}{2,6 \cdot 1600} = 4,8 = 5 \text{ Niete.}$$

Es sind also 5 Niete anzuordnen.

d) Man spannt den Träger am gefährlichen Querschnitt ein und betrachtet den linken Teil als einen Freitragler.

Anmerkung: Für die Berechnung sei in diesem Abschnitte allgemein $K = 1000 \text{ kg/cm}^2$ eingeführt.

Beispiele:

1. Der Träger wird durch eine Einzellast in der Mitte beansprucht (Fig. 73)

$$A \cdot l = P \cdot \frac{l}{2}$$

$$A = \frac{P \cdot l}{2 \cdot l} = \frac{P}{2}$$

Für den Querschnitt unter der Last P wird:

$$V_I = A - 0 = \frac{P}{2} - 0 = + \frac{P}{2}$$

$$V_I' = A - P = \frac{P}{2} - P = - \frac{P}{2}$$

Es geht also an dieser Stelle die (+) Schubkraft in die (−) Schubkraft über; es liegt also hier der gefährliche Querschnitt.

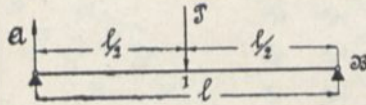


Fig. 73.

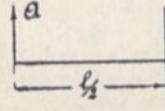


Fig. 74.

Es wird (Fig. 74)

$$M = A \cdot \frac{l}{2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{P \cdot l}{4}$$

z. B.

$$P = 6000 \text{ kg}; l = 4,00 \text{ m.}$$

$$M = \frac{6000 \cdot 400}{4} = 600000 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{M}{K} = \frac{600000}{1000} = 600 \text{ cm}^2.$$

Gewählt \square N. P 30 mit $W = 652 \text{ cm}^2$.

2. Der Träger ist gleichmässig belastet (Fig. 75).

$$A \cdot l = P \cdot \frac{l}{2}$$

$$A = \frac{P \cdot l}{2 \cdot l} = \frac{P}{2}$$

Für die Lage des gefährlichen Querschnittes muss sein

$$\frac{P}{l} \cdot x = A = \frac{P}{2}$$

$$x = \frac{P \cdot l}{2 \cdot P} = \frac{l}{2}$$

Der gefährliche Querschnitt liegt mithin in der Mitte.

Es wird (Fig. 76)

$$M = A \frac{1}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{P \cdot 1}{8}$$

z. B.

$$P = 8000 \text{ kg}; l = 3,00 \text{ m}$$

$$M = \frac{8000 \cdot 300}{8} = 300000 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{300000}{1000} = 300 \text{ cm}^3.$$

Gewählt I N. P 23 mit $W_x = 314 \text{ cm}^3$.

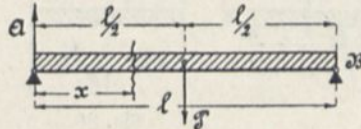


Fig. 75.

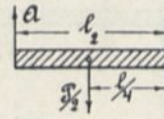


Fig. 76.

3. Der Träger wird durch 2 gleichgrosse Einzellasten beansprucht, welche von den Auf lagern gleich weit entfernt liegen. (Fig. 77.)

$$A \cdot l = P \cdot a + P(l - a)$$

$$A = \frac{P \cdot a + P(l - a)}{l} = \frac{P \cdot a + P \cdot l - P \cdot a}{l} = P.$$

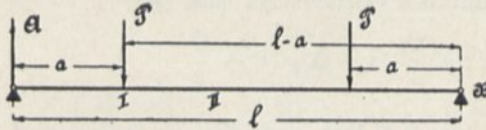


Fig. 77.

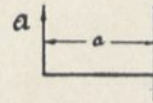


Fig. 78.

Für Querschnitt I wird:

$$V_I = A - 0 = P - 0 = +P$$

$$V_I' = A - P = P - P = 0.$$

Bei I ist also ein gefährlicher Querschnitt.

Nimmt man noch einen Querschnitt II an, so wird

$$V_{II} = A - P = P - P = 0.$$

Man ersieht hieraus, dass zwischen den beiden Einzellasten die Momente gleich gross sind.

Es wird mithin (Fig. 78)

$$M = A \cdot a = P \cdot a$$

z. B.

$$P = 3000 \text{ kg}; l = 4,00 \text{ m}; a = 1,30 \text{ m}$$

$$M = 3000 \cdot 130 = 390000 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{390000}{1000} = 390 \text{ cm}^3.$$

Gewählt I N. P 25 mit $W_x = 396 \text{ cm}^3$.

4. Der Träger ist wie unter 3. belastet; ausserdem ist noch eine gleichmässig verteilte Belastung vorhanden. (Fig. 79.)

$$A \cdot l = P \cdot a + P(l - a) + Q \cdot \frac{1}{2}$$

$$A = \frac{P \cdot a + P \cdot l - P \cdot a + Q \cdot \frac{1}{2}}{l} = \frac{P \cdot l + Q \cdot \frac{1}{2}}{l} = P + \frac{Q}{2}.$$

Für Querschnitt I wird:

$$V_I = A - \frac{Q}{1} \cdot a - 0 = P + \frac{Q}{2} - \frac{Q}{1} \cdot a = P + Q \left(\frac{1}{2} - a \right) = +,$$

da a stets kleiner als $\frac{1}{2}$ sein muss.

$$V_I' = A - \frac{Q}{1} \cdot a - P = P + \frac{Q}{2} - \frac{Q}{1} \cdot a - P = Q \left(\frac{1}{2} - a \right) = +.$$

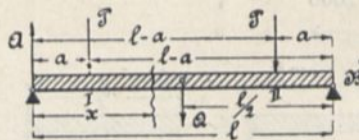


Fig. 79.

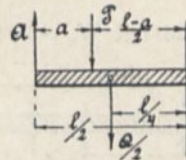


Fig. 80.

Für Querschnitt II wird:

$$V_{II} = A - \frac{Q}{1} (l - a) - P - 0 = P + \frac{Q}{2} - Q + \frac{Q \cdot a}{1} - P = \frac{Q \cdot a}{1} - \frac{Q}{2} = -,$$

da a stets kleiner als $\frac{1}{2}$ sein muss.

Es liegt also der gefährliche Querschnitt zwischen I und II.

Zur genauen Lage des gefährlichen Querschnittes muss sein:

$$P + \frac{Q}{1} \cdot x = A = P + \frac{Q}{2}$$

$$\frac{Q}{1} \cdot x = P + \frac{Q}{2} - P$$

$$x = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{Q} = \frac{1}{2}.$$

Der gefährliche Querschnitt liegt mithin in der Mitte.

Es wird (Fig. 80):

$$M = A \cdot \frac{1}{2} - P \cdot \left(\frac{1}{2} - a \right) - \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{4}$$

$$M = \left(P + \frac{Q}{2} \right) \frac{1}{2} - \frac{P \cdot 1}{2} + P \cdot a - \frac{Q \cdot 1}{8}$$

$$M = \frac{P \cdot 1}{2} + \frac{Q \cdot 1}{4} - \frac{P \cdot 1}{2} + P \cdot a - \frac{Q \cdot 1}{8}$$

$$M = P \cdot a + \frac{Q \cdot 1}{8},$$

z. B. $P = 5000 \text{ kg}; Q = 8000 \text{ kg}; l = 4,00 \text{ m}; a = 1,20 \text{ m}.$

$$M = 5000 \cdot 1,20 + \frac{8000 \cdot 400}{8} = 600000 + 400000 = 1000000 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{1000000}{1000} = 1000 \text{ cm}^3.$$

Gewählt \perp N. P 36 mit $W_x = 1088 \text{ cm}^3$

„ $\frac{2}{2}$ \perp N. P 28 mit $W_x = 2 \cdot 541 = 1082 \text{ cm}^3$

„ \perp P. N. 26 B mit $W_x = 1104 \text{ cm}^3.$

5. Der Träger ist beliebig belastet.

Beispiel 1: Der Träger sei nach Fig. 81 belastet.

$$A = \frac{4000 \cdot 1 + 9000 \cdot 4,5}{6} + \frac{12000}{2} = 13417 \text{ kg.}$$

Für Querschnitt I wird:

$$V_I = 13417 - 9000 - \frac{12000}{6} \cdot 3 = -1583 \text{ kg.}$$

Der gefährliche Querschnitt liegt also links von I.

$$\frac{9000}{3} \cdot x + \frac{12000}{6} \cdot x = 13417$$

$$3000x + 2000x = 13417$$

$$x = \frac{13417}{5000} = 2,68 \text{ m.}$$

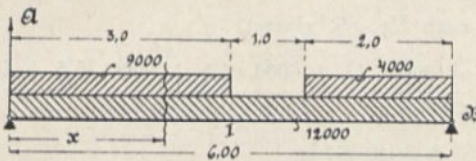


Fig. 81.

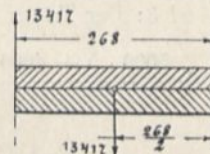


Fig. 82.

Es wird (Fig. 82)

$$M = 13417 \cdot 268 - 13417 \cdot \frac{268}{2} = 1797878 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{1797878}{1000} = 1798 \text{ cm}^3$$

Gewählt I N. P 45 mit $W_x = 2040 \text{ cm}^3$

„ I P. N. 32 B mit mit $W_x = 1882 \text{ cm}^3$

Beispiel 2: Ein Träger sei nach Fig. 83 belastet.

$$A = \frac{5000 \cdot 0,4 + 2000 \cdot 1,2 + 1000 \cdot 2,4 + 4000 \cdot 3,4}{4} + \frac{8000}{2} = 9100 \text{ kg.}$$

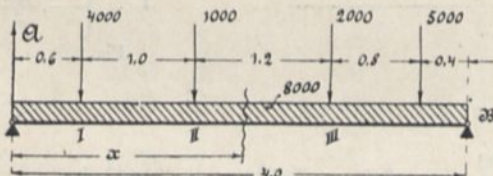


Fig. 83.

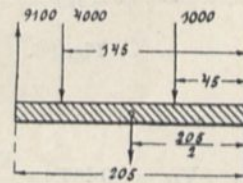


Fig. 84.

Für Querschnitt I wird:

$$V_I = 9100 - \frac{8000}{4} \cdot 0,6 - 0 = +7900 \text{ kg}$$

$$V_I' = +7900 - 4000 = +3900 \text{ kg.}$$

Für Querschnitt II wird:

$$V_{II} = 9100 - \frac{8000}{4} \cdot 1,6 - 4000 - 0 = +1900 \text{ kg}$$

$$V_{II}' = +1900 \text{ kg} - 1000 = +900 \text{ kg.}$$

Für Querschnitt III wird:

$$V_{III} = 9100 - \frac{8000}{4} \cdot 2,8 - 4000 - 1000 - 0 = -1500 \text{ kg.}$$

Der gefährliche Querschnitt liegt also zwischen II und III.

$$4000 + 1000 + \frac{8000}{4} \cdot x = 9100$$

$$2000 x = 4100$$

$$x = \frac{4100}{2000} = 2,05 \text{ m.}$$

Es wird (Fig. 84)

$$M = 9100 \cdot 205 - 4000 \cdot 145 - 1000 \cdot 45 - \frac{8000}{4} \cdot 2,05 \cdot \frac{205}{2} = 620250 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{620250}{1000} = 620 \text{ cm}^3.$$

Beispiel 3: Der Träger ist nach Fig. 85 belastet.

$$A = \frac{45000}{2} + \frac{5000 \cdot 5 + 4000 \cdot 7 + 3000 \cdot 11 + 6000 \cdot 1,5 + 9000 \cdot 5,5 + 10000 \cdot 12,5}{15}$$

$$A = 40467 \text{ kg}$$

Für Querschnitt I wird:

$$V_I = 40467 - \frac{45000}{15} \cdot 4 - \frac{10000}{5} \cdot 4 - 0 = + 20467 \text{ kg}$$

$$V_I' = 20467 - 3000 = + 17467 \text{ kg}$$

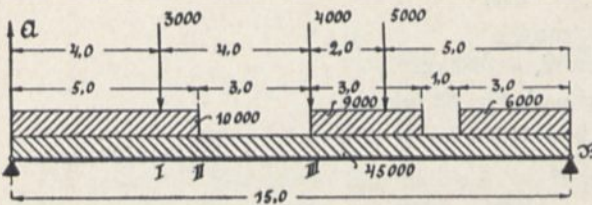


Fig. 85.

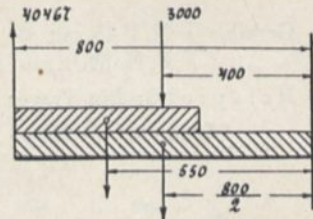


Fig. 86.

Für Querschnitt II wird:

$$V_{II} = 40467 - \frac{45000}{15} \cdot 5 - 3000 - 10000 = + 12467 \text{ kg.}$$

Für Querschnitt III wird:

$$V_{III} = 40467 - \frac{45000}{15} \cdot 8 - 3000 - 10000 - 0 = + 3467 \text{ kg}$$

$$V_{III}' = + 3467 - 4000 = - 533 \text{ kg.}$$

Der gefährliche Querschnitt liegt also bei III.

Es wird (Fig. 86)

$$M = 40467 \cdot 800 - 10000 \cdot 550 - 3000 \cdot 400 - \frac{45000}{15} \cdot 8 \cdot \frac{800}{2} = 16073600 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{16073600}{1000} = 16074 \text{ cm}^3.$$

C. Die Schrauben und Bolzen.

I. Die Kopf- und Mutterschraube. (Fig. 87.)

1. Der Schraubenschaft.

Der Schraubenschaft hat eine zylindrische Form. An einem Ende ist das Gewinde angeschnitten. Beim Eisenbau kommt nur das scharfgängige Gewinde nach Whitworth in Frage.

Der Schraubenschaft wird nur auf Zug in der Richtung seiner Achse beansprucht, woraus sich ergibt:

$$\frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} = \frac{P}{K}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{3,14 \cdot K}} = 1,13 \sqrt{\frac{P}{K}} \quad (1)$$

Hat man nach dieser Gleichung den Kerndurchmesser des Gewindes in Zentimetern festgelegt, so kann man aus folgender Tabelle die übrigen Masse der Schraube entnehmen.

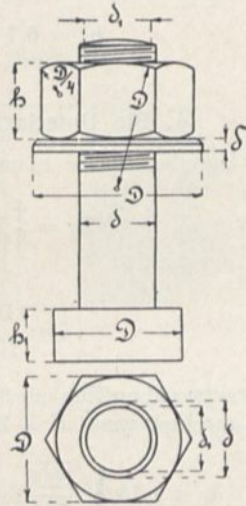


Fig. 87.

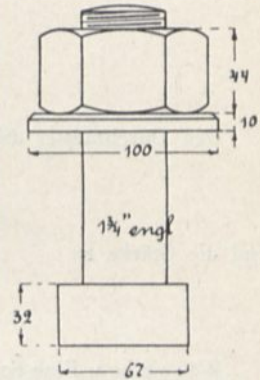


Fig. 88.

III. Tabelle.

Kerndurchmesser d ₁		Äusserer Gewindedurchmesser d		Höhe der Mutter in cm	Höhe des Kopfes in cm	Anzahl der Gewindegänge auf 1" engl.	Schlüsselweite D in cm
in cm	in Zoll engl.	in Zoll engl.	in cm				
0,991	0,393	1/3	1,27	1,3	0,9	12	2,3
1,292	0,509	5/8	1,59	1,6	1,1	11	2,7
1,574	0,622	3/4	1,91	1,9	1,3	10	3,3
1,854	0,733	7/8	2,22	2,2	1,5	9	3,6
2,133	0,840	1	2,54	2,5	1,8	8	4,0
2,387	0,942	1 1/8	2,86	2,9	2,0	7	4,5
2,692	1,067	1 1/4	3,18	3,2	2,2	7	5,0
2,946	1,162	1 3/8	3,49	3,5	2,4	6	5,4
3,268	1,287	1 1/2	3,81	3,8	2,7	6	5,8
3,528	1,369	1 5/8	4,13	4,1	2,9	5	6,3
3,784	1,494	1 3/4	4,45	4,4	3,2	5	6,7
4,038	1,591	1 7/8	4,76	4,8	3,4	4 1/2	7,2
4,343	1,716	2	5,08	5,1	3,6	4 1/2	7,6

2. Die Mutter.

Die Mutter ist in der Regel ein sechskantiges Prisma mit an den beiden Endflächen unter 30° gebrochenen Kanten. Der Grundriss der Mutter stellt also ein regelmässiges Sechseck mit einbeschriebenem Kreis dar. Den Durchmesser des einbeschriebenen Kreises, die sogen. Schlüsselweite, macht man gleich

$$D = 1,4 d + 0,5 \text{ cm} \quad (2)$$

und die Höhe der Mutter

$$h = d \quad (3)$$

3. Der Kopf.

Der Kopf stellt im Grundriss gewöhnlich ein Quadrat dar, von den Seiten

$$b = D \quad \dots \quad (4)$$

und einer Höhe

$$h_1 = 0,7 d \quad \dots \quad (5)$$

4. Die Unterlagscheibe.

Den Durchmesser der Unterlagscheibe nimmt man zu:

$$D_1 = \frac{4}{3} D \quad \dots \quad (6)$$

und die Stärke zu

$$\delta = \frac{D}{10} \quad \dots \quad (7)$$

Beispiel: Eine Schraube soll auf Zug mit 8000 kg belastet werden. Wie gross sind die Schraubenabmessungen zu machen, wenn $K = 750 \text{ kg/cm}^2$?

$$d_1 = 1,13 \sqrt{\frac{8000}{750}} = 3,695 \text{ cm.}$$

Es ist also nach Tabelle eine Schraube $1\frac{3}{4}''$ eng zu nehmen.

In Fig. 88 ist die Schraube zur Darstellung gebracht.

II. Die Steinschraube. (Fig. 89.)

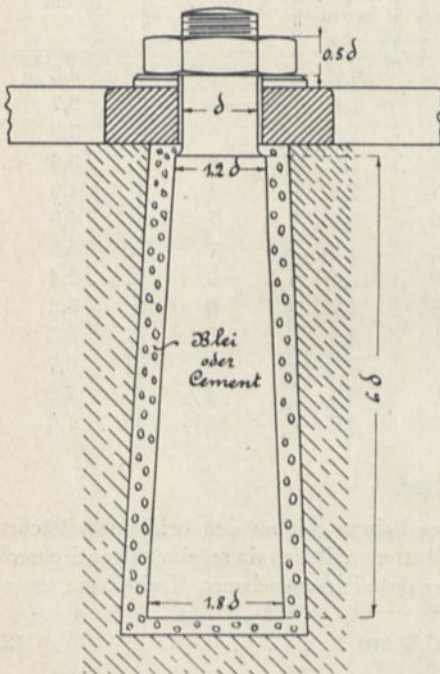


Fig. 89.

Die Steinschraube findet mitunter an Stelle von Rippen Anwendung zur Festlegung der Fussplatten der Auflager auf den Knotensteinen.

Hieraus ergibt sich, dass diese Schrauben einschnittig auf Abscherung beansprucht werden. Bezeichnet man den Bolzendurchmesser mit d , so wird

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \frac{H}{K_s}$$

$$d = 1,13 \sqrt{\frac{H}{K_s}} \quad \dots \quad (8)$$

Beispiel: Die Horizontalkraft betrage 6000 kg, bei zulässiger Scherbeanspruchung von $K_s = 600 \text{ kg/cm}^2$.

$$d = 1,13 \sqrt{\frac{6000}{600}} = 3,6 \text{ cm.}$$

Alle übrigen Masse sind aus der Figur zu ersehen.

Es mag noch besonders darauf hingewiesen werden, dass das Gewinde nur bis zur Oberkante der Fussplatte geschnitten werden darf.

III. Die Bolzenschraube.

Die Bolzenschrauben, welche anstelle von Nieten, vergl. Seite (Fig. 32), Anwendung finden und senkrecht zur Achse beansprucht werden, sind auf Abscherung und Lochwanddruck zu berechnen. Die Neigung des konischen Schaftes beträgt $\frac{1}{100}$.

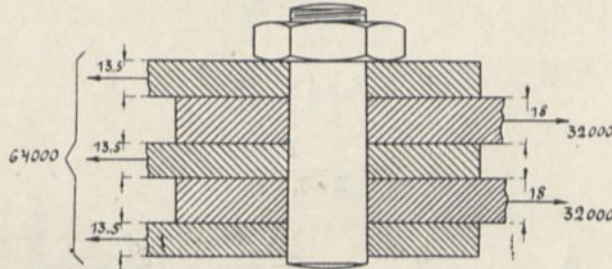


Fig. 90.

Beispiel: Die in Figur 90 angegebene Bolzenschraubverbindung ist zu berechnen, wenn 4 Schrauben vorhanden sein sollen und die zulässige Inanspruchnahme $K_s = 800 \text{ kg/cm}$ beträgt.

Da der Bolzen vierschnittig ist, so wird

$$4 \cdot 4 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot K_s = 64000$$

$$d = \sqrt{\frac{64000 \cdot 4}{16 \cdot 3,14 \cdot 800}} = 2,53 \text{ cm.}$$

Auf Lochwanddruck wird bezogen auf 1 Eisen

$$4 \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = 32000$$

$$d = \frac{32000}{4 \cdot 1,8 \cdot 1600} = 2,78 \text{ cm.}$$

Für die Mutterhöhe genügt $h = 0,5 d$.

Auch hier ist darauf zu achten, dass das Schraubengewinde nicht zu tief geschnitten wird.

IV. Der Gelenkbolzen.

Der Gelenkbolzen findet bei den in diesem Werk behandelten Brücken hauptsächlich Anwendung zur gelenkartigen Verbindung des Längsträgers mit dem Querträger.

Seine Berechnung hat zu erfolgen auf Abscherung, Lochwanddruck und Biegung.

1. Anordnung.

Der Steg des Längsträgers oder der beiderseitig durch Flacheisenlaschen verstärkte Steg wird zwischen die Schenkel der Anschlusswinkel geführt. (Fig. 91 und 92.)

a) Berechnung auf Abscherung.

$$2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \frac{P}{K_s}$$

$$d = \sqrt{\frac{P}{K_s} \cdot \frac{4}{2 \cdot 3,14}} = 0,8 \sqrt{\frac{P}{K_s}} \dots \dots \dots (9)$$

b) Berechnung auf Lochwanddruck.

$$\delta \cdot d = \frac{P}{K_1}$$

$$d = \frac{P}{\delta \cdot K_1} \dots \dots \dots (10)$$

bezw.

$$2 \cdot \delta_1 \cdot d = \frac{P}{K_1}$$

$$d = \frac{P}{2 \cdot \delta_1 \cdot K_1} \dots \dots \dots (10a)$$

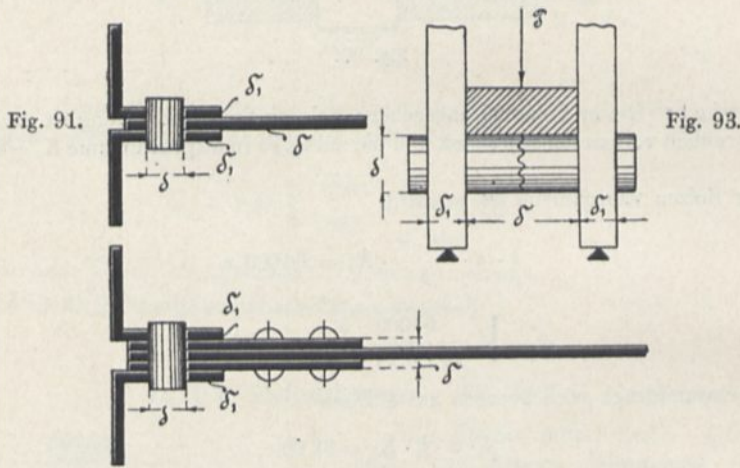


Fig. 92.

c) Berechnung auf Biegung.

$$A_s = \frac{P}{2}$$

$$M = A \cdot \left(\frac{\delta_1}{2} + \frac{\delta}{2} \right) = \frac{P}{2} \cdot \frac{\delta}{4} = \frac{P}{2} \left[\frac{\delta_1}{2} + \frac{\delta}{2} - \frac{\delta}{2} \right]$$

$$M = \frac{P}{2} \left[\frac{\delta_1}{2} + \frac{\delta}{4} \right] = \frac{P}{4} \left[\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right]$$

$$W = \frac{M}{K} = \frac{P}{4 \cdot K} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right),$$

mithin

$$\frac{d^3 \cdot \pi}{32} = W = \frac{P}{4 \cdot K} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot P}{3,14 \cdot 4 \cdot K} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right)}$$

$$d = 1,37 \sqrt[3]{\frac{P}{K} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right)} \dots \dots \dots (11)$$

2. Anordnung.

Die beiden Laschen sind zwischen die Schenkel der Anschlusswinkel geführt. (Fig. 94).

a) Berechnung auf Abscherung.

$$2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \frac{P}{K_s}$$

$$d = 0,8 \sqrt{\frac{P}{K_s}} \dots \dots \dots (12)$$

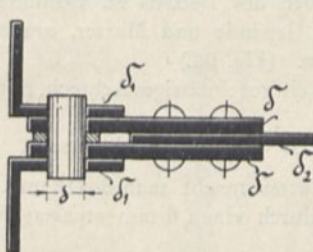


Fig. 94.

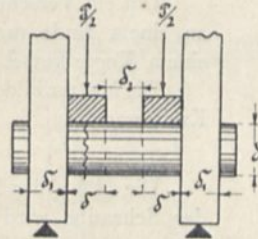


Fig. 95.

b) Berechnung auf Lochwanddruck.

$$2 \cdot \delta_1 \cdot d = \frac{P}{K_1}$$

$$d = \frac{P}{2 \cdot \delta_1 \cdot K_1} \dots \dots \dots (13)$$

bezw.

$$2 \cdot \delta \cdot d = \frac{P}{K_1}$$

$$d = \frac{P}{2 \cdot \delta \cdot K_1} \dots \dots \dots (13a)$$

c) Berechnung auf Biegung. (Fig. 95.)

$$A = \frac{P}{2}$$

$$M = A \left(\frac{\delta_1}{2} + \frac{\delta}{2} \right) - \frac{P}{2} \cdot \frac{\delta}{4} = \frac{P}{2} \cdot \frac{\delta_1}{2} + \frac{P}{2} \cdot \frac{\delta}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{\delta}{4} = \frac{P}{4} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right).$$

Wonach sich analog, wie unter 1, ergibt

$$d = 1,37 \sqrt{\frac{P}{K_s} \left(\delta_1 + \frac{\delta}{2} \right)} \dots \dots \dots (14)$$

Beispiel: Ein I N. P 36 soll nach Anordnung 2 mit Hilfe von zwei 13 mm starken Laschen und Anschlusswinkel $120 \cdot 120 \cdot 12$ gelenkartig mit einem Querträger verbunden werden, wenn die zu übertragende Kraft 16 000 kg, bei $K = K_s = 750 \text{ kg/cm}^2$, $K_1 = 1500 \text{ kg/cm}^2$, beträgt.

Auf Abscherung:

$$d = 0,8 \sqrt{\frac{16000}{750}} = 3,696 \text{ cm.}$$

Auf Lochwanddruck:

$$d = \frac{16000}{2 \cdot 1,2 \cdot 1500} = 4,44 \text{ cm.}$$

Auf Biegung:

$$d = 1,37 \sqrt[3]{\frac{16000}{750} \left(1,2 + \frac{1,3}{2}\right)} = 4,658 \text{ cm.}$$

Der Durchmesser des Bolzens wäre also $d = 47 \text{ mm}$ zu machen.

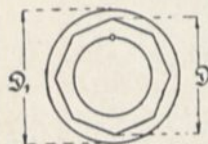
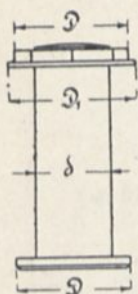


Fig. 96.

Um ein Verschieben des Bolzens zu verhindern, wird derselbe an einem Ende mit Gewinde und Mutter, am anderen Ende mit einem Kopfe versehen. (Fig. 96.)

Die Mutter bildet ein regelmässiges Achteck, mit umbeschriebenem Kreis von

$$D = 1,5 d \text{ Durchmesser} \dots \dots \dots (15)$$

Die Höhe der Mutter macht man 8—12 mm. Eine Lockerung der Schraube wird durch einen 6 mm starken Sicherheitsstift verhindert.

Unter der Mutter ist stets eine 3 mm starke Unterlagsscheibe von einem Durchmesser

$$D_1 = 1,7 d \dots \dots \dots (16)$$

zu legen.

Vor allem ist darauf zu achten, dass das Gewinde nicht tiefer als die Unterlagsscheibe geschnitten wird, weil im anderen Falle das Gewinde sich in den Schenkel des Winkeleisens einfressen würde.

Der Kopf erhält eine zylindrische Form mit denselben Abmessungen wie die Mutter.

D. Der Blechträger.

I. Einleitung.

Der Blechträger besteht aus einem senkrecht stehenden Bleche (Stehblech oder Blechtafel), welches „oben“ und „unten“ durch Winkel (Gurtwinkel) gesäumt ist (Fig. 97). Nötigenfalls werden auf diese Winkel noch Bleche (Gurtplatten, Deckplatten oder Lamellen) genietet (Fig. 98), deren Höchstanzahl auf jeder Seite nur 3 betragen soll. Lamellen und Gurtwinkel zusammen werden auch Gurtung genannt, und zwar je nach ihrer Lage Obergurt und Untergurt.

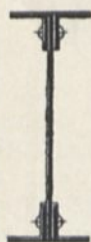


Fig. 97.

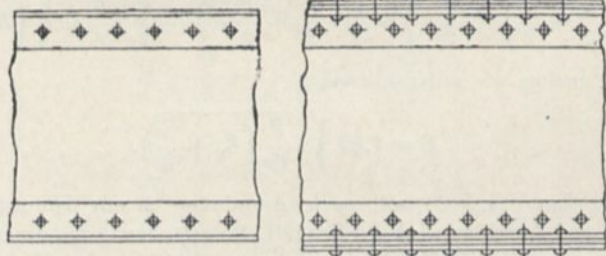


Fig. 98.

Die Höhe der Blechträger macht man $\infty \frac{1}{10}$ der Stützweite, doch wird sie sich im wesentlichen nach der vorhandenen Konstruktionshöhe richten müssen.

II. Das Stehblech.

Die Stärke des Bleches macht man fast durchweg $\delta = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$. Ist die Höhe h_{st} der Stehbleches kleiner als 60 cm, so stellt man das Stehblech aus einer einzigen Blechtafel her. Ist dagegen h_{st} grösser als 60 cm, so wird das Stehblech aus einzelnen Blechtafeln zusammengesetzt.

Die einzelnen Blechtafeln werden stumpf gegeneinandergestossen und durch beiderseits aufgelagte Bleche (Laschen) gedeckt. Die Stärke der Laschen macht man in der Regel gleich der Stehblechstärke δ , doch sollte sie mindestens 8 mm betragen. Die Stossverbindung kann in doppelter Weise zur Ausführung kommen:

1. Man deckt den Stoss zwischen den Winkeln durch Laschen und nietet über die senkrechten Schenkel der Winkelisen Flacheisen (Fig. 99).

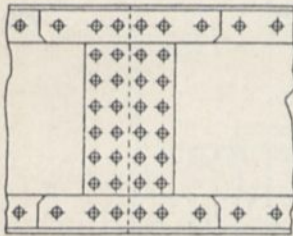


Fig. 99.

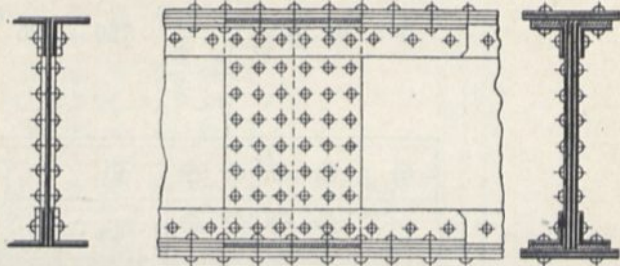


Fig. 100.

2. Man ordnet den sogenannten Universalstoss an, indem man die Laschen über die ganze Stehblechhöhe durchführt, die Gurtwinkel an diese Lasche stumpf anstossen lässt und die unterbrochenen Gurtwinkel durch Hilfwinkel ersetzt. Eventuell entstehende Öffnungen sind durch Futterstücke zu füllen (Fig. 100).

Die Niete der senkrechten Nietreihen sind einander gegenüber anzuordnen (Fig. 99 und 100).

Bei der Bestimmung der Nietanzahl auf jeder Seite des Stosses geht man von der Betrachtung aus,

1. dass diese Niete auf Abscherung und Lochwanddruck dieselbe Kraft aufnehmen müssen, wie das Stehblech,

2. dass die Kraft in der äussersten Nietreihe, unter Voraussetzung, dass sich die Spannungen verhalten wie die Abstände von der Nulllinie, den zulässigen Wert auf Abscherung bzw. Lochwanddruck nicht überschreitet.

Bezeichnet man den Nيتدurchmesser mit d , die Stehblechstärke mit δ und seine Höhe mit h_{st} , so muss

$$n \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot K_s = \delta \cdot h_{st} \cdot K$$

$$n \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot 750 = \delta \cdot h_{st} \cdot 750$$

$$n = \frac{\delta \cdot h_{st} \cdot 4}{2 \cdot d^2 \cdot \pi} \quad \dots \dots \dots (17)$$

für $\delta = 1$ und $d = 2$ wird

$$n = \frac{1 \cdot h_{st}}{2 \cdot 3,14} = 0,16 h_{st} \quad \dots \dots \dots (17a)$$

$$n \cdot \delta \cdot d \cdot K_1 = \delta \cdot h_{st} \cdot K$$

$$n \cdot \delta \cdot d \cdot 1500 = \delta \cdot h_{st} \cdot 750$$

$$n = \frac{\delta \cdot h_{st} \cdot 750}{\delta \cdot d \cdot 1500} = \frac{h_{st}}{2 \cdot d} \quad \dots \dots \dots (18)$$

für $d = 2$ wird

$$n = \frac{h_{st}}{2 \cdot 2} = 0,25 h_{st} \dots \dots \dots (18a)$$

Letzterer Wert ist mithin massgebend:

Die Kraft in der äussersten Nietreihe auf jeder Seite des Stosses beträgt (Fig. 101)

$$N = \frac{6 \cdot M (n - 1)}{h_0 (n + 1) n} \dots \dots \dots (19)$$

In dieser Gleichung bedeutet:

M das Moment in cm/kg, welches vom Stehblech aufgenommen werden muss

$$M = W \cdot K = \frac{\delta \cdot h_{st}^3}{12 \cdot \frac{h}{2}} \cdot 750 = 125 \frac{\delta \cdot h_{st}^3}{h} \dots \dots \dots (20)$$

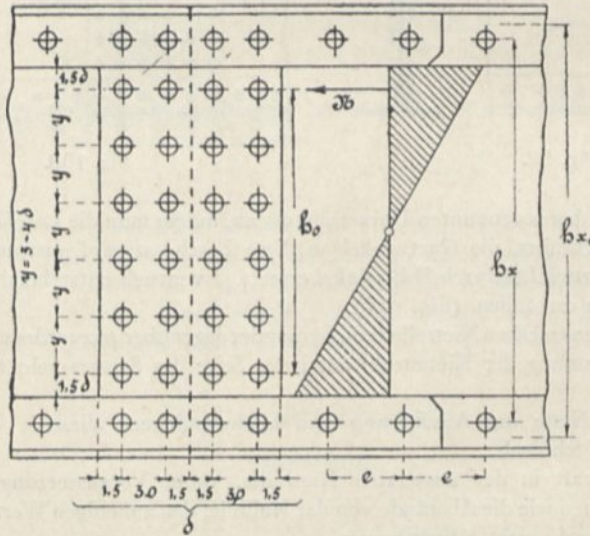


Fig. 101.

n die Anzahl der senkrecht untereinander angeordneten Nietreihen, h = Gesamthöhe des Trägers in cm, h_{st} = Stehblechhöhe in cm, δ = Stehblechstärke in cm, h_0 = Entfernung der äussersten Nietreihen von einander.

Die Nietentfernungen sind aus der Fig. 101 zu ersehen.

Beispiel: Ein Blechträger habe die in Fig. 102 angegebenen Abmessungen. Es ist der Stoss zu berechnen. Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses muss nach 1. mindestens betragen

$$n = 0,25 \cdot 60 = 15 \text{ Nieten.}$$

$$M = \frac{1 \cdot 60^3}{62} \cdot 125 = 435\,500 \text{ cm/kg}$$

$$N = \frac{6 \cdot 435\,500 \cdot (6 - 1)}{38 (6 + 1) \cdot 6} = \approx 8000 \text{ kg.}$$

Auf Abscherung wird:

$$K_s = \frac{N}{3 \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{8000}{3 \cdot 2 \cdot 3,14} = 426 \text{ kg/cm}^2.$$

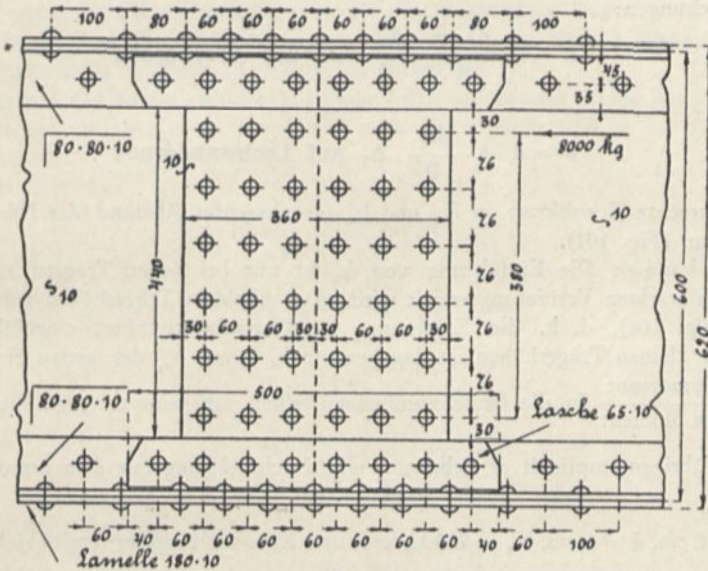


Fig. 102.

Auf Lochwanddruck wird:

$$K_l = \frac{N}{3 \cdot \delta \cdot d} = \frac{8000}{3 \cdot 1 \cdot 2} = 1334 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Werte von 750 bzw. 1500 nicht überschritten werden, so ist die Nietenzahl richtig bestimmt.

Das Stehblech ist gegen Ausbeulen durch Steifen zu sichern. Die Steifen bestehen in der Regel aus Winkleisen 80 · 80 · 10, welche mit Hilfe von Futterblechen über die Gurtwinke reichen sollen. Die Nietteilung beträgt 5—6 d (Fig. 103). Die Steifen sind an den Stellen anzuordnen, an welchen grössere Einzellasten auf den Träger übertragen werden, besonders also an den Auflagern und Anschlüssen der Querträger. Die Entfernung der Steifen soll im allgemeinen nicht mehr als 1,2 m betragen.

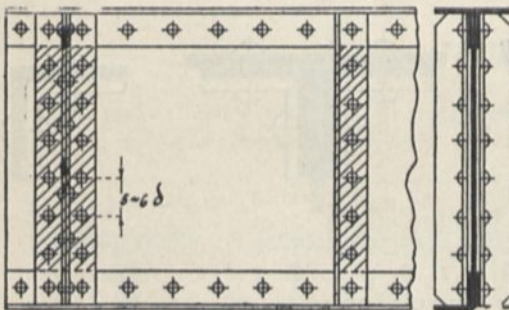


Fig. 103.

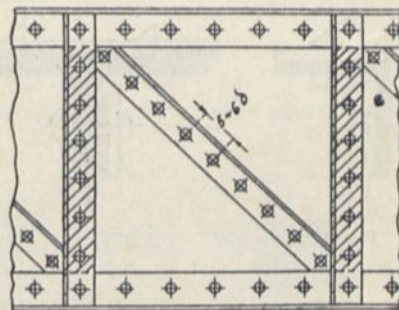


Fig. 104.

Bei sehr grossen Belastungen dürfte sich ausserdem eine Anordnung von Winkeldiagonalen empfehlen (Fig. 104).

III. Die Gurtwinkel.

Die kleinsten zu verwendbaren Gurtwinkel sind $\sqrt{65 \cdot 65 \cdot 7}$. Für das Setzen der Niete in vertikaler Richtung ist das sogenannte Wurzelmass (vergl. Tabelle Seite 17) massgebend. Die Entfernung der Niete in horizontaler Richtung, die sogenannte Nietteilung, ergibt sich aus den Gleichungen:

$$e = 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{K_s}{Q} \cdot h_x \text{ auf Abscherung} \quad (21)$$

und

$$e = d \cdot \delta \cdot \frac{K_1}{Q} \cdot h_x \text{ auf Lochwanddruck} \quad (22)$$

Q = senkrechte Schubkraft in K_g und h_x = senkrechter Abstand der Nietreihen voneinander in cm. (Fig. 101).

Anmerkung: Die Einführung von h_x ist nur bei hohen Trägern zulässig, weil hierdurch eine stärkere Vernietung erzielt wird. Bei mittleren Trägerhöhen würde der Abstand h_x (Fig. 101), d. h. die Entfernung der Gurtschwerpunkte, eingeführt werden können. Bei kleinen Trägerhöhen ist dagegen für h_x bzw. h_{x_1} der genau richtige Wert $\frac{J}{S} = \frac{\text{Trägheitsmoment}}{\text{Statisches Moment}}$ in die Berechnung einzustellen, um keine zu enge Nietteilung zu

erhalten. Im übrigen empfiehlt es sich, stets eine Nachrechnung mit dem genauen Wert $\frac{J}{S}$ durchzuführen.

Für $d = 2$ cm, $\delta = 1$ cm, $K_s = 750$ kg/cm² und $K_1 = 1500$ kg/cm² ergibt sich:

$$e = 2 \cdot 3,14 \cdot 750 \cdot \frac{h_x}{Q} = 4710 \frac{h_x}{Q} \text{ auf Abscherung} \quad (21a)$$

$$e = 2 \cdot 1 \cdot 1500 \cdot \frac{h_x}{Q} = 3000 \frac{h_x}{Q} \text{ auf Lochwanddruck} \quad (22a)$$

Es wird also fast durchweg die Nietteilung auf Lochwanddruck zu berechnen sein. Wie aus vorstehenden Gleichungen ersichtlich, richtet sich die Nietteilung, abgesehen von der meist konstanten Höhe h_x , im wesentlichen nach der Schubkraft Q . Bekanntlich ist die Schubkraft Q am Auflager stets am grössten. Da man nun aus konstruktiven Rücksichten die Nietteilung zweckmässig überall gleich macht, so wird man auch die grösste Schubkraft, also den Auflagerdruck, in obige Gleichungen einzusetzen haben.

Sollte sich die Nietteilung grösser als $6d$ ergeben, so wählt man $6d$ oder einen kleineren Wert.

Bei doppelter versetzter Nietung bedeutet e den horizontalen Abstand zweier aufeinanderfolgenden Niete.



Fig. 105.

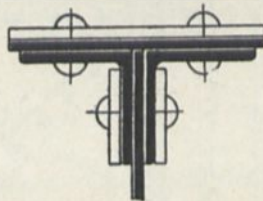


Fig. 106.

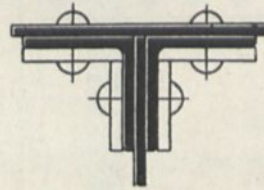


Fig. 107.

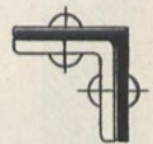


Fig. 108.

Stoss der Gurtwinkel.

Müssen die Gurtwinkel gestossen werden, was übrigens nur bei sehr langen Blechträgern oder bei Anordnung des Universalstosses der Fall sein wird, so erfolgt der Stoss durch aufgelegte Flacheisen (Fig. 105); sind Gurtplatten vorhanden, so kann man die horizontalen

Decklaschen über die Gurtplatten (Fig. 106) oder unter den Winkel nieten (Fig. 107). Erfolgt der Stoss durch Winkeleisen, so ist einmal darauf zu achten, dass die Winkel genau ineinander passen, zum anderen, dass die Winkel nicht überstehen. Es werden also die Stosswinkel stärker zu wählen sein, als die zu stossenden Gurtwinkel (Fig. 108).

Beim Stoss ist besonders darauf zu achten, dass die Stosseisen mindestens denselben Querschnitt aufweisen, wie die zu stossenden Gurtwinkel.

Geschieht also die Deckung durch Flacheisen, so sind 2 Niete, bei Deckung durch Winkeleisen 1 Niete in Abzug zu bringen.

Die Anzahl der Nieten, welche auf jeder Seite des Stosses in der Ansicht erforderlich sind, ergibt sich, wenn f_w den Querschnitt eines Gurtwinkels und δ_1 die Stärke desselben bezeichnet, zu:

Auf Abscherung:

$$\frac{n \cdot d^2 \cdot \pi}{4} \cdot K_s = f_w \cdot K$$

$$\frac{n \cdot d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 750 = f_w \cdot 750$$

$$n = \frac{4 \cdot f_w}{d^2 \cdot \pi} \dots \dots \dots (23)$$

für $d = 2 \text{ cm}$ wird:

$$n = \frac{f_w}{3,14} \dots \dots \dots (23a)$$

Auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta_1 \cdot K_l = f_w \cdot K$$

$$n \cdot d \cdot \delta_1 \cdot 1500 = f_w \cdot 750$$

$$n = \frac{f_w}{2 \cdot d \cdot \delta_1} \dots \dots \dots (24)$$

für $d = 2 \text{ cm}$ wird,

$$n = \frac{f_w}{4 \cdot \delta_1} \dots \dots \dots (24a)$$

Die Nietentfernung in horizontaler Richtung macht man 2,5 — 3 d und die Entfernung vom Rand 2 d (Fig. 109).

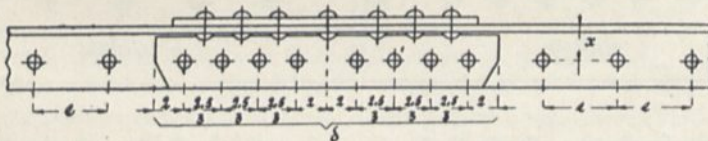


Fig. 109.

Beispiel: Für den in Fig. 110 angegebenen Obergurt sind die Gurtwinkel zu stossen, wenn 20 mm Nietung vorausgesetzt wird.

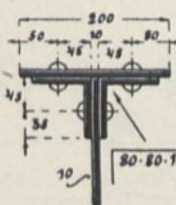
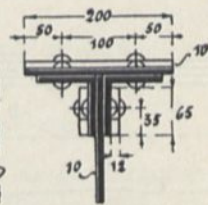


Fig. 110.



Fig. 111.



Der Nutzerschnitt eines Winkels $80 \cdot 80 \cdot 10$ beträgt . . . $15,1 - 2 \cdot 1 = 13,1 \text{ cm}^2$

Die Deckplatte liefert für einen Winkel einen Nutzerschnitt $\frac{20 \cdot 1}{2} - 2 \cdot 1 = 8,0$ „
5,1 cm²

Die senkrechte Lasche muss also einen Nutzerschnitt von $5,1 \text{ cm}^2$ erhalten. Wählt man die Höhe der Lasche zu $6,5 \text{ cm}$, also die Nutzhöhe $6,5 - 2 = 4,5 \text{ cm}$, so muss die Stärke

$$\delta_0 = \frac{5,1}{4,5} = 1,1333 = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm} \text{ betragen (Fig. 111).}$$

Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses in der Ansicht ergibt sich zu:

$$n = \frac{15,1}{3,14} = 4,8 = 5 \text{ Niete auf Abscherung}$$

$$n = \frac{15,1}{4 \cdot 1} = 3,8 = 4 \text{ Niete auf Lochwanddruck.}$$

Es sind also auf jeder Seite des Stosses 5 Niete anzuordnen (Fig. 111).

IV. Die Lamellen.

Die Anzahl der Lamellen soll auf jeder Seite höchstens 3 betragen, da bei grösserer Anzahl die Nieschäfte zu lang werden würden.

Die Stärke der einzelnen Lamellen beträgt $10-12 \text{ mm}$, selten bis 14 mm . Die Breite der Lamellen soll mindestens gleich der Summe der Winkelschenkel und Stehblechstärke sein. Der Überstand soll jedoch höchstens $3 \delta_2 = 3 \text{ Lamellenstärken}$ betragen.

Müssen die Lamellen, was nur ganz ausnahmsweise vorkommt, gestossen werden, so erfolgt dieses stets durch aufgelegte Decklaschen, deren Querschnitt mindestens gleich dem Lamellenquerschnitt sein muss.

Ist von 2 übereinanderliegenden Lamellen die untere zu stossen, so darf die obere Lamelle in keinem Fall als Decklasche aufgefasst werden (Fig. 112 und 113).

Fig. 112.

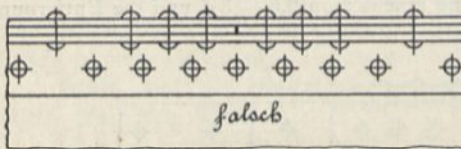


Fig. 113.

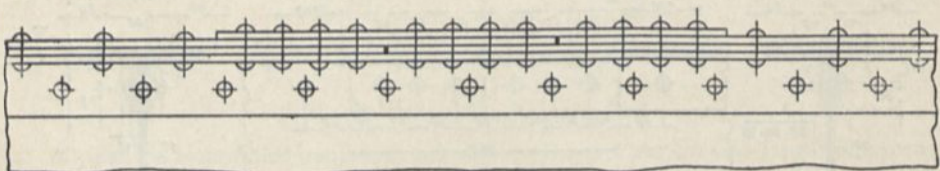
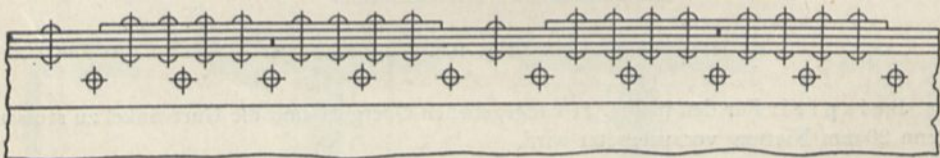
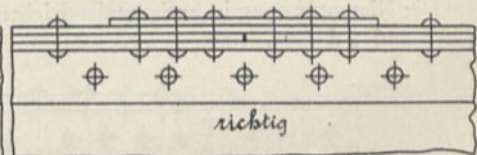


Fig. 114 und 115.

IV. Tabelle. Widerstandsmomente und Gewichte von Blechträgern bei 1 cm Stegstärke.

Steghöhe h_1 cm	2 Winkelisen 80·80·10 mm Nietstärke 2,0 cm					2 Winkelisen 90·90·11 mm Nietstärke 2,0 cm					2 Winkelisen 100·100·12 mm Nietstärke 2,3 cm				
	Ohne Gurtplatten		1 Gurtplatte 180·10	2 Gurtplatten 180·10	3 Gurtplatten 180·10	Ohne Gurtplatten		1 Gurtplatte 200·11	2 Gurtplatten 200·11	3 Gurtplatten 200·11	Ohne Gurtplatten		1 Gurtplatte 230·12	2 Gurtplatten 230·12	3 Gurtplatten 230·12
	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³
30	70,2	724	1077	1462	1857	81,4	858	1293	1778	2277	94,2	988	1523	2135	2767
35	74,1	894	1321	1771	2231	85,3	1059	1585	2151	2732	98,1	1218	1864	2579	3312
40	78,0	1073	1575	2092	2617	89,2	1270	1887	2536	3199	102,0	1459	2218	3036	3872
45	81,9	1261	1839	2422	3014	93,1	1491	2150	2933	3678	105,9	1710	2584	3507	4446
50	85,8	1458	2112	2762	3420	97,0	1720	2522	3339	4168	109,8	1971	2960	3988	5031
55	89,7	1664	2395	3112	3836	100,9	1959	2854	3756	4668	113,7	2241	3346	4479	5628
60	93,6	1879	2686	3470	4261	104,8	2207	3196	4182	5178	117,6	2520	3741	4981	6235
65	97,5	2102	2986	3838	4696	108,7	2463	3546	4617	5697	121,5	2808	4146	5492	6851
70	101,4	2333	3294	4214	5139	112,6	2727	3906	5061	6226	125,4	3104	4560	6013	7478
75	105,3	2573	3612	4599	5591	116,5	3001	4273	5514	6763	129,3	3409	4983	6543	8114
80	109,2	2822	3938	4992	*6052	120,4	3283	4650	5976	7310	133,2	3723	5415	7082	8760
85	113,1	3079	4273	5394	6522	124,3	3573	5036	6447	7866	137,1	4046	5856	7739	9414
90	117,0	3344	4615	5805	7000	128,2	3872	5430	6926	8430	141,0	4376	6305	8186	10077
95	120,9	3617	4967	6224	7487	132,1	4179	5832	7423	9003	145,7	4716	6763	8751	10750
100	124,8	3900	5320	6652	7983	136,0	4494	6243	7910	9585	148,8	5064	7229	9325	11431
105	128,7	4190	5695	7088	8487	139,9	4818	6662	8419	10174	152,7	5420	7701	9908	12121
110	132,6	4489	6071	7533	8999	143,8	5151	7090	8929	10774	156,6	5785	8188	10499	12819
115	136,5	4796	6456	7985	9520	147,7	5492	7527	9451	11381	160,5	6158	8680	11099	13526
120	140,4	5111	6849	8447	10049	151,6	5841	7971	9981	11998	164,4	6539	9181	11707	14242
125	144,3	5435	7252	8917	10587	155,5	6198	8424	10520	12622	168,3	6929	9690	12324	14966
130	148,2	5768	7662	9395	11133	159,4	6564	8886	11068	13255	172,2	7327	10207	12949	15699
135	152,1	6108	8080	9882	11688	163,7	6937	9355	11623	13896	176,1	7729	10733	13583	16441
140	156,0	6457	8507	10377	12251	167,6	7320	9832	12187	14546	182,0	8144	11268	14225	17191

$$g_1 = g_0 + 28,1 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 56,2 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 84,3 \text{ ,,}$$

$$g_1 = g_0 + 34,32 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 68,64 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 102,96 \text{ ,,}$$

$$g_1 = g_0 + 43,06 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 86,11 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 129,16 \text{ ,,}$$

Anmerkung: Die Tabelle ist der Hütte entnommen.

Widerstandsmomente und Gewichte von Blechträgern bei 1,2 cm Stegstärke.

Steghöhe h_1 cm	2 Winkelleisen 80·120·12 mm Nietstärke 2,3 cm					2 Winkelleisen 120·120·13 mm Nietstärke 2,6 cm					2 Winkelleisen 130·130·14 mm Nietstärke 2,6 cm				
	Ohne Gurtplatten		1 Gurt- platte 260·12	2 Gurt- platten 260·12	3 Gurt- platten 260·12	Ohne Gurtplatten		1 Gurt- platte 260·12	2 Gurt- platten 260·12	3 Gurt- platten 260·12	Ohne Gurtplatten		1 Gurt- platte 280·13	2 Gurt- platten 280·13	3 Gurt- platten 280·13
	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³
60	126,5	2730	4203	5650	7113	148,2	3181	4530	5920	7327	163,6	3593	5169	6820	8492
70	135,9	3356	5105	6801	8511	157,6	3923	5539	7169	8814	173,0	4423	6312	8246	10200
80	145,3	4022	6048	7993	9952	167,0	4706	6592	8463	10347	182,3	5297	7500	9720	11958
90	154,6	4729	7032	9228	11434	176,3	5532	7689	9801	11926	191,7	6213	8732	11239	13763
100	164,0	*5477	*8057	*10503	*12959	185,7	6399	8827	11182	13547	201,1	7171	10007	12802	15612
102	165,9	5631	8267	10763	13269	187,5	6577	9060	11463	13877	202,9	7368	10267	13119	15987
104	167,7	5787	8479	11025	13581	189,4	6757	9294	11746	14208	204,8	7566	10529	13439	16363
106	169,6	5944	8692	11288	13894	191,3	6938	9530	12030	14541	206,7	7766	10793	13760	16742
108	171,5	6103	8907	11553	14209	193,2	7121	9768	12316	14876	208,5	7967	11058	14083	17122
110	173,3	6264	9123	11819	14525	195,0	7306	10008	12604	15212	210,4	8170	11325	14407	17504
112	175,2	6427	9341	12087	14843	196,9	7492	10249	12894	15550	212,3	8375	11593	14733	17888
114	177,1	6590	9560	12357	15163	198,8	7680	10491	13185	15890	214,2	8582	11863	15061	18273
116	179,9	6756	9782	12628	15484	200,6	7870	10735	13478	16231	216,0	8790	12135	15391	18660
118	180,8	6923	10004	12901	15807	202,5	8061	10981	13772	16574	217,9	8999	12408	15722	19049
120	182,7	7092	10229	13176	16132	204,4	8254	11229	14068	16918	219,8	9211	12684	16055	19439
122	184,6	7262	10455	13452	16458	206,3	8449	11478	14366	17265	221,6	9424	12960	16389	19831
124	186,5	7434	10683	13730	16786	208,1	8645	11729	14666	17613	223,5	9638	13239	16725	20225
126	188,3	7608	10912	14009	17116	210,0	8843	11981	14967	17962	225,4	9854	13519	17063	20621
128	190,2	7783	11143	14290	17447	211,9	9042	12235	15269	18313	227,3	10072	13800	17403	21018
130	192,1	7960	11375	14573	17780	213,8	9243	12491	15574	18666	229,1	10292	14084	17744	21417
132	193,9	8138	11609	14857	18114	215,6	9445	12749	15880	19021	231,0	10513	14369	18086	21817
134	195,8	8318	11845	15143	18450	217,5	9650	13007	16187	19377	232,9	10735	14655	18431	22219
136	197,7	8500	12082	15431	18788	219,4	9855	13268	16497	19735	234,7	10960	14944	18777	22623
138	199,6	8683	12321	15720	19127	221,2	10063	13530	16808	20094	236,6	11185	15233	19125	23029
140	201,4	8867	12562	16011	19468	223,1	10272	13794	17120	20456	238,5	11413	15525	19474	23436

$$g_1 = g_0 + 48,672 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 97,344 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 146,016 \text{ ,,}$$

$$g_1 = g_0 + 48,672 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 97,344 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 146,016 \text{ ,,}$$

$$g_1 = g_0 + 56,784 \text{ kg/m,}$$

$$g_2 = g_0 + 113,568 \text{ ,,}$$

$$g_3 = g_0 + 170,352 \text{ ,,}$$

Beispiel: Die Stehblechhöhe betrage 0,8 m und das berechnete Widerstandsmoment 6000 cm³, so ergibt sich nach Tabelle IV ein Querschnitt (Fig. 117) mit einem Widerstandsmoment von 6052 cm³.

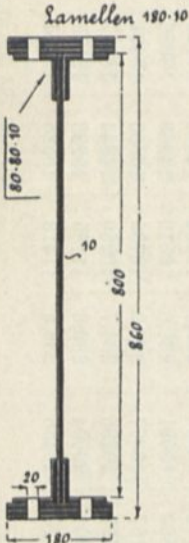


Fig. 117.

Weit umständlicher jedoch gestaltet sich die Bestimmung des Querschnittes, wenn Tabellen nicht vorhanden sind. In diesem Falle muss man durch Probieren und Nachrechnung den Querschnitt allmählich festlegen. Folgende Hilfsberechnung führt jedoch leichter zum Ziel: man bestimmt den Querschnitt der unteren Gurtung nach der Gleichung

$$f = \frac{W}{h_{st}} - \frac{\delta \cdot h_{st}}{8} \dots \dots \dots (27)$$

Hat man nach diesem Werte den Querschnitt festgelegt, so ist noch zu untersuchen, ob das Widerstandsmoment des Querschnittes mit dem durch die äusseren Kräfte hervorgerufenen Widerstandsmomente genau genug übereinstimmt.

Beispiel: Das Widerstandsmoment, hervorgerufen durch die äusseren Kräfte betrage 1860 cm³, bei einer Stehblechhöhe von 60 cm.

$$f = \frac{1860}{60} - \frac{1 \cdot 60}{8} = 31 - 7,5 = 23,5 \text{ cm}^2.$$

Die untere Gurtung muss also nach Nietabzug einen Querschnitt von 23,5 cm² erhalten.

Es sei vorläufig der in Fig. 118 angegebene Querschnitt gewählt.

$$\begin{aligned} 2 [80 \cdot 80 \cdot 10 \text{ mit } 2 \cdot 15,1 &= 30,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Nietabzug mit } 1 \cdot 2 \cdot 3 &= 6,0 \text{ ,,} \\ \hline &= 24,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

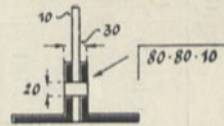


Fig. 118.

Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes ergibt sich zu (Fig. 119)

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{12} \{17 \cdot 60^3 - 2 \cdot 7 \cdot 58^3 - 2 \cdot 1 \cdot 44^3\} \\ &- 2 \left\{ \frac{3 \cdot 2^3}{12} + 3 \cdot 2 \cdot 25,5^2 \right\} = 63521 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

und das Widerstandsmoment

$$W = \frac{J}{r} = \frac{63521}{30} = 2117 \text{ cm}^3$$

oder genauer (Fig. 120)

$$\begin{aligned} J &= \frac{1 \cdot 60^3}{12} + 4 \{89,1 + 15,1 \cdot 27,63^2\} \\ &- 2 \left\{ \frac{3 \cdot 2^3}{12} + 3 \cdot 2 \cdot 25,5^2 \right\} = 56659 \text{ cm}^4 \\ W &= \frac{56659}{30} = 1888 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

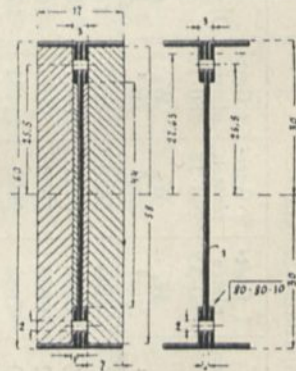


Fig. 119.

Fig. 120.

Man ersieht hieraus, dass die genaue Berechnung ein um

$$2117 - 1888 = 229 \text{ cm}^3$$

kleineres Widerstandsmoment (entsprechend einem \square N. P 20) ergibt. Man hat also stets die genaue Berechnung durchzuführen.

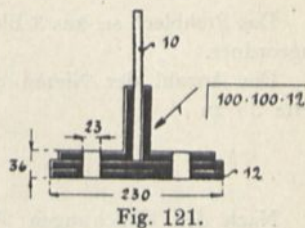
Da das verlangte Widerstandsmoment nur 1860 cm³ beträgt, so genügt der Querschnitt.

Beispiel: Das Widerstandsmoment, hervorgerufen durch die äusseren Kräfte betrage 9320 cm^3 , bei einer Stehblechhöhe von $1,00 \text{ m}$.

$$f = \frac{9320}{100} - \frac{1 \cdot 100}{8} = 80,7 \text{ cm}^2.$$

Es sei vorläufig der in Fig. 121 angegebene Gurtquerschnitt gewählt.

$$\begin{array}{r} 2 \sqrt{100 \cdot 100 \cdot 12} \dots\dots\dots 2 \cdot 22,7 = 45,4 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ Lamellen} \dots\dots\dots 2 \cdot 23 \cdot 1,2 = 55,2 \text{ cm}^2 \\ \hline 100,6 \text{ cm}^2 \\ \text{Nietabzug} \dots\dots\dots 2 \cdot 2,3 \cdot 3 \cdot 1,2 = 16,56 \text{ cm}^2 \\ \hline = 84,06 \text{ cm}^2 \end{array}$$



Das Trägheitsmoment ergibt sich zu (Fig. 122):

$$\begin{aligned} J &= \frac{1 \cdot 100^3}{12} + 4 \{210 + 22,7 \cdot 47,06^2\} + 2 \left\{ \frac{23 (1,2 \cdot 2)^3}{12} + 23 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 51,2^2 \right\} \\ &- 4 \left\{ \frac{2,3 \cdot 3,6^3}{12} + 2,3 \cdot 3,6 \cdot 50,6^2 \right\} = 83333 + 201930 + 289460 - 84832 = 489891 \text{ cm}^4 \\ W &= \frac{J}{r} = \frac{489891}{52,4} = 9368 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

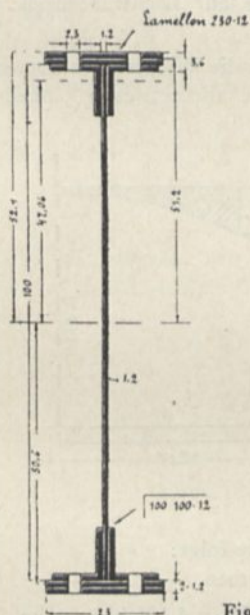


Fig. 122.

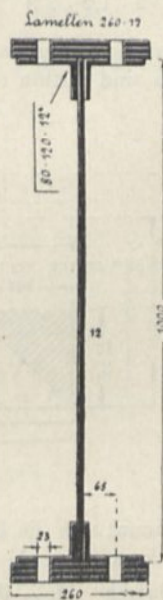


Fig. 123.

VI. Durchgerechnete Beispiele.

1. Beispiel: Ein Blechträger habe eine Spannweite von $12,00 \text{ m}$ und sei gleichmässig mit 64000 kg belastet. Es ist der Blechträger zu berechnen, wenn die Stehblechhöhe $1,00 \text{ m}$ beträgt und die zulässiger Beanspruchung zu $K = 750 \text{ kg/cm}^2$ festgesetzt ist.

$$M = \frac{64000 \cdot 1200}{8} = 9600000 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{9600000}{750} = 12800 \text{ cm}^3.$$

Nach Tabelle IV, Seite 43, ergibt sich nebenstehender Querschnitt (Fig. 123) mit den Widerstandsmomenten

$$W_0 = 5477 \text{ cm}^3, W_1 = 8057 \text{ cm}^3, W_2 = 10\,503 \text{ cm}^3, W_3 = 12\,959 \text{ cm}^3.$$

Das Stehblech sei aus 3 Blechtafeln zusammengesetzt und der sogenannte Universalstoss angeordnet.

Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich nach Gleichung 18 Seite 35 zu

$$n = \frac{100}{2 \cdot 2,3} = 22 \text{ Nieten.}$$

Nach den Gleichungen 20 und 19 folgt weiter (Fig. 124)

$$M = 125 \cdot \frac{1,2 \cdot 100^3}{107,2} = 1\,400\,000 \text{ cm/kg}$$

$$N = \frac{6 \cdot 1\,400\,000 (11 - 1)}{76 \cdot (11 + 1) \cdot 11} = 8374 \text{ kg}$$

$$K_s = \frac{8374}{2 \cdot 2 \cdot 4,155} = 505 \text{ kg/cm}^2 \text{ auf Abscherung}$$

$$K_l = \frac{8374}{2 \cdot 1,2 \cdot 2,3} = \sim 1500 \text{ kg/cm}^2 \text{ auf Lochwanddruck.}$$

Bei einer gleichmässig verteilten Belastung stellt die Widerstandsmomentenkurve stets eine Parabel dar. Es sind mithin nach Fig. 125 die theoretischen Lamellenlängen leicht zu bestimmen.

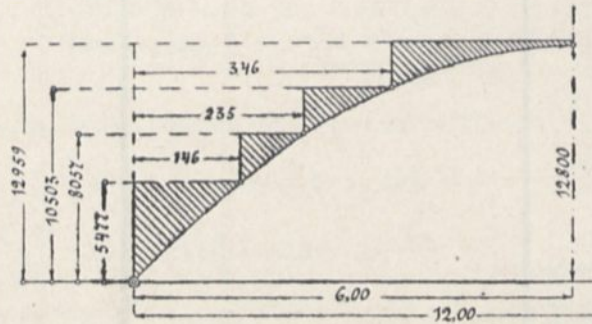


Fig. 125.

Rechnerisch bestimmt sich die Lamellenlänge, wie folgt:

Der Blechträger kann folgende Momente aufnehmen,

$$\text{ohne Gurtplatten } M_0 = W_0 \cdot K = 5474 \cdot 750 = 4\,105\,500 \text{ cm/kg}$$

$$\text{mit 1 Gurtplatte } M_1 = W_1 \cdot K = 8057 \cdot 750 = 6\,042\,750 \text{ ,,}$$

$$\text{mit 2 Gurtplatten } M_2 = W_2 \cdot K = 1050 \cdot 750 = 7\,877\,250 \text{ ,,}$$

$$\text{mit 3 Gurtplatten } M_3 = W_3 \cdot K = 12\,959 \cdot 750 = 9\,719\,250 \text{ cm/kg}$$

$$\text{Die Auflagerreaktion beträgt } A = \frac{64\,000}{2} = 32\,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Die Belastung für den lfd. m Träger wird } \frac{64\,000}{12} = 5334 \text{ kg, mithin für 1 cm}$$

$$\text{Trägerlänge } p = \frac{5334}{100} = 53,34 \text{ kg.}$$

Der Träger ohne Lamellen genügt mithin bis zu einer Länge vom linken Auflager:

$$A \cdot x - \frac{P \cdot x \cdot x}{2} = M_0$$

$$32\,000 \cdot x - \frac{53,34 \cdot x^2}{2} = 4\,105\,500$$

$$26,67 x^2 - 32\,000 x = -4\,105\,500$$

$$x = + \frac{32\,000}{2 \cdot 26,67} - \sqrt{\left(\frac{32\,000}{2 \cdot 26,67}\right)^2 - \frac{4\,105\,500}{26,67}} = 600 - 454 = 146 \text{ cm.}$$

Der Träger mit einer Lamelle genügt bis zu einer Länge vom linkem Auflager:

$$A \cdot x - \frac{P \cdot x^2}{2} = M_1$$

$$32\,000 x - 26,67 x^2 = 6\,042\,750$$

$$x = + \frac{32\,000}{2 \cdot 26,67} - \sqrt{\left(\frac{32\,000}{2 \cdot 26,67}\right)^2 - \frac{6\,042\,750}{26,67}} = 600 - 365 = 235 \text{ cm.}$$

Der Träger mit 2 Lamellen genügt bis zu einer Länge vom linken Auflager:

$$x = + \frac{32\,000}{2 \cdot 26,67} - \sqrt{\left(\frac{32\,000}{2 \cdot 26,67}\right)^2 - \frac{7\,877\,250}{26,67}} = 600 - 254 = 346 \text{ cm.}$$

Für die Berechnung der Nietteilung ergibt sich mit Einführung von

$$h_x = 100 - 2 \cdot 4,5 = 91 \text{ cm}$$

nach Gleichung 22 Seite 38

$$e = 2,3 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{32\,000} \cdot 91 = 11,8 \text{ cm.}$$

Will man nun untersuchen, von welcher Stelle vom linken Auflager man die Nietteilung gleich $6 \cdot d = 6 \cdot 2,3 = 13,8 = 14 \text{ cm}$ machen kann, so hat man die Gleichung

$$14 = 2,3 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{Q_x} \cdot 91$$

$$Q_x = \frac{2,3 \cdot 1,2 \cdot 1500 \cdot 91}{14} = 26\,910 \text{ kg}$$

$$32\,000 - \frac{64\,000}{12} \cdot x = 26\,910$$

$$2000 x = 32\,000 - 26\,910$$

$$x = \frac{5090}{2000} = 2,545 \text{ m.}$$

Für die genaue Berechnung der Nietteilung ergibt sich das Statische Moment, d. i. der Querschnitt einer Gurtung multipliziert mit dem zugehörigen Hebelarm, zu

$$S_0 = 2 \cdot 22,56 \cdot [50 - 2,05] = 2164 \text{ cm}^3$$

$$J_0 = 5474 \cdot 50 = 273\,700 \text{ cm}^4$$

$$\frac{J_0}{S_0} = \frac{273\,700}{2164} = 126 \text{ cm}$$

$$e = 2,3 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{32\,000} \cdot 126 = 16,3 \text{ cm.}$$

$$S_1 = 2 \cdot 22,56 \cdot [50 - 2,05] + 26 \cdot 1,2 \cdot \left[50 + \frac{1,2}{2} \right] = 3742 \text{ cm}^2$$

$$J_1 = 8057 \cdot (50 + 1,2) = 412\,518 \text{ cm}^4$$

$$\frac{J_1}{S_1} = \frac{412\,518}{3742} = 110 \text{ cm.}$$

An derjenigen Stelle, an welcher die eine Lamelle anfängt, also 1,46 m vom linken Auflager, beträgt die Schubkraft

$$Q_1 = 32\,000 - \frac{64\,000}{12} \cdot 1,46 = 24\,212 \text{ kg,}$$

mithin

$$e = 2,3 \cdot 1,2 \cdot \frac{1500}{24\,216} \cdot 110 = 18,8 \text{ cm}$$

etc.

Man ersieht also, dass bei der genauen Berechnung die Nietteilung überall grösser ist als $6 \cdot 2,3 = 13,8 = 14 \text{ cm}$; es kann also dieser Wert oder ein kleinerer genommen werden.

Die Gurtwinkel, welche sich an den Laschen des Stosses totlaufen, müssen gedeckt werden. Da der Querschnitt eines $\sqrt{80 \cdot 120 \cdot 12}$ gleich $22,56 \text{ cm}^2$ ist, so muss auch der Stossquerschnitt diesen Querschnitt aufweisen. Eine Deckung durch Flacheisen ist beim „Universalstoss“ nicht zulässig, es müssen also Winkel angeordnet werden. Ein Winkel mit kleineren Schenkellängen $80/120$ und einem Querschnitt von $22,56 \text{ cm}^2$ ist in den Profiltabellen nicht enthalten. Man ist also gezwungen, einen Deckwinkel $\sqrt{80 \cdot 120 \cdot 12}$ zu wählen und den Überstand von $1,2 \text{ cm}$ auf jeder Seite mit in Kauf zu nehmen.

Die Anzahl der Nieten, welche auf jeder Seite des Stosses in der Ansicht erforderlich sind, ergibt sich nach den Gleichungen 23 und 24 Seite 39 zu:

$$n = \frac{4 \cdot 22,56}{2,3^2 \cdot 3,14} = 5,4 = 6 \text{ Niete}$$

$$n = \frac{22,56}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 4 \text{ Niete.}$$

Es sind also 6 Nieten zu wählen (Fig. 124).

In der Figur 124, 126—128 ist die Konstruktion zur Darstellung gebracht.

2. Beispiel: Der Querträger einer Eisenbahnbrücke habe die in Fig. 129 angegebenen Abmessungen. Die gleichmässig verteilte Belastung, erzeugt durch das Eigengewicht der Querträger und Nebenkonstruktion, betrage 920 kg . Die Längsträger mögen auf den Querträger je eine Belastung von $12\,000 \text{ kg}$ übertragen.

Nach Fig. 130 wird:

$$A = 12\,000 + \frac{920}{2} = 12\,000 \text{ kg}$$

$$M_I = 12\,460 \cdot 100 - \frac{920}{4,6} \cdot 1 \cdot \frac{100}{2} = 1\,236\,460 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{1\,236\,000}{750} = 1648 \text{ cm}^3$$

$$M_{II} = 12\,460 \cdot 140 - \frac{920}{4,6} \cdot 1,4 \cdot \frac{140}{2} = 1\,724\,800 \text{ cm/kg}$$

$$W_{II} = \frac{1\,724\,000}{750} = 2300 \text{ cm}^3$$

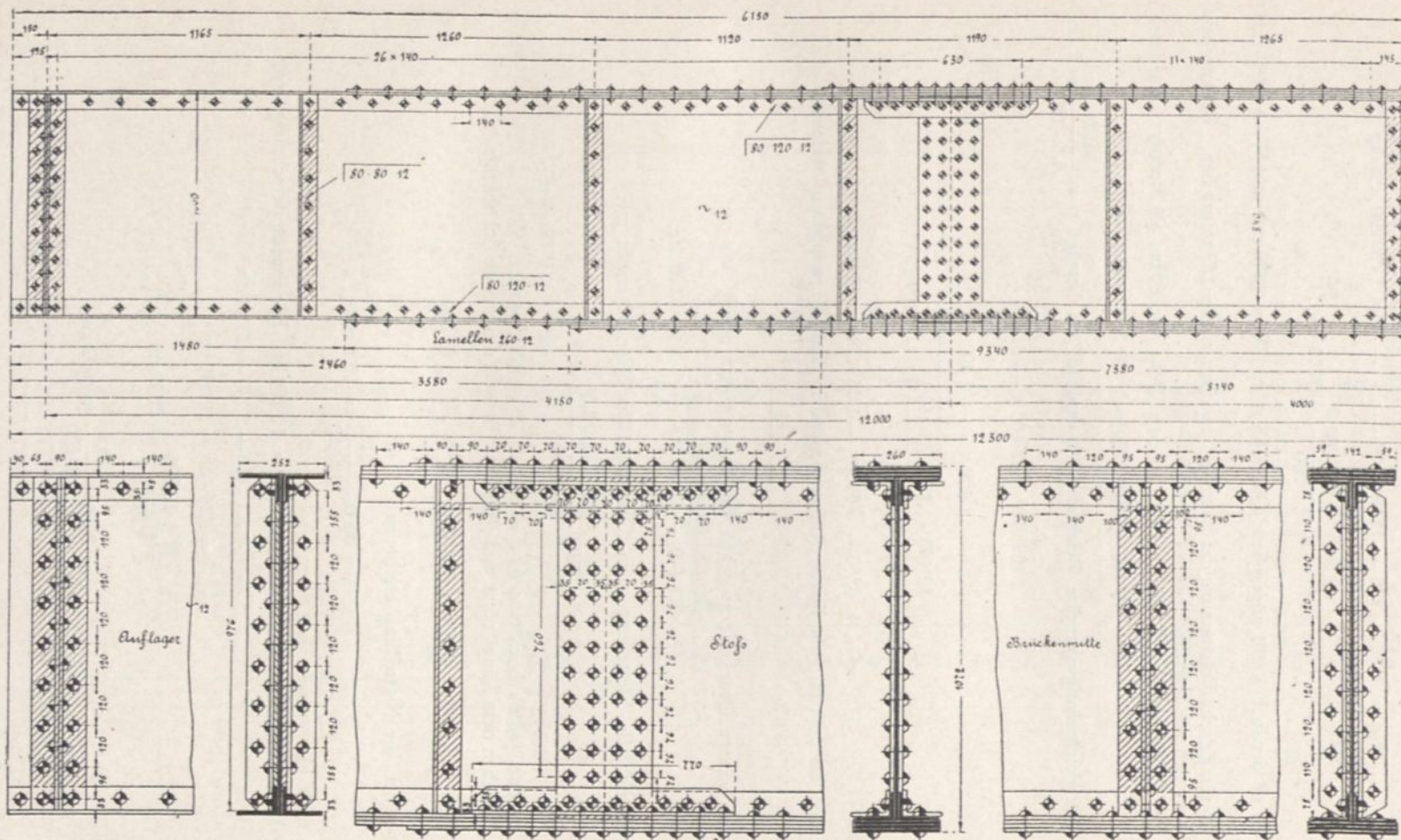


Fig. 124 und 126—128.

$$M_{III} = 12\,460 \cdot 230 - 12\,000 \cdot 90 - \frac{920}{2} \cdot \frac{460}{4} = 1\,732\,900 \text{ cm/kg}$$

$$W_{III} = \frac{1\,732\,900}{750} = 2310 \text{ cm}^3.$$

Es sei der in Fig. 131 angegebene Querschnitt mit $W_0 = 1879 \text{ cm}^3$ und $W_1 = 2686 \text{ cm}^3$ gewählt.

Die graphische Bestimmung der Lamellenlänge ist aus Fig. 132 zu ersehen. Rechnerisch ergibt sie sich wie folgt.

Der Querträger ohne Lamellen kann bei einer Höhe von 60 cm ein Moment aufnehmen

$$M = W_0 \cdot K = 1879 \cdot 750 = 1\,409\,250 \text{ cm/kg.}$$

Die gleichmässig verteilte Belastung für den lfd. cm beträgt $p = \frac{920}{4,6 \cdot 100} = 2 \text{ kg}$

$$1\,409\,250 = 12\,460 x - 2 \cdot x \cdot \frac{x}{2}$$

$$x^2 - 12\,460 x = -1\,409\,250$$

$$x = + \frac{12\,460}{2} - \sqrt{\left(\frac{12\,460}{2}\right)^2 - 1\,409\,250}$$

$$x = + 6230 - \sqrt{6230^2 - 1\,409\,250} = 114 \text{ cm.}$$

Also bis 1,14 m vom linken Auflager muss die Lamelle wenigstens weichen.

Die grösste Querkraft zwischen den Längsträgern ergibt sich zu:

$$Q = 12\,460 - 12\,000 - \frac{920}{4,6} \cdot 1,4 = 180 \text{ kg,}$$

woraus sich die Nietteilung nach Gleichung 22a Seite 38 ergibt zu:

$$e = 3000 \cdot \frac{(60 - 2 \cdot 4,5)}{180} = 850 \text{ cm.}$$

Es darf jedoch höchstens $6 \cdot d = 6 \cdot 2 = 12$ gewählt werden.

Zwischen dem Längsträger und dem Stoss beträgt die grösste Schubkraft

$$Q = 12\,460 - \frac{920}{4,6} \cdot 1,4 = 12\,180,$$

sodass sich die Nietteilung ergibt zu

$$e = 3000 \cdot \frac{51}{12\,180} = 12,5 \text{ cm,}$$

also auch hier grösser als 12 cm.

Am Auflager beträgt die Schubkraft $Q = 12\,460 \text{ kg}$. Für genaue Berechnung wird

$$S = 2 \cdot 15,1 \cdot (15 - 2,37) = 381,4 \text{ cm}^3$$

$$J = 724 \cdot 15 = 10\,860 \text{ cm}^4$$

$$\frac{J}{S} = \frac{10\,860}{381,4} = 28,5 \text{ cm}$$

$$e = 3000 \cdot \frac{28,5}{12\,460} = \infty 7 \text{ cm.}$$

Fig. 129 und 130.

Fig. 132.

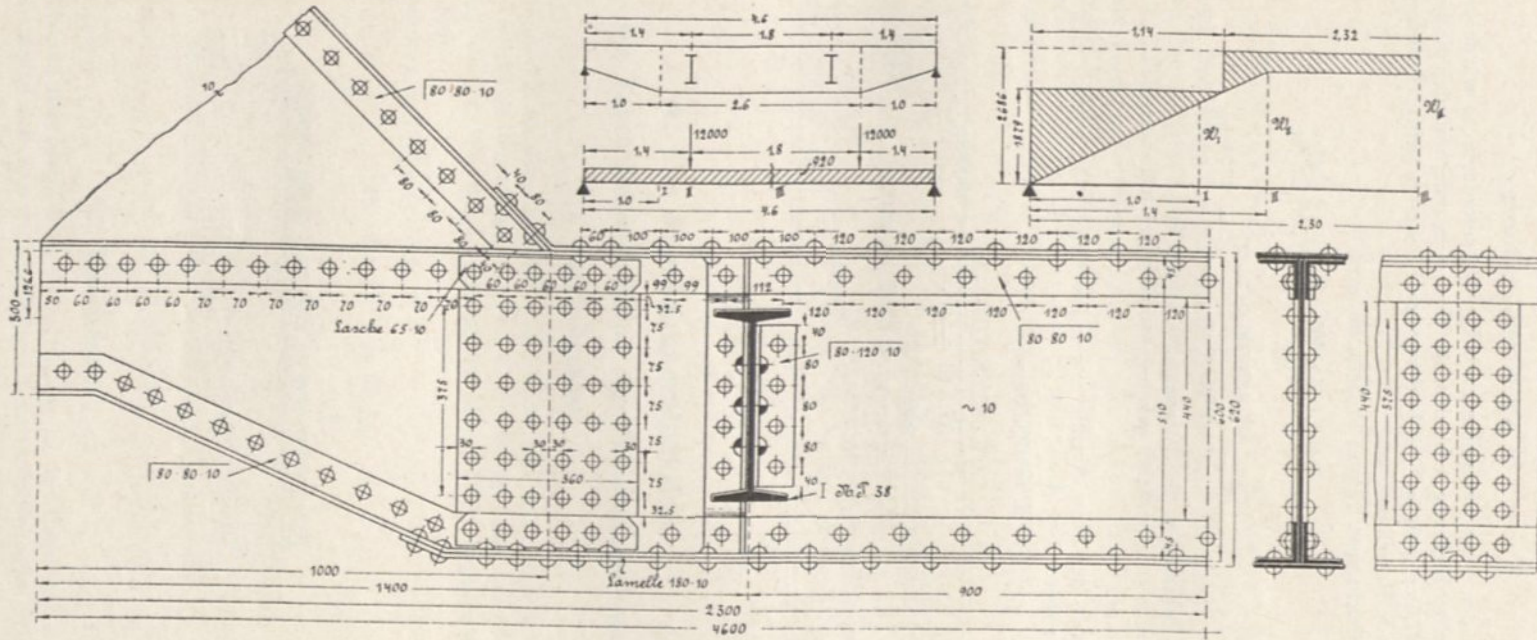


Fig. 134.

Fig. 131.

Fig. 133.

4*

Nach Gleichung 18a Seite 36 ergibt sich die Anzahl der Stossniete zu:

$$n = 0,25 \cdot 60 = 15 \text{ Nieten.}$$

Würde man den Stoss zweireihig nach Fig. 133 anordnen, so würde einmal die Nietteilung in senkrechter Richtung recht klein ausfallen, zum andern würden die äussersten Niete, deren Abstand 37,5 cm beträgt, auf Lochwanddruck eine zu grosse Beanspruchung hervorrufen, wie folgende Berechnung zeigt:

Nach den Gleichungen 20 und 19 Seite 36 wird

$$M = 125 \cdot \frac{1 \cdot 60^3}{62} = 435\,500 \text{ cm/kg}$$

$$N = \frac{6 \cdot 435\,500 (8 - 1)}{37,5 (8 + 1) \cdot 8} = 6774 \text{ kg}$$

$$K_1 = \frac{6774}{2 \cdot 1 \cdot 2} = 1694 \text{ kg/cm}^2.$$

Es sei deshalb der Stoss 3 reihig angeordnet (Fig. 134), woraus sich dann die Beanspruchung ergibt zu:

$$M = 435\,500 \text{ cm/kg}$$

$$N = \frac{6 \cdot 435\,500 (6 - 1)}{37,5 (6 + 1) \cdot 6} = 8300 \text{ kg}$$

$$K_1 = \frac{8300}{3 \cdot 1 \cdot 2} = 1384 \text{ kg/cm}^2.$$

Drittes Kapitel.

Die Fahrbahnkonstruktion und das Fahrbahngerippe.

Die allgemeine Anordnung der eisernen Brücken ist kurz folgende:

Zwischen den Hauptträgern A—A werden Querträger B—B angeordnet. Zwischen diese Querträger werden Längsträger C—C gespannt. Auf den Längsträgern ruht die Fahrbahntafel D—D und auf dieser die Fahrbahndecke E—E, wenn nicht wie nach Fig. 18 die Fahrbahntafel unmittelbar auf dem Hauptträger ruht. (Fig. 135.)

Fahrbahndecke und Fahrbahntafel bezeichnet man auch mit Fahrbahnkonstruktion, während Längs- und Querträger auch Fahrbahngerippe genannt werden.

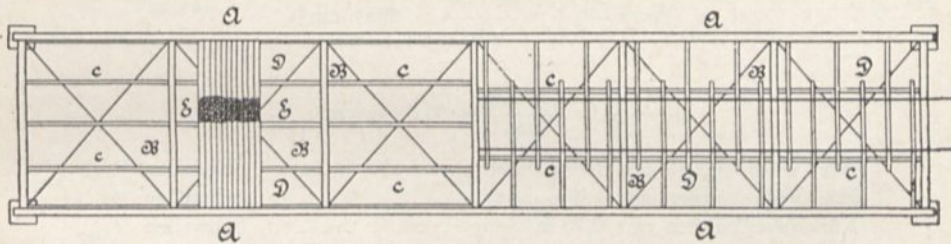


Fig. 135.

A. Die Fahrbahnkonstruktion.

I. Die Fahrbahnkonstruktion der Eisenbahnbrücken.

1. Fahrbahndecke.

Die Fahrbahndecke der Eisenbahnbrücken besteht aus 6 cm starken und 20—25 cm breiten Bohlen, welche in Abständen von ca. 2 cm verlegt und mit Nägeln auf den Schwellen befestigt werden. Die Bohlen sind an den oberen Ecken abgekantet oder oben abgeschrägt (Fig. 136).

Der Quadratmeter Bohlenbelag wiegt:

$$10 \cdot d = 10 \cdot 6 = 60 \text{ kg.}$$

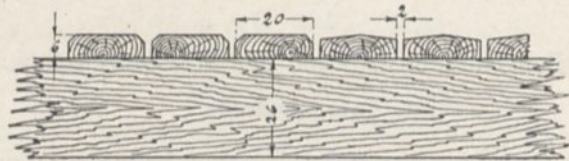


Fig. 136.

2. Fahrbahntafel.

Die Fahrbahntafel der Eisenbahnbrücken besteht in der Regel aus hölzernen Querschwellen, deren Abstand sich nach der Tragfähigkeit der zu verwendeten Schiene richtet, im Mittel 0,7 m.

Die Entfernung der Längsträger (Schwellenträger) beträgt:

bei Hauptbahnen	1,8 m
bei Nebenbahnen mit Normalspur	1,8 m
bei Nebenbahnen mit 1,0 m Spur	1,3 m
bei Nebenbahnen mit 0,75 m Spur	1,0 m.

Für die Berechnung der Schwellen für Hauptbahnen wird (Fig. 137):

$$M = 10\,000 \cdot 15 = 150\,000 \text{ cm/kg.}$$

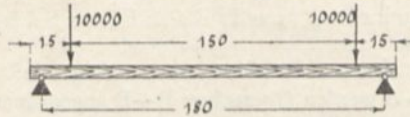


Fig. 137.

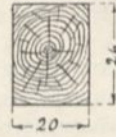


Fig. 138.

Die Schwelle sei zu $20/26$ angenommen, dann wird (Fig. 138)

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 26^2}{6} = 2254 \text{ cm}^3$$

und

$$K = \frac{M}{W} = \frac{150\,000}{2254} = 66,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Für Nebenbahnen mit Normalspur	Schwellen $20/26$
Für Nebenbahnen mit 1,0 m Spur	Schwellen $18/20$
Für Nebenbahnen mit 0,75 m Spur	Schwellen $18/18$.

Die Schwellen werden ca. 2 cm in den Schwellenträger eingelassen und mit Hilfe einseitig angebrachter Winkelstücke $80 \cdot 120 \cdot 10$, bzw. $65 \cdot 130 \cdot 10$ und 20 mm Schrauben befestigt (Fig. 139).

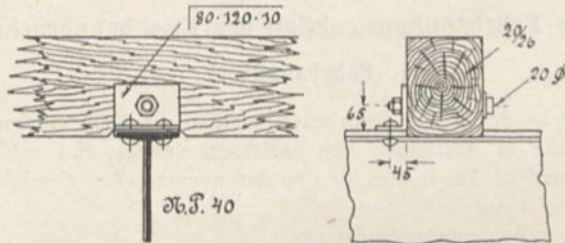


Fig. 139.

II. Fahrbahnkonstruktion der Strassenbrücken.

1. Fahrbahndecke.

a) Der einfache Bohlenbelag.

Der aus Eichenholz bestehende Belag ist stets normal zur Fahrriichtung zu verlegen (Fig. 140). Besteht der Bohlenträger aus Holz, so erfolgt die Befestigung durch Nägel, besteht er dagegen aus Eisen, so wird man zweckmässig mehrere Bohlen durch untergenagelte Latten zu einer Bohlentafel vereinigen und diese Tafeln durch Schrauben mit dem Träger verbinden (Fig. 141). Ist die Fahrbahnbreite der Brücke so gross, dass sich zwei Fahrzeuge auf derselben begegnen können, so wird der Bohlenbelag in Brückenmitte gestossen, um ein event. Aus-

wechsell der Bohlen ohne Betriebsstörung ermöglichen zu können. Die Entfernung der Bohlen-träger bzw. die Auflagerlänge der Bohlen soll nicht grösser sein, als die Spurweite der Fuhrwerke, mithin gleich oder kleiner als 1,4 m.

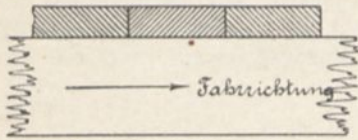


Fig. 140.

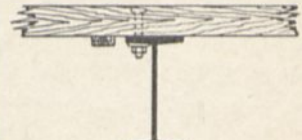
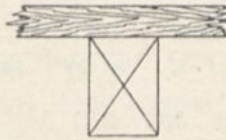


Fig. 141.

Für die Berechnung der Bohlenstärke tritt das grösste Moment ein, wenn das Wagenrad auf Bohlenmitte steht (Fig. 142). Es wird unter Vernachlässigung des geringen Eigengewichtes

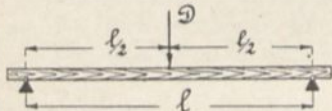


Fig. 142.

$$M = \frac{D \cdot l}{4}$$

$$W = \frac{D \cdot l}{4 \cdot K} = \frac{D \cdot l}{4 \cdot 70} = \frac{D \cdot l}{280}$$

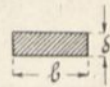


Fig. 143.

Für rechteckigen Querschnitt ist (Fig. 143)

$$W = \frac{b \cdot d^3}{6},$$

mithin

$$\frac{b \cdot d^3}{6} = \frac{D \cdot l}{280}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot D \cdot l}{b \cdot 280}}$$

$$d = 0,147 \sqrt[3]{\frac{D \cdot l}{b}} \dots \dots \dots (28)$$

Beispiel: Für leichtes Fuhrwerk betrage die Auflagerlänge der 25 cm breiten Bohlen 1,2 m.

$$d = 0,147 \sqrt[3]{\frac{(1,15 \cdot 1500) \cdot 120}{25}} = 0,147 \sqrt[3]{8220} = \approx 13,5 \text{ cm.}$$

Zu diesem berechneten Werte sind gegebenenfalls noch ca. 2 cm für Abnutzung hinzuzuschlagen.

Der Quadratmeter Bohlenbelag wiegt:

$$10 \cdot d = 10 \cdot 13,5 = 135 \text{ kg.}$$

b) Der doppelte Bohlenbelag.

Der obere Belag (Deckbohlen) wird stets normal zur Fahrriichtung verlegt. Er besteht aus ca. 6 cm starken, harten Hölzern (Eichenholz), welche möglichst trocken, mit möglichst engen Fugen verlegt werden. Der untere Belag (Rostbohlen) besteht aus weichen Hölzern (Nadelholz), welche in Abständen von 1—2 m aufgebracht werden (Fig. 144). Auch hier ist es zweckmässig, die Deckbohlen in Brückenmitte zu stossen.

Bei der Berechnung werden die Deckbohlen nicht als tragend angenommen, die Rostbohlen dagegen so berechnet, als wenn sich der Druck eines Rades durch eine Deckbohle auf 2 Rostbohlen überträgt (Fig. 145).

Es wird wieder unter Vernachlässigung des Eigengewichtes (Fig. 146)

$$M = \frac{D \cdot l}{2 \cdot 4} = \frac{D \cdot l}{8}$$

$$W = \frac{D \cdot l}{8 \cdot K} = \frac{D \cdot l}{8 \cdot 60} = \frac{D \cdot l}{480}$$

$$W = \frac{b \cdot d_1^2}{6} = \frac{D \cdot l}{480}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot D \cdot l}{b \cdot 480}} = \sqrt{\frac{D \cdot l}{80 \cdot b}}$$

$$d_1 = 0,112 \sqrt{\frac{D \cdot l}{b}} \dots \dots \dots (29)$$

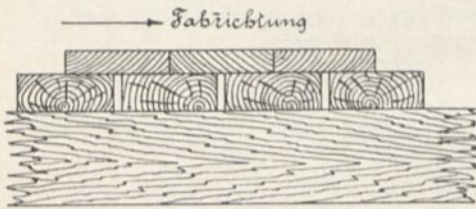


Fig. 144.

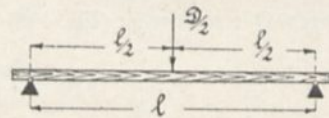


Fig. 145.

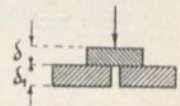


Fig. 146.

Beispiel: Für schweres Fuhrwerk betrage die Auflagerlänge der 30 cm breiten Bohlen 1,10 m.

$$d_1 = 0,112 \sqrt{\frac{(1,15 \cdot 3000) \cdot 110}{30}} = \approx 12 \text{ cm.}$$

Der Quadratmeter Bohlenbelag wiegt:

$$10 d + 9 \cdot d_1 = 10 \cdot 6 + 9 \cdot 12 = 168 \text{ kg.}$$

Fig. 147.

Fig. 148.

c) Das Holzpflaster.

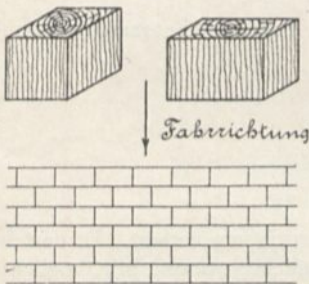


Fig. 149.

Das Holzpflaster besteht aus prismatischen Klötzen von ca. 16 cm Höhe. Ist die Grundfläche quadratisch, so beträgt die Seitenlänge 15—20 cm (Fig. 147), ist sie dagegen rechteckig $7-10/20-30$ (Fig. 148). Die aus Eichenholz (Hirnholz oben und unten) bestehenden imprägnierten Klötze werden in der Fahrrichtung in Verband gesetzt (Fig. 149) und entweder unmittelbar aneinander oder in Abständen von 1 cm verlegt. Die Zwischenräume werden dann mit Teer oder Asphalt ausgegossen. Die Unterlage besteht entweder aus einem mit Teerpappe überzogenem Bohlenbelag oder einer Betonschicht. Auf diese Unterlage werden die Klötze aufgeklebt. Auf das Holzpflaster wird häufig eine 2—3 cm starke Kiesschicht in Erbsengröße gebracht.

Der Quadratmeter Holzpflaster wiegt:

$$11 d_0 = 11 \cdot 16 = 176 \text{ kg.}$$

d) Die Beschotterung.

Die Beschotterung besteht aus 4—6 cm starken, harten Steinen, welche in der Mitte ca. 18 cm stark über der höchsten Stelle der Fahrbahntafel liegen. Nach den Seiten hin erhält die Beschotterung eine Neigung von 1 : 15—1 : 24, die Spitze wird durch Walzen abgerundet.

Der Quadratmeter Beschotterung wiegt:

$$20 d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ kg.}$$

e) Das Steinpflaster.

Die prismatischen Steine haben eine Seitenlänge von 10—20 cm, eine Stärke von 14—18 cm und ruhen in einer 4—10 cm starken Kiesbettung. Die Steine werden in der Fahrriichtung in Verband gesetzt und die Fugen mit Asphalt ausgegossen.

Der Pfeil beträgt 1 : 100.

Der Quadratmeter wiegt:

$$24 d_0 + 19 d_2 \text{ kg.}$$

d_0 = Stärke der Steine und d_2 = Stärke der Kiesbettung in cm.

f) Die Betondecke.

Die Betondecke besteht aus einer 20 cm starken Betonschicht in der Mitte, über welche eine 5 cm starke Stampfasphaltschicht gebracht wird.

Der Pfeil beträgt 1 : 150.

Der Quadratmeter wiegt ca. 500 kg.

2. Fahrbahntafel.

a) Der einfache Bohlenbelag (vergl. Seite 54.)

b) Der doppelte Bohlenbelag (vergl. Seite 55.)

c) Belag- oder Zoreseisen.

Die Zoreseisen werden in der Regel normal zur Fahrriichtung verlegt und zwar in Zwischenräumen von 2—3 cm. Diese Zwischenräume werden mit grossen Steinen ausgefüllt. Die Befestigung der Zoreseisen erfolgt zweckmässig durch Hakenschrauben (Fig. 150).

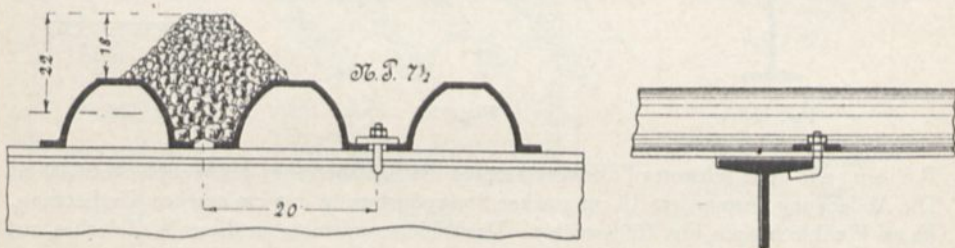


Fig. 150.

Bei der Berechnung der Zoreseisen wird angenommen, dass sich ein Raddruck auf 2 Eisen verteilt.

Beispiel: Für leichtes Fuhrwerk betrage die Auflagerlänge des Zoreseisens 1,2 m. Die Abdeckung bestehe aus einer 18 cm starken Beschotterung (Fig. 150).

Es sei Zoreseisen N. P $7\frac{1}{2}$ mit $W = 27,9$ cm und $g = 10,36$ kg/lfd. m gewählt.

Gewicht der Beschotterung für 1 Eisen: $1,2 \cdot 0,2 \cdot 0,22 \cdot 2000$	105,6 kg
Zoreiseisen: $1,2 \cdot 10,36$	12,4 kg
	118,0 kg
Zur Abrundung	2,0 kg
	120,0 kg

Unter der Voraussetzung, dass durch die Schotterdecke eine Druckübertragung unter 45° stattfindet, und dass die Felgenbreite des Rades 10 cm beträgt, wird die Druckbreite (Fig. 151).

$$b = 10 + 2 \cdot 18 = 46 \text{ cm.}$$

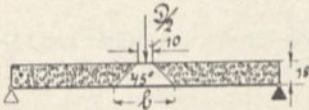


Fig. 151.

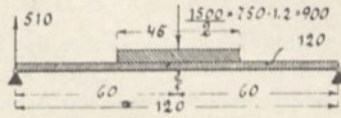


Fig. 152.

Es wird (Fig. 152):

$$A = \frac{120 + 900}{2} = 510 \text{ kg}$$

$$M = 510 \cdot 60 - \frac{120 \cdot 60}{2} - \frac{900 \cdot 46}{2} = 23625 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{23625}{27,9} = 850 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Beanspruchung den Wert von 750 kg/cm^2 überschreitet, so wäre N. P. 9 zu nehmen.

d) Wellblech.

Die Wellblechtafeln werden stets normal zur Fahrriichtung verlegt und mit den Trägern und untereinander durch Nietung verbunden (Fig. 153 und 154). Die Wellentäler werden bei Pflasterung und Beschotterung mit Beton ausgefüllt und 3—4 cm darüber horizontal abgeglichen (Fig. 155). Die Stärke der Wellbleche soll mindestens 3 mm betragen.

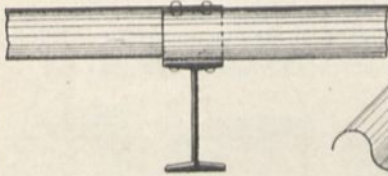


Fig. 153.

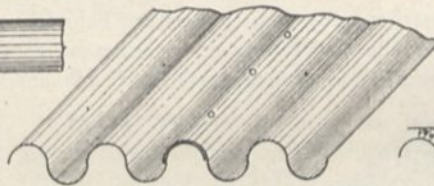


Fig. 154.



Fig. 155.

Beispiel: Für schweres Fuhrwerk betrage die Auflagerlänge des Wellbleches 1,00 m. Die Abdeckung bestehe aus 16 cm starker Steinpflasterung in 8 cm starker Kiesbettung. Es sei Wellblech nach Fig. 156 gewählt. Das Widerstandsmoment dieses Wellbleches auf 1 m Breite bezogen beträgt $W = 330 \text{ cm}^3$ und sein Gewicht $G = 120 \text{ kg/m}^2$.

Die Druckübertragung beträgt $b = 15 + 2(8 + 3) = 37 \text{ cm}$ (Fig. 157).

Gewicht des Pflasters: $0,37 \cdot 1,0 \cdot (24 \cdot 16)$	142 kg
„ der Kiesbettung: $0,37 \cdot 1,0 \cdot (19 \cdot 8)$	56 „
„ des Betons: $0,37 \cdot 1,0 \cdot 0,08 \cdot 2000$	60 „
„ des Wellblechs: $0,37 \cdot 1 \cdot 120$	42 „
	300 kg

Das Belastungsschema ist in Fig. 158 zur Darstellung gebracht.
Es wird:

$$A = \frac{300 + 3900}{2} = 2100 \text{ kg}$$

$$M = 2100 \cdot 50 - \frac{300}{2} \cdot \frac{50}{2} - \frac{3900}{2} \cdot \frac{37}{4} = 83\,210 \text{ cm/kg auf } 37 \text{ cm Breite,}$$

Fig. 156.

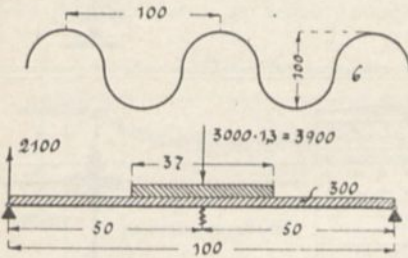


Fig. 158.

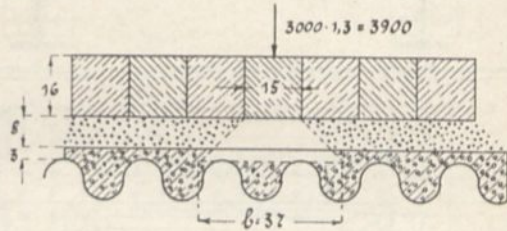


Fig. 157.

mithin auf 1 m Breite

$$M_{1m} = \frac{83\,210 \cdot 100}{37} = 224\,900 \text{ cm/kg,}$$

folglich

$$K = \frac{224\,900}{330} = 682 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Buckelplatten.

Unter Buckelplatten versteht man quadratische oder rechteckige Platten, welche ringsherum einen ebenen Rand von 40—80 mm Breite besitzen und in der Mitte muldenförmig ausgebaucht sind (Fig. 159 und 161). Der Pfeil beträgt in der Regel $\frac{1}{10}$ der kürzeren Seite. Die Plattengrößen findet man bei quadratischen Platten bis zu einer Seitenlänge von 1,5 m, bei rechteckigen Platten sogar bis zu einer Seitenlänge $0,8 \times 2,3$ m. Die Plattenstärke wählt man wegen Rostgefahr nicht gerne unter 6 mm.

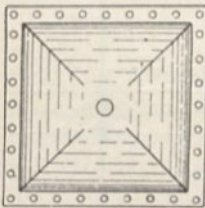


Fig. 159.

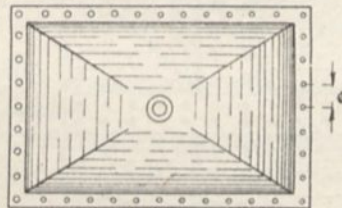


Fig. 160.



Fig. 161.



Fig. 164.

Die Platten sind auf allen 4 Seiten aufzulagern, und dementsprechend ist ein ebener Rost herzustellen (Fig. 162 und 163). Mit dem Roste werden die Ränder vernietet, und man macht die Nietteilung $e = 5d$, wenn d den Nietdurchmesser in cm bedeutet.

Besteht die Fahrbahndecke aus Beschotterung oder Pflasterung, so erhalten die Buckelplatten zur Wasserableitung ein Loch von 4—5 cm Durchmesser. Diese Öffnung wird entweder durch größere Steine abgedeckt oder durch mit Schlitzen versehene Kappen geschlossen (Fig. 164).

Die Stärke der Buckelplatten berechnet sich nach der Gleichung

$$\delta = \frac{D \cdot l}{h \cdot 60} + 0,1 \text{ cm} \dots \dots \dots (30)$$

D = Raddruck in t, l = Länge der grösseren Seite und h = Pfeilhöhe, beide in cm.

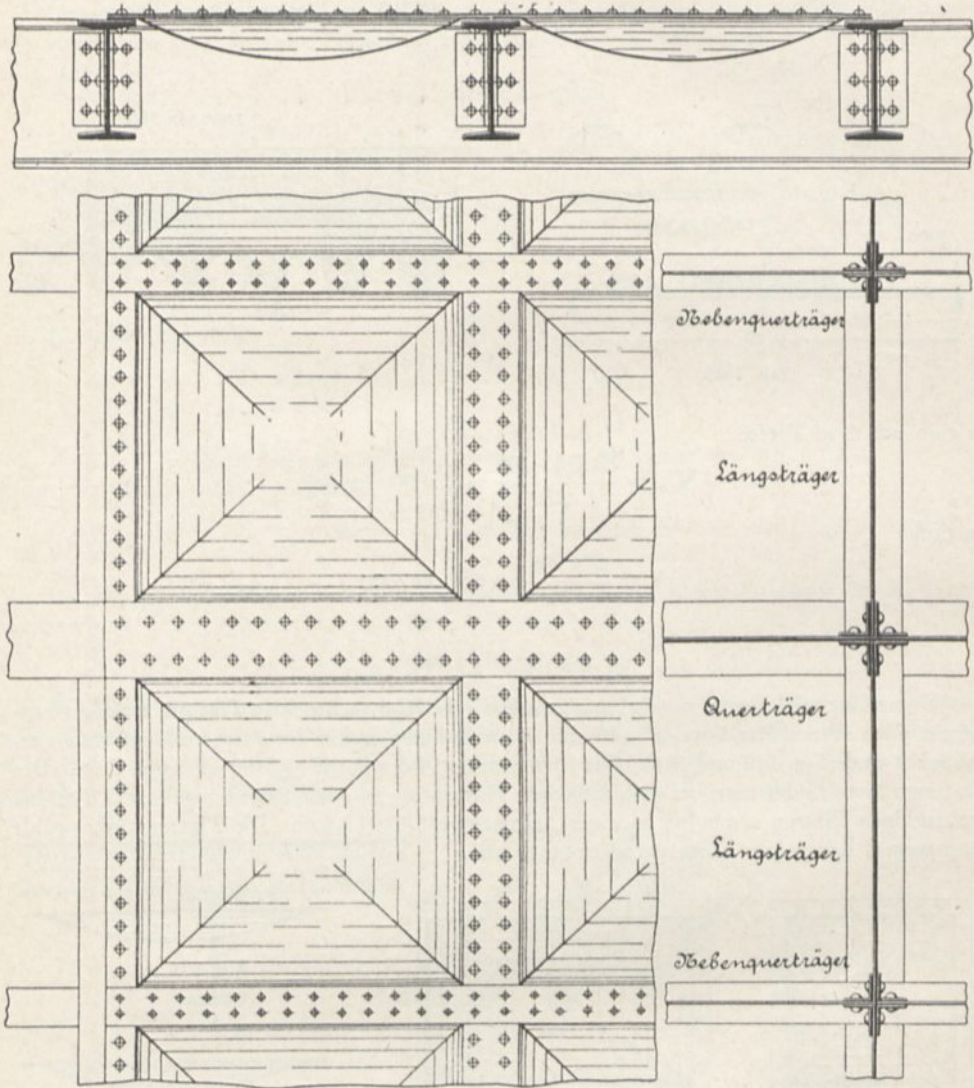


Fig. 162 und 163.

Beispiel: Die Länge der grösseren Seite betrage 1,5 m und diejenige der kürzeren Seite 1,2 m. Es ist die Stärke der Buckelplatte für schweres Fuhrwerk zu berechnen, wenn die Abdeckung aus Beton besteht.

$$\delta = \frac{(1,25 \cdot 3) 150}{\frac{120}{10} \cdot 60} + 0,1 = 0,885 \text{ cm} = 9 \text{ mm.}$$

f) Hängebleche.

Unter Hängeblechen versteht man Blechtafeln, welche nach einem Kreissegment oder einer Parabel mit $\frac{1}{10}$ Pfeil gebogen sind und welche auf beiden Seiten einen ebenen Rand von 40—80 mm Breite besitzen (Fig. 165 und 167). Diese ebenen Ränder lagern auf den Längsträgern und sind mit diesen vernietet. Die Nietteilung beträgt $e = 5 d$. Die Länge der Hängebleche macht man höchstens gleich der Spannweite (also 1,4 m) derselben. Der Stoss der Hängebleche untereinander wird durch aussen aufgelegte Laschen bewirkt (Fig. 166).

Um den Raddruck möglichst gleichmässig zu verteilen, wird die Höhlung mit Beton ausgefüllt und 3—4 cm über der höchsten Stelle abgeglichen, worauf dann erst die eigentliche Fahrbahndecke zu liegen kommt.

Fig. 165.

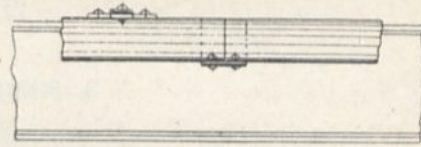
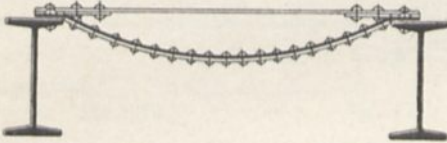


Fig. 166.

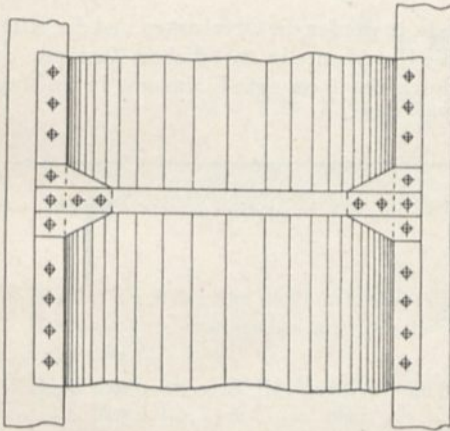


Fig. 167.

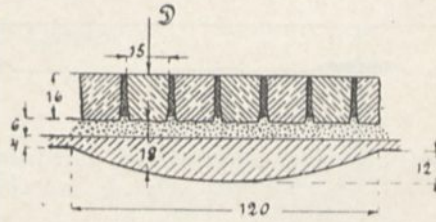


Fig. 168.

Die Stärke der Hängebleche berechnet sich nach der Gleichung

$$\delta = 0,0136 \sqrt{\frac{D \cdot l}{b}} + 0,1 \text{ cm} \quad \dots \quad (31)$$

D = Raddruck in kg, l = Spannweite in cm, b = Druckübertragung in cm in einer Entfernung von $0,25 l$ vom Auflager.

Der durch die Hängebleche erzeugte Horizontaldruck ist durch besondere Aussteifungseisen aufzunehmen (Fig. 167), deren Nutzquerschnitt nach der Formel

$$F = 0,0025 \cdot D \quad \dots \quad (32)$$

zu berechnen ist. Am Ausknicken wird das Versteifungseisen durch den umlagernden Beton verhindert. In den meisten Fällen genügt ein Aussteifungseisen in der Mitte.

Beispiel: Für leichtes Fuhrwerk betrage die Spannweite $l = 1,2 \text{ m}$ (Fig. 168).

Es wird

$$b = 15 + 2(12 + 6) = 51 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0136 \sqrt{\frac{(1,3 \cdot 1500) \cdot 120}{51}} + 0,1 = 1,02 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$F = 0,0025 \cdot (1,3 \cdot 1500) = \infty 5 \text{ cm}^2.$$

III. Abdeckung und Belag der Fusswege.

1. Der einfache Bohlenbelag.

Der Holzbelag wird in der Regel senkrecht zur Gangrichtung verlegt. Die Entwässerung erfolgt durch die Fugen zwischen den einzelnen Bohlen. Die Auflagerlänge der Bohlen macht man höchstens 1,5 m. Ihre Stärke berechnet sich nach der Gleichung

$$d = 0,15 \frac{l}{\sqrt{b}} + 1 \text{ cm} \dots \dots \dots (33)$$

l = Auflagerlänge in cm, b = Breite einer Bohle in cm.

Die Bohlenstärke soll mindestens 5 cm betragen.

Beispiel: Die Auflagerlänge der Bohlen betrage bei einer Bohlenbreite von 25 cm 1,2 m.

$$d = 0,15 \frac{120}{\sqrt{25}} + 1 = 4,6 = 5 \text{ cm.}$$

2. Steinplattenabdeckung.

Werden Steinplatten zur Abdeckung angewandt, so werden die Oberkanten und die Seiten der einzelnen Steinplatten bearbeitet, während die Unterkante in natürlichem Zustande belassen wird. Die Festlegung der Platten erfolgt durch eine 2 cm tiefe Einlassung in die Tragkonstruktion bzw. auch durch Verschrauben (Fig. 169).

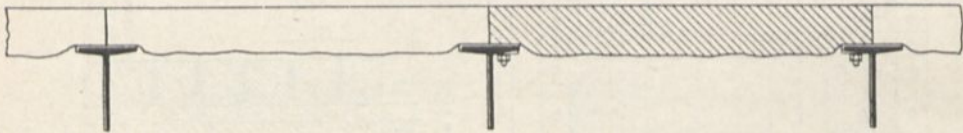


Fig. 169.

Die Stärke der Platten, welche mindestens 8 cm betragen soll, berechnet sich nach der Gleichung

$$d = 0,24 \frac{l}{\sqrt{K}} + 1 \text{ cm} \dots \dots \dots (34)$$

l = Auflagerlänge in cm, K = zulässige Inanspruchnahme des Plattenmaterials auf Biegung, wofür gesetzt werden kann

Muschelkalk	K = 7 kg/cm ²
Sandstein	K = 9 „
Granit	K = 18 „
Glimmerschiefer	K = 25 „

Beispiel: Die aus Sandstein bestehende Platte habe eine Spannweite von 1,4.

$$d = 0,24 \frac{140}{\sqrt{9}} + 1 = 11,2 + 1 = 12,2 \text{ cm.}$$

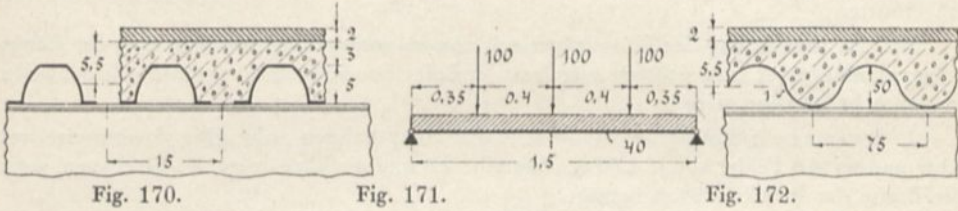
3. Asphalt über Beton auf Zoreseisen oder Wellblech.

Die Zoreseisen werden in Abständen von 2—3 cm verlegt und mit Hilfe von Hakenschrauben befestigt. Auf das Zoreseisen kommt eine Betonschicht, welche 3 cm über höchster Stelle des Zoreseisens abgeglichen wird. Die oberste Abdeckung besteht aus einer 2 cm starken Gussasphaltschicht.

Da die Auflagerlänge des Zoreisens 1,5 m nicht überschreiten soll, so wird man in der Regel mit N. P 5 auskommen, wie folgende Berechnung zeigt (Fig. 170).

Asphalt: $0,15 \cdot 1,5 \cdot (2 \cdot 15)$	6,75 kg
Beton: $0,15 \cdot 1,5 \cdot 0,055 \cdot 2000$	24,75 „
Zoreisen: $1,5 \cdot 5,3$	7,95 „
	39,45 kg
Zur Abrundung	0,55 „
	40,00 kg.

Für Verkehr sei die in Fig. 171 angegebene äusserst ungünstige Belastung angenommen.



Es wird

$$A = \frac{40}{2} + 100 + \frac{100}{2} = 170 \text{ kg}$$

$$M = 170 \cdot 75 - 100 \cdot 40 - 20 \cdot \frac{75}{2} = 8000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{8000}{9,6} = 833 \text{ kg/cm}^2.$$

Besteht der Belag aus Wellblech, so ist die Konstruktion der Abdeckung genau wie vorhin.
 Beispiel: Die Spannweite des Wellbleches betrage 1,4 m, bei einer Menschenbelastung von 550 kg/m².

Es sei nach Fig. 172 ein Wellblech mit $W = 22,6 \text{ cm}^3$ und $g = 14,9 \text{ kg/lfd. m}$ gewählt.

Asphalt: $1 \cdot 1,4 \cdot (2 \cdot 15)$	42 kg
Beton: $1 \cdot 1,4 \cdot 0,055 \cdot 2000$	154 „
Wellblech: $1,4 \cdot 14,9$	80 „
Nutzlast: $1 \cdot 1,4 \cdot 550$	770 „
	986 kg
Zur Abrundung	14 „
	1000 kg

$$M = \frac{1000 \cdot 140}{8} = 17\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{17\,500}{22,6} = 773 \text{ kg/cm}^2.$$

B. Das Fahrbahngerippe.

I. Das Fahrbahngerippe der Eisenbahnbrücken.

1. Die Längs- und Schwellenträger.

Die Längsträger der Eisenbahnbrücken bestehen in der Regel aus I-Eisen, seltener aus Blechträger. Die Länge der Längsträger oder, was dasselbe ist, die Entfernung der Querträger voneinander, soll das Mass von 5,5 m im allgemeinen nicht überschreiten. Hieraus ergibt sich folgendes:

Bei Hauptbahnen können 5 Räder niemals auf einen Längsträger zu stehen kommen. Gehen höchstens 4 Räder auf den Längsträger, so werden stets 3 Räder mit dem mittelsten Rad auf Längsträgermitte ein grösseres Moment erzeugen, als 4 Räder.

Gehen höchstens 3 Räder auf den Längsträger, so ist zu untersuchen, ob diese 3 Räder mit dem mittelsten Rad auf Längsträgermitte ein grösseres Moment erzeugen als 2 Räder, welche so auf den Längsträger zu stellen sind, dass das Vorderrad um den 4. Teil des Achsabstandes von Längsträgermitte entfernt liegt.

Gehen höchstens 2 Räder auf den Längsträger, so ist zu untersuchen, ob diese 2 Räder in ungünstigster Laststellung (siehe vorher) ein grösseres Moment erzeugen, als 1 Rad auf Längsträgermitte.

Bei der Berechnung der Längsträger soll nun so vorgegangen werden, dass der Längsträger als ein Träger auf 2 Stützen aufgefasst, und eine Druckübertragung durch die Schwellen ausser Acht gelassen wird.

1. Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 32 m und sei in 8 Felder von je 4,00 m eingeteilt. Es sind die Längsträger zu berechnen, wenn die Breite der Brücke 4,60 m beträgt.

Es sei Γ N. P. 45 mit $W = 2040 \text{ cm}^3$ und $g = 115 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

In Fig. 173 sind die Abmessungen eines Feldes zur Darstellung gebracht.

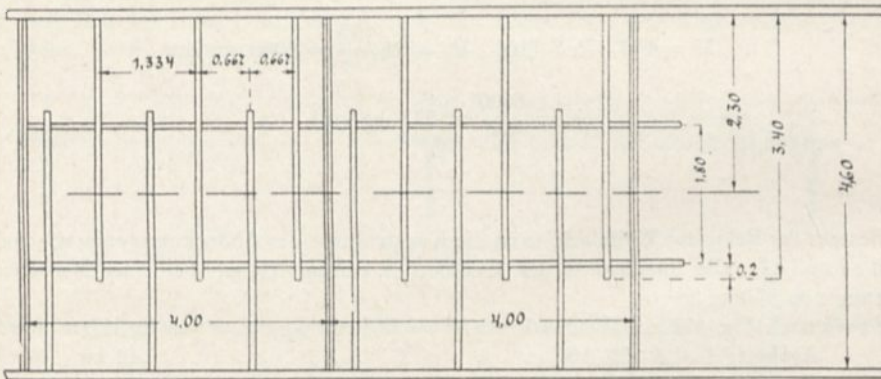


Fig. 173.

Bestimmung des Momentes M_e , hervorgerufen durch Eigengewicht.

Schienen: 4 m à 40 kg	160 kg
Bohlen: $\frac{4 \cdot 4,6}{2} \cdot 60$	552 „
Schwellen: $6 \frac{0,2 \cdot 0,26}{2} \cdot 3,4 \cdot 800$	424 „
Träger: $4 \cdot 115$	460 „
Nebenkonstruktionen: 10% vom Träger	46 „
	<hr/>
	1642 kg
Zur Abrundung	18 „
	<hr/>
	1660 kg

$$M_e = \frac{1660 \cdot 400}{8} = 83\,000 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_v , hervorgerufen durch Verkehr.

Untersuchung für 3 Räder (Fig. 174).

$$A = 9500 + \frac{9500}{2} = 14250 \text{ kg}$$

$$M_v = 14250 \cdot 200 - 9500 \cdot 150 = 1425000 \text{ cm/kg.}$$

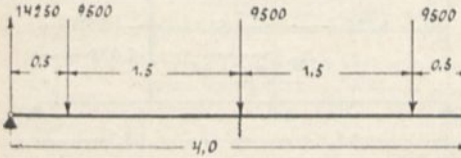


Fig. 174.

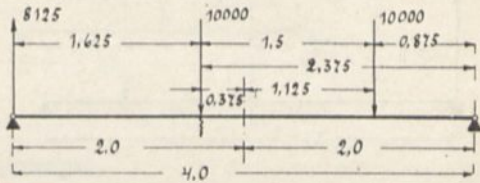


Fig. 175.

Untersuchung für 2 Räder (Fig. 175).

$$A = \frac{10000(87,5 + 237,5)}{400} = 8125 \text{ kg}$$

$$M_v = 8125 \cdot 162,5 = 1320000 \text{ cm/kg.}$$

Die Maximal-Beanspruchung wird mithin:

$$K = \frac{M_e + M_v}{W} = \frac{83000 + 1425000}{2040} = 740 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Nebenbahnen mit 1,00 m Spur habe eine Spannweite von 21,60 m und sei in 6 Felder von je 3,6 m eingeteilt. Es sind die Längsträger zu berechnen, wenn die Brückenbreite 4,0 m beträgt.

Es sei \square N. P. 36 mit $W = 1088 \text{ cm}^3$ und $g = 76 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

In Fig. 176 sind die Abmessungen eines Feldes zur Darstellung gebracht.

Bestimmung des Momentes M_e , hervorgerufen durch Eigengewicht.

Schienen: $3,6 \cdot 30 \text{ kg} \dots\dots 108 \text{ kg}$

Bohlen: $\frac{3,6 \cdot 4}{2} \cdot 60 \dots\dots 432 \text{ ,,}$

Schwellen: $5 \cdot \frac{0,18 \cdot 0,2}{2} \cdot 2,85 \cdot 800 \dots\dots 205 \text{ ,,}$

Träger: $3,6 \cdot 76 \dots\dots 274 \text{ ,,}$

Nebenkonstruktion: 10% vom

Träger $\dots\dots 27 \text{ ,,}$

1046 kg

Zur Abrundung 14 kg

1060 kg

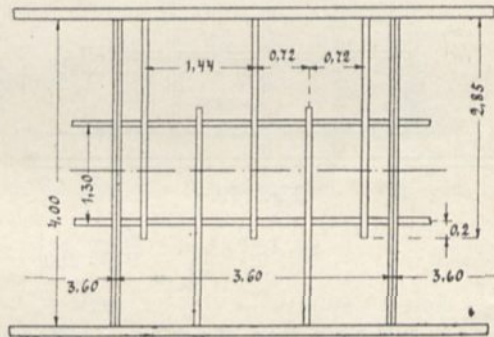


Fig. 176.

$$M_e = \frac{1060 \cdot 360}{8} = 47700 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_v , hervorgerufen durch Verkehr

Untersuchung für 3 Räder (Fig. 177).

$$A = 4500 + \frac{4500}{2} = 6750 \text{ kg}$$

$$M_v = 6750 \cdot 180 - 4500 \cdot 110 = 720000 \text{ cm/kg.}$$

Untersuchung für 2 Räder (Fig. 178).

$$A = \frac{5000 (0,975 + 2,075)}{3,6} = 4236 \text{ kg}$$

$$M_{v_1} = 4236 \cdot 152,5 = 645\,990 \text{ cm/kg.}$$

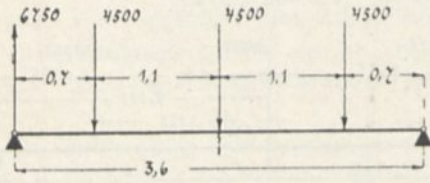


Fig. 177.

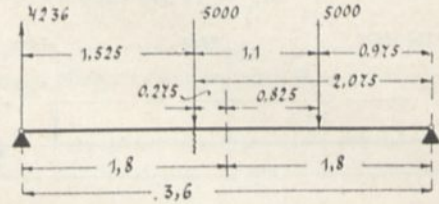


Fig. 178.

Die Maximal-Banspruchung beträgt mithin:

$$K = \frac{M_e + M_{v_1}}{W} = \frac{47700 + 720\,000}{1088} = 705 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 15,00 m und sei in 6 Felder von je 2,5 m eingeteilt. Es sind die Längsträger zu berechnen, wenn die Brückenbreiten 4,5 m beträgt.

Es sei I N. P. 34 mit $W = 922 \text{ cm}^3$ und $g = 68 \text{ kg/lfd. m}$ gewählt.

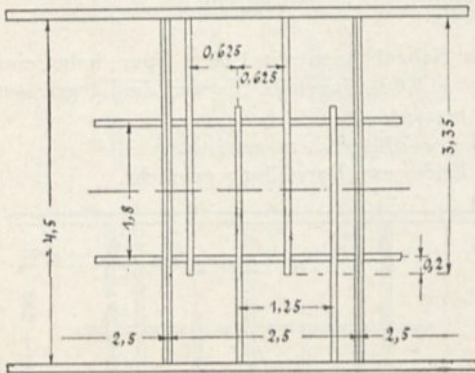


Fig. 179.

In Fig. 179 sind die Abmessungen eines Feldes zur Darstellung gebracht.

Bestimmung des Momentes M_e , hervorgerufen durch Eigengewicht.

Schienen: 2,5 m à 40 kg	100 kg
Bohlen: $\frac{4,5 \cdot 2,5}{2} \cdot 60$	388 „
Schwellen: $4 \cdot \frac{0,2 \cdot 0,26}{2} \cdot 3,35 \cdot 800$	280 „
Träger: $2,5 \cdot 68$	170 „
Nebenkonstruktion: 10 % vom Träger	17 „
	905 kg
Zur Abrundung	5 „
	910 kg

$$M_e = \frac{910 \cdot 250}{8} = 28440 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_v , hervorgerufen durch Verkehr.

Untersuchung für 2 Räder (Fig. 180).

$$A = \frac{10000 (0,125 + 1,625)}{2,5} = 7000 \text{ kg}$$

$$M_{v_1} = 7000 \cdot 87,5 = 612\,000 \text{ cm/kg.}$$

Untersuchung für 1 Rad (Fig. 181).

$$M_{v_1} = \frac{10000 \cdot 250}{4} = 625\,000 \text{ cm/kg.}$$

Die Maximal-Beanspruchung ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{M_e + M_{v_1}}{W} = \frac{28440 + 625000}{922} = 709 \text{ kg/cm}^2.$$

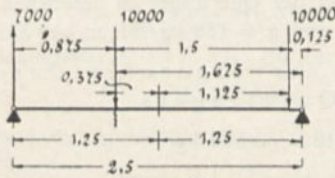


Fig. 180.

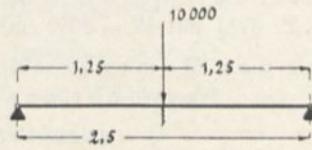


Fig. 181.

2. Die Querträger.

Die Berechnung der Querträger erfolgt als Träger auf zwei Stützen. Die Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht des Querträgers als gleichmäßig verteilte Belastung und den Auflagerdrücken der Längsträger als Einzellasten.

4. Beispiel: Zu Beispiel 1 Seite 64 ist der zugehörige Querträger zu berechnen, wenn die Höhe derselben 0,95 m beträgt.

Es sei der in Fig. 182 angegebene Querschnitt mit $W = 4967 \text{ cm}^3$ und $g = 150 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

Bestimmung des Momentes M_1 , hervorgerufen durch Eigengewicht des Querträgers

$$G = 150 \cdot 4,6 = 690 = \approx 700 \text{ kg}$$

$$M_1 = \frac{700 \cdot 460}{8} = 40250 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_2 , hervorgerufen durch den Auflagerdruck der Längsträger.

Am Anschlusse der Längsträger an die Querträger wird durch Eigengewicht eine Last übertragen von

$$P = \frac{2 \cdot 1660}{2} = 1660 \text{ kg.}$$

Die grösste Lastübertragung für Verkehr findet statt, wenn das mittelste Rad der Lokomotive über dem Querträger steht (Fig. 183).

Es kommt also auf den Querträger durch Verkehr eine Belastung von:

$$A = 8,5 + 2 \left[\frac{8,5 (1 + 2,5)}{4} \right] = 23,38 \text{ t} = 23380 \text{ kg.}$$

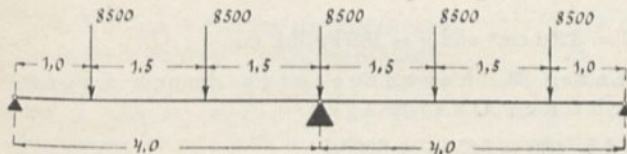


Fig. 183.

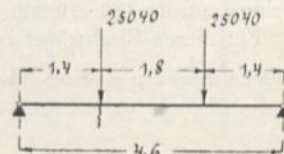


Fig. 184.

Durch den Längsträger wird mithin eine Kraft von

$$Q = 1660 + 23380 = 25040 \text{ kg}$$

übertragen.

Das Belastungsschema ist in Fig. 184 zur Darstellung gebracht.

$$M_2 = 25040 \cdot 140 = 3505600 \text{ cm/kg}$$

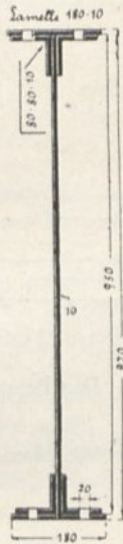


Fig. 182.

Die Maximal-Beanspruchung ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{M_1 + M_2}{W} = \frac{40\,250 + 3\,505\,600}{4967} = 714 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Beispiel: Zu Beispiel 2 Seite 65 ist der Querträger zu berechnen.
Es sei Γ N. P. 47½ mit $W = 2375 \text{ cm}^3$ und $g = 128 \text{ kg/lf. m}$ gewählt.

Bestimmung des Momentes M_1 , hervorgerufen durch Eigengewicht des Querträgers

$$G = 4 \cdot 128 = 512 = \sim 520 \text{ kg}$$

$$M_1 = \frac{520 \cdot 400}{8} = 26\,000 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_2 , hervorgerufen durch den Auflagerdruck der Längsträger

$$P = \frac{2 \cdot 1060}{2} = 1060 \text{ kg.}$$

Nach Fig. 185 wird:

$$A = 4,5 + 2 \cdot \frac{4,5 \cdot 2,5}{3,6} = 10,75 \text{ t} = 10\,750 \text{ kg}$$

mithin

$$Q = 1060 + 10\,750 = 11\,810 \text{ kg.}$$

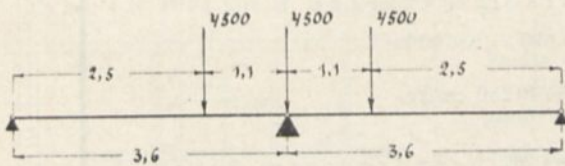


Fig. 185.

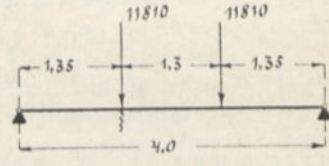


Fig. 186.

Das Belastungsschema ist in Fig. 186 zur Darstellung gebracht.

$$M_2 = 11\,810 \cdot 1,35 = 1\,594\,350$$

Die Maximal-Beanspruchung ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{M_1 + M_2}{W} = \frac{26\,000 + 1\,594\,350}{2375} = 687 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Beispiel: Zu Beispiel 3 Seite 66 ist der Querträger zu berechnen, wenn seine Höhe 70 cm beträgt.

Es sei ein Blechträger mit folgenden Abmessungen gewählt (vergl. Tabelle).

Stehblechhöhe 70 cm, Stehblechstärke 1 cm; 4 Gurtwinkel $\overline{80 \cdot 80 \cdot 10}$, oben und unten je eine Lamelle $180 \cdot 10 \text{ mm}$.

Für diesen Blechträger ist: $W = 3294 \text{ cm}^3$ und $g = 130 \text{ kg/lf. m}$.

Bestimmung des Momentes M_1 , hervorgerufen durch Eigengewicht des Querträgers

$$G = 4,5 \cdot 130 = 585 = \sim 600 \text{ kg}$$

$$M_1 = \frac{600 \cdot 450}{8} = 33\,750 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_2 , hervorgerufen durch den Auflagerdruck des Längsträgers.

$$P = \frac{2 \cdot 910}{2} = 910 \text{ kg.}$$

Nach Fig. 187 wird:

$$A = 9,5 + 2 \cdot \frac{9,5 \cdot 1,0}{2,5} = 17,1 \text{ t} = 17\,100 \text{ kg}$$

mithin

$$Q = 910 + 17\,100 = 18\,010 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 188 zur Darstellung gebracht.

$$M_2 = 18\,010 \cdot 1,35 = 2\,431\,350 \text{ cm/kg}$$

Die Maximal-Beanspruchung ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{M_1 + M_2}{W} = \frac{33\,750 + 2\,431\,350}{3294} = 748 \text{ kg/cm}^2.$$

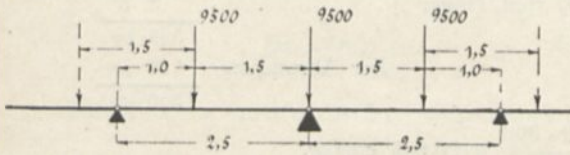


Fig. 187.

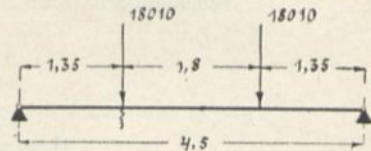


Fig. 188.

II. Das Fahrbahngerippe der Strassenbrücken.

1. Die Längsträger.

Die Berechnung dieser Längsträger erfolgt als Träger auf zwei Stützen. Die Belastung setzt sich zusammen aus dem Gewichte der Fahrbahnkonstruktion nebst Längsträger als gleichmässig verteilter Belastung und aus dem Verkehr.

Da beim Verkehr die Belastung durch Menschen, welche eine gleichmässig verteilte Belastung als Streckenlast darstellt, bedeutend kleiner ist als bei den Fuhrwerken, wo ja doch die Raddrücke als Einzellasten wirken, so wird man bei der ungünstigsten Lastverteilung zuerst die Raddrücke ins Auge zu fassen haben.

Man stellt also zunächst die hintereinanderliegenden Räder zweier Achsen auf den zu berechnenden Längsträger. Mehr als zwei Räder werden nicht auf den Längsträger gehen.

Darauf untersucht man, ob zwei Räder in der ungünstigsten Laststellung ein grösseres Moment erzeugen, als ein Rad auf Längsträgermitte. Bezeichnet man den Achsabstand mit a und die Länge des Längsträgers mit l , so werden,

wenn $\frac{a}{l}$ kleiner als 0,586 . . . zwei Räder das grössere Moment erzeugen

„ $\frac{a}{l}$ grösser „ 0,586 . . . ein Rad „ „ „ „

1. Beispiel: Eine Strassenbrücke für leichtes Fuhrwerk habe eine Spannweite von 24,00 m und sei in 8 Felder von je 3,00 m eingeteilt. Die Fahrbahnbreite betrage 5,25 m und es seien 6 Längsträger angeordnet, von denen zwei unmittelbar an den Hauptträgern liegen. Es sind die Längsträger zu berechnen, wenn die Abdeckung aus einem doppelten Bohlenbelag besteht.

In Fig. 189 sind die Abmessungen eines Feldes zur Darstellung gebracht.

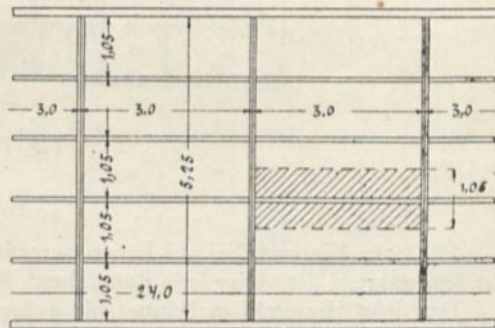


Fig. 189.

Berechnung der Bohlen.

Die Deckbohlen mögen 6 cm stark sein. Die Stärke der Rostbohlen ergibt sich nach Gleichung 29, Seite 56, zu:

$$d_1 = 0,112 \sqrt{\frac{(1500 \cdot 1,15) \cdot 105}{30}} = \sim 9 \text{ cm.}$$

Berechnung des Längsträgers.

Es sei I N. P. 21 mit $W = 244 \text{ cm}^3$ und $g = 28,5 \text{ kg/ld. m}$ gewählt. Bestimmung des Momentes M_e , hervorgerufen durch Eigengewicht.

Bohlenbelag: $3 \cdot 1,05 \cdot (10 \cdot 6 + 9 \cdot 9)$	444 kg
Längsträger: $3 \cdot 28,5$	86 „
Nebenkonstruktion: 10% vom Träger	9 „
	539 kg
Zur Abrundung	11 „
	550 kg

$$M_e = \frac{550 \cdot 300}{8} = 20\,625 \text{ cm/kg.}$$

Bestimmung des Momentes M_v , hervorgerufen durch Verkehr.

$$\frac{a}{l} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \text{ grösser als } 0,856;$$

es erzeugt also ein Rad in Längsträgermitte das grössere Moment.

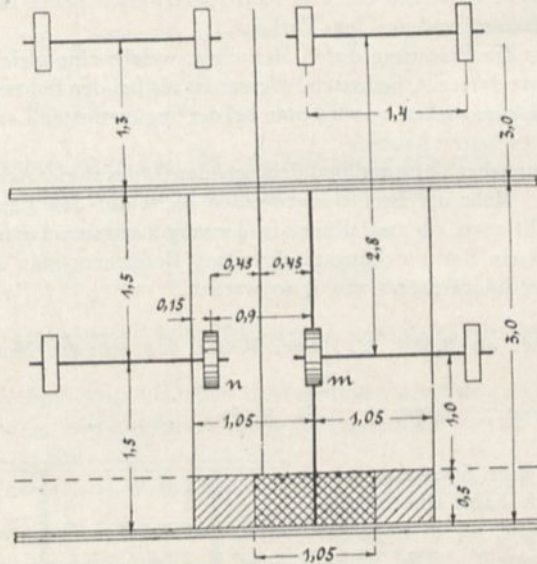


Fig. 190.

1. Fall.

Das linke Hinterrad sei auf Längsträgermitte gestellt. Links davon seien Wagen vorhanden, während der übrige freie Raum durch Menschen besetzt wird (Fig. 190).

Das linke Hinterrad m belastet die Trägermitte mit:

$$P_1 = 1500 \cdot 1,15 = 1725 \text{ kg.}$$

Das links davon stehende Rad n erzeugt für die Trägermitte einen Auflagerdruck von (Fig. 191)

$$P_2 = \frac{1725 \cdot 0,15}{1,05} = 245 \text{ kg.}$$

Gesamtlast in Trägermitte mithin:

$$P = 1725 + 245 = 1970 \text{ kg.}$$

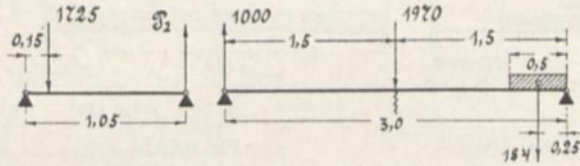


Fig. 191.

Fig. 192.

Die Belastung durch Menschen, entsprechend leichtem Fuhrwerk, beträgt

$$G = 1,05 \cdot 0,5 \cdot 350 = 184 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 192 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{1970}{2} + \frac{184 \cdot 0,25}{3} = 1000 \text{ kg}$$

$$M_v = 1000 \cdot 150 = 150\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{M_e + M_v}{W} = \frac{20\,625 + 150\,000}{244} = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Fall.

Das linke Hinterrad m sei auf Längsträgermitte gestellt. Der übrige Raum sei durch Menschen besetzt (Fig. 193).

Das linke Hinterrad belastet die Trägermitte mit:

$$P_1 = 1725 \text{ kg.}$$

Die Belastung durch Menschen links vom Wagen beträgt:

$$Q = 0,6 \cdot 2,5 \cdot 350 = 525 \text{ kg}$$

und erzeugt für den zu berechnenden Längsträger einen Auflagerdruck von (Fig. 194)

$$Q_1 = \frac{525 \cdot 0,3}{1,05} = 150 \text{ kg.}$$

Die hintere Menschenbelastung beträgt wie vorher:

$$G = 184 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 195 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{1725}{2} + \frac{184 \cdot 0,25 + 150 \cdot 1,75}{3} = 965 \text{ kg}$$

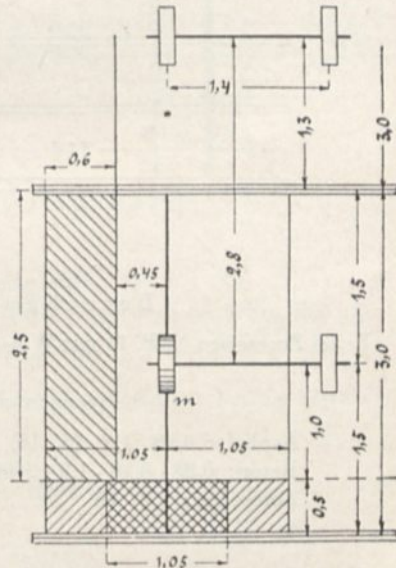


Fig. 193.

$$M_v = 965 \cdot 150 - \frac{150}{2,5} \cdot 1,5 \cdot 75 = 138\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{M_e + M_v}{W} = \frac{20\,625 + 138\,000}{244} = 650 \text{ kg/cm}^2.$$

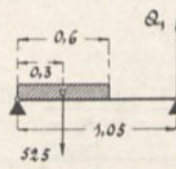


Fig. 194.

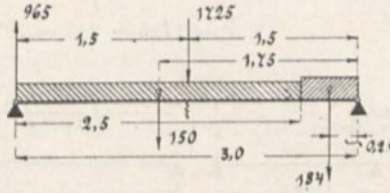


Fig. 195.

2. Beispiel: Eine Strassenbrücke für schwere Fuhrwerke habe eine Spannweite von 50,00 m und sei in 10 Felder von je 5,00 m eingeteilt. Die Fahrbahnbreite der Brücke betrage 7,2 m, und es seien 7 Längsträger angeordnet, von denen 2 unmittelbar an den Hauptträgern liegen. Es sind die Längsträger zu berechnen, wenn die Abdeckung aus Asphalt über Beton auf Zoreseisen bestehen soll. Ausserdem soll sich die Untersuchung auf 1 Dampfwalze mit 23 t Dienstbetrieb erstrecken, wobei jedoch im letzteren Falle eine Beanspruchung von 1250 kg/cm² zugelassen werden soll.

In Fig. 196 sind die Abmessungen eines Feldes zur Darstellung gebracht.

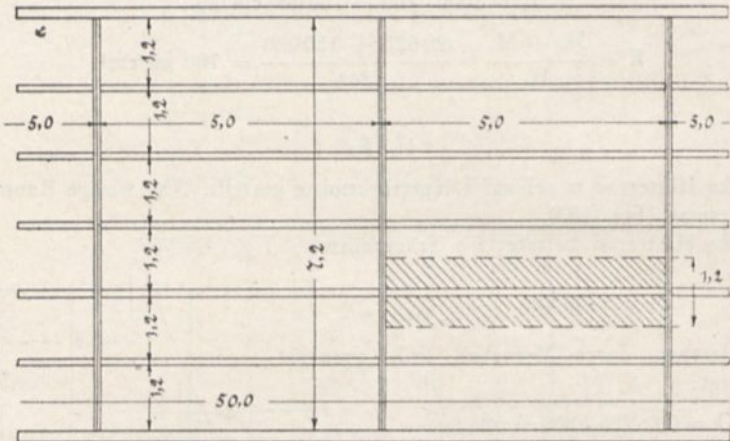


Fig. 196.

Berechnung der Zoreseisen.

Es sei Zoreseisen N. P. 11 mit $W = 76,5 \text{ cm}^2$ und 19 kg/lfd. m gewählt.

Eigengewichtsberechnung (Fig. 197).

Asphalt: $0,28 \cdot 1,2 \cdot (5 \cdot 15)$	26 kg
Beton: $0,28 \cdot 0,18 \cdot 1,2 \cdot 2000$	121 „
Zoreseisen: $1,2 \cdot 19$	23 „
	<hr/>
	170 kg
Zur Abrundung	10 „
	<hr/>
	180 kg

Berechnung für schweres Fuhrwerk.

Der Raddruck verteilt sich auf 2 Zoreisen. Die Druckverteilung in der Richtung der Zoreisen ergibt nach Fig. 198 zu:

$$b = 2(12 + 5) + 10 = 44 \text{ cm}$$

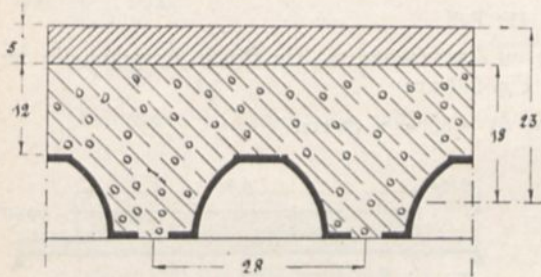


Fig. 197.

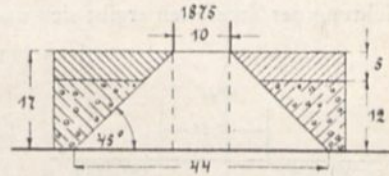


Fig. 198.

Der Raddruck, welcher mithin auf 1 Zoreisen kommt, beträgt einschl. Stosskoeffizient

$$P = \frac{3000 \cdot 1,25}{2} = 1875 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 199 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{180 + 1875}{2} = 1028 \text{ kg}$$

$$M = 1028 \cdot 60 - \frac{180}{2} \cdot \frac{120}{4} - \frac{1875}{2} \cdot \frac{44}{4} = 48\,668 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{48\,668}{76,5} = 636 \text{ kg/cm}^2.$$

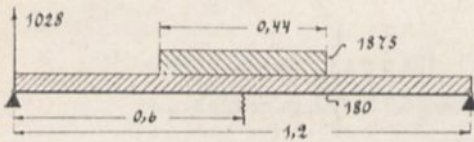


Fig. 199.

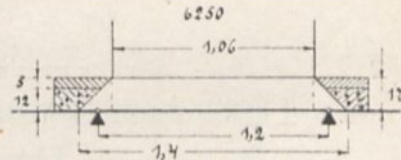


Fig. 200.

Berechnung für die Dampfwalze.

I. Fall.

Das Vorderrad der Dampfwalze steht auf Zoreisenmitte.

Die Druckübertragung in der Richtung der Zoreisen ergibt sich nach Fig. 200 zu:

$$b = 2(12 + 5) + 106 = 140 \text{ cm.}$$

Die gleichmässig verteilte Belastung einschliesslich Stosskoeffizient beträgt mithin

$$P = \frac{\frac{10\,000 \cdot 1,25}{1,4} \cdot 1,2}{2} = 5360 \text{ kg.}$$

Die gesamtgleichmässig verteilte Belastung ist mithin:

$$G = 180 + 5360 = 5540 \text{ kg}$$

$$M = \frac{5540 \cdot 120}{8} = 83\,100 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{83\,100}{76,5} = 1085 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Fall.

Ein Hinterrad der Dampfwalze steht auf Zoreisenmitte. Die Druckübertragung in der Richtung der Zoreisen ergibt sich nach Fig. 201 zu:

$$b = 2(12 + 5) + 55 = \sim 90 \text{ cm.}$$

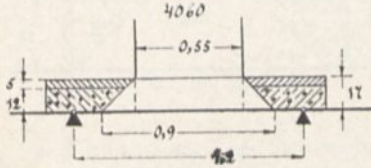


Fig. 201.

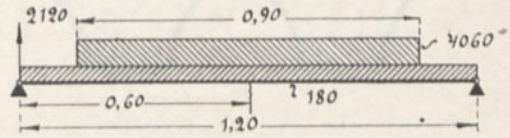


Fig. 202.

Die Belastung durch die Dampfwalze wird mithin:

$$P = \frac{6500 \cdot 1,25}{2} = 4060 \text{ kg.}$$

Fig. 202 zeigt die Belastungsart:

$$A = \frac{180 + 4060}{2} = 2120 \text{ kg}$$

$$M = 2120 \cdot 60 - \frac{180}{2} \cdot \frac{120}{4} - \frac{4060}{2} \cdot \frac{90}{4} = 78\,825 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{78\,825}{76,5} = 1030 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Längsträger.

Es sei \square N. P 36 mit $W = 1088 \text{ cm}^3$ und $g = 76,2 \text{ kg/lf. m}$ gewählt.

Eigengewichtsberechnung.

Fahrbahnkonstruktion:	$\frac{180 \cdot 5}{0,28}$	3216 kg
Längsträger:	$5 \cdot 76,2$	381 „
Nebenkonstruktionen:	10% vom Träger	38 „
		<u>3635 kg</u>
	Zur Abrundung	5 „
		<u>3640 kg</u>

Berechnung für schweres Fuhrwerk.

$$\frac{a}{l} = \frac{3,5}{5} = 0,7 \text{ grösser als } 0,586,$$

somit erzeugt ein Rad in Längsträgermitte ein grösseres Moment.

I. Fall.

Das linke Hinterrad sei auf Längsträgermitte gestellt. Links davon seien Wagen vorhanden, während der übrige freie Raum durch Menschen besetzt wird (Fig. 203).

Das linke Hinterrad m belastet die Trägermitte mit:

$$P_1 = 3000 \cdot 1,25 = 3750 \text{ kg.}$$

Das links davon stehende Rad n erzeugt für die Trägermitte einen Auflagerdruck von (Fig. 204):

$$P_2 = \frac{3750 \cdot 0,3}{1,2} = 940 \text{ kg.}$$

Gesamtlast in Trägermitte mithin:

$$P = 3750 + 940 = 4690 \text{ kg.}$$

Die Belastung durch Menschen, entsprechend schwerem Fuhrwerk, beträgt:

$$G = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 400 = 240 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 205 zur Darstellung gebracht.

$$\Lambda = \frac{3640 + 4690}{2} + \frac{240 \cdot 0,25}{5} = 4177 \text{ kg}$$

$$M = 4177 \cdot 250 - \frac{3640}{2} \cdot \frac{500}{4} = 816\,750 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{816\,750}{1088} = \sim 750 \text{ kg/cm}^2.$$

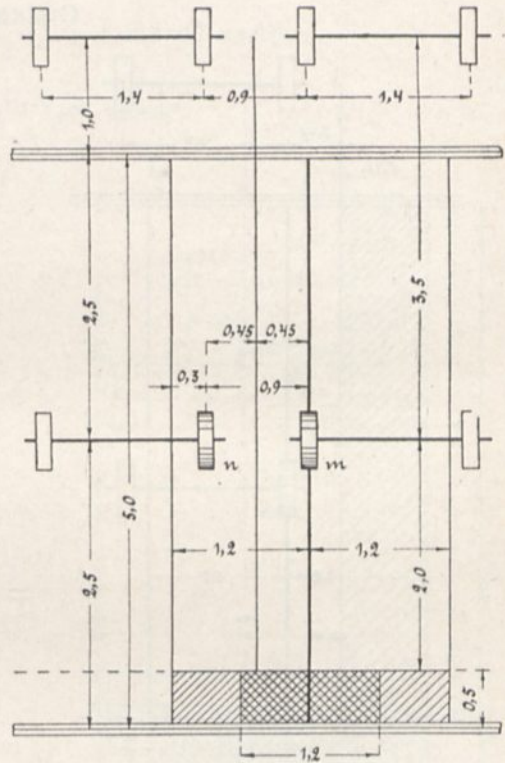


Fig. 203.

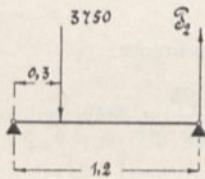


Fig. 204.

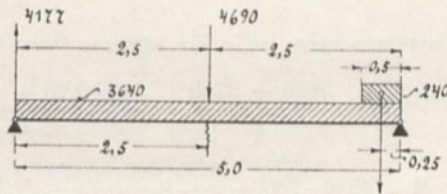


Fig. 205.

II. Fall.

Das linke Hinterrad m sei auf Längsträgermitte gestellt. Der übrige Raum sei durch Menschen besetzt (Fig. 206).

Das linke Hinterrad belastet die Längsträgermitte mit:

$$P_1 = 3750 \text{ kg.}$$

Die Belastung durch Menschen links vom Wagen beträgt:

$$Q = 0,75 \cdot 4,5 \cdot 400 = 1350 \text{ kg}$$

und erzeugt für den zu berechnenden Längsträger einen Auflagerdruck von (Fig. 207)

$$Q_1 = \frac{1350 \cdot 0,375}{1,2} = 422 \text{ kg.}$$

Die hintere Menschenbelastung beträgt, wie vorher

$$G = 240 \text{ kg.}$$

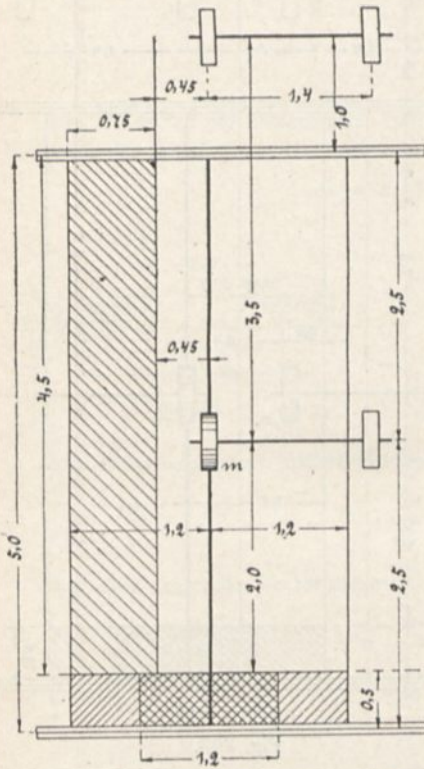


Fig. 206.

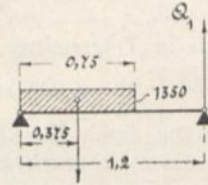


Fig. 207.

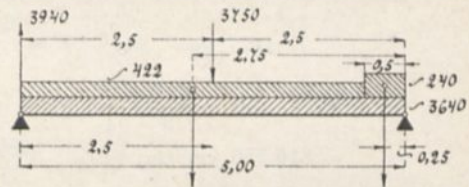


Fig. 208.

Das Belastungsschema ist in Fig. 208 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{3640 + 3750}{2} + \frac{240 \cdot 0,25 + 422 \cdot 2,75}{5} = 3940 \text{ kg}$$

$$M = 3940 \cdot 250 - \frac{3640}{2} \cdot \frac{500}{4} - \frac{422}{4,5} \cdot 2,5 \cdot \frac{250}{2} = 728 195 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{728 195}{1088} = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung für Dampfwalze.

I. Fall.

Das Vorderrad der Dampfwalze steht auf Längsträgermitte (Fig. 209).

Anmerkung: Es mag hervorgehoben werden, dass hier stets die Druckübertragungsbreite und nicht die wirkliche Radbreite einzuführen ist.

Auf Längsträgermitte entfällt gemäss Fig. 210 vom Vorderrad ein Lastanteil von:

$$Q = 2 \cdot \frac{\frac{10 000 \cdot 1,25}{2} \cdot 0,85}{1,2} = 8840 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 211 zur Darstellung gebracht.

$$M = \frac{3640 \cdot 500}{8} + \frac{8840 \cdot 500}{4} = 1\,332\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{1\,332\,500}{1088} = 1225 \text{ kg/cm}^2.$$

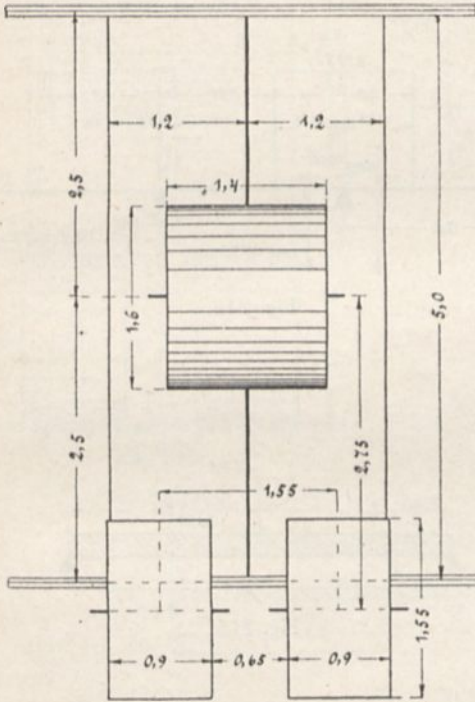


Fig. 209.

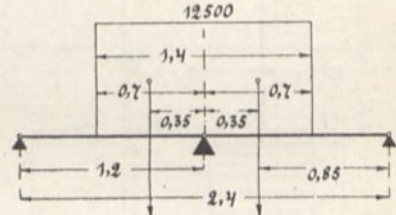


Fig. 210.

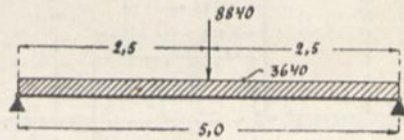


Fig. 211.

II. Fall.

Ein Hinterrad steht auf Längsträgermitte (Fig. 212).

Das Gewicht eines Hinterrades einschl. Stosskoeffizient beträgt:

$$P_1 = 6500 \cdot 1,25 = 8125 \text{ kg.}$$

Da die Druckverteilung (siehe vorher) $b = 90 \text{ cm}$ beträgt, so kommt auf 1 cm eine Kraft von

$$p = \frac{8125}{90} = 90,3 \text{ kg.}$$

Auf die Trägermitte kommt mithin vom Rade m (Fig. 213).

$$P_2 = 2 \cdot \frac{90,3 \cdot 45 \cdot 0,975}{1,2} = 6600 \text{ kg}$$

und vom Rade n

$$P_3 = \frac{90,3 \cdot 10 \cdot 0,05}{1,2} = 40 \text{ kg,}$$

mithin

$$P = 6600 + 40 = 6640 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 214 zur Darstellung gebracht.

$$M = \frac{3640 \cdot 500}{8} + \frac{6640 \cdot 500}{4} = 1\,057\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{1\,057\,000}{1088} = 971 \text{ kg/cm}^2.$$

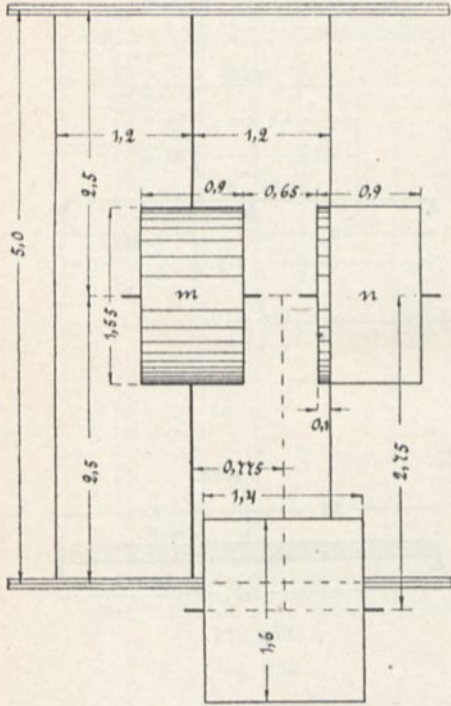


Fig. 212.

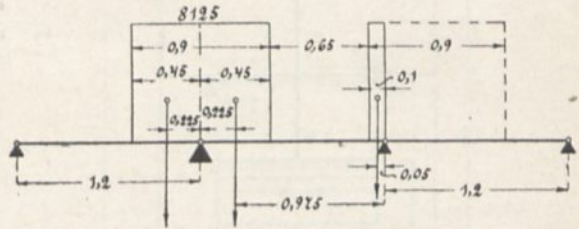


Fig. 213.

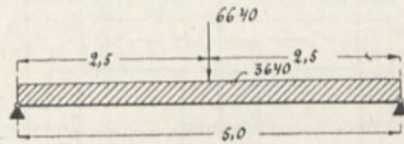


Fig. 214.

III. Fall.

Die Walze steht möglichst ungünstig auf dem Längsträger.

Dieser Fall tritt ein, wenn die Längsträgermitte genau zwischen dem Vorderrad und der Resultierenden der ganzen Dampfwalze liegt (Fig. 215).

Das Vorderrad drückt nach Fall 1 auf den Längsträger mit einer Kraft von

$$Q = 8840 \text{ kg.}$$

Die beiden Hinterräder drücken durch Reaktion (Fig. 216) auf den Längsträger mit einer Kraft

$$L = 2 \cdot \frac{90,3 \cdot 87,5 \cdot \frac{87,5}{2}}{120} = 5760 \text{ kg.}$$

Die Lage der Resultierenden der Dampfwalze ergibt sich mithin nach Fig. 217 zu

$$x = \frac{8840 \cdot 0 + 5760 \cdot 2,75}{8840 + 5760} = 1,08 \text{ m.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 218 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{3640}{2} + \frac{5760 \cdot 0,29 + 8840 \cdot 3,04}{5} = 7530$$

$$M = 7530 \cdot 196 - \frac{3640}{5} \cdot 1,96 \cdot \frac{196}{2} = 1\,336\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{1\,336\,000}{1088} = 1230 \text{ kg/cm}^2.$$

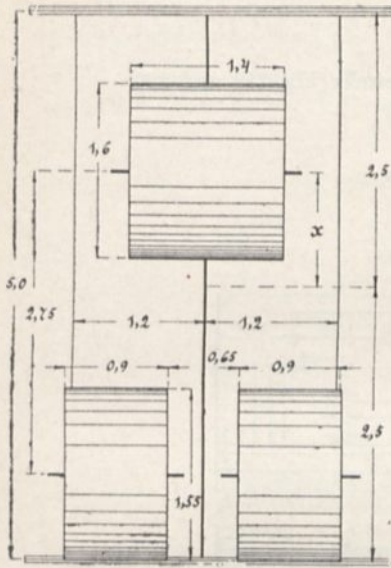


Fig. 215.

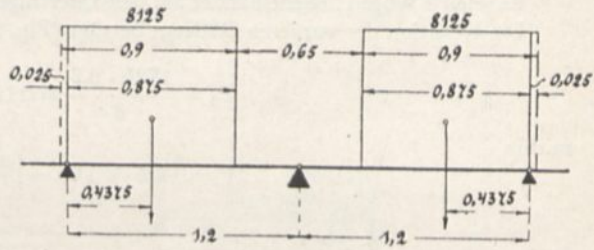


Fig. 216.

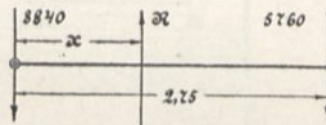


Fig. 217.

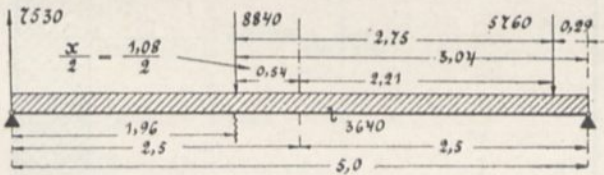


Fig. 218.

2. Die Querträger.

Die Querträger sind als Träger auf 2 Stützen zu berechnen. Von einer Druckübertragung durch die Längsträger auf die Querträger soll Abstand genommen werden; vielmehr soll das Eigengewicht der Fahrbahnkonstruktion und des Fahrbahngerippes als über den Querträger gleichmässig verteilt in die Berechnung eingeführt werden. Die Verkehrsbelastung erzeugt stets das grösste Moment, wenn die Radachsen über dem Querträger stehen. Die Reaktionsdrücke der übrigen Räder sollen unmittelbar, und nicht erst durch die Längsträger, auf den Querträger übertragen werden.

3. Beispiel: Zu Beispiel 1 für Strassenbrücken (Seite 69) ist der Querträger zu berechnen.

Es sei \square N. P. 38 mit $W = 1262 \text{ cm}^3$ und $g = 84 \text{ kg/lf. m}$ gewählt.

Eigengewichtsberechnung.

Fahrbahnkonstruktion nebst Längsträger:	$\frac{550}{1,05} \cdot 5,25$	2750 kg
Querträger:	$5,25 \cdot 84$	440 „
Nebenkonstruktion:	$10\% \text{ vom Querträger}$	44 „
		<hr/>
		3234 kg
Zur Abrundung	16 „	
		<hr/>
		3250 kg

Der Druck eines Rades m beträgt einschl. Stosskoeffizient

$$P_1 = 1500 \cdot 1,15 = 1725 \text{ kg.}$$

I. Fall.

Es seien 2 Wagen nebeneinander auf den Querträger gestellt (Fig. 219 und 220).
Die Reaktion der vorderen Räder n beträgt (Fig. 221)

$$P_2 = \frac{1725 \cdot 0,2}{3} = 115 \text{ kg,}$$

mithin

$$P = 1725 + 115 = 1840 \text{ kg.}$$

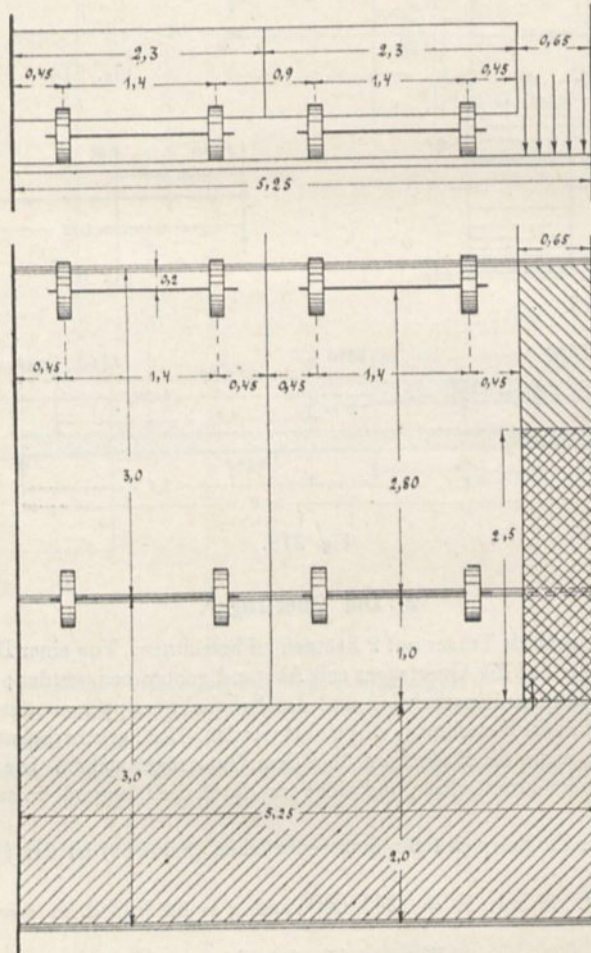


Fig. 219 und 220.

Die Menschenbelastung rechts von den Wagen ergibt sich zu:

$$Q = 0,65 \cdot 2,5 \cdot 350 = 570 \text{ kg.}$$

Die Menschenbelastung hinter den Wagen beträgt:

$$G = 2 \cdot 5,25 \cdot 350 = 3675 \text{ kg.}$$

Es sei der in Fig. 228 angegebene Querschnitt mit $W = 6652 \text{ cm}^3$ und $g = 182 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

Eigengewichtsberechnung.

Fahrbahnkonstruktion nebst

Längsträger:	$\frac{3640}{1,2} \cdot 7,2$. . .	21 840 kg
Querträger:	$7,2 \cdot 182$	1 310 „
Nebenkonstruktionen:	10% vom		
Querträger		130 „
			<hr/>
			23 380 kg

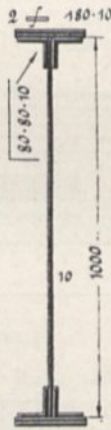


Fig. 228.

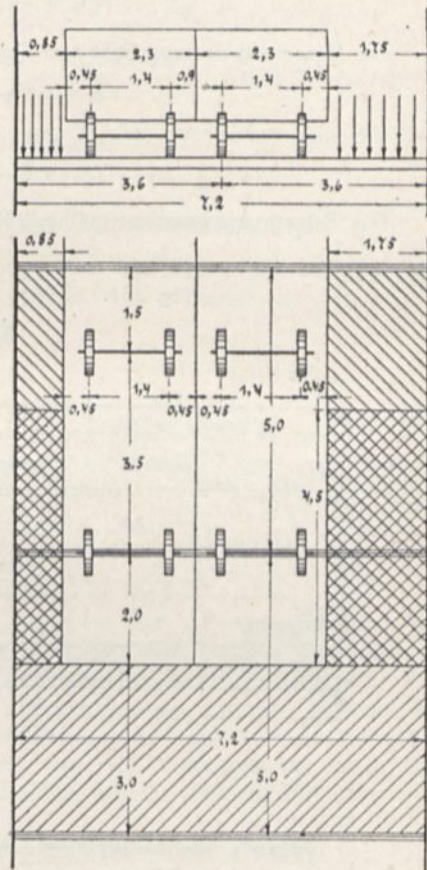


Fig. 229 und 230.

Berechnung für schweres Fuhrwerk.

Da mehr als 2 schwere Wagen niemals zu gleicher Zeit die Brücke bzw. einen Querträger passieren werden, so wird die Berechnung der Querträger auch nur für 2 schwere Wagen durchgeführt.

Das linke Hinterrad des rechten Wagens sei auf Querträgermitte gestellt (Fig. 229 und 230).

Die unmittelbar über dem Querträger stehenden Räder drücken mit einer Last von

$$P_1 = 3000 \cdot 1,25 = 3750 \text{ kg.}$$

Die Vorderräder erzeugen nach Fig. 231 für den Querträger einen Druck von

$$P_2 = \frac{3750 \cdot 1,5}{5} = 1125 \text{ kg,}$$

mithin

$$P = 3750 + 1125 = 4875 \text{ kg,}$$

Die Menschenbelastung hinter dem Wagen beträgt:

$$G = 7,2 \cdot 3 \cdot 400 = 8640 \text{ kg}$$

und erzeugt für den Querträger eine Reaktion (Fig. 232)

$$G_1 = \frac{8640 \cdot 1,5}{5} = 2600 \text{ kg.}$$

Die Menschenbelastung links von dem Wagen ergibt sich zu:

$$Q_1 = 0,85 \cdot 4,5 \cdot 400 = 1450 \text{ kg}$$

und diejenige rechts von dem Wagen

$$Q_r = 1,75 \cdot 4,5 \cdot 400 = 3150 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 233 zur Darstellung gebracht.

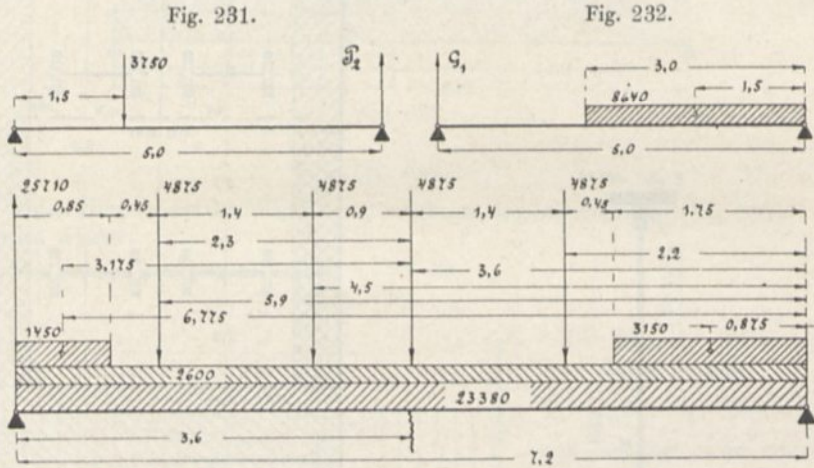


Fig. 233.

$$A = \frac{23380 + 2600}{2} + \frac{4875(2,2 + 3,6 + 4,5 + 5,9) + 3150 \cdot 0,875 + 1450 \cdot 6,775}{7,2}$$

$$A = 25\,710 \text{ kg}$$

$$M = 25\,710 \cdot 3,60 - 4875(90 + 230) - \frac{(23380 + 2600)}{2} \cdot \frac{360}{2} - 1450 \cdot 317,5 =$$

$$M = 4\,897\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{4\,897\,000}{6652} = 736 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung für Dampfwalze.

Die ungünstigste Belastung entsteht, wenn das Vorderrad der Dampfwalze auf Querträgermitte steht (Fig. 234 und 235).

Das Vorderrad drückt mit einer Kraft

$$P = 10\,000 \cdot 1,25 = 12\,500 \text{ kg.}$$

Die Hinterräder erzeugen einen Reaktionsdruck von

$$P_1 = \frac{6500 \cdot 1,25}{5} \cdot 2,25 = 3674 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 236 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{23\,380}{2} + 3674 + \frac{12\,500}{2} = 21\,614 \text{ kg}$$

$$M = 21\,614 \cdot 3,60 - 3674 \cdot 77,5 - \frac{12\,500}{2} \cdot \frac{140}{4} - \frac{23\,380}{2} \cdot \frac{720}{4} = 5\,173\,355 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{5\,173\,355}{6652} = 777 \text{ kg/cm}^2.$$

III. Die Längs- und Querträger der Fussgängerbrücken.

Die Längs- und Querträger sind auch hier als Träger auf zwei Stützen zu berechnen.

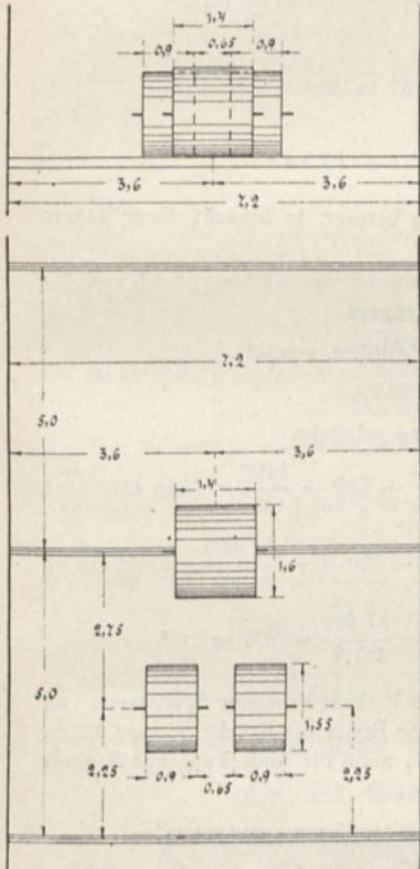


Fig. 234 und 235.

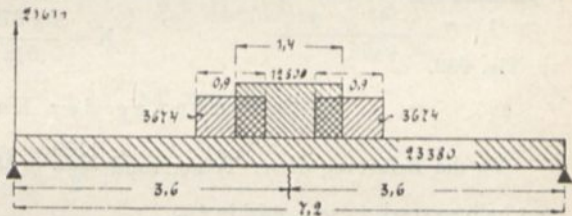


Fig. 236.

1. Beispiel: Eine Fussgängerbrücke für schwachen Verkehr habe eine Spannweite von 15,00 m und sei in 6 Felder von je 2,5 m eingeteilt. Die Breite der Brücke betrage 2,0 m. Es sind die hölzernen Längsträger und die eisernen Querträger zu berechnen, wenn die Abdeckung aus einem einfachen Bohlenbelag besteht (Fig. 237 und 238).

1. Berechnung der Bohlen.

Nach Gleichung 33, Seite 62, wird:

$$d = 0,15 \frac{100}{\sqrt{25}} + 1 = 4 \text{ cm.}$$

Es sei jedoch $d = 6 \text{ cm}$ gewählt.

2. Berechnung der Längsträger.

a) Berechnung des mittelsten Längsträgers.

Es sei der in Fig. 239 angegebene Querschnitt gewählt.

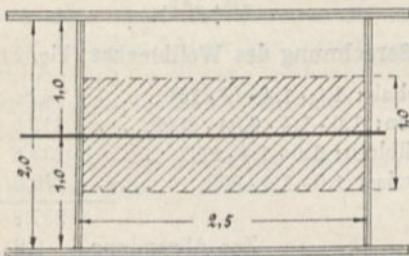


Fig. 237.

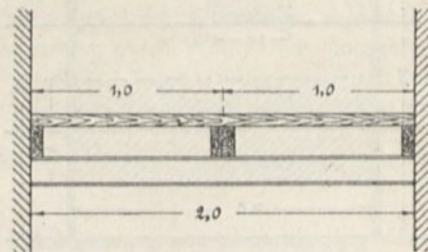


Fig. 238.

Bohlenbelag: $1 \cdot 2,5 \cdot 60$	150 kg
Träger: $0,12 \cdot 0,16 \cdot 2,5 \cdot 750$	46 „
Nutzlast: $1 \cdot 2,5 \cdot 350$	875 „
	1071 kg
	Zur Abrundung 29 „
	1100 kg

$$M = \frac{1100 \cdot 250}{8} = 34\,375 \text{ cm/kg.}$$



Fig. 239.

Der gewählte Querschnitt hat ein Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{12 \cdot 16^2}{6} = 512 \text{ cm}^2,$$

$$K = \frac{34\,375}{512} = 67 \text{ kg/cm}^2.$$

mithin

b) Berechnung der Endlängsträger.

Da die Belastung dieser Träger rund $\frac{1100}{2} = 550$ kg beträgt, so braucht dieser Träger nur halb so stark zu sein, mithin $\frac{6}{16}$.

3. Berechnung des Querträgers.

Es sei I N. P. 14 mit $W = 81,7 \text{ cm}^3$ und $g = 14,3 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

Es wird $G = 2 \cdot 14,3 = 28,6 = \approx 30 \text{ kg}$.

Das Belastungsschema ist in Fig. 240 zur Darstellung gebracht.

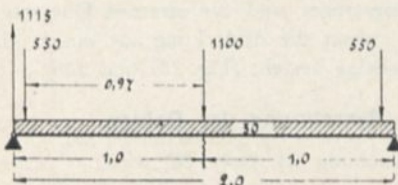


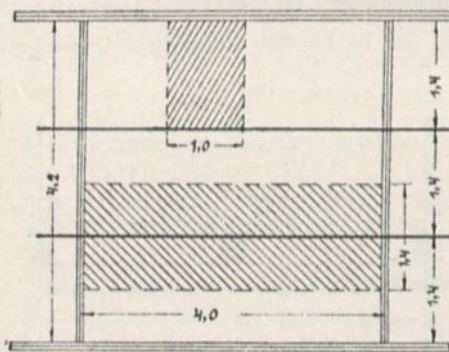
Fig. 240.

$$A = \frac{30}{2} + 550 + \frac{1100}{2} = 1115 \text{ kg}$$

$$M = 1115 \cdot 100 - 550 \cdot 97 - \frac{30 \cdot 200}{2 \cdot 4} = 57400 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{57\,400}{81,7} = 703 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Beispiel. Eine Fußgängerbrücke für sehr regen Verkehr habe eine Spannweite von 28,00 m und sei in 7 Felder von je 4,00 m eingeteilt. Die Breite der Brücke betrage 4,2 m. Es sind die eisernen Längs- und Querträger zu berechnen, wenn die Abdeckung aus Asphalt über Beton auf Wellblech besteht (Fig. 241).



• Fig. 241.

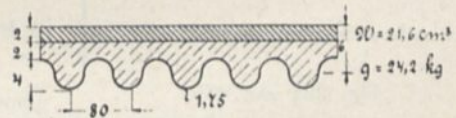


Fig. 242.

1. Berechnung des Wellbleches (Fig. 242).

Asphalt: $1,0 \cdot 1,4 \cdot (2 \cdot 15)$. . .	42 kg
Beton: $1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,04 \cdot 2000$. . .	112 „
Wellblech: $1,0 \cdot 1,4 \cdot 24,2$	33,8 „
Nutzlast $1,0 \cdot 1,4 \cdot 550$	770,0 „
	957,8 kg
	Zur Abrundung 2,2 „
	960,0 kg

$$M = \frac{960 \cdot 140}{8} = 16\,800 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{16\,800}{26,1} = 644 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung des Längsträgers.

Es sei \square N. P. 22 mit $W = 278 \text{ cm}^3$ und $g = 31 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

Fahrbahnkonstruktion nebst Nutzlast: $1,4 \cdot 4 \cdot \frac{960}{1,4} \dots \dots \dots 3840 \text{ kg}$

Längsträger: $4 \cdot 31 \dots \dots \dots 124 \text{ „}$
3964 kg

Zur Abrundung 16 „
3980 kg

$$M = \frac{3980 \cdot 400}{8} = 199\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{199\,000}{278} = 716 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Längsträger am Hauptträger wählt man \square N. P. 22.

3. Berechnung der Querträger.

Es sei \square N. P. 32 mit $W = 278 \text{ cm}^3$ und $g = 61 \text{ kg/ld. m}$ gewählt.

$$G = 4,2 \cdot 61 = 256,2 = 260 \text{ kg}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 243 zur Darstellung gebracht.

$$A = \frac{260}{2} + 3980 = 4110 \text{ kg}$$

$$M = 4110 \cdot 210 - 3980 \cdot 70 - \frac{260}{2} \cdot \frac{420}{4} = 570\,850 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{570\,850}{781} = 731 \text{ kg/cm}^2.$$

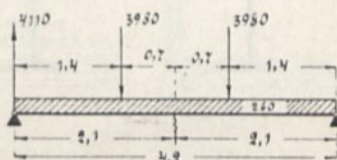


Fig. 243.

C. Der Anschluss des Längsträgers an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger.

I. Der Anschluss der Längsträger an die Querträger.

Es seien hierbei folgende 4 Fälle unterschieden.

1. Fall. Die Längsträger ruhen auf den Querträgern.
2. Fall. Die Längsträger werden an die Querträger durch Winkeleisen angeschlossen.
3. Fall. Die Längsträger werden an die Querträger durch Winkeleisen angeschlossen, und die durch die Biegung des Längsträgers hervorgerufene Zugspannung wird durch auf die Längsträger aufgenietete und durch den Steg des Querträgers hindurchgeführte Flacheisenstücke aufgenommen.
4. Fall. Der Längsträger wird durch eine Bolzenverbindung gelenkartig mit dem Querträger verbunden.

1. Fall.

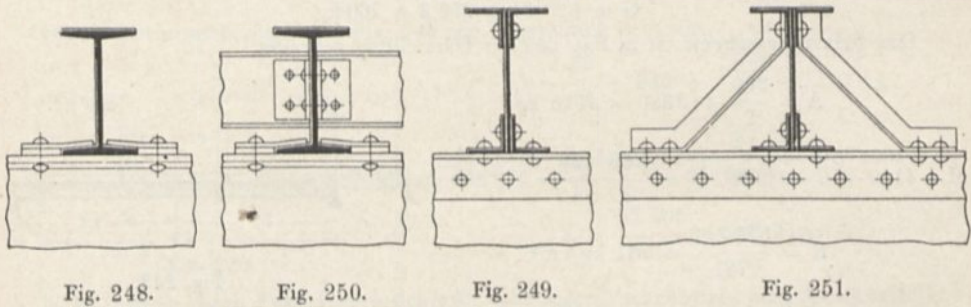
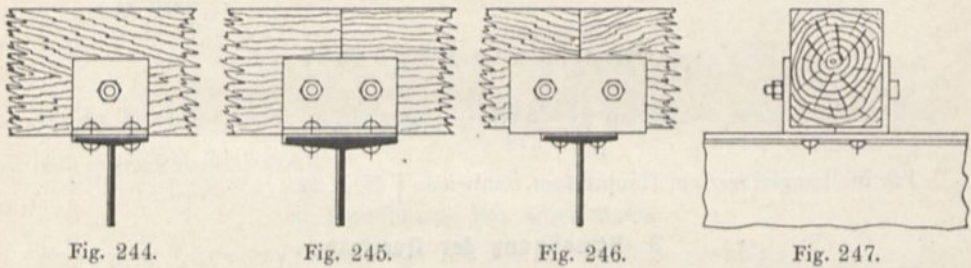
Besteht der Längsträger aus Holz, was nur bei Fußgängerbrücken und leichten Strassenbrücken der Fall sein kann, und wird derselbe ungestossen über den Querträger geführt, so

erfolgt seine Befestigung mit einseitig oder beiderseitig angebrachten Winkelstücken (Fig. 244). Muss der hölzerne Längsträger über dem Querträger gestossen werden, ist ferner die Obergurtbreite des Querträgers zur Auflagerung hinreichend, so genügt eine Befestigung durch Winkelstücke (Fig. 245). Genügt dagegen die Obergurtbreite nicht, so muss nach den Fig. 246 und 247 eine besondere Auflagerlänge geschaffen werden.

Besteht der Längsträger aus einem Normalprofil, so erfolgt seine Befestigung zweckmässig durch eine Art Klemmplatten (Fig. 248) und nicht durch unmittelbare Vernietung.

Besteht dagegen der Längsträger aus einem Blechträger, so ist eine einfache Vernietung am Platze (Fig. 249).

Ist Gefahr für ein Umkippen der eisernen Längsträger vorhanden, so werden dieselben an ihren Auflagerstellen und häufig noch in Mitte durch eine Querkonstruktion miteinander verbunden (Fig. 250), oder aber es werden die Längsträger durch Winkelstücke gegen die unterstützenden Querträger abgesteift (Fig. 251).



2. Fall.

Die Befestigung der Längsträger an den Querträgern durch Winkeleisen kommt am häufigsten zur Anwendung, ist aber nicht zu empfehlen, da durch die Biegung der Längsträger

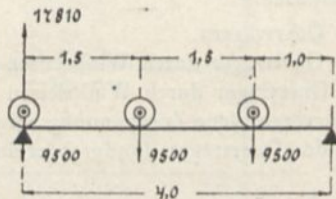


Fig. 252.

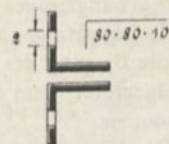


Fig. 253.

die Nieten in den Längsträgern gelockert, und die Nietköpfe in den Querträgern auf Zug beansprucht werden.

Beispiel: Zu Beispiel 1 und 4 für Eisenbahnbrücken ist der Anschluss zu berechnen. Der Längsträger überträgt durch Eigengewicht eine Kraft von

$$P_e = \frac{1660}{2} = 830 \text{ kg}$$

und durch Verkehr (Fig 252)

$$P_v = \frac{9,5 \cdot 1 + 9,5 \cdot 2,5 + 9,5 \cdot 4}{4} = 17,81 \text{ t} = 17\,810 \text{ kg,}$$

mithin

$$P = 830 + 17\,810 = 18\,640 \text{ kg.}$$

a) Berechnung der Anschlusswinkel.

Es seien 2 $\sqrt{80 \cdot 80 \cdot 10}$ und 20 mm Nieten gewählt.

Zieht man zur Sicherheit 2 Nietlöcher ab, so wird (Fig. 253)

$$K = \frac{18\,640}{2 \cdot 15,1 - 2 \cdot 2 \cdot 1} = 710 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Berechnung der Nieten zum Anschlusse der Winkel an die Längsträger (Fig. 254).

Auf Abscherung:

$$\begin{aligned} n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s &= P \\ n \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 750 &= 18\,640 \\ n &= \frac{18\,640}{3,14 \cdot 1500} = 3,8 = 4 \text{ Nieten.} \end{aligned}$$

Auf Lochwanddruck:

$$\begin{aligned} n \cdot d \cdot \delta \cdot K_l &= P \\ n \cdot 2 \cdot 1,62 \cdot 1500 &= 18\,640 \\ n &= \frac{18\,640}{1,62 \cdot 3000} = 3,8 = 4 \text{ Nieten.} \end{aligned}$$

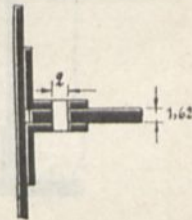


Fig. 254.

c) Berechnung der Nieten zum Anschluss der Winkel an die Querträger.

Es ist hier dieselbe Nietenanzahl erforderlich wie vorhin.

Anmerkung: Die vorberechnete Nietzahl ist die geringste Anzahl, die erforderlich ist. Die Konstruktion verlangt häufig mehr Nieten, da der Nietabstand höchstens 4 d betragen soll.

Die Anordnung der Befestigung erfolgt nun in der Regel so, dass auf der einen Seite die Winkeleisen in den Längsträger hineingelegt werden, während auf der anderen Seite die Winkeleisen bis zu den Gurten der Querträger geführt werden, wodurch ein einseitiges Abklinken der Längsträgerflansche notwendig wird.

In Fig. 255 a bis c ist der Anschluss zur Darstellung gebracht.

Zur Konstruktion muss bemerkt werden, dass der Längsträger zu tief gelagert ist, da zwischen Schienenunterkante und höchster Stelle des Querträgers ein Raum von mindestens 3 cm bleiben soll.

III. Fall.

Dadurch, dass die Zugspannung im Obergurte des Längsträgers am Auflager durch besondere Flacheisen, welche durch den Steg des Querträgers hindurchgehen, aufgenommen wird, wird eine Lockerung der Nietung vermieden.

a) Berechnung der Anschlusswinkel.

Es seien 2 $\sqrt{80 \cdot 80 \cdot 10}$ und 20 mm Nieten gewählt.

$$K = \frac{10\,000}{2 \cdot 15,1 - 2 \cdot 2 \cdot 1} = 380 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Berechnung der Anschlussnieten

Auf Abscherung:

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s = P$$

$$n \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 750 = 10\,000$$

$$n = \frac{10\,000}{3,14 \cdot 1500} = 2,1 = 3 \text{ Niete.}$$

Auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = P$$

$$n \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 1500 = 10\,000$$

$$n = \frac{10\,000}{2,6 \cdot 1500} = 2,55 = 3 \text{ Niete.}$$

c) Berechnung des Zugbleches und dessen Anschluss.

Die Beanspruchung des Längsträgers in der obersten Faser beträgt nach Seite 66 $K = 705 \text{ kg/cm}^2$.

Nach Fig. 257 wird:

$$\frac{x}{705} = \frac{16,05}{18}$$

$$x = \frac{7,05 \cdot 16,05}{18} = 628 \text{ kg}$$

$$Z = \left(\frac{705 + 628}{2} \right) \cdot 1,95 \cdot 14,3 + \frac{628 \cdot 16,05}{2} \cdot 1,3 = 25\,120 \text{ kg.}$$

Wählt man ein Flacheisen 230 · 18 und 23 mm Niete, so wird

$$K = \frac{25\,120}{23 \cdot 1,8 - 2 \cdot 2,3 \cdot 1,8} = \sim 750 \text{ kg/cm}^2.$$

Nietberechnung.

Auf Abscherung:

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1 \cdot K_s = Z$$

$$n \cdot 4,15 \cdot 1 \cdot 750 = 25\,120$$

$$n = \frac{25\,120}{4,15 \cdot 750} = 8 \text{ Niete.}$$

Auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = Z$$

$$n \cdot 2,3 \cdot 1,8 \cdot 1500 = 25\,120$$

$$n = \frac{25\,120}{2,3 \cdot 1,8 \cdot 1500} = 4 \text{ Niete.}$$

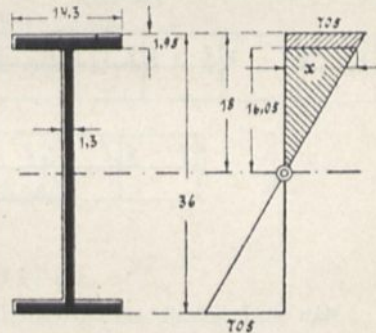


Fig. 257.

In Fig. 258 a und b ist der Anschluss zur Darstellung gebracht.

Das Vorderrad erzeugt nach Fall III Seite 78 einen Druck von

$$P_1 = 8840 \text{ kg.}$$

Die beiden Hinterräder erzeugen zusammen 5760 kg und eine Reaktion von (Fig. 235)

$$P_2 = \frac{5760 \cdot 2,25}{5} = 2592 \text{ kg,}$$

mithin

$$P = 1820 + 8840 + 2592 = 13\,252 \text{ kg} = \sim 13\,300 \text{ kg.}$$

1. Berechnung der Anschlusswinkel.

Es seien 2 $\sqrt{100 \cdot 100 \cdot 10}$ und 20 mm Niete gewählt.

$$K = \frac{13\,300}{2 \cdot 19,2 - 2 \cdot 2 \cdot 1} = 386 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Anschlussnieten.

Auf Abscherung:

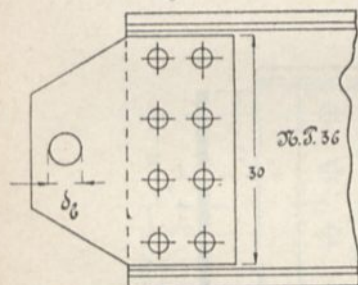


Fig. 262.

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s = P$$

$$n \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 750 = 13\,300$$

$$n = \frac{13\,300}{3,14 \cdot 1500} = 3 \text{ Niete.}$$

Auf Lochwanddruck:

$$n \cdot d \cdot \delta \cdot K_1 = P$$

$$n \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 1500 = 13\,300$$

$$n = \frac{13\,300}{2 \cdot 1,3 \cdot 1500} = 4 \text{ Niete.}$$

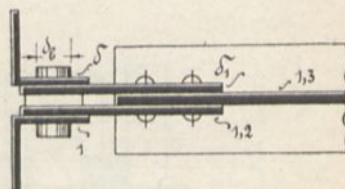


Fig. 263.

3. Berechnung der Bolzenverbindung.

(Fig. 262 und 263.)

a) Berechnung des Bolzens.

a) Berechnung des Bolzens auf Abscherung.

$$\frac{d_b^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot K_s = P$$

$$\frac{d_b^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 2 \cdot 750 = 13\,300$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4 \cdot 13\,300}{3,14 \cdot 2 \cdot 750}} = 3,36 \text{ cm.}$$

β) Berechnung des Bolzens auf Lochwanddruck.

$$d_b \cdot 2 \cdot \delta \cdot K_1 = P$$

$$d_b \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1500 = 13\,300$$

$$d_b = \frac{13\,300}{2 \cdot 1500} = 4,44 \text{ cm.}$$

γ) Berechnung des Bolzens auf Biegung (Fig. 264).

$$A = 6650 \text{ kg}$$

$$M = 6650 \cdot 1,1 - \frac{6650}{2} \cdot \frac{1,2}{4} = 6318 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{M}{K} = \frac{6318}{750} = 8,4 \text{ cm}^3.$$

das Widerstandsmoment eines Kreisquerschnittes ist

$$W = \frac{d_b^3 \cdot \pi}{32}$$

mithin

$$\frac{d_b^3 \cdot \pi}{32} = 8,4$$

$$d_b = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 8,4}{3,14}} = 4,4 \text{ cm.}$$

Auf Lochwanddruck ergibt sich der grösste Wert, mithin

$$d_b = 4,44 \text{ cm} = \sim 45 \text{ mm.}$$

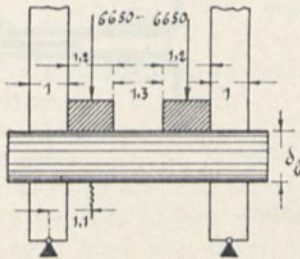


Fig. 264.

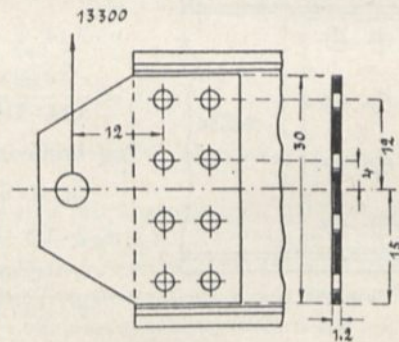


Fig. 265.

b) Berechnung der Bolzenbleche und deren Anschluss.
Die Anordnung des Anschlusses sei nach Fig. 265 getroffen.

α) Berechnung des Bleches.

α₁) Berechnung an der ersten Nietreihe.

Auf ein Blech kommt ein Moment von

$$M = \frac{13\,300}{2} \cdot 12 = 79\,800 \text{ cm/kg.}$$

Das Widerstandsmoment des Bleches an dieser Stelle ergibt sich abzüglich Nietlöcher zu (Fig. 266).

$$J = \frac{1,2 \cdot 30^3}{12} - 2 \left[\frac{1,2 \cdot 2^3}{12} + 1,2 \cdot 2 \cdot 12^2 \right] - 2 \left[\frac{1,2 \cdot 2^3}{12} + 1,2 \cdot 2 \cdot 4^3 \right] = 1928 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{J}{h/2} = \frac{1928}{15} = 128 \text{ cm}^3,$$

somit

$$K = \frac{79\,800}{128} = 624 \text{ kg/cm}^2.$$

α₂) Berechnung über dem Bolzen.

Auf Abscherung (Fig. 267).

$x_1 + x_2$ sollen mindestens zusammen 7,4 cm betragen, wie folgende Berechnung zeigt.

$$(x_1 + x_2) \delta = \frac{P/2}{K_s}$$

$$(x_1 + x_2) \cdot 1,2 = \frac{13\,300}{750}$$

$$x_1 + x_2 = \frac{13\,300}{1,2 \cdot 2 \cdot 750} = 7,4 \text{ cm.}$$

Auf Biegung bezw. Ausreißen (Fig. 268 und 269).

Man fasst den schraffierten Teil auf als einen Träger, welcher auf beiden Seiten eingespannt ist und in der Mitte durch eine Einzellast beansprucht wird, da ja der Bolzen das Bolzenloch nie vollkommen ausfüllen wird.

Es wird dann

$$M = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{13\,300}{2} \cdot \frac{4,5}{8} = 3740 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{3740}{750} = 5 \text{ cm}^3.$$

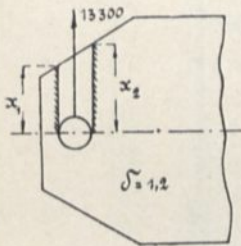


Fig. 267.

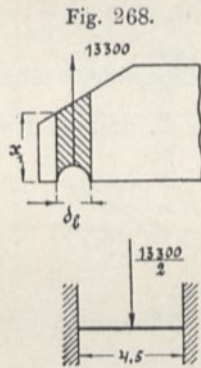


Fig. 269.

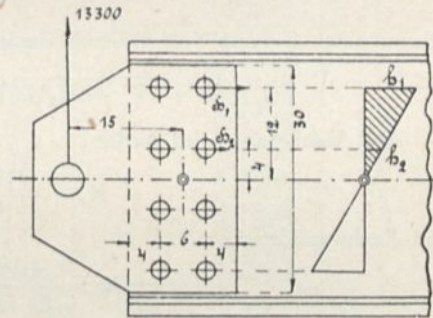


Fig. 270.

An der gefährlichen Stelle hat das Blech einen Querschnitt von $x_1 \cdot \delta$ und ein Widerstandsmoment

$$W = \frac{\delta \cdot x_1^3}{6} = \frac{1,2 \cdot x_1^3}{6} = 0,2 x_1^3,$$

mithin

$$0,2 \cdot x_1^3 = 5$$

$$x_1 = \sqrt[3]{\frac{5}{0,2}} = \sqrt[3]{25} = 5 \text{ cm.}$$

β) Berechnung der Anschlussnietung. (Fig. 270.)

Jeder Niet hat eine Vertikalkraft aufzunehmen von

$$V = \frac{P}{n} = \frac{13\,300}{8} = 1662 \text{ kg.}$$

Die Horizontalkraft, welche ein äusserer Niet aufzunehmen hat, ergibt sich auf Grund folgender Betrachtung:

Das aufzunehmende Moment beträgt:

$$M_n = 13\,300 \cdot 15 = 199\,500 \text{ cm/kg.}$$

Die Nietmomente betragen, wenn die Horizontalkraft in einem äusseren Niet mit H_1 und in einem inneren Niet mit H_2 bezeichnet

$$M_n = 4 \cdot H_1 \cdot 12 + 4 \cdot H_2 \cdot 4,$$

da nun $M_a = M_n$ sein muss, so wird

$$199\,500 = 4 \cdot H_1 \cdot 12 + 4 \cdot H_2 \cdot 4$$

Da sich nun die Nietspannungen verhalten, wie ihre Abstände von der Nulllinie, so ist

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{12}{4}$$

$$h_2 = \frac{h_1 \cdot 4}{12} = \frac{h_1}{3},$$

mithin

$$199\,500 = 4 \cdot H_1 \cdot 12 + 4 \cdot \frac{h_1}{3} \cdot 4$$

$$199\,500 = 53,34 H_1$$

$$H_1 = \frac{199\,500}{53,34} = 3740 \text{ kg.}$$

Die auf einen äusseren Niet wirkende Gesamtkraft ergibt sich mithin zu

$$R = \sqrt{V^2 + H_1^2} = \sqrt{1662^2 + 3740^2} = 4100 \text{ kg.}$$

Auf Abscherung wird mithin:

$$K_s = \frac{4100}{2 \cdot 3,14} = 653 \text{ kg/cm}^2$$

und Lochwanddruck:

$$K_l = \frac{4100}{2 \cdot 1,3} = 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

In Fig. 271 a—c ist der Anschluss zur Darstellung gebracht.

II. Anschluss der Querträger an die Hauptträger.

Der Anschluss der Querträger an die Hauptträger wird fast durchweg als feste Verbindung ausgeführt. Der Anschluss erfolgt in der Regel durch zwei Winkeleisen. Die Berechnung dieser Winkeleisen hat auf Druck, diejenige der Vernietung auf Lochwanddruck und Abscherung zu erfolgen, wobei stets die ungünstigste Laststellung einzuführen ist.

Auf Tafel I sind eine Reihe solcher Anschlüsse zur Darstellung gebracht.

Fig. 1 a—c stellt den Anschluss eines Querträgers N. P. 38 an einen Hauptträger als Blechträger dar. Der Anschluss ist für eine Eisenbahnbrücke mit untenliegender Fahrbahn gedacht. Der untere Flansch des Γ Eisens ruht auf dem Windverband-Knotenblech, und dieses unmittelbar auf dem horizontalen Schenkel des unteren Gurtwinkels. Um ein Einknicken des Blechträgers zu verhindern, und um den Auflagerdruck des Querträgers auch auf die obere Gurtung zu übertragen, ist eine Aussteifung mit Hilfe eines dreieckigen Bleches vorgesehen. Diese Aussteifung ist mit dem Hauptträger durch die verlängerten Querträgeranschlusswinkel, mit dem Querträger durch besondere Winkelstücke verbunden.

Fig. 2 a—c. Bei einem Blechträger für Eisenbahnen mit untenliegender Fahrbahn besteht der Querträger ebenfalls aus einem Blechträger. Da geringe Konstruktionshöhe vorhanden sein soll, so ist der Blechträger wieder möglichst nahe nach unten gerückt. Auch hier wird stets eine Dreiecksaussteifung angeordnet. Zu diesem Zwecke wird das Stehblech des Querträgers aus 3 Tafeln zusammengesetzt, wobei die Endtafeln den Anschluss mit enthalten.

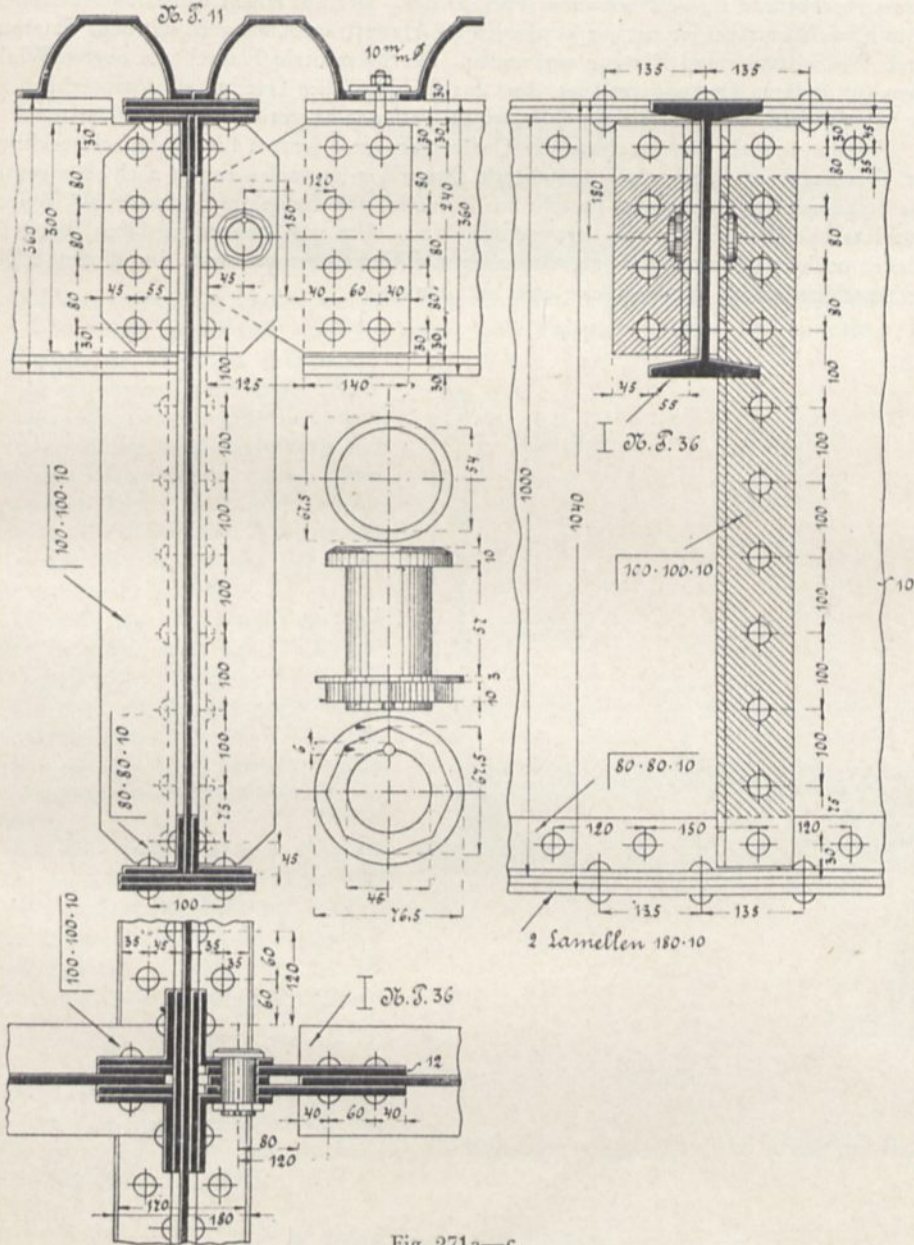


Fig. 271a—c.

Fig. 3a—c stellt den Anschluss der Querträger [N.P. 20 einer einfachen Fussgängerfachwerkbrücke dar. Die Vertikalen des Hauptträgers bestehen aus 2 $60 \cdot 60 \cdot 8$, welche kreuzweise angeordnet sind. Die Flanschen des Querträgers sind abgeklinkt, der freie Steg zwischen die Winkel hindurchgeführt und durch einschneitige 16 mm-Nietung verbunden.

Fig. 4 a und b. Bei einer Fachwerkbrücke mit doppelten Bohlenbelag für leichten Strassenverkehr besteht der Querträger aus einem \square N. P. 20. Dieser Querträger ruht auf dem oberen Flansch der unteren Gurtung und ist durch Winkelstücke mit den Vertikalen des Hauptträgers verbunden.

Fig. 5 a—c stellt den Anschluss der Querträger an den Hauptträger einer grossen Fachwerkstrassenbrücke für sehr schweren Verkehr dar. Der aus einem Blechträger bestehende 1,0 m hohe Querträger ist mit der Vertikalen des Hauptträgers, als auch mit dem Untergurte durch Winkelstücke und Nietung verbunden. Der horizontale Flansch des oberen Winkel eisens der unteren Gurtung verlangt, dass das Stehblech des Querträgers entsprechend ausgeschnitten wird, und dass die Anschlusswinkel getrennt angeordnet werden müssen.

Fig. 5 a—c stellt den Anschluss des Querträgers einer grossen Eisenbahnfachwerkbrücke dar. Der aus einem Blechträger bestehende Querträger ist an den Enden nach oben geführt. Das Stehblech des Querträgers besteht aus 3 Tafeln, von denen die Endtafeln als Dreiecksanschluss und Aussteifung mit herangezogen sind. Um das Aussteifungsblech gegen Einknicken noch zu sichern, wurde dasselbe oben mit Winkeleisen gesäumt. Im übrigen erfolgte der Anschluss durch Winkelstücke und Vernietung.

Viertes Kapitel.

Fusswegkonsolen und Geländer. Endabschlüsse.

A. Konsolen und Geländer.

Bei Strassenbrücken werden im Falle, dass die Hauptträger aus Fachwerk bestehen, besondere Fusswege angeordnet werden müssen; diese Fusswege werden stets ausserhalb der Hauptträger auf Konsolen gelagert.

Die allgemeine Anordnung dieser Konsolkonstruktionen besteht darin, dass der Fusswegbelag nebst Abdeckung auf besonderen Längsträgern ruht. Diese Längsträger lagern sich nun wieder ihrerseits auf die Konsolen. Nach aussen hin erfolgt die Abgrenzung der Konstruktion durch Geländer.

Besteht der Fusswegbelag aus Bohlen, so pflegt man auch die Längsträger aus Holz herzustellen. Besteht der Belag dagegen aus Beton über Zoresisen oder Wellblech, mit einer Abdeckung aus Asphalt, Zement, Fliesen etc., so werden als Längsträger stets Normalprofile angewandt.

Ist die Ausladung der Konsole kleiner als 1,5 m, so wird die Konsole aus einer einzigen Blechtafel mit Winkelsäumung hergestellt. Ist die Ausladung jedoch grösser, so pflegt man Gitterkonsolen zur Anwendung zu bringen.

I. Blechkonsolen.

Beispiel: Die Breite der Fusswege für eine Menschenbelastung von 400 kg/m^2 betrage 1,20 m, die Entfernung der Konsolen voneinander 2,20 m und der Belag bestehe aus Holz (Fig. 272).

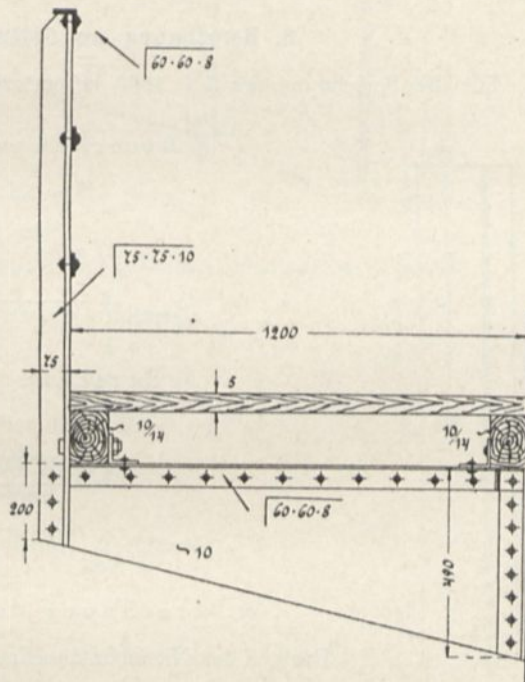


Fig. 272.

1. Berechnung der Bohlen.

Nach Gleichung 33 Seite 62 wird

$$d = 0,15 \frac{120}{\sqrt{25}} + 1 = 4,6 = \infty 5 \text{ cm.}$$

2. Berechnung des Bohlenträgers.

Es sei ein Balken mit einem Querschnitt $10/14$ gewählt, das Widerstandsmoment ist dann

$$W = \frac{10 \cdot 14^3}{6} = 327 \text{ cm}^3$$

$$\text{Bohlen: } \frac{2,2 \cdot 1,2}{2} \cdot 5 \cdot 10 \dots \dots \dots 66 \text{ kg}$$

$$\text{Träger: } 0,1 \cdot 0,14 \cdot 2,2 \cdot 800 \dots \dots \dots 25 \text{ ,,}$$

$$\text{Verkehr: } \frac{2,2 \cdot 1,2}{2} \cdot 400 \dots \dots \dots 528 \text{ ,,}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 619 \text{ kg} \approx 600 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{600 \cdot 220}{8} = 16\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{16\,500}{327} = 50 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Berechnung des Geländers (Fig. 273).

Für die Berechnung sei $K = 1000 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen.

a) Berechnung der Handleiste.

$$H = 2,2 \cdot 100 = 220 \text{ kg}$$

$$W = \frac{220 \cdot 220}{8 \cdot 1000} = 6 \text{ cm}^3.$$

Gewählt $\sqrt{60 \cdot 60 \cdot 8}$ mit $W = 6,9 \text{ cm}^3$.

b) Berechnung des Pfostens.

$$M = 220 \cdot 122 = 26\,840 \text{ cm/kg}$$

$$W = \frac{26\,840}{1000} = 26,84 \text{ cm}^3.$$

Gewählt $2 \sqrt{75 \cdot 75 \cdot 10}$ mit $W = 26,8 \text{ cm}^3$.

c) Berechnung des Nietanschlusses.

Das von den Nieten aufzunehmende Moment beträgt.

$$M_n = 220 \cdot 129 = 28\,380 \text{ cm/kg.}$$

Bezeichnet man die Kraft in den 2 äusseren Nieten mit h , so muss

$$2 \cdot h \cdot 7 = 28\,380$$

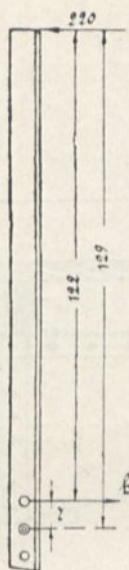


Fig. 273.

sein, mithin

$$h = \frac{28\,380}{14} = 2027 \text{ kg.}$$

Auf Lochwanddruck folgt dann

$$K_1 = \frac{2027}{2 \cdot 1} = 1014 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Berechnung der Konsole.

a) Beanspruchung des Konsolbleches.

Das Eigengewicht des Geländers betrage 50 kg/lfd. m, mithin wird

$$G = 2,2 \cdot 50 = 110 \text{ kg.}$$

Das Eigengewicht des Konsolbleches einschl. Winkelversteifung sei zu 60 kg bestimmt.

Das Belastungsschema für die Konsole ist in Fig. 274 zur Darstellung gebracht.

Das Gesamtmoment an der Vernietungsstelle beträgt mithin

$$M = 28\,380 + 110 \cdot 120 + 600 \cdot 111 + 600 \cdot 1 + 60 \cdot 60 = 112\,380 \text{ cm/kg.}$$

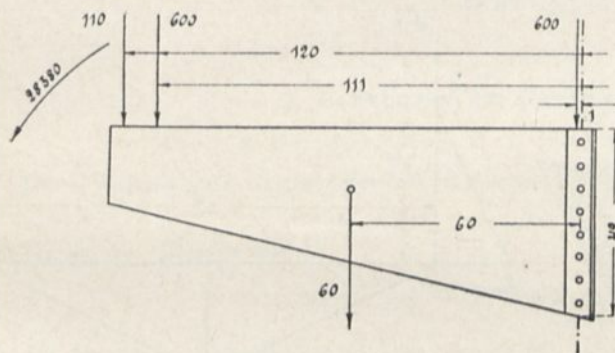


Fig. 274.

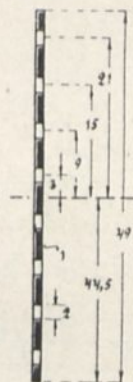


Fig. 275.

Das Konsolblech hat an der Vernietungsstelle ein Trägheitsmoment von (Fig. 275)

$$\begin{aligned} J &= \frac{1 \cdot 49^3}{12} - 2 \left[\frac{1 \cdot 2^3}{12} + 1 \cdot 2 \cdot 21^2 \right] - 2 \left[\frac{1 \cdot 2^3}{12} + 1 \cdot 2 \cdot 15^2 \right] \\ &- 2 \left[\frac{1 \cdot 2^3}{12} + 1 \cdot 2 \cdot 9^2 \right] - 2 \left[\frac{1 \cdot 2^3}{12} + 1 \cdot 2 \cdot 3^2 \right] = 6774 \text{ cm}^4 \\ W &= \frac{6774}{24,5} = 276 \text{ cm}^3, \end{aligned}$$

mithin

$$K = \frac{112\,380}{276} = 407 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Beanspruchung der Anschlussvernetzung.

Die grösste senkrechte Belastung beträgt:

$$Q = 110 + 600 + 600 + 60 = 1370 \text{ kg,}$$

mithin kommt auf einen Niet eine Vertikalkraft von

$$V = \frac{1370}{8} = 172 \text{ kg.}$$

Zur Bestimmung der Horizontalkraft im äussersten Niet geht man von der Betrachtung aus, dass das Konsolmoment gleich sein muss dem Nietmoment, mithin (Fig. 276)

$$112\,380 = 2 \cdot h_1 \cdot 21 + 2 \cdot h_2 \cdot 15 + 2 \cdot h_3 \cdot 9 + 2 \cdot h_4 \cdot 3$$

$$112\,380 = 42 h_1 + 30 h_2 + 18 h_3 + 6 h_4.$$

Da sich die Nietspannungen verhalten, wie ihre Abstände von der Nullinie, so wird

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{15}{21}$$

$$\frac{h_3}{h_1} = \frac{9}{21}$$

$$\frac{h_4}{h_1} = \frac{3}{21}$$

$$h_2 = \frac{15}{21} \cdot h_1$$

$$h_3 = \frac{9}{21} \cdot h_1$$

$$h_4 = \frac{3}{21} \cdot h_1$$

$$112\,380 = 42 \cdot h_1 + 30 \cdot \frac{15}{21} \cdot h_1 + 18 \cdot \frac{9}{21} \cdot h_1 + 6 \cdot \frac{3}{21} \cdot h_1$$

$$112\,380 = 72 h_1$$

$$h_1 = \frac{112\,380}{72} = 1560 \text{ kg.}$$

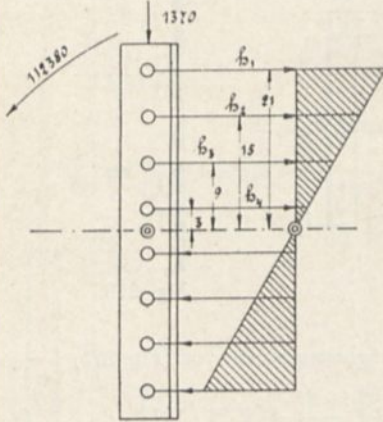


Fig. 276.

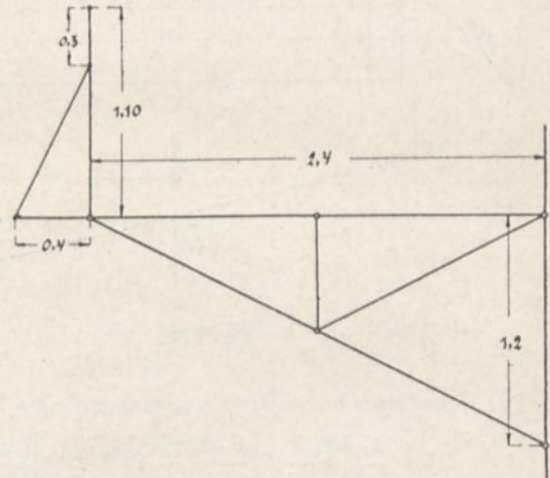


Fig. 277.

Der äusserste Nietbolzen hat mithin eine resultierende Kraft aufzunehmen von

$$K = \sqrt{172^2 + 1560^2} = 1570 \text{ kg.}$$

Auf Lochwanddruck wird also

$$K_1 = \frac{1570}{2 \cdot 1} = 785 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Gitterkonsolen.

Beispiel: Für eine Strassenbrücke mit sehr regem Verkehr betrage die Ausladung der Konsole 2,4 m bei einer Konsolentfernung von 5,0 m. Die Abdeckung des Fussweges bestehe aus Asphalt über Beton auf Zoresisen (Fig. 277).

1. Berechnung der Längsträger.

Wie schon früher erwähnt, wird bei Fusswegkonstruktion als Tafel Zoresisen N. P. 5 stets genügen.

Eigengewichtsberechnung (Fig. 278).

Es sei I N. P. 25 mit $W = 396 \text{ cm}^3$ und $g = 39 \text{ kg/lf. m}$ gewählt.

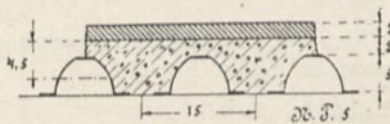


Fig. 278.

Asphalt: $1,2 \cdot 5 \cdot (2 \cdot 15)$	180 kg
Beton: $1,2 \cdot 5 \cdot 0,045 \cdot 2000$	540 „
Zoreisen: $\frac{500}{15} = \sim 33 \cdot 1,2 \cdot 5,3$	210 „
Träger: $5 \cdot 39$	195 „
Verkehr: $5 \cdot 1,2 \cdot 550$	3300 „
	4425 kg
Zur Abrundung	15 „
	4440 kg

$$M = \frac{4440 \cdot 500}{8} = 277\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{277\,500}{396} = 700 \text{ kg/cm}^2$$

2. Berechnung des Geländers.

a) Berechnung der Handleiste.

Die Horizontalkraft, welche gegen die Handleiste drückt, beträgt

$$H = 5,0 \cdot 100 = 500 \text{ kg}$$

und erzeugt ein Moment von

$$M_2 = \frac{500 \cdot 500}{8} = 31\,250 \text{ cm/kg}$$

Die Handleiste habe den in Fig. 279 angegebenen elliptischen Querschnitt, mit

$$W = 0,8 \cdot b \cdot a^2 = 0,8 \cdot 2 \cdot 5^2 = 40 \text{ cm}^3, \text{ mithin}$$

$$K = \frac{31\,250}{40} = 781 \text{ kg/cm}^2$$

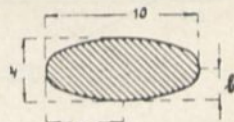


Fig. 279.

b) Berechnung des Pfostens und der Strebe (Fig. 280).

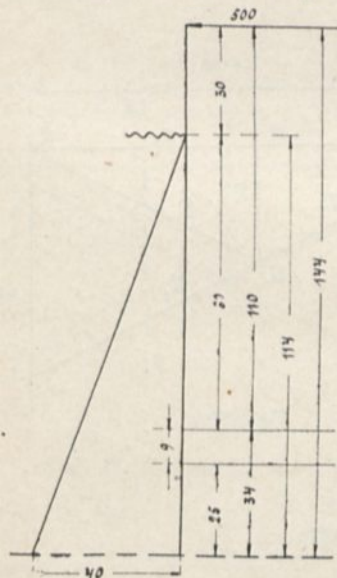


Fig. 280.

Am Angriffspunkt der Strebe besteht das Moment

$$M = 500 \cdot 30 = 15\,000 \text{ cm/kg}$$

Der gusseiserne Pfosten habe einen Querschnitt $\frac{7^0}{7_0}$ mit

$$W = \frac{7^2}{6} = 57 \text{ cm}^3,$$

mithin

$$K = \frac{15\,000}{57} = 222 \text{ kg/cm}^2$$

Zur Berechnung der Strebe bestimmt man zunächst die Kraft K am Strebenangriffspunkt

$$R \cdot 114 = H \cdot 144$$

$$R = \frac{500 \cdot 144}{114} = \infty 630 \text{ kg}$$

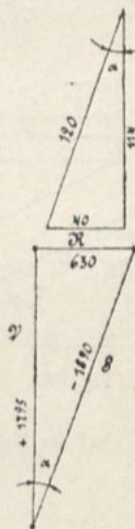


Fig. 281.

Man zerlegt nun die Kraft R in eine Vertikalkraft und in eine Strebenkraft (Fig. 281)

$$V = 630 \cdot \operatorname{ctg} \alpha = 630 \cdot \frac{114}{40} = 1795 \text{ kg (Zug),}$$

$$S = \frac{630}{\sin \alpha} = \frac{630}{\frac{40}{120}} = \frac{630 \cdot 120}{40} = 1890 \text{ kg (Druck).}$$

Für die Strebe sei [N. P. 6¹/₂ mit $F = 9 \text{ cm}^2$ und $J_{\min} = 14,1 \text{ cm}^4$ gewählt.
Auf Druck

$$K = \frac{1890}{9} = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf Knickung

$$n = \frac{2 \cdot J_{\min}}{S \cdot l^2} = \frac{2 \cdot 14,1}{1,89 \cdot 1,2^2} = 10,4\text{fache Sicherheit.}$$

3. Berechnung des Gitterwerkes.

a) Berechnung der Stabspannungen.

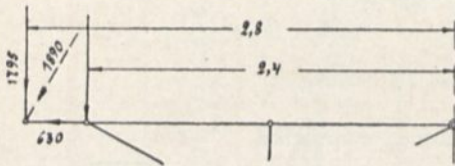


Fig. 282.

Die Strebenkraft 1890 kg zerlegt sich am Ende des Kragstückes wieder in eine Horizontalkraft

$$R_1 = 630 \text{ kg}$$

und in eine Vertikalkraft

$$V_1 = 1795 \text{ kg.}$$

Die Vertikalkraft auf die Konsolspitze reduziert ergibt (Fig. 282)

$$V_2 = 1795 \cdot \frac{2,8}{2,4} = 2095 \text{ kg.}$$

Nimmt man das Gewicht des Geländers für den lfd. m zu 120 kg an, so wird

$$G = 5,0 \cdot 120 = 600 \text{ kg.}$$

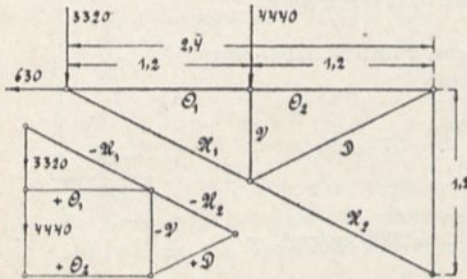


Fig. 284.

Fig. 283.

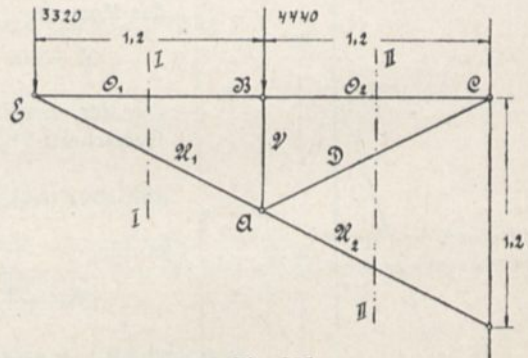


Fig. 285.

Auf die Konsolspitze kommt mithin eine Kraft

$$P = 2095 + 600 + \frac{4440}{2} - 1795 = 3320 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 283 zur Darstellung gebracht.

α. Graphische Bestimmung.

Mit Hilfe eines einfachen Kräfteplanes (Fig. 284) wurden folgende Spannungen bestimmt.

$$\begin{array}{l|l|l} O_1 = + 6640 & U_1 = - 7400 & V = - 4440 \\ O_2 = + 6640 & U_2 = - 12300 & D = + 5000 \end{array}$$

β. Analytische Bestimmung (Fig. 285).

Durch Rechnung bestimmt man die Stabspannung in der Regel nach der sogenannten Ritterschen Schnittmethode.

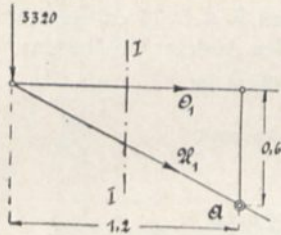


Fig. 286.

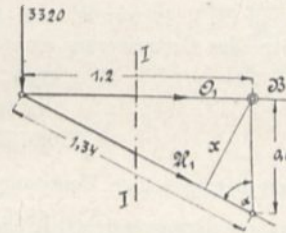


Fig. 287.

Stab $O_1 = O_2$ (Schnitt I ∞ I) (Fig. 286) Drehpunkt A

$$- 3320 \cdot 1,2 + O_1 \cdot 0,6 = 0$$

$$O_1 = + \frac{3320 \cdot 1,2}{0,6} = + 6640 \text{ kg.}$$

Stab V

$$V = - 4440 \text{ kg.}$$

Stab U_1 (Schnitt I ∞ I) (Fig. 287) Drehpunkt B

$$- 3320 \cdot 1,2 - U_1 \cdot x = 0.$$

$$U_1 = - \frac{3320 \cdot 1,2}{x}$$

$$\sin \alpha = \frac{1,2}{1,34}; \quad x = 0,6 \cdot \sin \alpha = 0,6 \cdot \frac{1,2}{1,34} = 0,54$$

$$U_1 = - \frac{3320 \cdot 1,2}{0,54} = - 7400 \text{ kg.}$$

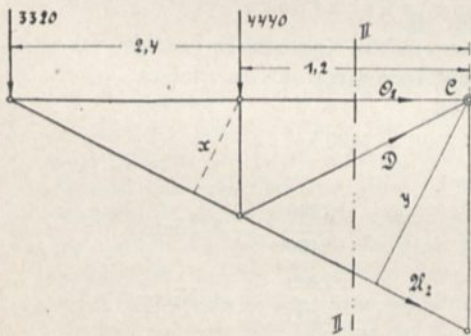


Fig. 288.

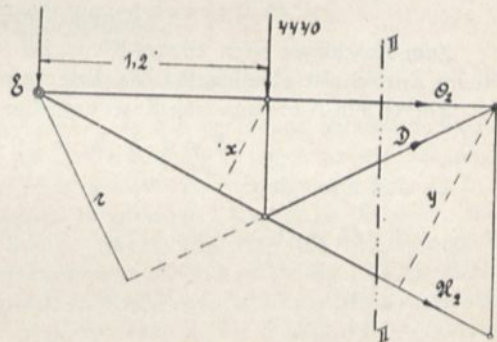


Fig. 289.

Stab U_2 (Schnitt II ∞ II) (Fig. 288) Drehpunkt C

$$- 3320 \cdot 2,4 - 4440 \cdot 1,2 - U_2 \cdot y = 0$$

$$U_2 = - \frac{3320 \cdot 2,4 + 4440 \cdot 1,2}{y} = - 12300 \text{ kg}$$

für

$$y = 2 \cdot x = 2 \cdot 0,54 = 1,08 \text{ m.}$$

Stab D (Schnitt II) (Fig. 289) Drehpunkt E.

$$+ 4440 \cdot 1,2 - D \cdot r = 0$$

$$r = y = 1,08$$

$$D = + \frac{4440 \cdot 1,2}{1,08} = + 5000 \text{ kg.}$$

b) Berechnung der Stabquerschnitte.

α) Berechnung des Obergurtes.

Es seien 2]] N. P. 12 mit $W = 2 \cdot 60,7 \text{ cm}^3$ und $F = 2 \cdot 17 \text{ cm}^2$ gewählt.
An der Spitze des Gitterwerkes entsteht durch den Ausleger ein Moment

$$M = 1795 \cdot 40 = 71\,800 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{71\,800}{2 \cdot 60,7} = 600 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Obergurt herrscht eine Zugspannung von

$$S = 6640 + 630 = 7270 \text{ kg}$$

$$K = \frac{7270}{2 \cdot 17 - 2 \cdot 1,6 \cdot 0,7} = 246 \text{ kg/cm}^2.$$

β) Berechnung des Untergurtes.

Gewählt seien 2 $\sqrt{60 \cdot 60 \cdot 8}$ mit $J = 2 \cdot 29,2 \text{ cm}^4$ und $F = 2 \cdot 9 \text{ cm}^2$.
Die Knicksicherheit beträgt

$$n = \frac{2 \cdot 2 \cdot 29,2}{12,3 \cdot 1,34^2} = 5,8 \text{ fach}$$

$$K = \frac{12\,300}{2 \cdot 9} = 683 \text{ kg/cm}^2.$$

γ) Berechnung der Vertikale und Diagonale.

Es seien auch 2 $\sqrt{60 \cdot 60 \cdot 8}$ gewählt.

Da die Spannungen in diesen beiden Stäben kleiner als beim Untergurt sind, so ist der Querschnitt reichlich bemessen.

c) Berechnung der Nietanschlüsse.

Zum Anschlusse seien 16 mm-Nieten bei 10 mm starkem Knotenblech gewählt. Da alle Nieten zweischnittig sind, so hat die Berechnung auf Lochwanddruck zu erfolgen.

Ein 16 mm-Niet kann eine Kraft aufnehmen von

$$P = d \cdot \delta \cdot K_1 = 1,6 \cdot 1 \cdot 1500 = 2400 \text{ kg}$$

Es sind also nötig:

in $O_1 = O_2$	$\frac{7270}{2400}$	= 3 Niete
in U_1	$\frac{7400}{2400}$	= 4 Niete
in U_2	$\frac{12\,300}{2400}$	= 6 Niete
in V	$\frac{4440}{2400}$	= 2 Niete
in D	$\frac{5000}{2400}$	= 3 Niete.

In Fig. 290 ist die Konstruktion zur Darstellung gebracht.

Anmerkung: Da die Fusswege bei Strassenbrücken 12—20 cm über der Fahrbahn liegen sollen, so wird man bei Fachwerkbauten diese Abstufung mindestens 40 cm innerhalb der Hauptträger nach der Fahrbahn zu anordnen (Fig. 291).

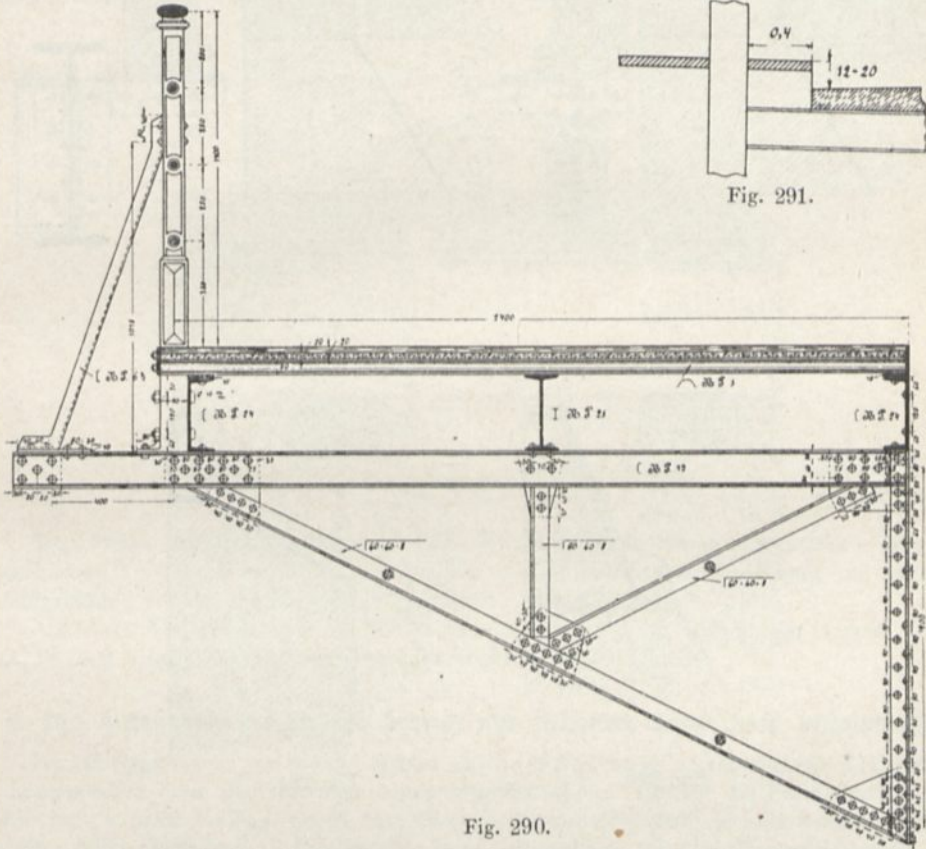


Fig. 290.

B. Endabschlüsse.

I. Endabschlüsse der Eisenbahnbrücken.

Bei den Endabschlüssen der Eisenbahnbrücken ist die Bedingung zu stellen, dass die erste Schwelle wenigstens bei Hauptbahnen stets in die Bettung zu liegen kommt. Da nun der Abstand der Schwellen von Mitte zu Mitte nicht grösser sein soll als ca. 0,7 m, so ist die Schildmauer des Widerlagers möglichst schwach zu gestalten. Man wählt die obere Stärke der Schildmauer bei Ziegelrollschicht $1\frac{1}{2}$ Stein = 38 cm (Fig. 292) und bei Haustein-Abdeckung 30 cm (Fig. 293) stark. Sehr empfehlenswert ist auch nach Fig. 294 die Bettung durch ein \square -Eisen zu begrenzen, als nach Fig. 295 die Schildmauer aus Eisenbeton herzustellen.

Um die erste Schwelle auf der Brücke möglichst nahe an die Schildmauer heranrücken zu können, kann dies im Falle, dass die Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern ruhen, durch event. Verlängerung des Hauptträgers und im Falle, dass die Längsträger auf den Querträgern angeordnet sind, durch Verlängerung der Längsträger erzielt werden. Sind dagegen die Längsträger zwischen den Querträgern gelagert, so ist die Anordnung einer besonderen in der Verlängerung des Längsträgers liegenden Konsolkonstruktion am Platze (Fig. 293).

Über den Pfeilern ist die Anordnung genau wie vorher zu treffen, also durch Verlängerung bezw. durch Konsolstücke (Fig. 296).

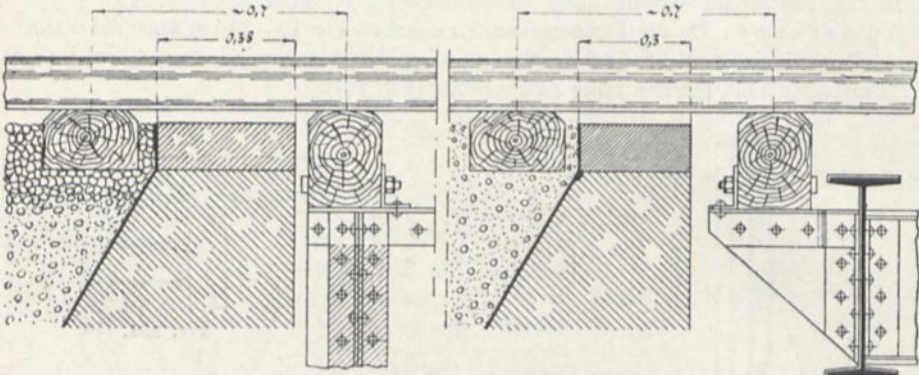


Fig. 292.

Fig. 293.

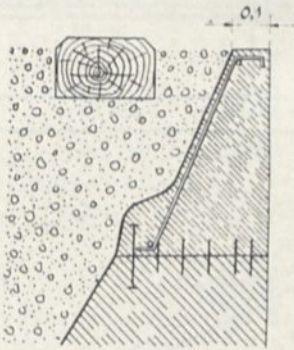


Fig. 295.

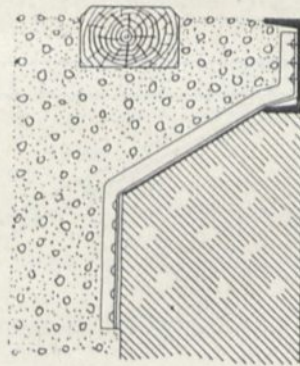


Fig. 294.

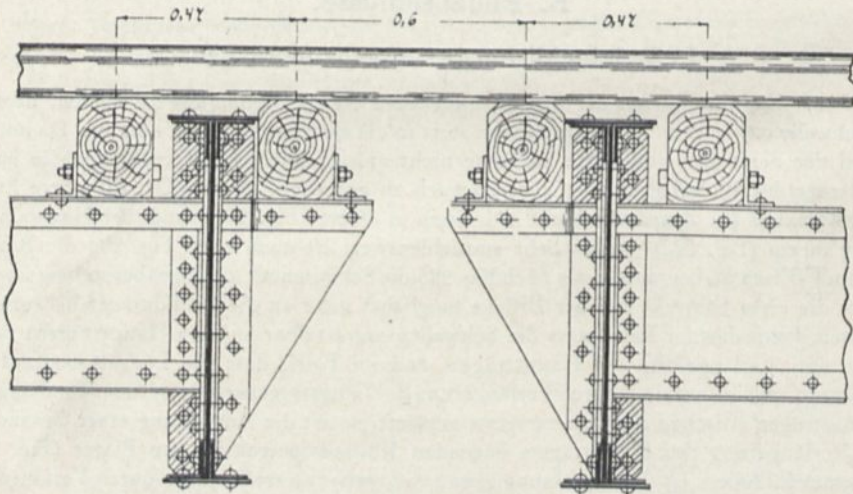


Fig. 296.

II. Endabschlüsse der Strassenbrücken.

1. Die Abdeckung der Brücke besteht aus einem doppelten Bohlenbelage.

Am beweglichen Auflager wird die Öffnung zwischen Schildmauer und Brücke durch die Enddeckbohle geschlossen (Fig. 297). Diese Enddeckbohle lagert auf einer Bordschwelle. Der Zwischenraum x zwischen Enddeckbohle und Abschlussbohle soll

$$x = 0,1 \cdot l$$

betragen, also bei einer Brücke von 12 m Spannweite

$$x = 0,1 \cdot 12 = 1,2 \text{ cm.}$$

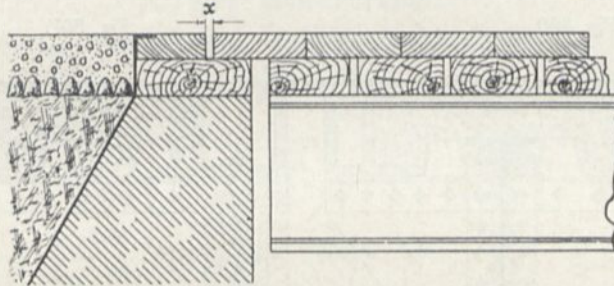


Fig. 297.

Ist x kleiner als 10 mm, so kann die Fuge (Dilationsfuge) geöffnet bleiben. Ist x dagegen grösser als 10 mm, so muss die Fuge durch ein mit den Bohlen bündig gelegtes und mit der Enddeckbohle vernageltes Riffelblech geschlossen werden.

Am festen Auflager können die Bohlen unmittelbar gegen die Schildmauer stossen. Über den Pfeilern erfolgt der Schluss durch Deckbohle oder Riffelblech.

2. Die Abdeckung der Brücke besteht aus Schotter, Beton oder Pflasterung.

Ist die Spannweite der Brücke kleiner als ca. 25,0 m, so ist es zulässig, die Abdeckung ununterbrochen über die Widerlager hinaus durchzuführen. Besteht die Fahrbahntafel aus Zoreisen, so wird die Fuge durch Zoreisen geschlossen (Fig. 298), in allen anderen Fällen dagegen durch Flach- bzw. Riffelblech (Fig. 299). Dieses Blech führt den Namen Schlepplblech.

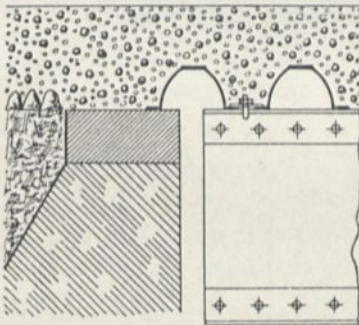


Fig. 298.

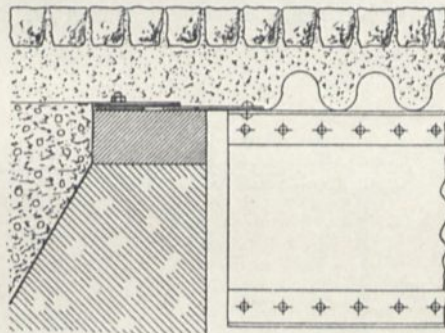


Fig. 299.

Ist die Spannweite der Brücke dagegen grösser als ca. 25,0 m, so sind am beweglichen Auflager in der Abdeckung stets Dilationsfugen anzuordnen. In den Fig. 300 und 301 sind solche Konstruktionen zur Darstellung gebracht.

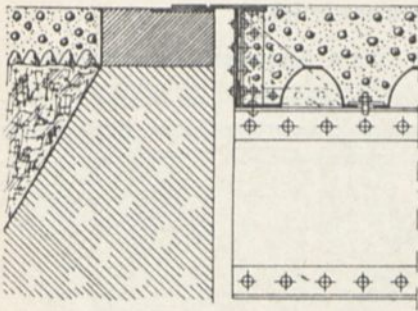


Fig. 300.

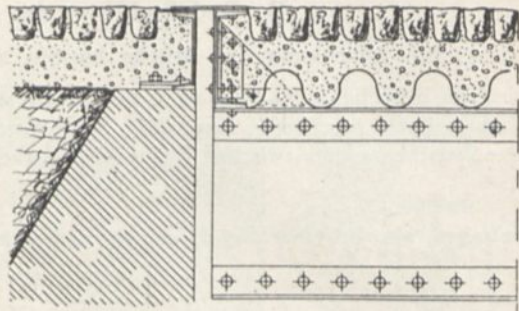


Fig. 301.

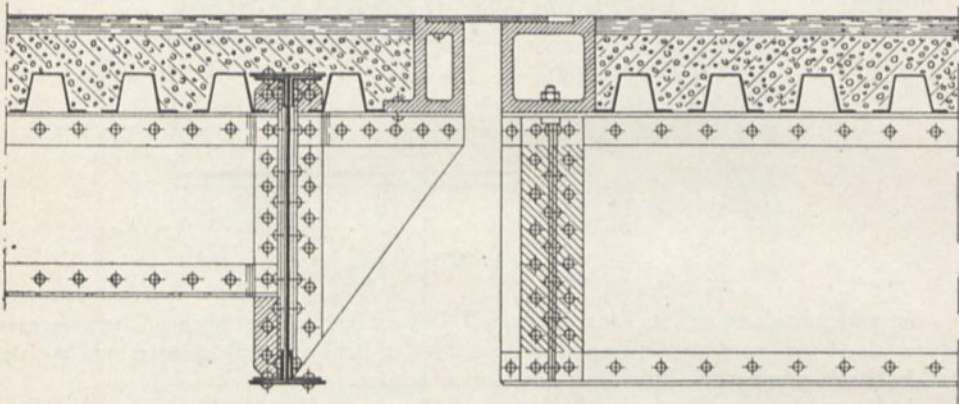


Fig. 302.

Über den Pfeilern sollte stets eine Dilationsfuge zur Anwendung kommen (Fig. 302). Am festen Auflager über den Widerlagern kann die Abdeckung stets durchgeführt werden. Um die Fahrbahntafel möglichst nahe an die Schildmauer heranbringen zu können, wird die Anordnung von Konsolen als Verlängerung der Längsträger häufig notwendig sein (Fig. 302).

III. Endabschlüsse der Fussgängerbrücken.

Es gilt hier genau dasselbe, was über die Strassenbrücken gesagt wurde.

Fünftes Kapitel.

Windverband. Querverband. Portale. Bremsverband.

A. Der Windverband.

I. Die Standsicherheit der Brücken unter Berücksichtigung des Winddruckes.

Die Stabilität der Brücken bezogen auf Winddruck braucht nur bei Brücken mit oberliegender Fahrbahn berechnet zu werden.

Bezeichnet (Fig. 303) W_f den Winddruck gegen den Wagenzug, W_b den Winddruck gegen die Brücke, G das Gewicht des leeren Wagenzuges und Q das Eigengewicht der Brücke, bezogen auf den lfd. m, so muss mit D als Drehpunkt

$$n = \frac{Q \cdot b/2}{W_{b_{150}} \cdot h_b} \text{ gleich oder grösser } 1,5 \dots \dots \dots (35)$$

und

$$n = \frac{(G + Q) b/2}{W_{f_{150}} \cdot h_f + W_{b_{150}} \cdot h_b} \text{ gleich oder grösser } 1,5 \text{ sein } \dots \dots (36)$$

wenn eine 1,5 fache Sicherheit verlangt wird.

Bei Fachwerkbrücken kann man für überschlägige Berechnung folgende Werte einsetzen:

Arten der Hauptträger	Vom Wind getroffene Flächen für 1 lfd. m	h_b
Parallel- und Trapezträger . . .	0,8 · h	0,5 · h
Parabelträger	0,45 · h	0,7 · h
Halbparabelträger	0,6 · h	0,6 · h

Das Gewicht der leeren Wagen kann zu 1000 kg/lfd. m angenommen werden.

Beispiel: Eine Eisenbahnblechträgerbrücke mit oberliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 12,00 m und eine Trägerhöhe von 1,2 m. Die Breite der Brücke betrage 2,0 m.

Es wird:

$$Q = 2 \cdot 625 = 1250 \text{ kg; } b/2 = \frac{2,0}{2} = 1 \text{ m.}$$

$$W_b = \left[\begin{array}{c} 1,2 + 0,3 + 0,14 \\ \text{Schwelle} \quad \text{Schiene} \end{array} \right] \cdot 150 = 246 \text{ kg;}$$

$$h_b = \frac{(1,2 + 0,3 + 0,14)}{2} = 0,82 \text{ m; } G = 1000 \text{ kg;}$$

$$W_b = [1,2 + 0,3 + 0,14] \cdot 250 = 410 \text{ kg;}$$

$$W_f = 3 \cdot 1 \cdot 150 = 450;$$

$$h_f = \left[1,2 + 0,3 + 0,14 + \frac{3}{2} \right] = 3,14 \text{ m}$$

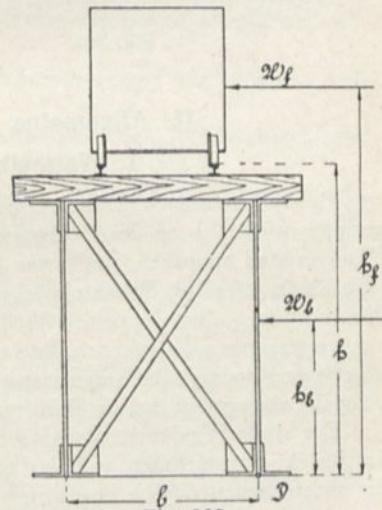


Fig. 303.

$$n = \frac{1250 \cdot 1}{410 \cdot 0,82} = 3,72 \text{ fach}$$

$$n = \frac{(1000 + 1250) \cdot 1}{450 \cdot 3,14 + 246 \cdot 0,82} = 1,4 \text{ fach.}$$

Beispiel: Eine Parallelträgerbrücke mit obenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 40,00 und eine Gesamthöhe von 4,8 m. Die Breite der Brücke betrage 4,6 m.

Es wird:

$$Q = 2 \cdot 1070 = 2140 \text{ kg; } \frac{b}{2} = 2,3 \text{ m;}$$

$$W_{b \frac{250}{250}} = 4,8 \cdot 0,8 \cdot 250 = 960 \text{ kg; } W_{b \frac{150}{150}} = 4,8 \cdot 0,8 \cdot 150 = 576 \text{ kg;}$$

$$G = 1000 \text{ kg; } W_f = 3 \cdot 1 \cdot 150 = 450 \text{ kg; } h_b = 0,5 \cdot 4,8 = 2,4 \text{ m;}$$

$$h_f = 4,8 + \frac{3,0}{2} = 6,3 \text{ m.}$$

$$n = \frac{2140 \cdot 2,3}{960 \cdot 2,4} = 2,14 \text{ fach}$$

$$n = \frac{(1000 + 2140) \cdot 2,3}{450 \cdot 6,3 + 576 \cdot 2,4} = 1,71 \text{ fach.}$$

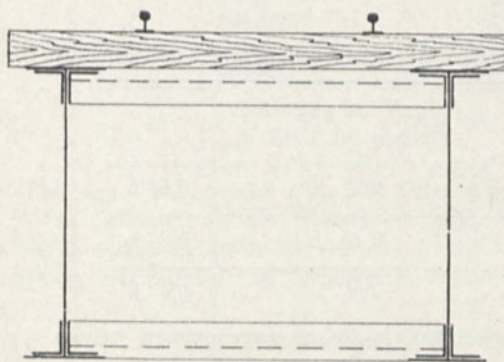


Fig. 304.

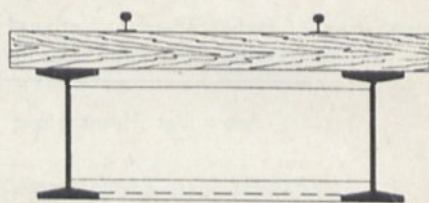


Fig. 307.

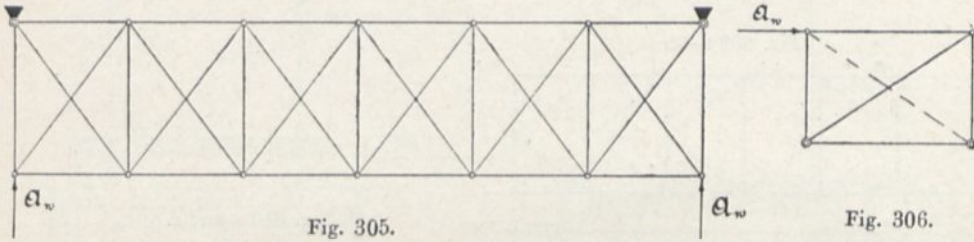
II. Allgemeine Anordnung des Windverbandes.

1. Walzbalken- und Blechträgerbrücken.

Ruhen bei Eisenbahnbrücken die Schwellen auf den Hauptträgern oder ist das Fahrbahngerippe in der Ebene des Obergurtes gelagert, so wird man zweckmässig einen doppelten Windverband anordnen, und zwar je einen in der Ebene des Obergurtes und Untergurtes (Fig. 304). Ist bei Strassenbrücken obenliegende Fahrbahn vorhanden, so ist ebenfalls die Anordnung eines doppelten Windverbandes am Platze. Besteht hierbei die Fahrbahntafel aus festgenieteten Wellblechen, Buckelplatten oder Hängeblechen, so kann diese Fahrbahntafel als oberer Windverband aufgefasst werden. Eine Fahrbahntafel aus Bohlen- und Zoresisenbelag ist dagegen nicht als Windverband anzusehen.

Der obere Windverband hat den Winddruck gegen die Fahrzeuge und die obere Hälfte der Brücke aufzunehmen, während der untere Windverband nur durch den Winddruck gegen die untere Brückenhälfte beansprucht wird, demzufolge nur sehr gering ausfallen wird.

Da der obere Windverband als ein horizontalliegender Fachwerkträger aufzufassen ist (Fig. 305), so muss der Auflagerdruck dieses Fachwerkträgers, welcher am Ende der Obergurte angreift, durch geeignete Konstruktionen auf die Trägersauflager übertragen werden (Fig. 306). (Vergl. Querverbindungen.)



Häufig findet man auch bei obenliegender Fahrbahn nur einen unteren Windverband angeordnet (Fig. 307). Es hat dann dieser Windverband den ganzen Winddruck aufzunehmen.

Ist die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern gelagert, so kann nur ein unterer Windverband, welcher den ganzen Winddruck aufzunehmen hat, in Frage kommen. (Fig. 308).

2. Fachwerkträgerbrücken.

Liegt die Fahrbahn oben, so ist die Anordnung eines doppelten Windverbandes am Platze (Fig. 309 a—c). Bei Strassenbrücken mit Fahrbahntafel aus Wellblech, Buckelplatten oder Hängeblechen kann diese Tafel wieder als oberer Windverband gelten. Für eine richtige Druckübertragung des oberen Windverbandes auf die Auflager durch Querkonstruktionen ist Sorge zu tragen.

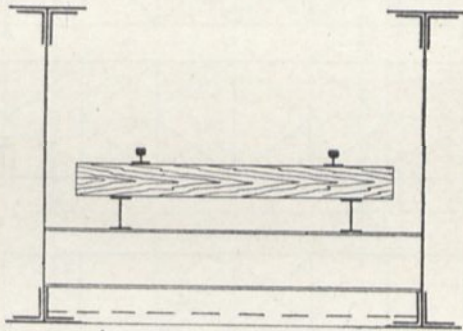


Fig. 308.

Der obere Windverband hat den Winddruck gegen die Fahrzeuge und den oberen Brückenteil, der untere Windverband dagegen nur den Winddruck gegen den unteren Brückenteil aufzunehmen.

Ist die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern gelagert, so sind folgende drei Fälle zu unterscheiden.

a) Die Oberkante der Fahrzeuge liegt höher als der Obergurt (Fig. 310 a und b). In diesem Falle ist nur ein unterer Windverband möglich, welcher den ganzen Winddruck aufzunehmen hat.

b) Der Obergurt der Brücke ist gekrümmt und die Fahrzeuge ragen nur nach den Auflagern hin über den Obergurt hervor (Fig. 311 a—c).

In diesem Falle ist ein unterer Windverband und ein teilweiser oberer Windverband, oder doch wenigstens eine teilweise obere Querversteifung durch Riegel am Platze.

c) Die Oberkante der Fahrzeuge liegt tiefer als der ganze Obergurt (Fig. 312 a—c). In diesem Falle ist stets ein oberer und unterer Windverband anzuordnen.

III. Senkrechte Zusatzkräfte in den Hauptträgern, hervorgerufen durch den Winddruck.

Liegt die Fahrbahn auf den Hauptträgern und ist ein oberer und unterer Windverband angeordnet (Fig. 313), so verteilt sich der Winddruck W_b gegen die Brücke gleichmässig auf die beiden Windverbände. Die senkrechte Zusatzbelastung für die Hauptträger, welche nicht auf der Windseite liegen, ergibt sich dann zu

$$V = \frac{W_f \cdot h_f + W_q \cdot h_q}{b} \dots \dots \dots (37)$$

Liegt die Fahrbahn auf den Hauptträgern und kann aus konstruktiven Rücksichten ein oberer Windverband nicht angeordnet werden (Fig. 314), so wird

$$V = \frac{W_t \cdot h_t + W_q \cdot h_q + W_b \cdot h_b}{b} \dots \dots \dots (38)$$

Fig. 309 a—c.

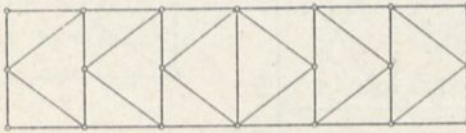


Fig. 310 a und c.

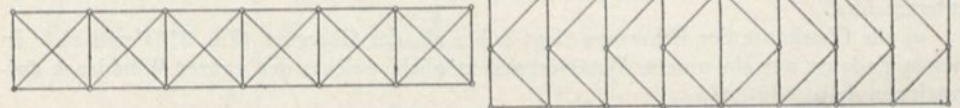
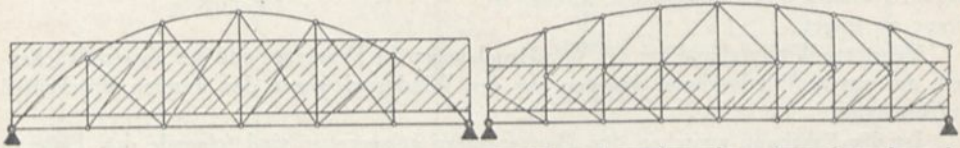
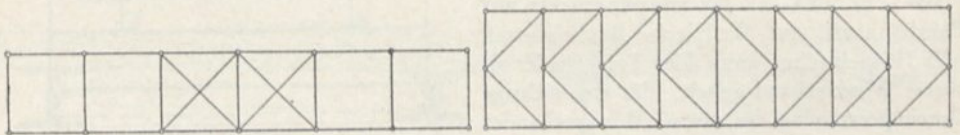
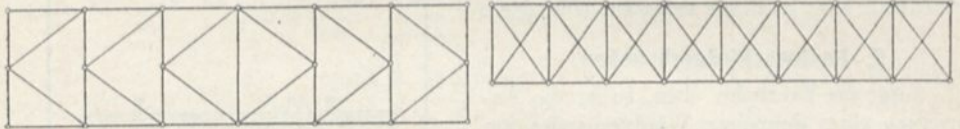
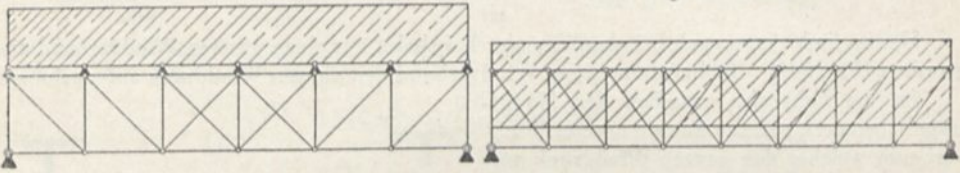


Fig. 311 a—c.

Fig. 312 a—c.

Liegt die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern und ist ein oberer und unterer Windverband angeordnet (Fig. 315), so verteilt sich der Winddruck W_b gegen die Brücke gleichmässig auf beide Windverbände. Es wird mithin

$$V = \frac{W_t \cdot h_t + W_q \cdot h_q}{b} \dots \dots \dots (39)$$

Liegt die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern und ist nur ein unterer Windverband vorhanden (Fig. 316), so wird

$$V = \frac{W_t \cdot h_t + W_q \cdot h_q + W_b \cdot h_b}{b} \dots \dots \dots (40)$$

Beispiel: Eine Strassenbrücke in Parallelträgerform habe eine Spannweite von 32,00 m und eine Höhe von 3,0 m. Die Unterkante der Längsträger liege 0,6 m über Unterkante

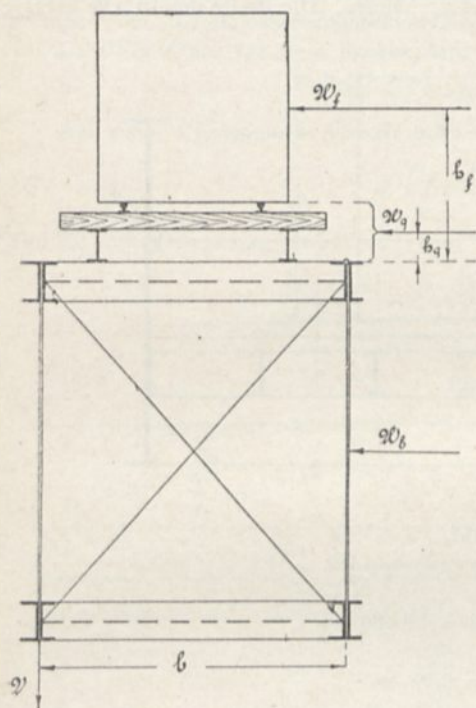


Fig. 313.

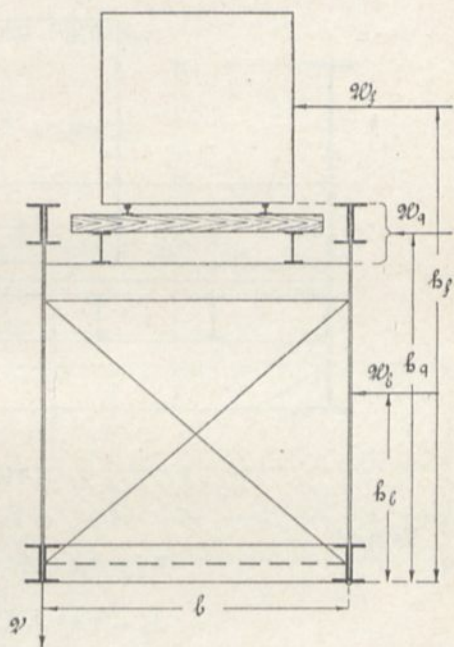


Fig. 314.

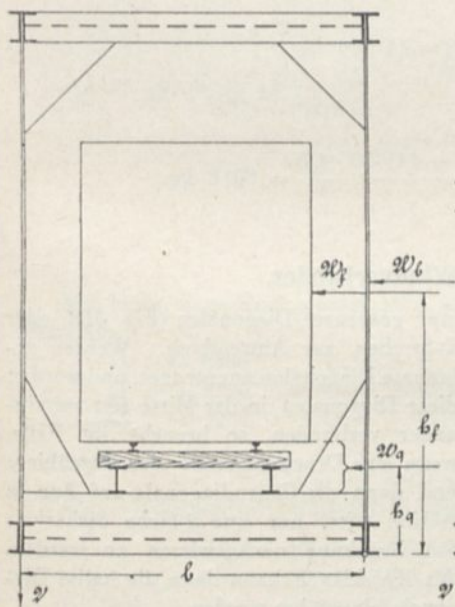


Fig. 315.

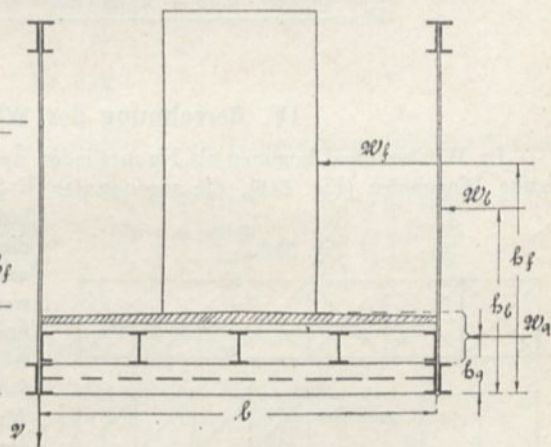


Fig. 316.

des Untergurtes und die Fahrbahnhöhe 1,28 m. Die Höhe der Fahrzeuge sei zu 2,6 m angenommen. Es ist nur ein unterer Windverband vorhanden. Die Breite der Brücke betrage 6,00 m (Fig. 317).

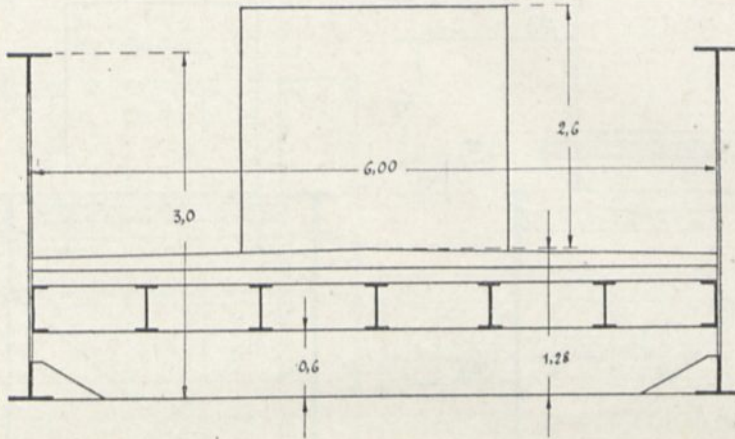


Fig. 317.

Es wird

$$W_f = 2,6 \cdot 32 \cdot 150 = 12\,480 \text{ kg}$$

$$h_f = 1,28 + \frac{2,6}{2} = 2,58 \text{ m}$$

$$W_q = (1,28 - 0,6) \cdot 32 \cdot 150 = 3264 \text{ kg}$$

$$h_q = 0,6 + \frac{(1,28 - 0,6)}{2} = 1,28 \text{ m}$$

$$W_b = 32 (0,8 \cdot 3) \cdot 150 = 11\,420 \text{ kg}$$

$$h_b = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$V = \frac{12\,480 \cdot 2,58 + 3264 \cdot 1,28 + 11\,420 \cdot 1,5}{6} = 8918 \text{ kg.}$$

IV. Berechnung des Windverbandes.

Im Windverband kommen als Hauptglieder nur gekreuzte Diagonalen (Fig. 318) oder halbe Diagonalen (Fig. 319), die sogenannten K-Streben, zur Anwendung. Werden gekreuzte Diagonalen angeordnet, und werden diese Diagonalen in der Mitte fest miteinander verbunden, so braucht im Falle,

Fig. 318.



wenn eine Druckdiagonale sich durchbiegt und dann die Gegendiagonale auf Zug in Aktion tritt, nur eine 2 fache Sicherheit auf Knickung nachgewiesen zu werden. Als Knicklänge kann dann die halbe Diagonale eingeführt werden.

Anmerkung: Bei der Diagonalanordnung ist darauf zu achten, dass die Neigungswinkel möglichst 45° betragen.

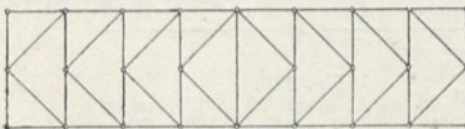


Fig. 319.

Beispiel: Eine Blechträgerbrücke für Hauptbahnen mit untenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 18,00 m und eine Breite von 4,5 m. Die Höhe der Hauptträger betrage 1,8 m, und die Schienenoberkante liege 0,85 m über Hauptträgerunterkante (Fig. 320). Der Winddruck für freie Brücke wird

$$W_f = 1,8 \cdot 18 \cdot 250 = 8100 \text{ kg.}$$

Auf einen Knotenpunkt kommt mithin

$$P = \frac{W_f}{n} = \frac{8100}{6} = 1350 \text{ kg}$$

und die Auflagerreaktion beträgt

$$A = \frac{(n-1)}{2} \cdot P = \frac{(6-1)}{2} \cdot 1350 = 3375 \text{ kg.}$$

Fig. 320.

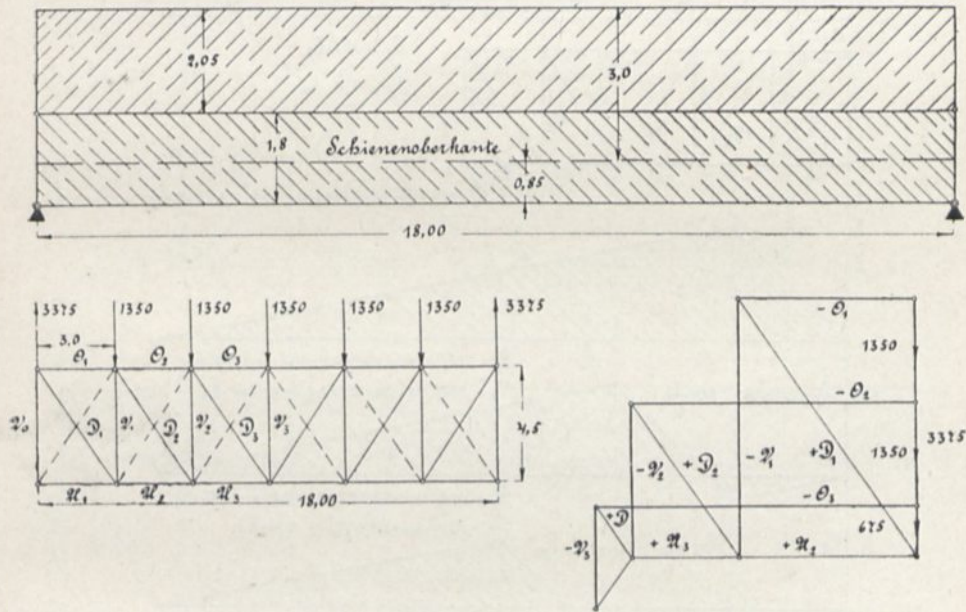


Fig. 321.

Mit Hilfe eines Kräfteplanes (Fig. 321) wurden folgende Spannungen in den Stäben gefunden:

$O_1 = -2300$	$U_1 = +0$	$D_1 = +4100$	$V_1 = -3375$
$O_2 = -3700$	$U_2 = +2300$	$D_2 = +2450$	$V_2 = -2025$
$O_3 = -4200$	$U_3 = +3700$	$D_3 = +800$	$V_3 = -1350$

Der Winddruck bei belasteter Brücke beträgt (Fig. 320)

gegen die Brücke $1 \cdot 1,8 \cdot 150 = 275 \text{ kg/ld. m}$
 gegen die Fahrzeuge $1 \cdot 2,05 \cdot 150 = 310 \text{ kg/ld. m}$

Die Knotenpunktsbelastung beträgt mithin

für die Brücke $3 \cdot 275 = 825 \text{ kg}$
 für die Fahrzeuge $3 \cdot 310 = 930 \text{ kg}$

Beispiel: Eine Strassenbrücke mit oberliegender Fahrbahn in Parallelträgerform habe eine Spannweite von 36,00 m und sei in 8 Felder eingeteilt. Die Breite der Brücke betrage 8,00 m. Alle zur Berechnung nötigen Werte sind in Fig. 323 angegeben. Es ist der obere und untere Windverband zu berechnen, wenn der in Fig. 324 angegebene Knotenpunkt dem Winde die grösste Druckfläche darbietet.

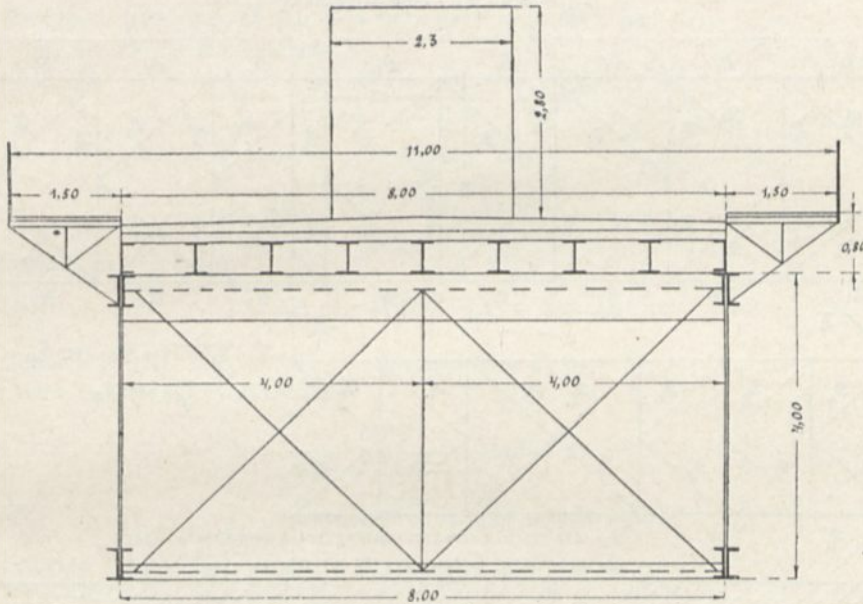


Fig. 323.

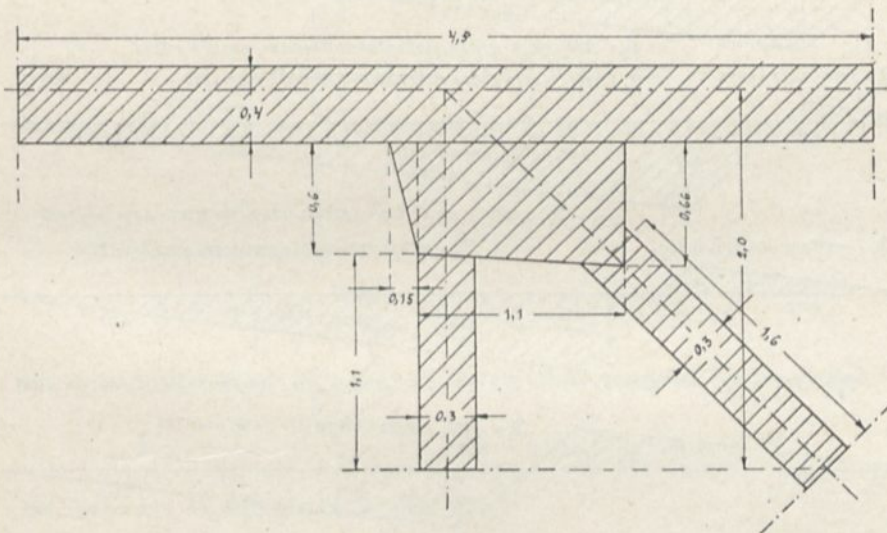


Fig. 324.

Berechnung des oberen Windverbandes.

Der obere Windverband hat den Winddruck gegen die Fahrbahn und Fahrzeuge allein aufzunehmen, ausserdem noch den Winddruck gegen die halbe Brücke. Der obere Windverband ist mithin für belastete Brücke zu berechnen. Die Knotenpunktsbelastung durch die Fahrbahn beträgt

$$\bullet P_1 = 0,8 \cdot 4,5 \cdot 150 = 540 \text{ kg,}$$

diejenige durch die Brücke mit Einschluss des hinteren Trägers (Fig. 323)

$$P_2 = 1,5 \left[4,5 \cdot 0,4 + 0,3 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 1,6 + \frac{0,6 \cdot 0,15}{2} + \frac{0,6 + 0,66}{2} \cdot 1,1 \right] \cdot 150 = 750 \text{ kg.}$$

und diejenige durch die Fahrzeuge

$$P_3 = 2,8 \cdot 4,5 \cdot 150 = 1890 \text{ kg}$$

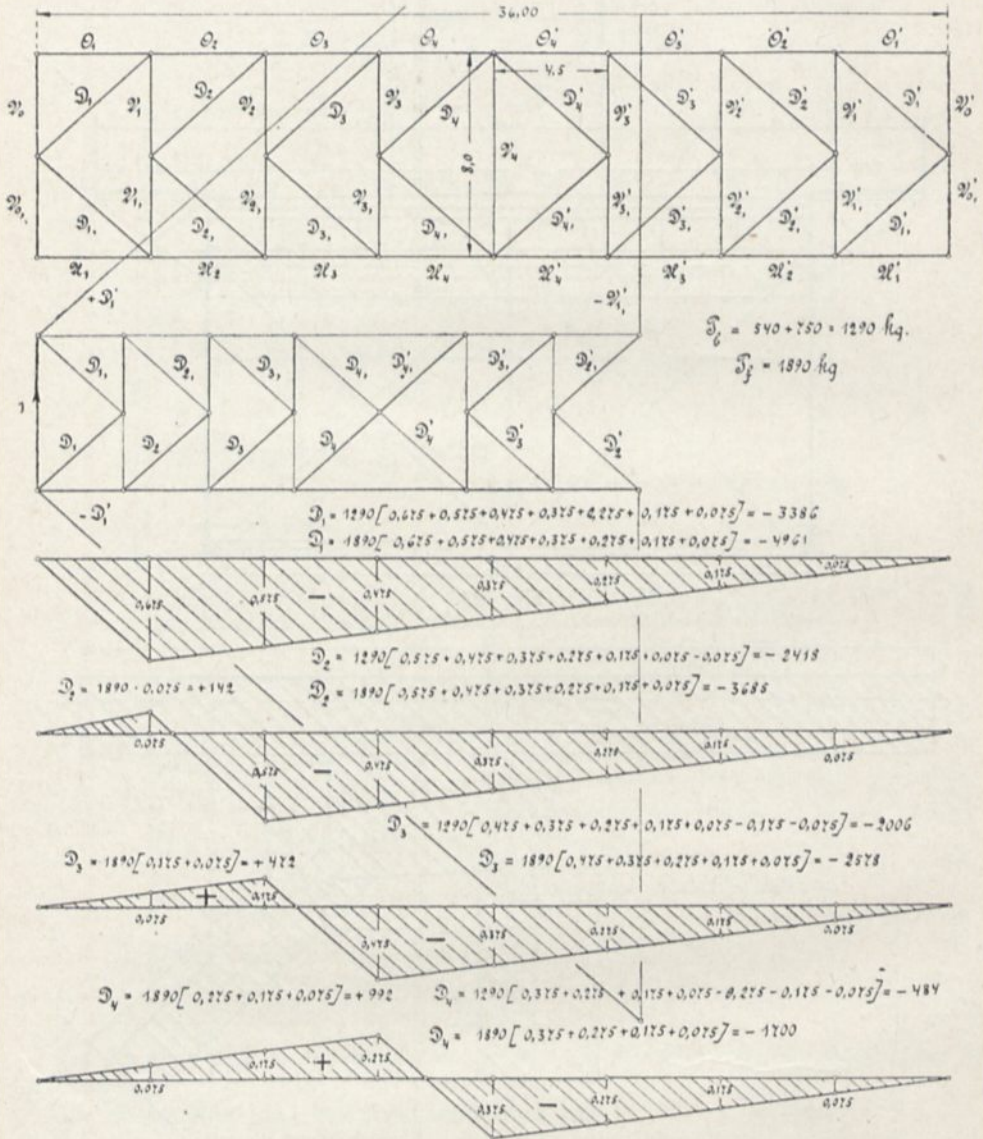


Fig. 325.

Mit Hilfe der Einflusslinien (Fig. 325) wurden folgende Spannungen in den Winddiagonalen gefunden:

$D_1 = -3386$	$D_2 = -2418$	$D_3 = -2006$	$D_4 = -484$ kg
$D_1 = -4961$	$D_2 = -3685$	$D_3 = -2578$	$D_4 = -1700$ kg
$D_1 = -8347$	$D_2 = +142$	$D_3 = +472$	$D_4 = +992$ kg
	$D_2 = -6103$	$D_3 = -4584$	$D_4 = -2184$ kg

Die anderen „K“-Streben erhalten dieselben Spannungen, jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen.

Es sind also die Diagonalen auf Zerknicken und Zug zu berechnen.

$$D_1) \quad J = 2,5 \cdot 8,347 \cdot \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 757 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{120 \cdot 120 \cdot 13}$ mit $J = 787$ und $F = 2 \cdot 30 = 60$, dann wird bei 23 mm Nietanschluss

$$K = \frac{8347}{60 - 2 \cdot 2,3 \cdot 1,3} = 155 \text{ kg/cm}^2.$$

Die 2 Winkel sind in mindester Entfernung von

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot i}{2,5 \cdot D_1}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 162}{2,5 \cdot 8,347}} = 4 \text{ m}$$

miteinander zu verbinden.

$$D_2) \quad J = 2,5 \cdot 6,1 \cdot \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 553 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{110 \cdot 110 \cdot 12}$ mit $J = 560$ und $F = 2 \cdot 25 = 50$, dann wird bei 23 mm Nietanschluss

$$K = \frac{6100}{50 - 2 \cdot 2,3 \cdot 1,3} = 140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$D_3) \quad J = 2,5 \cdot 4,584 \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 415 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{100 \cdot 100 \cdot 12}$ mit $J = 414$ und $F = 2 \cdot 22,7 = 45,4$

$$K = \frac{4584}{45,4 - 2 \cdot 2,3 \cdot 1,3} = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_4) \quad J = 2,5 \cdot 2,184 \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 198 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{80 \cdot 80 \cdot 12}$ mit $J = 204$ und $F = 2 \cdot 18 = 36$

$$K = \frac{2184}{36 - 6} = 70,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Beanspruchung beträgt:

$$K = \left[850 + \frac{(900 - 850)}{(40 - 20)} (36 - 20) \right] = 890 \text{ kg}.$$

Ein einschnittiger 23 mm Niet kann mithin auf Abscherung eine Kraft aufnehmen von:

$$P = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k = \frac{2,3^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 890 = 4,15 \cdot 890 = \approx 3700 \text{ kg}.$$

Bei der ersten Winddiagonale D_1 sind mithin

$$n = \frac{8347}{3700} = 3 \text{ Niete}$$

notwendig, bei den anderen Diagonalen nur 2.

Da aber ein Eisen mit mindestens 2 Niete angeschlossen werden soll, so sind überall 4 Niete erforderlich.

Anmerkung: Die „O“- und „U“-Stäbe geben Zuschlagspannungen zu den Obergurten des Hauptträgers, die „V“-Stäbe dagegen Zuschlagspannungen zu den Querträgern

Berechnung des unteren Windverbandes.

Der untere Windverband hat nur den Winddruck gegen die halbe Brücke aufzunehmen. Er ist aus diesem Grunde für freie Brücke zu berechnen, also mit einem Winddruck von 250 kg/m².

Der Winddruck gegen einen Knotenpunkt ergibt sich mithin zu:

$$P = 750 \cdot \frac{250}{150} = 1250 \text{ kg.}$$

Da der Winddruck überall gleich, so genügt die Konstruktion eines einfachen Kräfteplanes (Fig. 326).

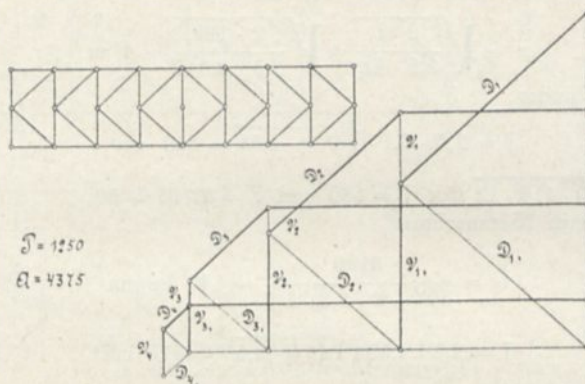


Fig. 326.

Es wurden folgende Spannungen gefunden:

$$\begin{aligned} D_1 = D_{1'} &= \mp 3300 & V_1 &= + 925 & V_{1'} &= - 2175 \\ D_2 = D_{2'} &= \mp 2550 & V_2 &= + 350 & V_{2'} &= - 1525 \\ D_3 = D_{3'} &= \mp 1400 & V_3 &= - 325 & V_{3'} &= - 625 \\ D_4 = D_{4'} &= \mp 450 & V_4 &= - 600 & & \end{aligned}$$

Die grösste Spannung in den Diagonalen beträgt ∓ 3300 kg. Nach dieser Spannung sollen alle Diagonalen dimensioniert werden. Es sind also die Diagonalen auf Zerknicken und Zug zu berechnen.

$$J = 2,5 \cdot 3,3 \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 300 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{100 \cdot 100 \cdot 10}$ mit $J = 354 \text{ cm}^4$ und $F = 2 \cdot 19,2 = 38,4 \text{ cm}^2$.

Bei 20 mm Nietanschluss wird:

$$K = \frac{3300}{38,4 - 2 \cdot 2 \cdot 1} = 96 \text{ kg/cm}^2.$$

Die grösste Spannung in den „V“-Stäben ist $- 2175$ kg. Es sollen hiernach alle diese Stäbe dimensioniert werden.

$$J = 2,5 \cdot 2,175 \cdot 4^2 = 87 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 $\sqrt{70 \cdot 70 \cdot 9}$ mit $J = 105 \text{ cm}^4$ und $F = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm}^2$.

Bei 20 mm Nietanschluss wird dann:

$$K = \frac{2175}{24 - 2 \cdot 2 \cdot 0,9} = 106 \text{ kg/cm}^2.$$

Ein einschnittiger 20 mm-Niet kann eine Kraft aufnehmen von:

$$P = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot K = \frac{2^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 890 = 2800 \text{ kg.}$$

Da die grösste Spannung in vorstehenden Stäben nur 3300 kg beträgt, so sind überall nur 2 Niete rechnerisch notwendig; es sind jedoch mindestens 4 Niete anzuordnen.

Anmerkung: Die „O“- und „U“-Spannungen geben Zuschlagspannungen zu dem Untergurt des Hauptträgers.

Anmerkung: Hat man eine Fachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn, und ist nur ein unterer Windverband zulässig, so hat dieser Windverband nach früherem den Winddruck gegen die ganze Brücke, die Fahrbahn und die Fahrzeuge aufzunehmen; er ist mithin mit einem Winddruck von 150 kg/m² zu berechnen. Ist dagegen noch ein oberer Windverband vorhanden, so kommt von dem Winddruck gegen die Brücke auf diesen Windverband die Hälfte; er ist also mit einem Winddruck von 250 kg/m² zu berechnen.

B. Der Querverband.

Der Querverband, welcher den Obergurt des einen Hauptträgers mit dem Untergurt des anderen Hauptträgers verbindet und umgekehrt, kann nur bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn zur Anwendung kommen. Der Querverband hat die Aufgabe, den Auflagerdruck des oberen Windverbandes auf die Auflager zu übertragen. Hieraus ergibt sich, dass der Querverband nur an den Auflagern am Platze ist. Innerhalb der Brücke Querverbände anzuordnen, bringt den Nachteil mit sich, dass das ganze Brückensystem zu einem statisch unbestimmten wird.

Als Querverbände sollen folgende am meisten zur Anwendung kommenden Systeme angeführt werden.

I. Der Querverband mit einfachen schlaffen Kreuzdiagonalen.

(Fig. 327 a und b.)

Bezeichnet man den Auflagerdruck des Windverbandes mit H, so wird der am Knotenpunkt A angreifende Druck H durch den oberen Riegel ganz auf den Knotenpunkt B übertragen werden. Am Knotenpunkte B zerlegt sich dann H in eine Vertikalkraft V und in eine Diagonalkraft D.

Es wird dann:

$$O = - H = U$$

$$V = - H \cdot \operatorname{tg} \alpha = - H \cdot \frac{h}{b}; \quad D = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{H}{\frac{b}{a}} = + \frac{a}{b} \cdot H.$$

Der obere und untere Riegel sind mithin auf Druck und Zerknicken, die Diagonalen auf Zug zu berechnen, während die „V“-Kräfte durch den Hauptträger übertragen werden. Als oberer Riegel dienen in den Fällen, dass Querträger vorhanden sind, meistens diese Querträger.

Beispiel: Der Auflagerdruck des oberen Windverbandes betrage 4000 kg. Die Höhe der Hauptträger sei zu 1,2 m und die Hauptträgerentfernung zu 2 m festgesetzt.

Es wird

$$a = \sqrt{1,2^2 + 2^2} = 2,33 \text{ m}$$

$$O = U = - 4000; \quad V = - 4000 \cdot \frac{1,2}{2} = - 2400; \quad D = + \frac{2,33}{2} \cdot 4000 = + 4660.$$

Für die Riegel seien 2 $\sqrt{60 \cdot 60 \cdot 6}$ gewählt, dann wird

$$n = \frac{2 \cdot 2 \cdot 22,7}{4 \cdot 2^2} = 5,7 \text{ fach}$$

$$K = \frac{4000}{2 \cdot 6,9} = 290 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Diagonalen seien 2 $\square 60 \cdot 8$ bei 16 mm Nietanschluss gewählt, dann wird

$$K = \frac{4660}{2 \cdot 6 \cdot 0,8 - 2 \cdot 0,8 \cdot 1,6} = 666 \text{ kg/cm}^2.$$

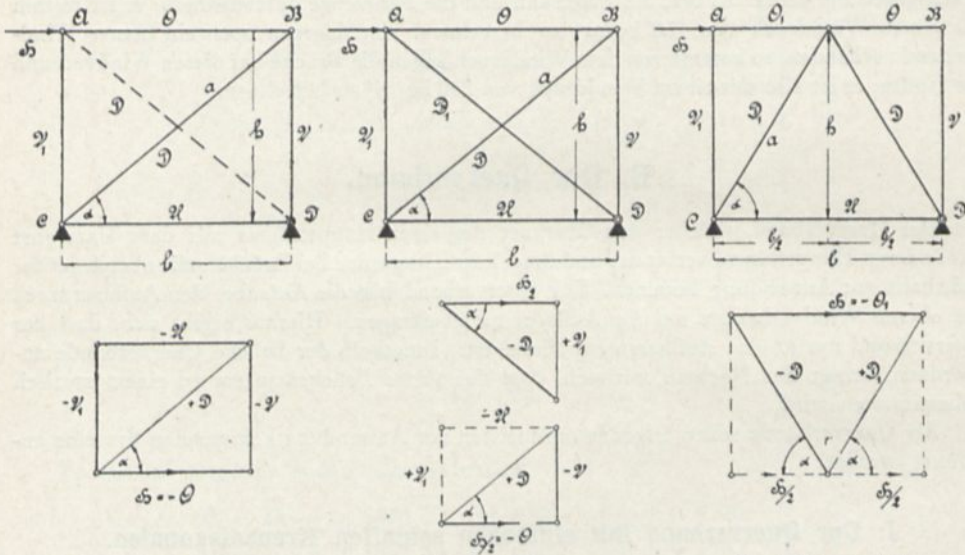


Fig. 327 a und b.

Fig. 328 a—c.

Fig. 329 a und b.

II. Der Querverband mit einfachen steifen Kreuzdiagonalen.

(Fig. 328 a—c.)

Unter der Annahme, dass der Winddruck H durch den oberen Querriegel gleichmässig auf die beiden Knotenpunkte A und B übertragen wird, erhält man die Spannungen in den Stäben genau halb so gross, wie im vorhergehenden Falle.

Es wird mithin:

$$O = -\frac{H}{2} = U$$

$$V_1 = +\frac{H}{2} \cdot \frac{h}{b}; \quad V = -\frac{H}{2} \cdot \frac{h}{b}; \quad D_1 = -\frac{H}{2} \cdot \frac{a}{b}; \quad D = +\frac{H}{2} \cdot \frac{a}{b}.$$

Es sind mithin die Riegel auf Druck und Zerknicken, die Diagonalen auf Zerknicken und Zug zu berechnen.

III. Der Querverband mit einer einfachen „K“-Verstrebung.

(Fig. 329 a und b.)

Der Winddruck H wird durch den oberen Riegel ganz auf den Knotenpunkt E übertragen. Am Punkte E zerlegt sich dann H in die Richtung der beiden „K“-Streben.

Es wird:

$$O_1 = -H; O = 0; V_1 = V = 0$$

$$D_1 = +H \cdot \frac{a}{b}; D = -H \cdot \frac{a}{b};$$

U wird gleich 0, wenn beide Auflager in der Querrichtung festgelagert sind und gleich $\pm \frac{H}{2}$, wenn nur ein Auflager in dieser Richtung festgelagert ist.

IV. Der Querverband mit mehreren nebeneinander angeordneten „K“-Streben.

(Fig. 330 a und b.)

Die Bestimmung der Spannungen erfolgt am einfachsten mit Hilfe eines Kräfteplanes. Zu diesem Zwecke bestimmt man zunächst die zur Herstellung des Gleichgewichtes erforderliche Kraft A, indem man B als Drehpunkt annimmt, aus der Beziehung

$$A \cdot b = H \cdot h$$

$$A = \frac{H \cdot h}{b}$$

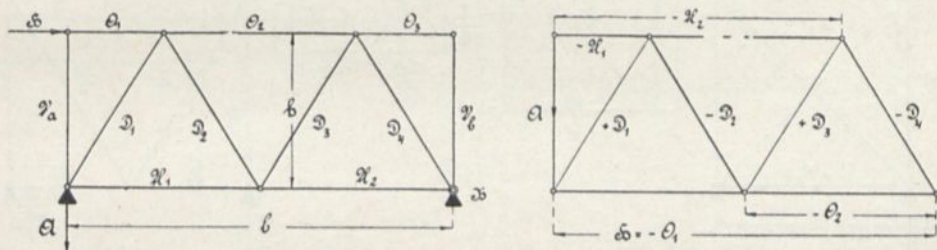


Fig. 330 a und b.

Die Konstruktion des Kräfteplanes (Fig. b) bietet nun keine Schwierigkeiten mehr. Die „K“-Streben erhalten alle dieselbe Spannung, und da der Wind auch von der entgegengesetzten Seite wirken kann, so sind alle Streben auf Zerknicken und Zug zu berechnen.

Der Obergurt wäre auf Druck und Zerknicken nach $O_1 = H$ und der Untergurt entsprechend nach U_2 zu dimensionieren. $V_a = V_b$ wird gleich 0.

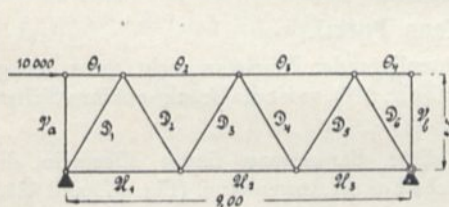


Fig. 331.

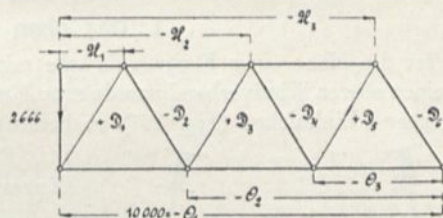


Fig. 332.

Beispiel: Bei einer Strassenbrücke mit 9,00 m Hauptträgerentfernung betrage der Auflagerdruck des oberen Windverbandes $H = 10\,000$ kg. Die Höhe des Querverbandes sei zu 2,5 m festgesetzt (Fig. 331).

$$A = \frac{10\,000 \cdot 2,5}{9} = 2666 \text{ kg.}$$

Mit Hilfe des Kräfteplanes (Fig. 332) wurden folgende Spannungen gefunden:

$$\begin{aligned} O_1 &= -10\,000 & U_1 &= -1666 & D_1 &= +3150 & V_a &= 0 \\ O_2 &= -6666 & U_2 &= -5000 & D_2 &= -3150 & V_b &= 0 \\ O_3 &= -3333 & U_3 &= -8333 & D_3 &= +3150 & & \\ O_4 &= 0 & & & D_4 &= -3150 & & \end{aligned}$$

V. Der Querverband mit mehreren übereinander angeordneten schlaffen Kreuzdiagonalen. (Fig. 333.)

Macht man die Annahme, dass beim Angriff der Kraft H im Punkte C die schlaffe Diagonale D_1' sich durchbiegt, dass also die Kraft H voll und ganz durch den Stab O_1 auf den Punkt D übertragen wird, so liefert uns ein einfacher Kräfteplan am einfachsten die Spannungen (Fig. 334).

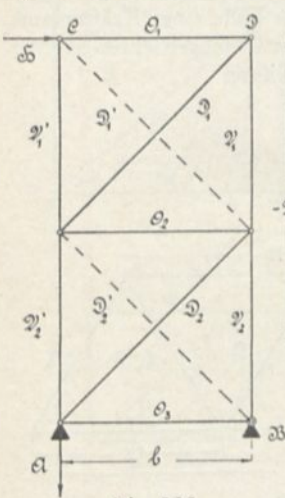


Fig. 333.

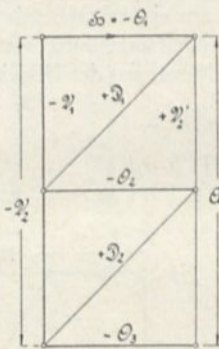


Fig. 334.

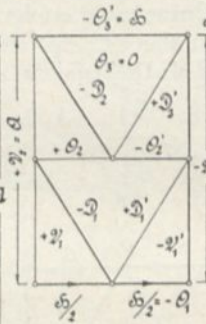


Fig. 336.

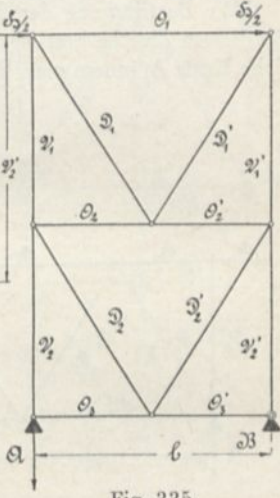


Fig. 335.

VI. Der Querverband mit mehreren übereinander angeordneten „K“-Streben. (Fig. 335.)

Unter der Annahme, dass sich der Druck H durch den Stab O_1 gleichmässig auf die beiden Punkte C und D verteilt, erhält man beistehenden Kräfteplan (Fig. 336).

C. Die Portale.

I. Das oben offene Portal.

Ist die Höhe einer Fachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn nicht gross genug, um einen oberen Windverband anordnen zu können (Fig. 310), so ist die Brücke auf ihre Sicherheit gegen Einknicken (Fig. 337) zu berechnen.

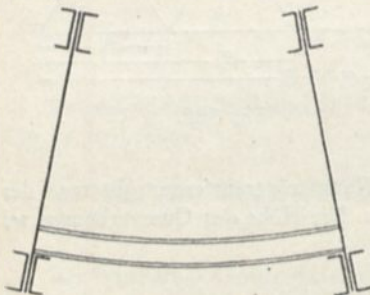


Fig. 337.

Für diese Berechnung findet allgemein die Engessersche Formel Anwendung. (Fig. 338 und 339.)

$$n = \frac{E}{S \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}} \quad (41)$$

Sicherer jedoch ist es, die erweiterte Engessersche Formel der Berechnung zugrunde zu legen.

$$n = \frac{E}{S \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \frac{b \cdot J_2}{h \cdot J_1}}} \quad (42)$$

In diesen beiden Gleichungen bedeuten:

n = Sicherheit; E = Elastizitätsmodul der Eisen = 2 000 000; h = Biegungshöhe in cm;
 a = Feldlänge in cm; b = Entfernung der Hauptträger in cm; S = grösste Spannung im
 Obergurt in kg; J_1 = Trägheitsmoment der oberen Gurtung, bezogen auf die senkrechte
 Achse in cm^4 ; J_2 = Trägheitsmoment der Vertikalen in cm^4 und J_3 = Trägheitsmoment des
 Querträgers in cm^4 .

Fig. 341.

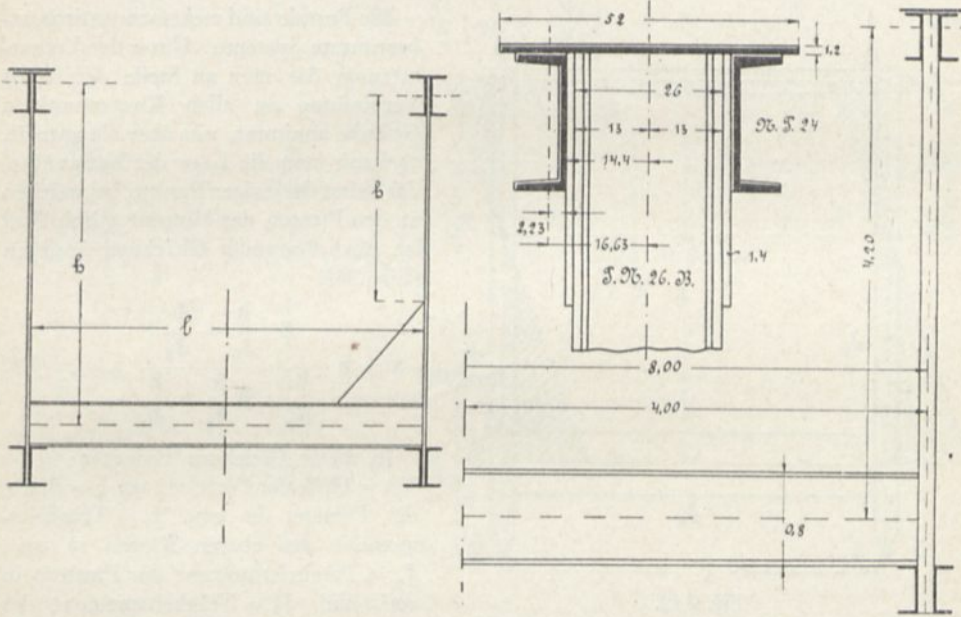


Fig. 338.

Fig. 339.

Fig. 340.

Beispiel: Eine Strassenbrücke habe eine Spannweite von 45,00 m und sei in 9 Felder von je 5,00 m Länge eingeteilt. Die Breite der Brücke betrage 8,00 m. Der Obergurt bestehe aus 2 \square N. P. 24 mit einer darübergelegten Lamelle 520 · 12. Die Vertikalen mögen aus \square P. N. 26 B bestehen. Die Spannung im Obergurt betrage 120 tons. Der Querträger habe eine Höhe von 80 cm mit einem Trägheitsmoment von 157 520 cm^4 (Fig. 340).

Für die Berechnung sind also folgende Werte massgebend:

$E = 2\,000\,000$; $h = 420$; $a = 500$; $b = 800$; $S = 120\,000$; $J_2 = 14\,352$; $J_3 = 157\,520$.

J_1 ergibt sich nach Fig. 341 zu:

$$J_1 = \frac{1,2 \cdot 52^3}{12} + 2 [248 + 42,3 \cdot 16,63^2] = 37\,960 \text{ cm}^4.$$

Berechnungsfall I.

$$n = \frac{2\,000\,000}{120\,000 \cdot 420} \sqrt{\frac{12 \cdot 37\,960 \cdot 14\,352}{500 \cdot 420}} = 7,2 \text{ fach.}$$

Berechnungsfall II.

$$n = 7,2 \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \frac{800}{420} \cdot \frac{14\,352}{157\,520}}} = 6,48 \text{ fach.}$$

II. Das geschlossene Portal.

Wie schon früher ausdrücklich hervorgehoben, soll man bei grösseren und grossen Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn, wenn nur eben möglich, die Höhe der Hauptträger so gross wählen, dass ein oberer Windverband angeordnet werden kann. Der Auflagerdruck dieses Windverbandes muss nun an den Brückenenden auf die Lager übertragen werden, und da ja in diesem Falle ein Querverband ausgeschlossen ist, so hat diese Druckübertragung durch ein festes Rahmenwerk, das sogenannte geschlossene Portal, zu erfolgen.

Die Portale sind mehrfach statisch unbestimmte Systeme. Unter der Voraussetzung, das man an Stelle der festen Verbindung an allen Knotenpunkten Gelenke annimmt, was aber nie zutrifft, so kann man die Lage der Nullpunkte, das heisst derjenigen Punkte, bei welchen in den Pfosten das Moment gleich Null ist, nach folgender Gleichung festlegen (Fig. 342):

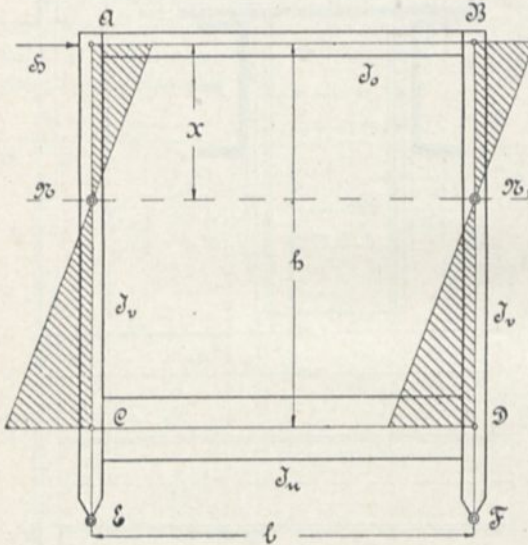


Fig. 342.

$$x = h \cdot \frac{3 \cdot \frac{h}{J_v} + \frac{b}{J_u}}{\frac{b}{J_0} + 6 \cdot \frac{h}{J_v} + \frac{b}{J_u}} \quad (43)$$

In dieser Gleichung bedeuten:

h = Höhe der Portale in cm, b = Breite des Portales in cm, J_0 = Trägheitsmoment des oberen Riegels in cm^4 ; J_v = Trägheitsmoment des Pfostens in cm^4 und J_u = Trägheitsmoment des unteren Riegels (Querträger) in cm^4 .

Ist die Lage des Nullpunktes festgelegt, so stösst man bei der übrigen Berechnung auf keine Schwierigkeiten mehr.

1. Das geschlossene Portal ohne Eckaussteifungen. (Fig. 343.)

a) Berechnung des oberen Riegels.

Denkt man sich das Portal an den Nullpunkten N und N_1 durchgeschnitten und an diesen Stellen zur Herstellung des Gleichgewichtes nötigen Kräfte angebracht, so wird (Fig. 344)

$$R = R_1 = \frac{H}{2}.$$

Mit N_1 als Drehpunkt wird

$$V \cdot b = H \cdot x$$

$$V = \frac{H \cdot x}{b}.$$

Spannt man nun den Riegel bei B ein (Fig. 345), so wird

$$M_0 = -V \cdot b + R \cdot x$$

$$M_0 = -\frac{H \cdot x}{b} \cdot b + \frac{H \cdot x}{2} = -\frac{H \cdot x}{2}.$$

Da sich ferner der Winddruck H gleichmässig auf die beiden Eckpunkte A und B verteilt, so muss der obere Riegel noch eine Druckkraft $P = \frac{H}{2}$ aufnehmen, mithin wird für den oberen Riegel .

$$K = \frac{P}{F_0} + \frac{M_0}{W_0} = \frac{H}{2 \cdot F_0} + \frac{H \cdot x}{2 \cdot W_0}$$

$$K = \frac{H}{2} \left(\frac{1}{F_0} + \frac{x}{W_0} \right) \dots \dots \dots (44)$$

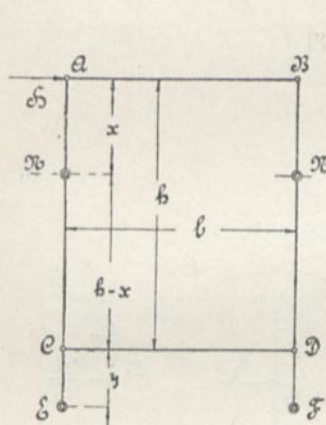


Fig. 343.

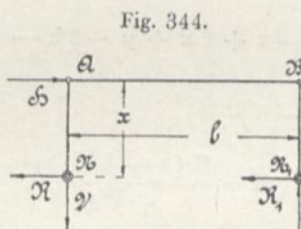


Fig. 344.

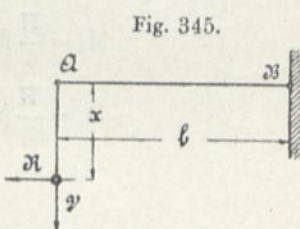


Fig. 345.

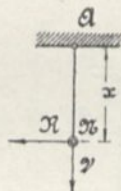


Fig. 346.

b) Berechnung des oberen Pfostenteiles.

Spannt man den Pfosten bei A ein (Fig. 346), so wird

$$M = R \cdot x = \frac{H \cdot x}{2}$$

und

$$K = \frac{V}{F_v} + \frac{M}{W_v} = \frac{H \cdot x}{b \cdot F_v} + \frac{H \cdot x}{2 \cdot W_v}$$

$$K = H \cdot x \left(\frac{1}{b \cdot F_v} + \frac{1}{2 \cdot W_v} \right) \dots \dots \dots (45)$$

c) Berechnung des unteren Riegels.

(Zusatzspannungen für den Querträger.)

Denkt man sich an den Auflagerpunkten E und F (Fig. 347) die zum Gleichgewicht nötigen Kräfte angebracht, so wird

$$Q = Q_1 = \frac{H}{2}$$

und mit F als Drehpunkt

$$V_1 \cdot b = H (h + y)$$

$$V_1 = \frac{(h + y)}{b} \cdot H.$$

Durchschneidet man nun das Portal an den Nullpunkten N und N₁ und spannt man den unteren Teil bei D ein, so wird (Fig. 348)

$$M_u = \frac{H}{2} \cdot (h - x) + V \cdot b + Q \cdot y - V_1 \cdot b$$

$$M_u = \frac{H}{2} (h - x) + \frac{x \cdot H}{b} \cdot b + \frac{H \cdot y}{2} - \frac{(h + y)}{b} \cdot H \cdot b$$

$$M_u = \frac{H}{2} (h - x) + x \cdot H + \frac{H \cdot y}{2} - (h + y) \cdot H$$

$$M_u = \frac{H}{2} [h - x + 2x + y - 2h - 2y]$$

$$M_u = \frac{H}{2} [x - h - y]$$

$$K = \frac{H(x - h - y)}{2 \cdot W_u} \dots \dots \dots (46)$$

(vergl. für die weitere Berechnung das Beispiel).

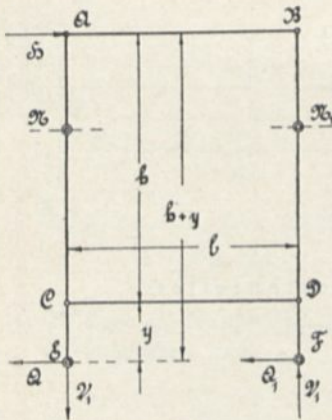


Fig. 347.

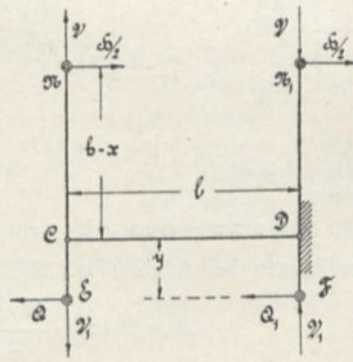


Fig. 348.

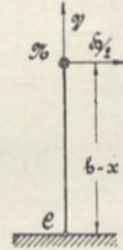


Fig. 349.

d) Berechnung des unteren Pfostenteiles.

Spannt man den Pfosten bei C ein, so wird (Fig. 349)

$$M_{v_1} = \frac{H}{2} (h - x)$$

und

$$K = \frac{V}{F_v} + \frac{M_{v_1}}{W_v} = \frac{x \cdot H}{b \cdot F_v} + \frac{H(h - x)}{2 \cdot W_v}$$

$$K = \frac{H}{2} \left(\frac{2 \cdot x}{b \cdot F_v} + \frac{(h - x)}{W_v} \right) \dots \dots \dots (47)$$

(vergl. für die weitere Berechnung das Beispiel).

2. Das geschlossene Portal mit Strebenaussteifung in den oberen Ecken. (Fig. 350.)

a) Berechnung des oberen Teiles.

Unter der Voraussetzung, dass sich der Winddruck H gleichmässig auf die Eckpunkte A und B verteilt, erhält der obere Riegel eine Druckkraft $S = \frac{H}{2}$.

Schneidet man nun das Portal an den Nullpunkten N und N₁ durch (Fig. 351) und bringt an diesen Punkten zur Herstellung des Gleichgewichtes die nötigen Kräfte

$$R = R_1 = \frac{H}{2} \text{ und } V = \frac{x \cdot H}{b}$$

an, so wird auch im oberen Riegel letztere Kraft als Querkraft wirken.

α) Berechnung der Strebe (D).

Reduziert man die Querkraft $T = \frac{x}{b} \cdot H$ auf den Angriffspunkt G der Strebe, so wird (Fig. 352)

$$P \cdot \frac{(b-a)}{2} = \frac{x}{b} \cdot H \cdot \frac{b}{2}$$

$$P = \frac{x \cdot H}{b \cdot \frac{(b-a)}{2}} \cdot \frac{b}{2} = \frac{x \cdot H}{(b-a)}$$

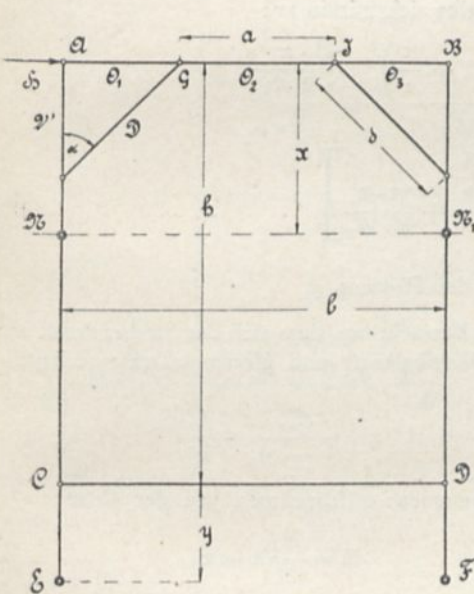


Fig. 350.

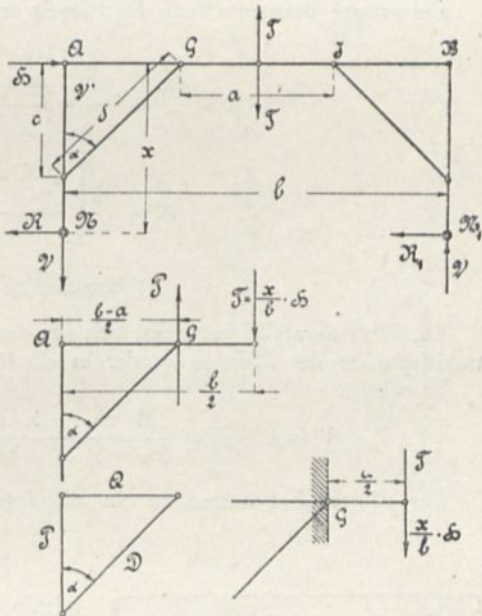


Fig. 351.

Fig. 352.

Fig. 353.

Fig. 354.

Zerlegt man nun diese Kraft P parallel zu O, und D (Fig. 353), so wird

$$\frac{P}{D} = \cos \alpha$$

$$D = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{\frac{x \cdot H}{(b-a)}}{\frac{c}{d}} = \frac{x \cdot H \cdot d}{(b-a) \cdot c}$$

$$D = \frac{x \cdot H \cdot d}{(b-a) \cdot c} \dots \dots \dots (48)$$

$$\frac{Q}{P} = \operatorname{tg} \alpha$$

$$Q = P \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{x \cdot H}{(b - a)} \frac{(b - a)}{c} = \frac{x \cdot H}{2 \cdot c}$$

β) Berechnung des Riegels.

Der Riegelteil O, erhält mithin eine Druckkraft von

$$O_1 = \frac{H}{2} + Q = \frac{H}{2} + \frac{x \cdot H}{2 \cdot c} = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{x}{c} \right)$$

Ausserdem hat der Riegel aber noch ein Moment, hervorgerufen durch die Querkraft, aufzunehmen. Dieses Moment erreicht seinen Maximalwert in G und wird (Fig. 354)

$$M = \frac{x \cdot H}{b} \cdot \frac{a}{2}$$

Die grösste Beanspruchung des Riegels ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{O_1}{F_0} + \frac{M}{W_0} = \frac{\frac{H}{2} \left(1 + \frac{x}{c} \right)}{F_0} + \frac{\frac{H \cdot x \cdot a}{2 \cdot b}}{W_0}$$

$$K = \frac{H}{2} \left[\frac{1 + \frac{x}{c}}{F_0} + \frac{x \cdot a}{b \cdot W_0} \right] \dots \dots \dots (49)$$

γ) Berechnung des Pfostens.

Die Pfostenkraft V' bestimmt sich aus der Betrachtung, dass sich der Strebendruck am Angriffspunkte des Pfostens wieder in eine Vertikalkraft und Horizontalkraft zerlegt.

Es wird

$$V' = P - V = \frac{H \cdot x}{(b - a)} - \frac{x \cdot H}{b} = H \cdot x \left(\frac{1}{(b - a)} - \frac{1}{b} \right)$$

Der Pfosten hat ausserdem ein Biegemoment aufzunehmen von der Grösse:

$$M = \frac{H}{2} (a - c),$$

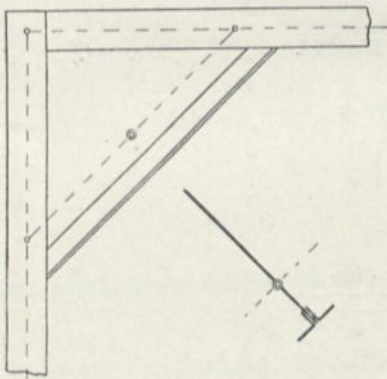


Fig. 355.

Fig. 356.

mithin

$$K = \frac{H \cdot x \cdot \left(\frac{1}{(b - a)} - \frac{1}{b} \right)}{F_v} + \frac{H}{2} \frac{(x - c)}{W_v} \quad (50)$$

b) Berechnung des unteren Teiles.

Der untere Teil wird wieder nach den Gleichungen 46 und 47 berechnet.

Anmerkung: Ist an Stelle der Streben eine Aussteifung durch ein mit Winkel- oder U-Eisen gesäumtes Blech angeordnet (Fig. 355), so bestimmt man zunächst die Schwerpunktslinie dieser Blechsaussteifung (Fig. 356) und fasst diese Schwerpunktslinie als Schwerlinie der Streben auf.

3. Das geschlossene Portal mit Strebenaussteifung in allen vier Ecken.

(Fig. 357.)

a) Berechnung des oberen Teiles.

Die Berechnung dieses Teiles erfolgt genau wie vorher, also nach den Gleichungen 48, 49 und 50.

b) Berechnung des unteren Teiles.

Denkt man sich das Portal wieder bei den Nullpunkten N und N', durchschnitten und die zum Gleichgewicht nötigen Kräfte angebracht (Fig. 358), so ergibt sich die Querkraft im unteren Riegel zu:

$$T_1 = V_1 - V = \frac{h+y}{b} \cdot H - \frac{x}{b} \cdot H = \frac{H}{b} (h+y-x).$$

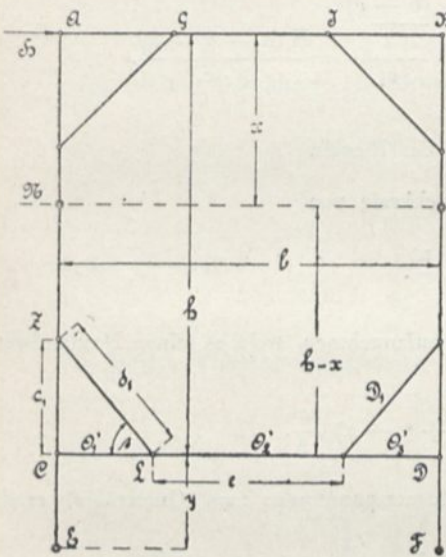


Fig. 357.

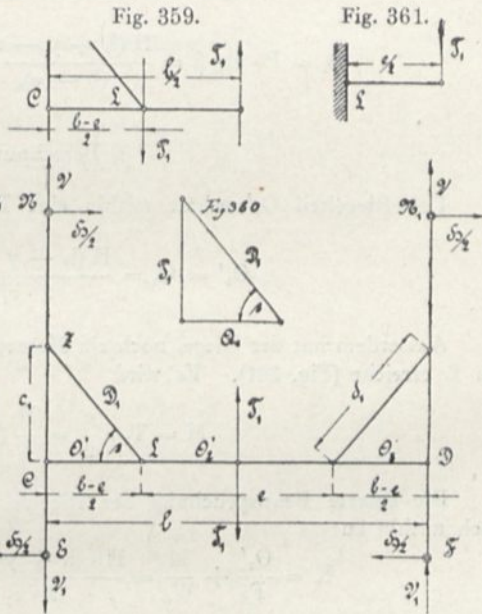


Fig. 358.

a) Berechnung der Strebe (D₁).

Reduziert man die Querkraft T₁ auf den Angriffspunkt der Strebe L (Fig. 359), so wird

$$P_1 \cdot \frac{(b-e)}{2} = T_1 \cdot \frac{b}{2}$$

$$P_1 = \frac{T_1 \cdot \frac{b}{2}}{\frac{(b-e)}{2}} = \frac{b \cdot T_1}{(b-e)} = \frac{b \cdot H (h+y-x)}{b \cdot (b-e)}$$

$$P_1 = \frac{H (h+y-x)}{(b-e)}$$

Zerlegt man nun diese Kraft P_1 parallel zu O_1' und D_1 , so wird (Fig. 360)

$$\frac{P_1}{D_1} = \sin \beta$$

$$D_1 = \frac{P_1}{\sin \beta} = \frac{H(h+y-x)}{\frac{c_1}{d_1}} = \frac{H \cdot (h+y-x) \cdot d_1}{(b-e) \cdot c_1}$$

$$D_1 = \frac{H \cdot (h+y-x) \cdot d_1}{(b-e) \cdot c_1} \dots \dots \dots (51)$$

$$\frac{Q_1}{P} = \text{ctg } \beta$$

$$Q_1 = P \cdot \text{ctg } \beta = \frac{H(h+y-x)}{(b-e)} \cdot \frac{(b-e)}{c_1} = \frac{H(h+y-x)}{2 \cdot c_1}$$

β. Berechnung des Riegels.

Der Riegelteil O_1' erhält mithin eine Druckkraft von

$$O_1' = Q_1 = \frac{H(h+y-x)}{2 \cdot c_1}$$

Ausserdem hat der Riegel noch ein Moment aufzunehmen, welches seinen Maximalwert in L erreicht (Fig. 361). Es wird

$$M = T_1 \cdot \frac{c}{2} = \frac{H}{b} (h+y-x) \cdot \frac{c}{2}$$

Die grösste Beanspruchung des Riegels (Zusatzspannungen zum Querträger) ergibt sich mithin zu:

$$K = \frac{O_1'}{F_u} + \frac{M}{W_u} = \frac{H \cdot (h+y-x)}{2 \cdot c_1} + \frac{H}{b} (h+y-x) \cdot \frac{c}{2}$$

$$K = \frac{H}{2} \left[\left(\frac{h+y-x}{c_1} \right) + \frac{c}{b} (h+y-x) \right] \dots (52)$$

Der Riegel wird ausserdem noch auf Druck beansprucht durch die Horizontalkräfte $\frac{H}{2}$.

Nach Fig. 362 wird mit Z_1 als Drehpunkt

$$Q_0 \cdot c_1 = \frac{H}{2} (h-x-c_1) + (c_1+y)$$

$$Q_0 = \frac{H \cdot (h-x+y)}{2 \cdot c_1}$$

$$K = \frac{H \cdot (h-x+y)}{2 \cdot c_1 \cdot F_u}$$

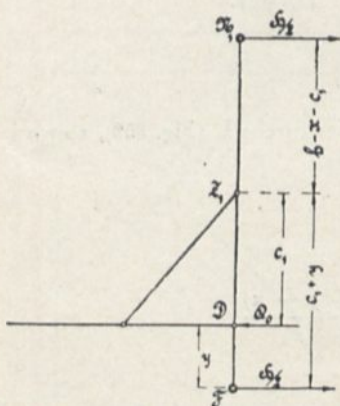


Fig. 362.

Fällt der Angriffspunkt des unteren Windverbandes nicht mit der Schwerlinie des Querträgers zusammen, sondern um ein Stück z oberhalb des Auflagerdrehpunktes, so wird (Fig. 363)

$$V_0' \cdot b = H_u \cdot z$$

$$V_0' = \frac{H_u \cdot z}{b}$$

Spannt man nun den Querträger bei L ein, so wird

$$M = V_0' \cdot \frac{b + e}{2} = \frac{H_u \cdot z \cdot (b + e)}{2 \cdot b}$$

mithin

$$K = \frac{M}{W_u} = \frac{H_u \cdot z \cdot (b + e)}{2 \cdot b \cdot W_u}$$

γ) Berechnung des Pfostens.

Die grösste Druckkraft im Pfosten wird

$$V_2 = P_1 + V = \frac{H(h + y - x)}{(b - e)} + \frac{x}{b} \cdot H$$

$$V_2 = H \left[\frac{h + y - x}{(b - e)} + \frac{x}{b} \right]$$

und das Moment in Z

$$M = \frac{H}{2} (h - x - c_1)$$

Die grösste Pfostenbeanspruchung wird mithin

$$K = \frac{V_2}{F_v} + \frac{M}{W_v} = H \left[\frac{\frac{h + y - x}{(b - e)} + \frac{x}{b}}{F_v} \right] + \frac{H}{2} \frac{[h - x - c_1]}{W_v}$$

$$K = H \left[\frac{\left(\frac{h + y - x}{(b - e)} + \frac{x}{b} \right)}{F_v} + \frac{1}{2} \frac{(h - x - c_1)}{W_v} \right] \quad (53)$$

Beispiel: Für eine Strassenbrücke habe das Portal mit Aussteifungen in den oberen Ecken die in den Fig. 364 und 365 angegebenen Abmessungen.

Der Auflagerdruck des oberen Windverbandes betrage bei lastfreier $H_{of} = 10\,500$ kg und dementsprechend bei belasteter Brücke

$$H_{ob} = 10\,500 \cdot \frac{150}{250} = 7500 \text{ kg.}$$

Der Endpfosten erhalte durch das Brückensystem für Eigengewicht eine Druckspannung $V_e = 28\,000$ kg und für Eigengewicht und Verkehrsbelastung eine solche von $60\,000$ kg.

Der Auflagerdruck des unteren Windverbandes betrage bei belasteter Brücke $H_{ub} = 20\,000$ kg.

Der obere Windverband greife am oberen Flansch des Obergurtes, also $\frac{30}{2} = 15$ cm exzentrisch an. Der untere Windverband am oberen Flansch des Untergurtes, also $\frac{80}{2} = 40$ cm exzentrisch, oder 50 cm über Auflagerdrehpunkt an.

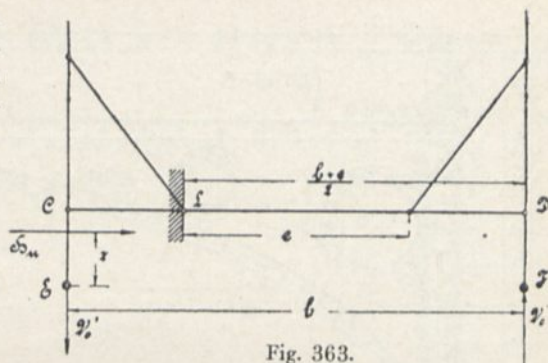


Fig. 363.

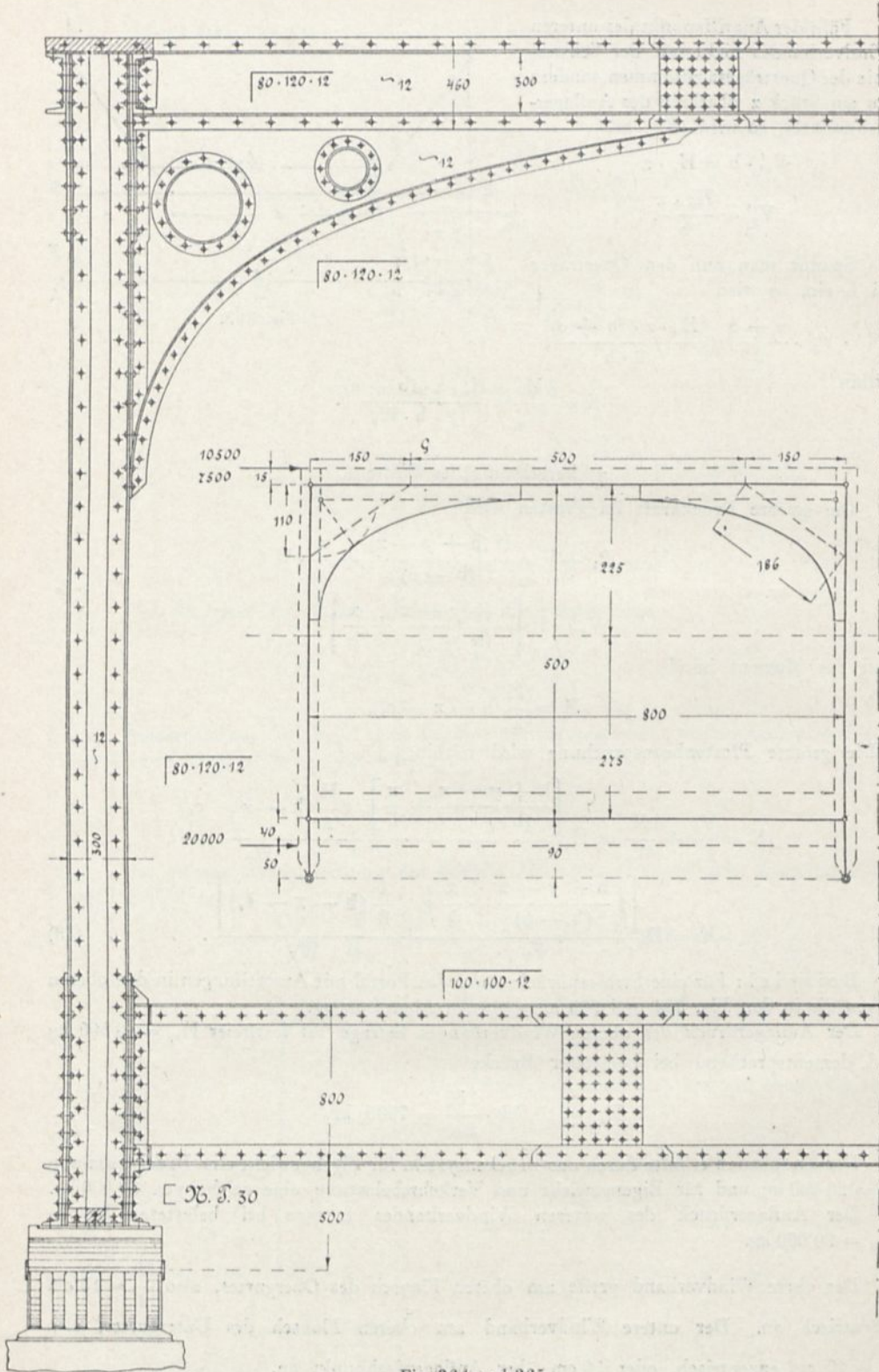


Fig. 364 und 365.

Für die Berechnung sind zunächst folgende Werte massgebend: $h = 500 \text{ cm}$ und $b = 800 \text{ cm}$.

Oberer Riegel (Fig. 366):

$$F_o = 1,2 \cdot 46 + 4 \cdot 22,7 - 2 \cdot 2 \cdot 3,6 = 131,6 \text{ cm}^2$$

$$J_o = \frac{1,2 \cdot 46^3}{12} + 4 [115 + 22,7 \cdot 17,02^2] - 2 \left[\frac{3,6 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 3,6 \cdot 19,5^2 \right] = 31\,017 \text{ cm}^4$$

$$W_o = \frac{31\,017}{23} = 1348 \text{ cm}^3.$$

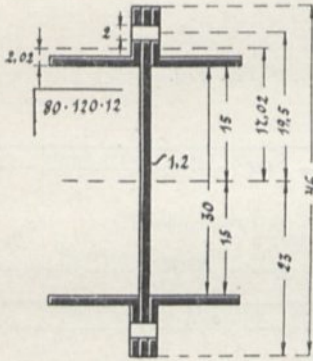


Fig. 366.

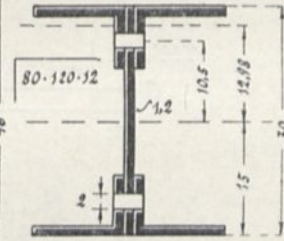


Fig. 367.

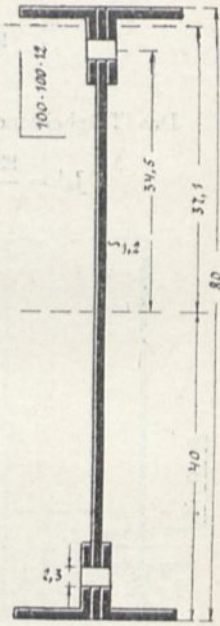


Fig. 368.

Pfosten (Fig. 367):

$$F_v = 1,2 \cdot 30 + 4 \cdot 22,7 - 2 \cdot 2 \cdot 3,6 = 112,4 \text{ cm}^2$$

$$J_v = \frac{1,2 \cdot 30^3}{12} + 4 [115 + 22,7 \cdot 12,98^2] - 2 \left[\frac{3,6 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 3,6 \cdot 10,5^2 \right] = 16\,866 \text{ cm}^4$$

$$W_v = \frac{16\,866}{15} = 1124 \text{ cm}^3.$$

Unterer Riegel (Querträger) (Fig. 368):

$$F_u = 1,2 \cdot 80 + 4 \cdot 22,7 - 2 \cdot 2,3 \cdot 3,6 = 170,2 \text{ cm}^2$$

$$J_u = \frac{1,2 \cdot 80^3}{12} + 4 [207 + 22,7 \cdot 37,1^2] - 2 \left[\frac{3,6 \cdot 2,3^3}{12} + 3,6 \cdot 2,3 \cdot 34,5^2 \right] = 157\,292 \text{ cm}^4$$

$$W_u = \frac{157\,292}{40} = 3932 \text{ cm}^3.$$

Nach Gleichung 43, Seite 128, ergibt sich mithin die Lage der Nullpunkte zu:

$$x = 500 \cdot \frac{3 \cdot \frac{500}{16\,866} + \frac{800}{157\,292}}{\frac{800}{31\,017} + 6 \cdot \frac{500}{16\,866} + \frac{800}{157\,292}}$$

$$x = 500 \cdot \frac{0,0889 + 0,00509}{0,0258 + 0,1778 + 0,00509} = \frac{46,995}{0,20869} = 225 \text{ cm}.$$

An Stelle der Blechaussteifung ist eine ideelle Strebe zu denken, deren Konstruktion sich aus Fig. 265 oben links klar ergibt. In Fig. 369 ist der Querschnitt zur Darstellung gebracht.

Mit O als Drehpunkt wird:

$$r = \frac{93 \cdot 1,2 \cdot \frac{93}{2} + 2 \cdot 22,7 \cdot 5,98 - 2 \cdot 3,6 \cdot 3,5}{93 \cdot 1,2 + 2 \cdot 22,7 - 2 \cdot 3,6} = \frac{5435,692}{149,8} = 36,3 \text{ cm}$$

$$F_d = 93 \cdot 1,2 + 2 \cdot 22,7 - 2 \cdot 3,6 = 149,8 \text{ cm}^2.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die senkrechte Achsen ergibt sich zu:

$$J_d' = \frac{93 \cdot 1,2^3}{12} + 2 [323 + 22,7 \cdot 4,6^2] - \frac{2 \cdot 3,6^3}{12} = 1612 \text{ cm}^4.$$

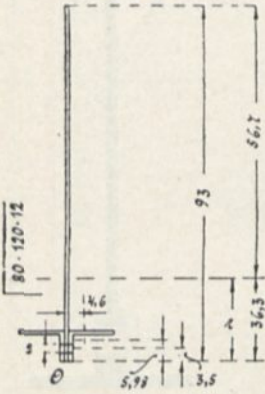


Fig. 369.

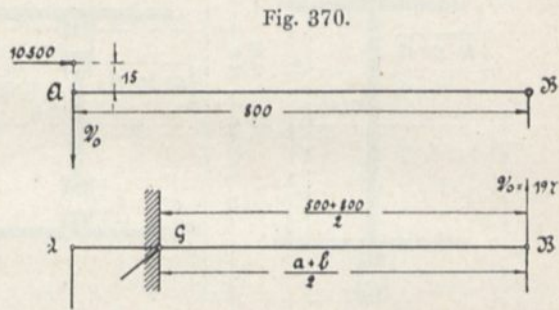


Fig. 370.

Fig. 371.

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die wagerechte Achse ergibt sich zu:

$$J_d'' = \frac{1,2 \cdot 93^3}{12} + 1,2 \cdot 93 \cdot \left[\frac{93}{2} - 36,3 \right]^2 + 2 \left[115 + 22,7 \cdot \left(\frac{93}{2} - 5,98 \right)^2 \right] - \left[\frac{3,6 \cdot 2^3}{12} + 3,6 \cdot 2 \cdot \left(\frac{93}{2} - 3,5 \right)^2 \right] =$$

$$J_d'' = 80\,435,7 + 11\,610,864 + 74\,770,898 - 13\,315,2 = 153\,500 \text{ cm}^4.$$

1. Berechnung des oberen Riegels.

Nach Gleichung 49, Seite 132, wird:

$$K = \frac{10\,500}{2} \left[\frac{1 + \frac{225}{110}}{131,6} + \frac{225 \cdot 500}{800 \cdot 1348} \right] = 668,85 \text{ kg/cm}^2.$$

Ausserdem wird der Riegel noch beansprucht durch die Exzentrizität des Winddrucks. Es wird (Fig. 370)

$$V_o \cdot 800 = 10\,500 \cdot 15$$

$$V_o = \frac{10\,500 \cdot 15}{800} = 197 \text{ kg}.$$

Am Punkte G ergibt sich dann das Moment zu (Fig. 371)

$$M = V_o \cdot \frac{a + b}{2} = 197 \cdot \frac{500 + 800}{2} = 128\,050 \text{ cm/kg},$$

$$K = \frac{M}{W_o} = \frac{128\,050}{1348} = 95 \text{ kg/cm}^2,$$

mithin

$$K_m = 668,85 + 95 = 764 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Strebe.

Nach Gleichung 48, Seite 131, wird

$$D = \frac{225 \cdot 10\,500 \cdot 186}{(800 - 500) 110} = 13\,316 \text{ kg}$$

$$K = \frac{13\,316}{149,8} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2 \cdot J}{D \cdot d^2} = \frac{2 \cdot 1612}{13,316 \cdot 1,86^2} = 70 \text{ fach.}$$

3. Berechnung des Pfostens.

a) Berechnung im oberen Teile.

α) Berechnung für unbelastete Brücke.

Nach Gleichung 50, Seite 132, wird:

$$K = \frac{10\,500 \cdot 225 \left(\frac{1}{800 - 500} - \frac{1}{800} \right)}{112,4} + \frac{\frac{10\,500}{2} (225 - 110)}{1124} = 581 \text{ kg/cm}^2.$$

Ausserdem erhält der Pfosten noch eine Beanspruchung von

$$K = \frac{V_o}{F_v} = \frac{197}{112,4} = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

und durch Eigengewicht der Brücke:

$$K = \frac{V_e}{F_v} = \frac{28\,000}{112,4} = 249 \text{ kg/cm}^2.$$

mithin

$$K_{\max} = 581 + 1,66 + 249 = 832 \text{ kg/cm}^2.$$

β) Berechnung für belastete Brücke.

Die beiden ersten Beanspruchungen ergeben sich zu

$$K = (581 + 1,66) \cdot \frac{150}{250} = 349,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{60\,000}{112,4} = 533,8 \text{ kg/cm}^2,$$

mithin

$$K_{\max} = 349,6 + 533,8 = 883,4 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Berechnung im unteren Teile.

α) Berechnung für unbelastete Brücke.

Nach Gleichung 47, Seite 130, wird

$$K = \frac{10\,500}{2} \left(\frac{2 \cdot 225}{800 \cdot 112,4} + \frac{(500 - 225)}{1124} \right) = 1310 \text{ kg}$$

$$K = \frac{197}{112,4} = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{28\,000}{112,4} = 249 \text{ kg/cm}^2.$$

$$K_{\max} = 1310 + 1,66 + 249 = 1560 \text{ kg/cm}^2, \text{ zu hoch.}$$

β) Berechnung für belastete Brücke.

$$K = (1310 + 1,66) \frac{150}{250} = 787 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{60\,000}{112,4} = 533,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{\max} = 787 + 533,8 = 1320 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Berechnung des unteren Riegels (Querträger).
(Belastete Brücke.)

Nach Gleichung 46, Seite 130, wird:

$$K = \frac{7500 (225 - 500 - 90)}{2 \cdot 3932} = 348 \text{ kg/cm}^2.$$

Ausserdem kommen noch folgende Beanspruchungen hinzu:

1. Beanspruchung auf Biegung, hervorgerufen durch den 50 cm über Auflagerdrehpunkt angreifenden Winddruck $H_u = 20\,000 \text{ kg}$.

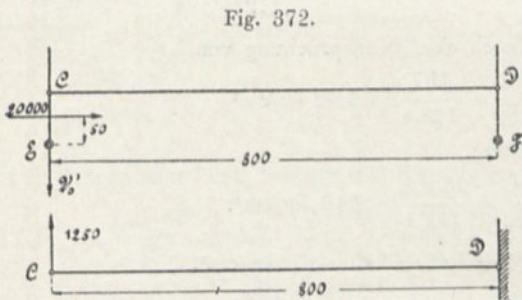


Fig. 373.

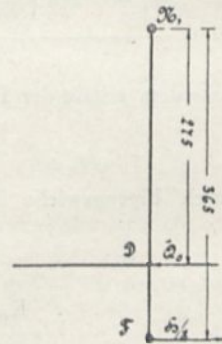


Fig. 374.

Nach Fig. 372 wird:

$$V_0' \cdot 8000 = 20\,000 \cdot 50$$

$$\cdot V_0' = \frac{20\,000 \cdot 50}{800} = 1250 \text{ kg}$$

und das Moment (Fig. 373)

$$M = 1250 \cdot 800 = 1\,000\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{1\,000\,000}{3932} = 225 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Beanspruchung auf Druck, hervorgerufen durch die Horizontalkräfte $\frac{H}{2}$.

Nach Fig. 374 wird mit N_1 als Drehpunkt:

$$Q_0 \cdot 275 = \frac{H}{2} \cdot 365$$

$$Q_0 = \frac{H \cdot 365}{2 \cdot 275} = \frac{7500 \cdot 365}{2 \cdot 275} = 5000 \text{ kg}$$

$$K = \frac{5000}{170,2} = 29,4 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Beanspruchung auf Biegung, hervorgerufen durch Eigengewicht und Verkehrsbelastung, bezogen auf den Querträger.

Es sei gefunden:

$$M = 1\,089\,600 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{1\,089\,600}{3932} = 300 \text{ kg/cm}^2,$$

mithin

$$K_{\max} = 348 + 225 + 29,4 + 300 = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

D. Der Bremsverband.

Bei Brücken in geneigten Strecken und vor Bahnhöfen ist, wie schon auf Seite 10 erwähnt, die Bremskraft zu berücksichtigen. Beim Bremsen des Zuges entsteht zwischen Rad und Schienen die sogenannte Bremskraft, welche in der Achse der Brücke wirkt. Diese Kraft überträgt sich von den Schienen auf die Schwellen, von diesen auf die Längsträger und schliesslich durch die Querträger auf die Hauptträger. Hieraus ergibt sich, dass die Querträger sehr ungünstig beansprucht werden. Es sind deshalb Hilfskonstruktionen (Bremsverbände) am zweckmässigsten an den Enden der Brücken anzuordnen, welche die Bremskraft auf die Hauptträger und somit auf die Auflager übertragen.

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen habe eine Spannweite von 12,5 m. Die Entfernung der Hauptträger voneinander betrage 3,00 m. Als Querträger sei ein I N. P. 40 gefunden.

Die Bremskraft für eine Schiene beträgt:

$$B_r = 0,15 \cdot (5 \cdot 8,5) = 6,375 \text{ t} = 6375 \text{ kg.}$$

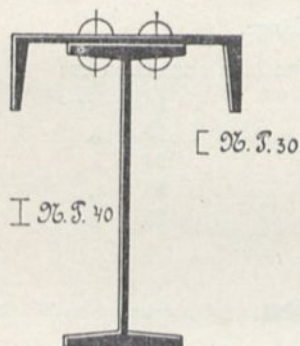


Fig. 375.

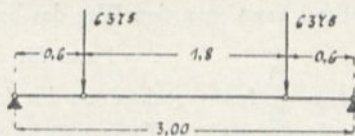


Fig. 376.

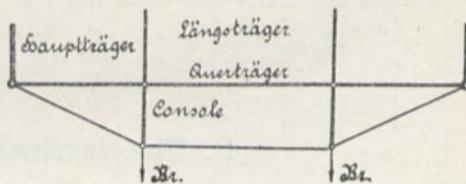


Fig. 377.

Als Bremsverband sei ein auf den Querträger aufgenietetes I N. P. 30 gewählt (Fig. 375). Die Beanspruchung dieses Eisens ergibt sich mithin zu (Fig. 376)

$$M = 6375 \cdot 60 = 382\,500 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{382\,500}{535} = 715 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluss des Bremsträgers an den Hauptträger muss für eine Kraft von 6375 kg berechnet werden.

Bei Fachwerkbrücken wird die einfache Anordnung eines Bremsträgers nicht mehr genügen; man ist dann infolge der grossen Bremskraft gezwungen, eine fachwerkartige Konstruktion anzuordnen, wofür am besten wohl ein doppelt armierter Balken unter Mithilfe der Konsolstücke zu wählen wäre (Fig. 377).

Sechstes Kapitel.

Die Auflager.

A. Allgemeines.

Die Auflager haben einmal den Zweck, den senkrechten Druck der Brückenenden mittelst Knotenstein auf die Widerlager bezw. Pfeiler zu übertragen, zum anderen die durch Temperaturexpansion und Belastung der Brücke hervorgerufenen Horizontalverschiebungen schadlos zu machen.

Aus statischen Gründen ist bekanntlich das eine Auflager beweglich, das andere fest zu konstruieren; dementsprechend unterscheidet man bewegliche und feste Auflager, ferner nach Art der Konstruktion:

1. Tangentialgleitlager,
2. Tangentialriegelager,
3. Tangentialgleitlager auf Rollen,
4. Bolzen- oder Zapfenkiplager auf Rollen oder Flachwalzen.

Im Mittel kann man den Weg des beweglichen Brückenendes annehmen zu
 $x = 1 \text{ mm}$ für den lfd. m Brückenlänge.

Die zulässige Inanspruchnahme des Auflagermaterials kann man annehmen zu:

Ziegelmauerwerk in Zementmörtel	10 kg/cm ²
Klinkermauerwerk in Zementmörtel	15 „
Quader aus Kalk- oder Sandstein	24 „
„ „ Granit	50 „
„ „ Basalt	75 „

B. Die einzelnen Lagerarten.

I. Das Tangentialgleitlager. (Fig. 378 a—d.)

Das Tangentialgleitlager findet nur bei Blechträgerbrücken Anwendung. Es besteht seiner Hauptsache nach aus einer gusseisernen, schmiedeeisernen oder stählernen quadratischen Platte, welche unten mit Rippen versehen ist, die in den Knotenstein eingelassen werden. Zwischen Platte und Knotenstein ist eine 1—2 cm starke Zementschicht anzuordnen. Damit der Träger sich nicht seitlich verschieben kann, erhält die Platte auf jeder Seite Rippen von 3—5 cm Breite. Damit die Platte bei der Durchbiegung des Trägers an der vorderen Kante nicht abspringt und um den Reibungswiderstand zu verringern, gibt man der Platte oben eine Wölbung mit einem Radius von ca. 1,00 m. Unter den Träger wird mit versenkten Nietten eine sogenannte Gleitplatte angeschlossen, welche bei Schmiedeeisen und Stahl 10—15 mm, bei Gusseisen 25—30 mm stark zu machen ist.

Die Höhe der Fussrippen macht man gleich $0,8 \delta$, die obere Breite $0,7 \delta$ und die untere Breite $0,5 \delta$, wenn δ die Plattenstärke bedeutet.

Zur Berechnung der Plattenstärke denkt man sich die Platte in der Mitte eingespannt und nimmt einen Streifen von 1 cm Breite als Freiträger heraus (Fig. 379).

Bezeichnet man den grössten Auflagerdruck mit A , so wird die Beanspruchung des Knotensteines und somit die Reaktion

$$K_{st} = \frac{A}{a \cdot b} \dots \dots \dots (54)$$

und da man die Platten meistens quadratisch ausführt,

$$K_{st} = \frac{A}{a \cdot a} = \frac{A}{a^2}$$

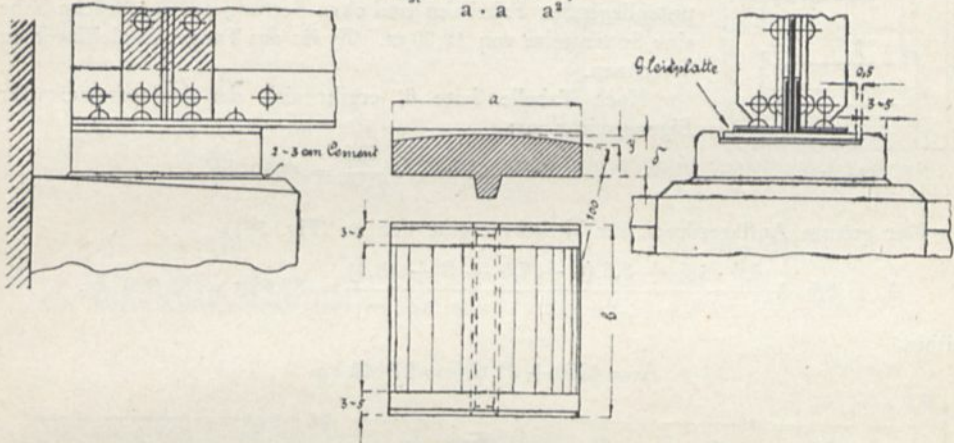


Fig. 378 a—d.

Es kommt mithin auf einen Streifen von 1 cm Breite und $\frac{a}{2}$ cm Länge eine von unten nach oben wirkende Belastung von

$$P = 1 \cdot \frac{a}{2} \cdot K_{st}$$

und erzeugt ein Moment

$$M = \frac{P \cdot a}{4} = \frac{a}{2} \cdot K_{st} \cdot \frac{a}{4} = \frac{a^2}{8} \cdot K_{st}$$

woraus sich

$$W = \frac{M}{K_{pl}} = \frac{a^2}{8} \cdot \frac{K_{st}}{K_{pl}}$$

ergibt.

Das Widerstandsmoment des Streifenquerschnittes beträgt

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6}$$

mithin

$$\frac{\delta^2}{6} = \frac{a^2}{8} \cdot \frac{K_{st}}{K_{pl}}$$

und

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot a^2 \cdot K_{st}}{8 \cdot K_{pl}}} \dots \dots \dots (55)$$

Für Gusseisen: $\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot a^2 \cdot K_{st}}{8 \cdot 250}} = 0,0546 \cdot a \sqrt{K_{st}}$

Für Schmiedeeisen: $\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot a^2 \cdot K_{st}}{8 \cdot 1000}} = 0,0273 \cdot a \sqrt{K_{st}}$

Für Stahl: $\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot a^2 \cdot K_{st}}{8 \cdot 1200}} = 0,025 \cdot a \sqrt{K_{st}}$

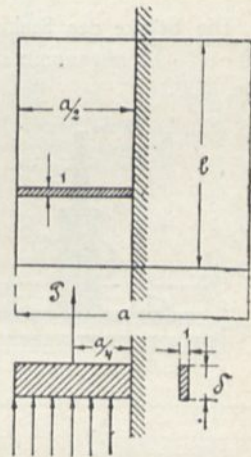


Fig. 379.

Die Feststellung am festen Lager wird dadurch bewirkt, dass man (Fig. 380) an die oberen Rippen der Fussplatten Knaggen von ca. 5 cm Länge und 1—2 cm Breite anordnet, welche in entsprechenden Ausschnitten der Gleitplatte eingreifen.

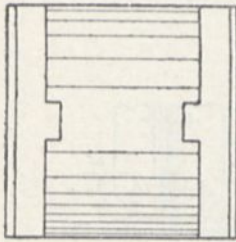


Fig. 380.

Anmerkung: Um ein Verschieben der Brücke auch in der Querrichtung zu ermöglichen, ist zwischen Gleitplatte und Rippen ein Zwischenraum von 5 mm frei zu lassen.

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen mit untenliegender Fahrbahn und ohne Bettung auf der Brücke habe eine Spannweite von 12,00 m. Es ist das Tangentialgleitlager zu berechnen.

Nach Tabelle Seite 6, ergibt sich der Auflagerdruck für Eigengewicht zu:

$$A_e = \frac{12 \cdot 725}{2} = 4350 \text{ kg.}$$

Der grösste Auflagerdruck für Verkehr ergibt sich zu (Fig. 381)

$$A_v = 8,5 + \frac{6,5 \cdot 1,5 + 8,5 (6 + 7,5 + 9 + 10,5)}{12} = 32,69 \text{ t} = 32\,690 \text{ kg,}$$

mithin

$$A = 4350 + 32\,690 = 37\,040 \text{ kg.}$$

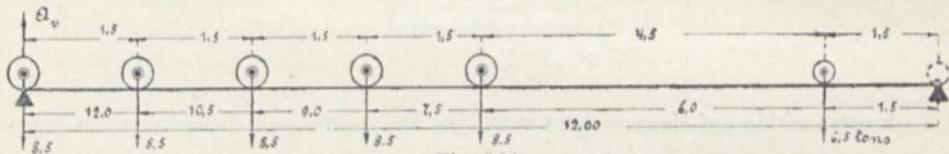


Fig. 381.

Die Stärke des Stehbleches des Blechträgers sei zu 12 mm und seine Gurtwinkel zu $100 \cdot 100 \cdot 12$ angenommen, so kann man die Breite der Gleitplatte zu 24 cm festlegen (Fig. 382).

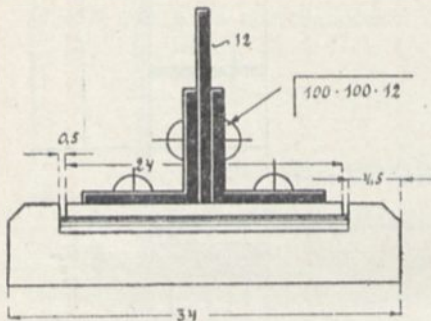


Fig. 382.

Die Breite des Auflagers ergibt sich mithin zu

$$b = 24 + 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 4,5 = 34 \text{ cm.}$$

Es wird

$$K_{st} = \frac{37\,040}{34 \cdot 34} = 32 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist also ein Granitquader anzuordnen.

Besteht die Platte aus Gusseisen, so wird

$$\delta = 0,0546 \cdot 34 \sqrt{32} = 10,44 = 11 \text{ cm.}$$

Die Pfeilhöhe der Plattenwölbung wird (Fig. 383)

$$x = \sqrt{100^2 - 17^2} = 98,03 \text{ cm}$$

$$y = 100 - 98,03 = 2 \text{ cm}$$

die Höhe der Fussrippen beträgt $0,8 \cdot 11 = 8,8 \text{ cm}$
 die obere Breite der Fussrippen beträgt $0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ cm}$
 die untere Breite der Fussrippen beträgt $0,5 \cdot 11 = 5,5 \text{ cm}$.

Besteht das Widerlager aus Ziegelmauerwerk in Zementmörtel mit $K = 12 \text{ kg/cm}^2$ und beträgt die Länge des Knotensteines (Fig. 384) 90 cm, so muss der Knotenstein eine Breite erhalten von

$$b_1 = \frac{37\,040}{90 \cdot 12} = 34 \text{ cm.}$$

Da aber die Auflagerplatte bereits zu 34 cm festgelegt ist, und auf jeder Seite ein Überstand von 10 cm mindestens vorhanden sein soll, so ergibt sich die Breite des Knotensteines zu

$$b_2 = 34 + 2 \cdot 10 = 54 \text{ cm.}$$

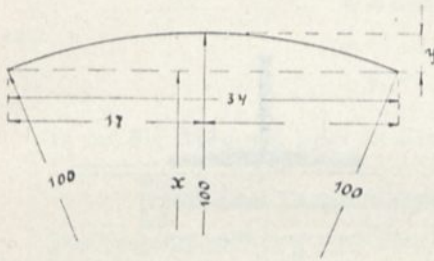


Fig. 383.

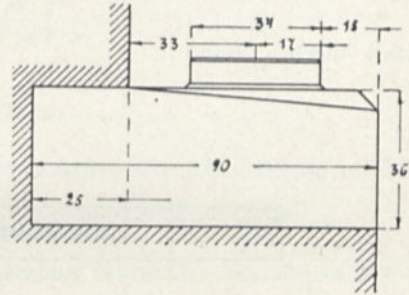


Fig. 384.

Die Höhe des Knotensteines macht man

$$h = \frac{2}{3} \cdot b_2 = \frac{2}{3} \cdot 54 = 36 \text{ cm.}$$

Der Wert von h soll mindestens 20 cm betragen.

In den Fig. 385 a und b ist die Auflagerung zur Darstellung gebracht.

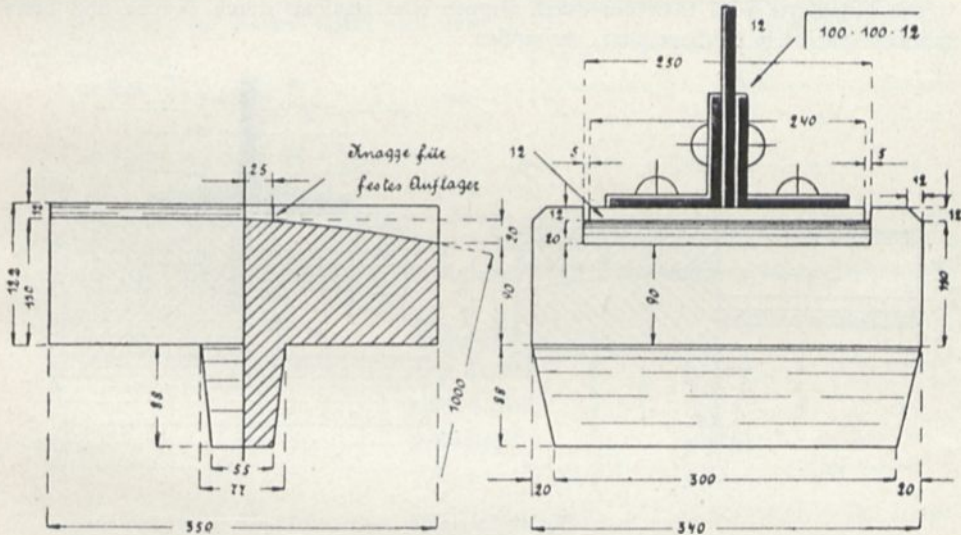


Fig. 385 a und b.

II. Das Tangentialwiegelager. (Fig. 386 a—d.)

Dieses Lager findet hauptsächlich Anwendung bei den Walzbalkenbrücken, da es einen guten Anschluss des Windverbandknotenbleches gestattet. Es kann aber auch mit Vorteil bei den Blechträgerbrücken zur Ausführung kommen. Das Material besteht in der Regel aus Guss Eisen.

Auf der oben mit einem Radius von 1,00 m gewölbten Fussplatte ruht eine gusseiserne Platte, welche auf beiden Seiten mit Rippen versehen ist, welche einen Spielraum von 5 mm lassend, über die Fussplatte greifen.

Die Berechnung der Fussplatte erfolgt nach der Formel

$$\delta = 0,0546 \cdot a \sqrt{K_{st}} \dots \dots \dots (56)$$

während man die Wiegeplatte

$$\delta_1 = \frac{\delta}{3} + 1 \text{ cm} \dots \dots \dots (57)$$

stark machen kann.

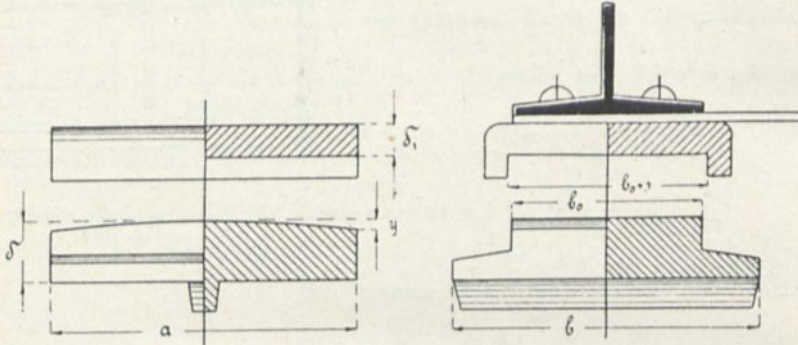


Fig. 386 a—d.

Die Feststellung beim festen Auflager wird durch einen in der Mitte angeordneten 25 mm starken Stahldorn, welcher in der Wiegeplatte konisch verläuft, erzielt (Fig. 387).

Die Fussplatte wird entweder durch Rippen oder häufiger durch Rippen und Stein-schrauben mit dem Auflagerpaar verbunden.

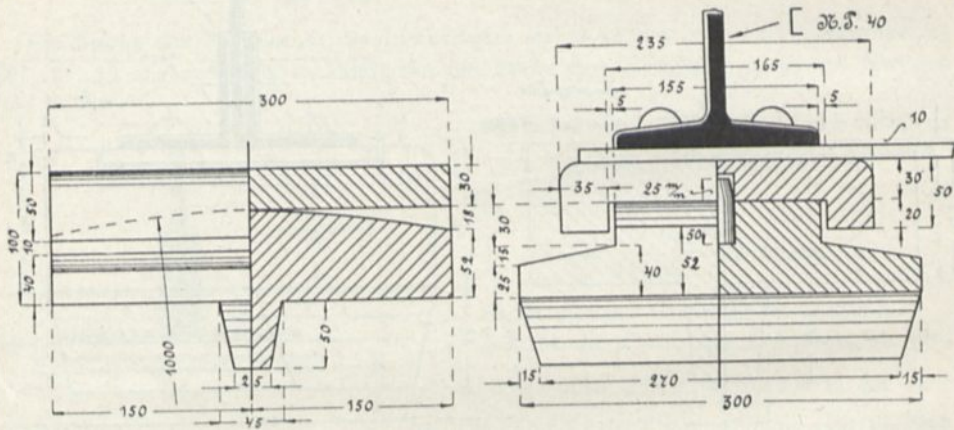


Fig. 387 a und b.

Beispiel: Der Hauptträger einer Walzbalkenbrücke bestehe aus einem I N. P. 40 und sein Auflagerdruck betrage 16 000 kg.

Nach Fig. 387 kann man die Breite des Auflagers festsetzen zu $b = 30$ cm. Dann wird

$$k_{st} = \frac{16\,000}{30 \cdot 30} = 18 \text{ kg/cm}^2,$$

wofür ein Knotenstein aus Sand- oder Kalkstein genügt.

Macht man die Breite des Knotensteines

$$b_1 = 30 + 2 \cdot 10 = 50 \text{ cm},$$

so wird seine Höhe

$$h = \frac{2}{3} \cdot 50 = 34 \text{ cm.}$$

Die Stärke der Fussplatte wird

$$\delta = 0,0546 \cdot 30 \sqrt{18} = 7 \text{ cm}$$

und

$$\delta_1 = \frac{7}{3} + 1 = 3 \text{ cm.}$$

In den Fig. 387 a und b ist die Konstruktion des Auflagers zur Darstellung gebracht.

III. Das Tangentialleitlager auf Rollen. (Fig. 388.)

Das Tangentialleitlager auf Rollen findet Anwendung bei leichten Brücken bis 30,00 m Spannweite. Sein Material ist Gusseisen.

Auf einer Fussplatte sind Rollen gelagert, auf welchen wieder eine Tangentialleitplatte ruht. Die Festlegung des Trägers erfolgt durch Knaggen.

Den Durchmesser der Rollen kann man zu

$$d = 10 + 0,1 l \text{ cm} \quad (58)$$

wählen, wenn l die Spannweite der Brücke in m bedeutet.

Die Anzahl der Rollen ergibt sich aus der Gleichung

$$n = 46 \cdot \frac{A}{b \cdot d} \quad (59)$$

A = Auflagerdruck in t, b = Rollenlänge und d = Rollendurchmesser in cm.

Die Rollen erhalten an den Enden Bunde von 1—2 cm Stärke und Höhe. Um die Abstände der Rollen in der richtigen Lage zu erhalten, bedient man sich eines Führungsrahmens (Fig. 389 a und b). Für die Dimensionierung dieses Rahmens können folgende Werte dienen:

$$\left. \begin{aligned} h &= 0,5 d \\ s &= 0,15 d \\ c_1 &= 0,25 d \\ c_2 &= 0,2 d \\ x &= d + 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (60)$$

Die Länge der Rollen macht man gleich der Breite der Rollplatte. Die Länge der Rollplatte wird

$$l_1 = 1,2 \cdot n \cdot d \quad (61)$$

n = Anzahl der Rollen, d = Durchmesser der Rollen in cm.

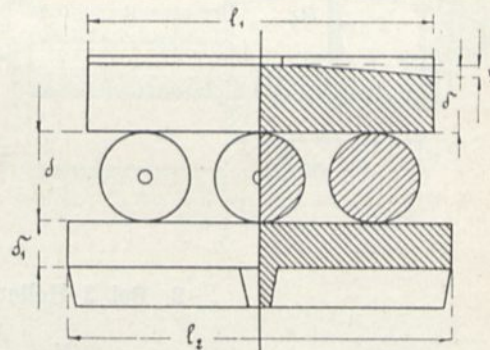


Fig. 388.

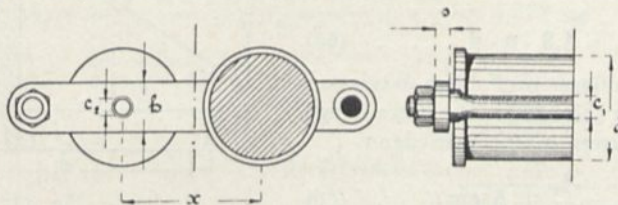


Fig. 389 a und b.

Da die Anzahl der Rollen bei diesen Lagern nicht grösser als 3 sein soll, so berechnet sich die Rollplattenstärke wie folgt:

1. Bei 2 Rollen. (Fig. 390.)

$$M = \frac{A}{2} \cdot \frac{x}{2}$$

$$W = \frac{M}{K_{pl}} = \frac{A \cdot x}{2 \cdot 2 \cdot 250} = \frac{A \cdot x}{1000}$$

Das Widerstandsmoment der Rollplatte an der Einspannungsstelle beträgt:

$$W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$$

$$\frac{b \cdot \delta^2}{6} = \frac{A \cdot x}{1000}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{A \cdot x \cdot 6}{b \cdot 1000}}$$

$$\delta = 0,0773 \sqrt{\frac{A \cdot x}{b}} \dots \dots (62)$$

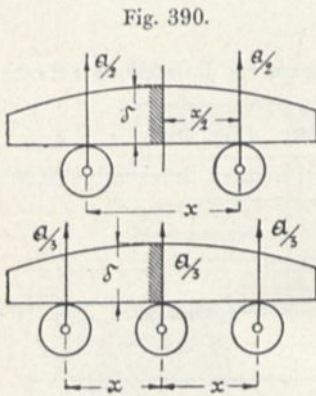


Fig. 391.

mithin

2. Bei 3 Rollen. (Fig. 391.)

$$M = \frac{A}{3} \cdot x$$

$$W = \frac{M}{K_{pl}} = \frac{A \cdot x}{3 \cdot 250} = \frac{A \cdot x}{750}$$

$$W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$$

$$\frac{b \cdot \delta^2}{6} = \frac{A \cdot x}{750}$$

$$\delta = 0,0895 \sqrt{\frac{A \cdot x}{b}} \dots \dots (63)$$

Die Fussplatte erhält dieselbe Breite wie die Rollplatte, eine Stärke von

$$\delta_1 = \frac{d}{2} \dots \dots (64)$$

und eine Länge

$$l_2 = 1,3 \cdot n \cdot d \dots \dots (65)$$

Das feste Auflager wird durch Weglassen der Rollen erzielt (Fig. 392). Die obere Länge des festen Auflagers macht man dann

$$l_3 = \frac{l_2}{5} + 5 \text{ cm} \dots \dots (66)$$

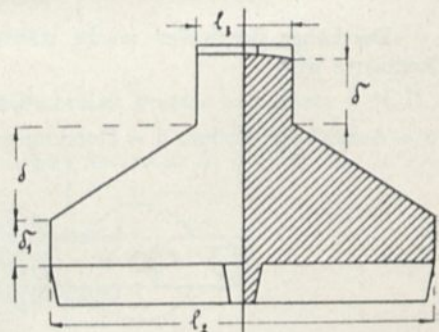


Fig. 392.

Beispiel: Eine Fussgängerbrücke für regen Verkehr habe eine Spannweite von 24,00 m und eine Breite von 2,4 m. Es ist das Lager zu berechnen, wenn die Untergurtwinkel $120 \cdot 120 \cdot 12$ betragen und ein 12 mm starkes Knotenblech vorhanden ist (Fig. 393).

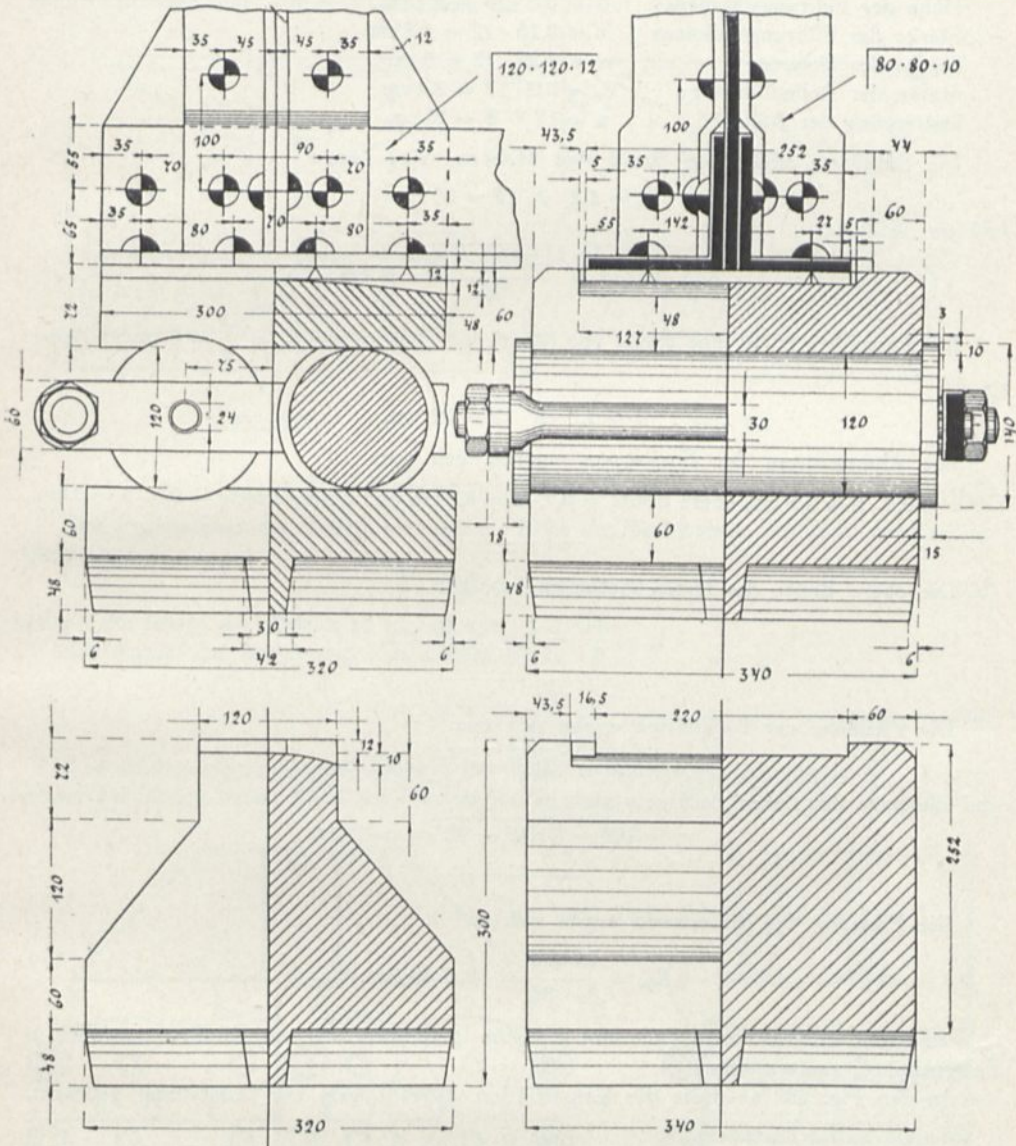


Fig. 393 a—d.

Der Auflagerdruck ergibt sich zu

$$A_e = \frac{(120 \cdot 2,4 + 1,5 \cdot 24^2 + 60) \cdot 24}{2 \cdot 2} = 7\,272 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{2,4 \cdot 24}{2 \cdot 2} \cdot 450 \dots \dots \dots = 6\,480 \text{ „}$$

	13 752 kg
Zur Abrundung	48 „
	A = 13 800 kg

Durchmesser der Rollen: $d = 10 + 0,1 \cdot 24 = 12 \text{ cm}$

Anzahl der Rollen: $n = 46 \cdot \frac{13,8}{12 \cdot 34} = 1,56 = 2 \text{ Rollen}$

Höhe des Führungsrahmens: $h = 0,5 \cdot 12 = 6 \text{ cm}$

Stärke des Führungsrahmens $s = 0,15 \cdot 12 = 1,8 \text{ cm}$

Stärke des Bolzens: $c_1 = 0,25 \cdot 12 = 3 \text{ cm}$

Stärke der Rollenführung: $c_2 = 0,2 \cdot 12 = 2,4 \text{ cm}$

Entfernung der Rollen: $x = 12 + 3 = 15 \text{ cm}$

Die Rollplatte erhält eine Breite von 34,00 cm, eine Länge

$$l_1 = 1,2 \cdot 2 \cdot 12 = 30 \text{ cm}$$

und eine Stärke

$$\delta = 0,0773 \sqrt{\frac{13\ 800 \cdot 15}{34}} = 6 \text{ cm.}$$

Die Fussplatte erhält eine Breite von 34 cm, eine Stärke von $d_1 = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$ und eine Länge

$$l_2 = 1,3 \cdot 2 \cdot 12 = 32 \text{ cm.}$$

Die Abmessungen der Fussrippen ergeben sich zu:

Höhe = $0,8 \cdot 6 = 4,8 \text{ cm}$, obere Breite = $0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ cm}$ und untere Breite = $0,5 \cdot 6 = 3 \text{ cm}$.

Die obere Breite des festen Auflagers beträgt:

$$l_3 = \frac{32}{5} + 5 = \sim 12 \text{ cm.}$$

Die Pfeilhöhe der Rollplatten ergibt sich zu:

$$y = 100 - \sqrt{100^2 - 15^2} = 1,2 \text{ cm.}$$

und diejenige des festen Auflagers zu

$$y_1 = 100 - \sqrt{100^2 - 12^2} = \sim 1 \text{ cm.}$$

Die Pressung des Mauerwerks ergibt sich zu

$$K_{st} = \frac{13\ 800}{34 \cdot 32} = 12,7 \text{ kg/cm.}$$

Es würde also in diesem Falle eine einfache Untermauerung mit Klinkermauerwerk in Zementmörtel zulässig sein.

In den Fig. 393 a—d ist die Konstruktion dieses Lagers zur Darstellung gebracht.

IV. Das Zapfen- und Bolzenkipplager auf Rollen oder Flachwalzen.

(Fig. 394 und 395.)

Die allgemeine Anordnung dieser Lager besteht in folgendem:

Auf einer Fussplatte laufen die Rollen oder Flachwalzen, auf diesen Lauforganen ist eine Rollplatte gelagert, welche wiederum mit Hilfe eines Zapfens oder Bolzens die Kippplatte trägt.

Fuss-, Roll- und Kippplatte bestehen aus Gusseisen oder Stahl, während die Walzen und Bolzen aus Stahl herzustellen sind.

Unter der mit Rippen versehenen Fussplatte ist stets eine 1—2 cm starke Zementschicht oder eine ca. 5 mm starke Bleiplatte anzuordnen. Auch zwischen Träger und Kippplatte ist eine solche ca. 5 mm starke Blei- oder Kupferplatte am Platze.

Rollen sind ihrer sicheren Führung wegen den Flachwalzen vorzuziehen. Erzielt die Berechnung eine grössere Rollenanzahl als 5, so wird die Fussplatte lang ausfallen. Man sucht dann entweder durch Vergrößerung des Rollendurchmessers die Rollenanzahl herabzudrücken oder man ordnet Flachwalzen an.

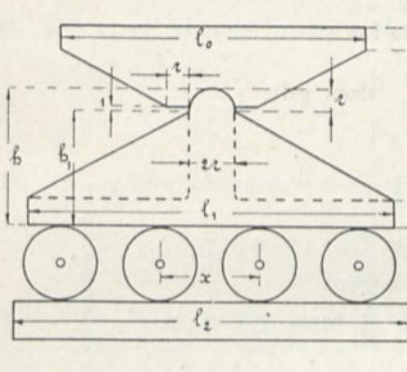


Fig. 394.

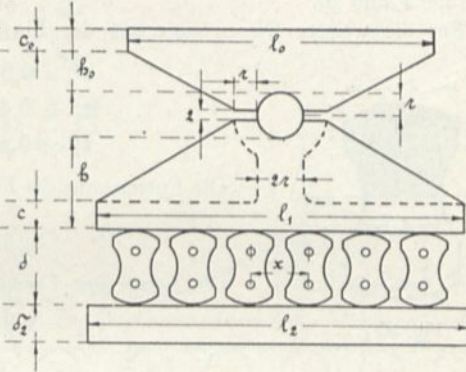


Fig. 395.

a) Die Rollen und Flachwalzen. (67)

Der Durchmesser der Rollen, als auch die Höhe der Flachwalzen, bestimmt sich aus der Gleichung

$$d = 10 + 0,1 l \text{ cm} \quad (68)$$

wenn l die Länge der Brücke in m bedeutet.

Die Anzahl der Rollen und Flachwalzen wird:

$$n = 34 \frac{A}{b \cdot d} \quad (69)$$

A = Auflagerdruck in t, b = Länge der Rollen bzw. Flachwalzen in cm, d = Durchmesser der Rollen bzw. Höhe der Flachwalzen in cm.

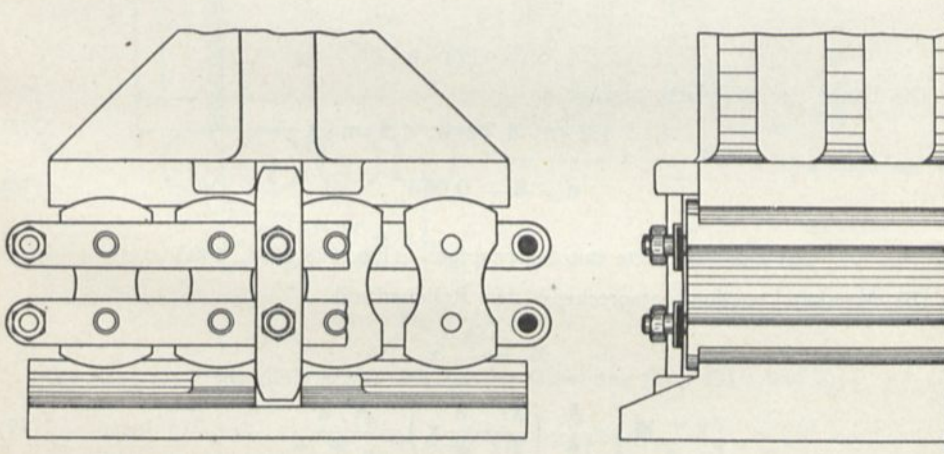


Fig. 396a und b.

Über die Entfernung der Rollen und Ausführung des Führungsrahmens gilt das unter „Tangentialgleitlager auf Rollen“ Gesagte.

Eine Verschiebung der Flachwalzen in ihrer Längsrichtung wird durch 1—2 cm starke Bunde an den Enden verhindert, eine genaue Parallelführung der Flachwalzen durch einen

doppelten Führungsrahmen gesichert. Um eine zu grosse Neigung bezw. ein Umfallen des ganzen Flachwalzensystems zu verhüten, wird häufig in der Mitte oder an beiden Enden des Doppelrahmens ein 2—3 cm starkes, oben und unten zahnförmig zugeschnittenes Flacheisen angebracht, welches in entsprechende Lücken der Fuss- und Rollplatte greift (Fig. 396 a und b).

Für die weitere Dimensionierung der Flachwalzen gelten folgende Werte (Fig. 397):

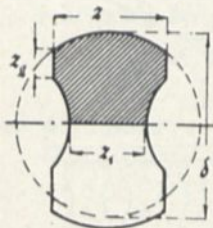


Fig. 397.

$$\left. \begin{aligned} z &= 0,6 d \\ z_1 &= 0,4 d \\ z_2 &= 0,15 d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (70)$$

Die Entfernung der Flachwalzen voneinander wird $x = z + 3$ cm.

b) Die Fussplatte.

Die Länge der Fussplatte wird

$$l_2 = 1,3 \cdot n \cdot d \text{ bzw. } 1,3 \cdot n \cdot z, \dots \dots (71)$$

ihre Breite $b_1 = b + 10$ und ihre Stärke $\delta_2 = \frac{d}{2}$, woraus sich die Pressung des Auflagersteines ergibt zu:

$$K_{st} = \frac{A}{l_2 \cdot b_1} \dots \dots \dots (72)$$

c) Der Kippzapfen und Bolzen.

Besteht das Lager aus Gusseisen, so wird

$$z = 3 + \frac{A}{700 \cdot b} \dots \dots \dots (73)$$

und bei Stahl

$$z = 3 + \frac{A}{1680 \cdot b} \dots \dots \dots (74)$$

d) Die Rollplatte.

Die Länge der Rollplatte beträgt

$$l_1 = 1,2 \cdot n \cdot d \text{ bzw. } 1,2 \cdot n \cdot z \dots \dots \dots (75)$$

und das Mass c

$$c = 3 + 0,05 l_1 \dots \dots \dots (76)$$

α) Die Rollplatte mit Kippzapfen. (Fig. 398, 399, 400.)

Die Momente werden entsprechend der Rollenanzahl

$$M_3 = \frac{A}{3} \cdot x$$

$$M_4 = \frac{A}{4} \cdot \left(\frac{x}{2} + \frac{3}{2} x \right) = \frac{A \cdot x}{2} \dots \dots \dots (77)$$

$$M_5 = \frac{A}{5} (x + 2 x) = \frac{3 \cdot A \cdot x}{5} \text{ etc.,}$$

mithin

$$W = \frac{M}{K_{pl}}$$

Das Widerstandsmoment in Plattenmitte beträgt:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6},$$

folglich

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{M}{K_{pl}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot M}{b \cdot K_{pl}}} \dots \dots \dots (78)$$

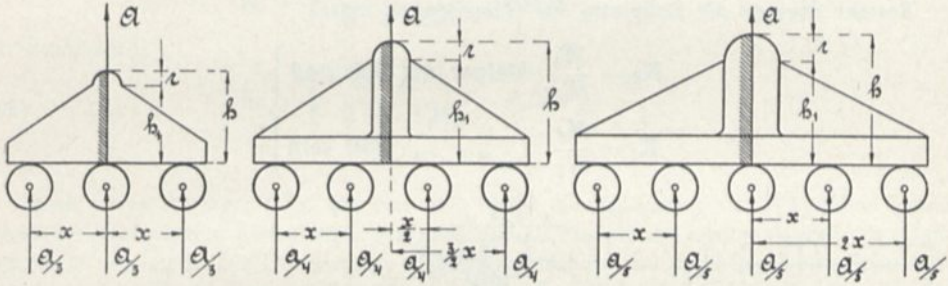


Fig. 398.

Fig. 399.

Fig. 400.

Wird $h_1 = h - r$ grösser als 10 cm, so pflegt man die Rollplatte mit Rippen zu versehen. Die Stärke der Rippen kann man zu 0,2 h_1 festlegen.

Man berechnet nun das Moment M_a an der Anschlussstelle der Rippen an den Steg und das Widerstandsmoment des zugehörigen Querschnittes.

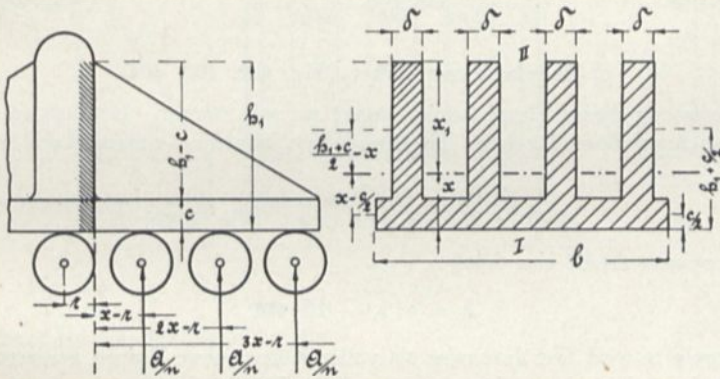


Fig. 401 a und b.

Die Lage der Schwerlinie ergibt sich aus der Gleichung (Fig. 401 a und b):

$$x = \frac{b \cdot c \cdot \frac{c}{2} + n \cdot \delta \cdot (h_1 - c) \cdot \left(\frac{h_1 + c}{2}\right)}{b \cdot c + n \cdot \delta \cdot (h_1 - c)} \dots \dots \dots (79)$$

Das Trägheitsmoment wird dann:

$$J = \frac{b \cdot c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(x - \frac{c}{2}\right)^2 + n \left[\frac{\delta \cdot (h_1 - c)^3}{12} + \delta \cdot (h_1 - c) \left(\frac{h_1 + c}{2} - x\right)^2 \right] (80)$$

Ferner wird:

$$\left. \begin{aligned} W_I &= \frac{J}{x} \\ W_{II} &= \frac{J}{x_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (81)$$

Besteht die Rollplatte aus Stahl, so muss

$$k = \frac{M_a}{W_{II}} \text{ kleiner als 1200 sein } \dots \dots \dots (82)$$

Besteht dagegen die Rollplatte aus Gusseisen, so muss

$$\left. \begin{aligned} K_d &= \frac{M_a}{W_{II}} \text{ kleiner als 500 und} \\ K_z &= \frac{M_a}{W_I} \text{ ,, ,, 250 sein} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (83)$$

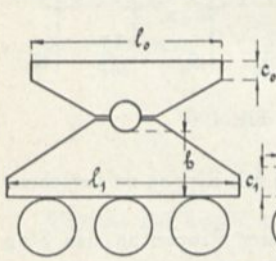


Fig. 402.

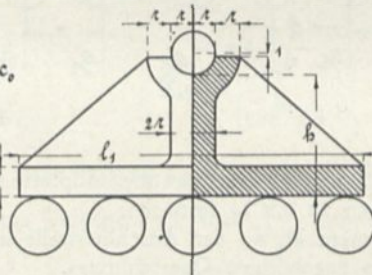


Fig. 403.

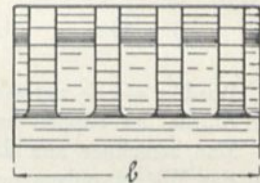


Fig. 404.

β) Rollplatte mit Bolzen (Fig. 402, 403, 404).

Die Berechnung dieser Platte erfolgt genau so, wie vorher. Ist h grösser als 10 cm, so sind Rippen anzuordnen, für deren Berechnung der Schnitt c—c massgebend ist (Fig. 408).

e) Die Kippplatte. (Fig. 402.)

Die Kippplatte erhält eine Länge

$$l_0 = \infty l_1 - 10 \text{ cm } \dots \dots \dots (84)$$

Die Kippplatte wird fast durchweg als voller Körper ohne Rippen hergestellt. Sollten jedoch Rippen zur Anwendung kommen, so erfolgt die Berechnung genau so, wie bei den Rollplatten mit Rippen.

Es wird wieder

$$c_0 = 3 + 0,05 l_0 \dots \dots \dots (85)$$

gemacht.

Das Moment beträgt (Fig. 405)

$$M_K = \frac{A}{2} \cdot \frac{l_0}{4} = \frac{A \cdot l_0}{8}$$

$$W = \frac{A \cdot l_0}{8 \cdot K}$$

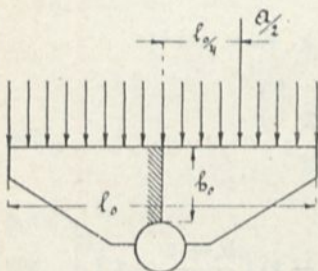


Fig. 405.

Das Widerstandsmoment an der Einspannungsstelle wird

$$W = \frac{b \cdot h_0^2}{6}$$

$$\frac{b \cdot h_0^2}{6} = \frac{A \cdot l_0}{8 \cdot K}$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot A \cdot l_0}{8 \cdot b \cdot K}} \dots \dots \dots (86)$$

Für Gusseisen wird

$$h_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot A \cdot l_0}{8 \cdot b \cdot 250}} = 0,0546 \sqrt{\frac{A \cdot l_0}{b}}$$

Für Stahl wird

$$h_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot A \cdot l_0}{8 \cdot b \cdot 1200}} = 0,025 \sqrt{\frac{A \cdot l_0}{b}}$$

Beim festen Auflager (Fig. 406 und 407) bleibt die Anordnung der Kippplatte genau wie vorher. Rollplatten, Rollen bezw. Flachwalzen und Fussplatten werden dagegen zu einem Lagerstuhl vereinigt. Die Dimensionen dieses Lagerstuhles sind durch das bewegliche Auflager festgelegt. Da der Lagerstuhl stets mit Rippen ausgeführt wird, so hat seine Berechnung beim Kippzapfen im Schnitt b—h, bei Bolzen im Schnitt c—c zu erfolgen (Fig. 408).

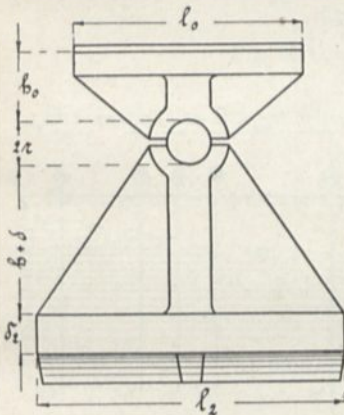


Fig. 406.

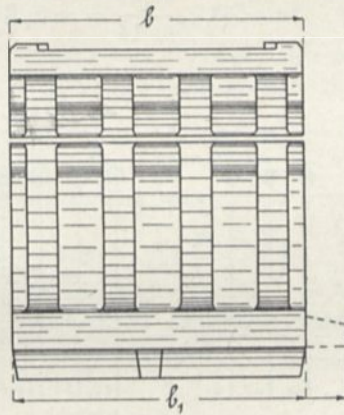


Fig. 407.

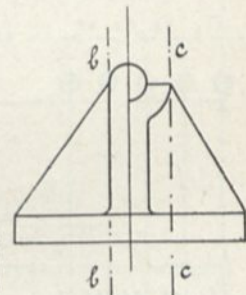


Fig. 408.

Das Moment im ersteren Falle beträgt

$$M_I = \frac{A}{l_2} \left(\frac{l_2}{2} - r \right) \left(\frac{\frac{l_2}{2} - r}{2} \right) = \frac{A}{l_2} \left(\frac{l_2 - 2r}{2} \right) \left(\frac{l_2 - 2r}{4} \right)$$

$$M_I = \frac{A}{8 \cdot l_2} (l_2 - 2r)^2 \dots \dots \dots (87)$$

Das Moment im zweiten Falle beträgt

$$M_{II} = \frac{A}{l_2} \left(\frac{l_2}{2} - 2r \right) \left(\frac{\frac{l_2}{2} - 2r}{2} \right) = \frac{A}{l_2} \left(\frac{l_2 - 4r}{2} \right) \left(\frac{l_2 - 4r}{4} \right)$$

$$M_{II} = \frac{A}{8 \cdot l_2} (l_2 - 4r)^2 \dots \dots \dots (88)$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke in Parallelträgerform habe eine Spannweite von 36,00 m. Es ist das Zapfenkiplager auf Rollen zu berechnen, wenn das Lager aus Gusseisen besteht und der Untergurt den in Fig. 412 angegebenen Querschnitt hat.

Es wird

$$A_e = \left[855 + \frac{(1070 - 855)}{40 - 30} (36 - 30) \right] \frac{36}{2} = 17\,712 \text{ kg}$$

$$A_v = 8,5 + \frac{6,5 (1,5 + 4,5 + 6 + 7,5 + 22,5 + 24 + 25,5)}{36}$$

$$+ \frac{8,5 (12 + 13,5 + 15 + 16,5 + 18 + 30 + 31,5 + 33 + 34,5)}{36}$$

$$= 72,89 \text{ t} = 72\,890 \text{ kg (Fig. 409)}$$

$$A = \frac{17\,712 + 72\,890}{90\,602} = 90\,600 \text{ kg.}$$

Der Durchmesser der Rollen ergibt sich zu

$$d = 10 + 0,1 \cdot 36 = 13,6 = 14 \text{ cm.}$$

Die Anzahl der Rollen wird:

$$n = 34 \cdot \frac{90,6}{56 \cdot 14} = \infty 5 \text{ Rollen.}$$

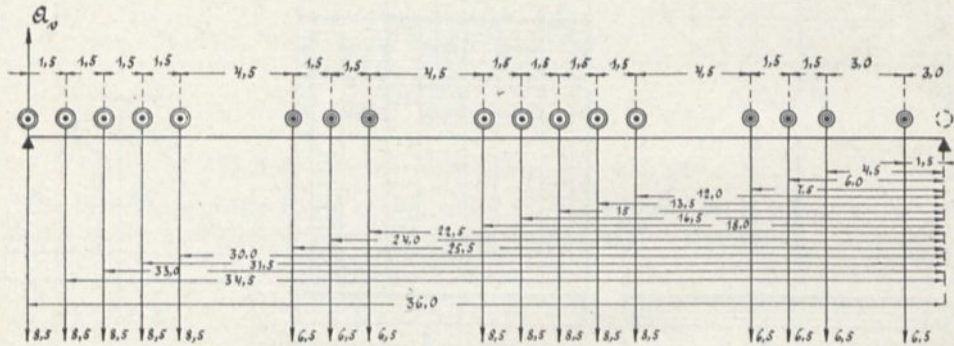


Fig. 409.

Die Entfernung der Rollen wird:

$$x = 14 + 3 = 17 \text{ cm.}$$

Für den Führungsrahmen ergeben sich folgende Werte:

$$h = 0,5 \cdot 14 = 7 \text{ cm; } s = 0,15 \cdot 14 = 2 \text{ cm; } c_1 = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \text{ cm; } c_2 = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm;}$$

Die Fussplatte erhält eine Länge von

$$l_2 = 1,3 \cdot 5 \cdot 14 = 90 \text{ cm,}$$

eine Breite von

$$b_1 = 56 + 10 = 66 \text{ cm}$$

und eine Stärke von

$$\delta_2 = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm.}$$

Die Beanspruchung des Knotensteines wird

$$K_{st} = \frac{90\,600}{90 \cdot 66} = 15,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Breite des Knotensteines beträgt $66 + 20 = 86 \text{ cm}$ und seine Stärke $\frac{2}{3} \cdot 86 = 57,3 \text{ cm}$.

Der Kippzapfen erhält einen Radius

$$r = 3 + \frac{90\,600}{700 \cdot 44} = 6 \text{ cm}.$$

Die Länge der Rollplatte wird

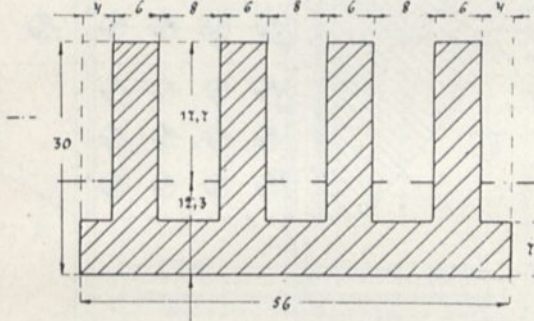


Fig. 410.

$$l_1 = 1,2 \cdot 5 \cdot 14 = 80 \text{ cm}$$

und

$$c = 3 + 0,05 \cdot 80 = 7 \text{ cm}.$$

Ferner wird

$$M_s = \frac{3 \cdot 90\,600 \cdot 17}{5} = 924\,120 \text{ cm/kg}.$$

Die Höhe der Rollplatte in der Mitte ergibt sich mithin zu

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 924\,120}{56 \cdot 250}} = 20 \text{ cm}.$$

Aus konstruktiven Rücksichten wurde 36 gewählt.

Die Stärke der Rippen wird

$$\delta = (36 - 6) \cdot 0,20 = 6 \text{ cm}.$$

Die Lage der Schwerlinie ergibt sich zu (Fig. 410):

$$x = \frac{56 \cdot 7 \cdot \frac{7}{2} + 4 \cdot 6 \cdot (30 - 7) \left(\frac{30 + 7}{2} \right)}{56 \cdot 7 + 4 \cdot 6 \cdot (30 - 7)} = 12,3 \text{ cm}$$

$$J = \frac{56 \cdot 7^3}{12} + 56 \cdot 7 \left(12,3 - \frac{7}{2} \right)^2 + 4 \left[\frac{6 \cdot (30 - 7)^3}{12} + 6 \cdot (30 - 7) \left(\frac{30 + 7}{2} - 12,3 \right)^2 \right] = 95\,117 \text{ cm}^4$$

$$W_I = \frac{95\,117}{12,3} = 7733 \text{ cm}^3$$

$$W_{II} = \frac{95\,117}{17,7} = 5374 \text{ cm}^3.$$

Das Moment an der Einspannungsstelle beträgt (Fig. 411)

$$M_a = \frac{90\,600}{5} \cdot (11 + 28) = 706\,680 \text{ cm/kg}$$

$$K_d = \frac{706\,680}{5374} = 132 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

$$K_z = \frac{706\,680}{7733} = 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}.$$

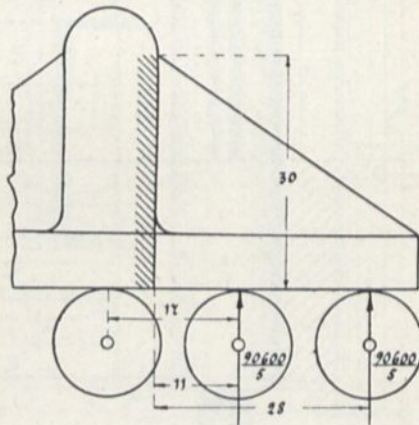


Fig. 411.

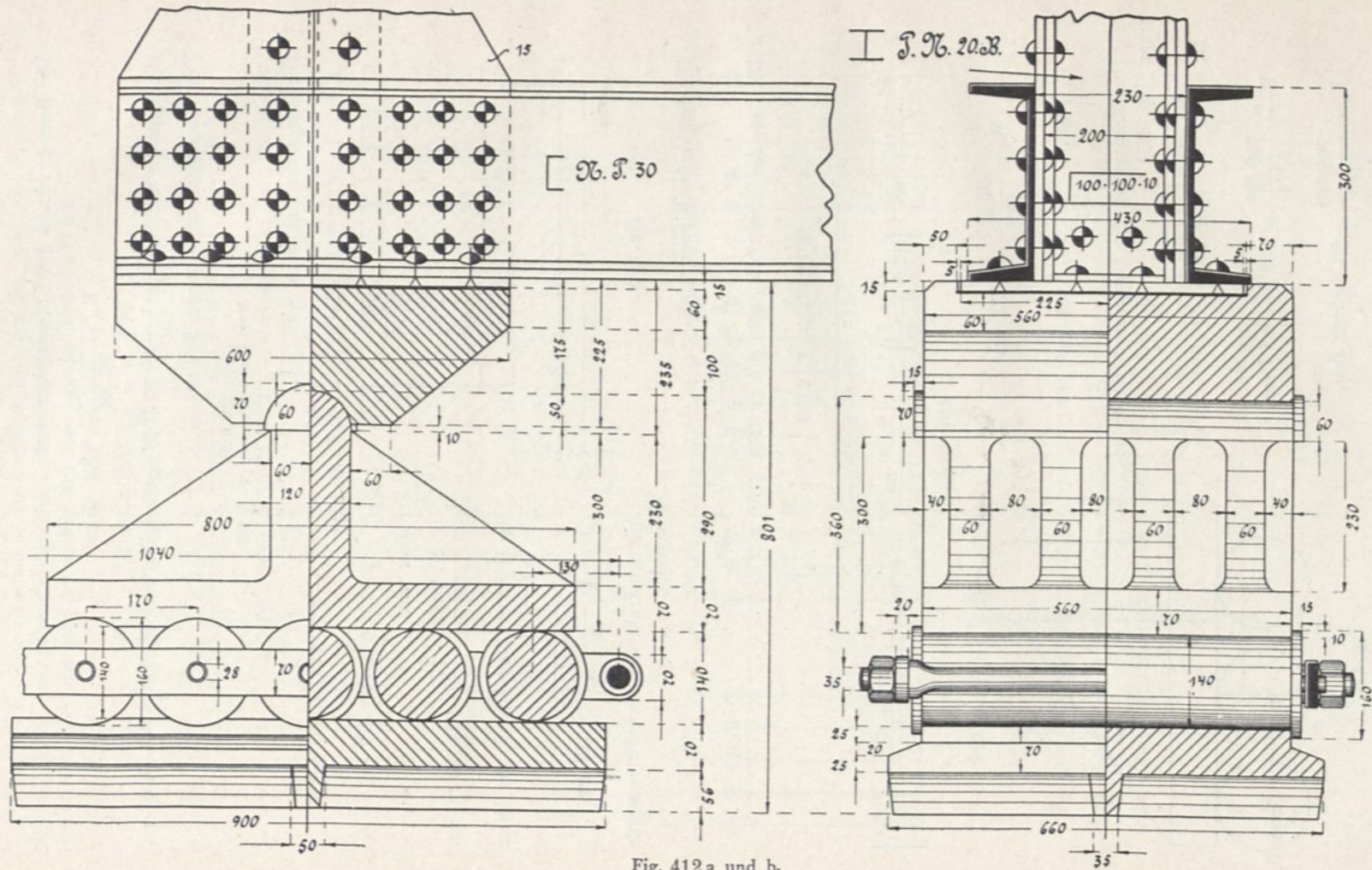


Fig. 412a und b.

Die Länge der Kippplatte wird

$$l_0 = 80 - 10 \approx 70 \text{ cm,}$$

gewählt wurde 60 cm, ihre Breite 56 cm und ihre Stärke

$$h_0 = 0,0546 \sqrt{\frac{90\,600 \cdot 60}{56}} \approx 16 \text{ cm}$$

$$c_0 = 3 + 0,05 \cdot 60 = 6 \text{ cm.}$$

Für den Lagerstuhl wird:

$$M_I = \frac{90\,600}{900} \cdot 39 \cdot \frac{39}{2} = 760\,500 \text{ cm/kg.}$$

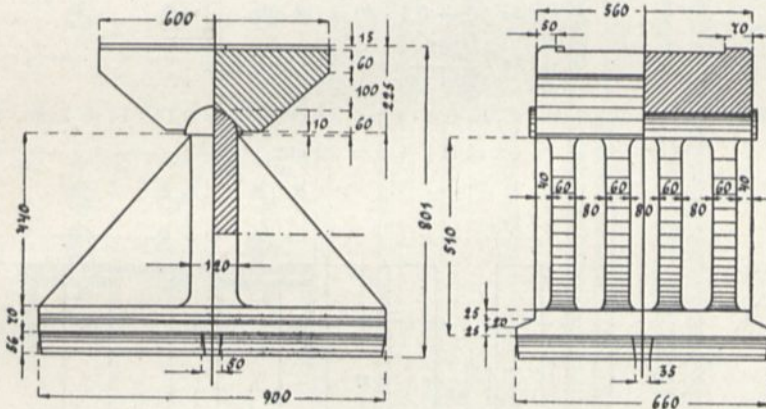


Fig. 412c und d.

Da das Moment nur wenig grösser als bei der Rollplatte, die Dimensionen dagegen viel grösser, so erübrigt sich eine Berechnung des Lagerstuhles.

In den Fig. 412 a—d ist die Konstruktion des Lagers zur Darstellung gebracht.

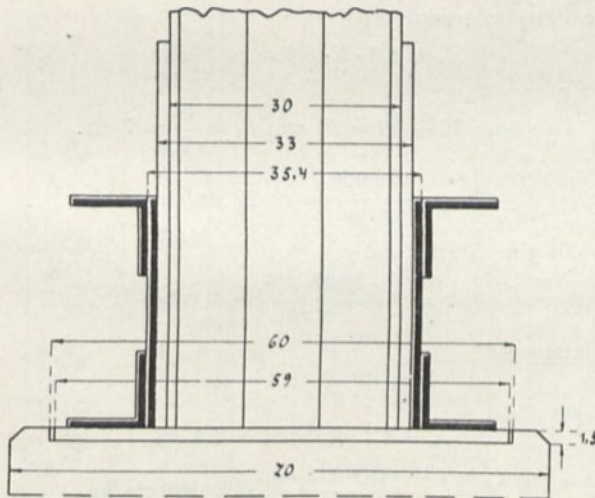


Fig. 413.

Beispiel: Zu dem Beispiel auf Seite 9 ist das Bolzenkipplager auf Flachwalzen zu berechnen, wenn sehr schweres Fuhrwerk und sehr reger Verkehr vorausgesetzt wird und der Untergurt den in Fig. 413 angegebenen Querschnitt hat.

$$A_z = 4,1 \cdot \frac{40}{2} = 82 \text{ t} = 82\,000 \text{ kg}$$

$$g = 0,28 + \frac{8,4}{40} = 0,49 \text{ t}$$

$$A_{v_1} = \frac{6}{2} \cdot 0,49 \cdot \frac{40}{2} = 29,4 = 29\,400 \text{ kg}$$

$$A_{v_2} = 1,6 \cdot 550 \cdot \frac{40}{2} = 17\,600 \text{ kg}$$

$$A = 82\,000 + 29\,400 + 17\,600 = 129\,000 \text{ kg.}$$

$$d = 10 + 0,1 \cdot 40 = 14 \text{ cm}$$

$$n = 34 \cdot \frac{129}{70 \cdot 14} = 5 \text{ Flachwalzen.}$$

$$Z = 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ cm; } Z_1 = 0,4 \cdot 14 = 5,6 \text{ cm; } Z_2 = 0,15 \cdot 14 = 2 \text{ cm.}$$

$$x = 8,4 + 3 = 12 \text{ cm.}$$

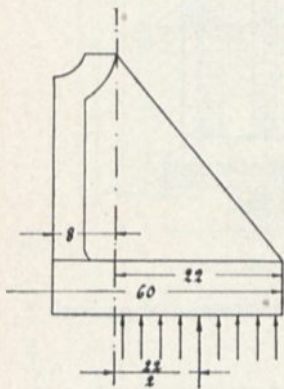


Fig. 414.

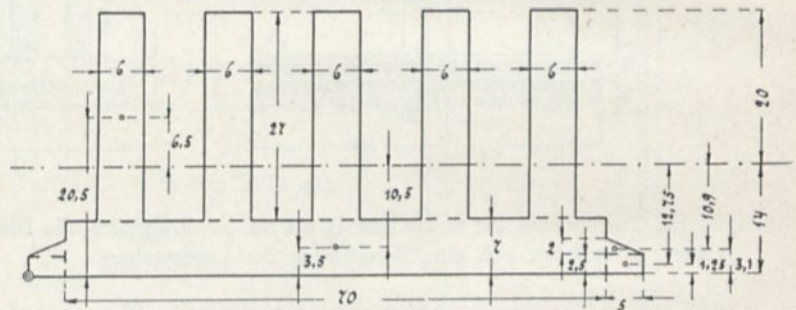


Fig. 415.

Die Länge der Fussplatte wird:

$$l_2 = 1,3 \cdot 5 \cdot 8,4 = \infty 56 \text{ cm,}$$

gewählt wurde 60 cm

$$b_1 = 70 + 10 = 80 \text{ cm; } \delta_2 = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm.}$$

$$K_{st} = \frac{129\,000}{80 \cdot 60} = \infty 27 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Bolzen erhält eine Stärke von

$$r = 3 + \frac{129\,000}{80 \cdot 60} = 4 \text{ cm.}$$

Für die Rollplatte wird

$$l_1 = 1,2 \cdot 5 \cdot 8,4 = 50 \text{ cm;}$$

gewählt wurde 60 cm

$$c = 3 + 0,05 \cdot 50 = 5,5 \text{ cm}$$

$$M_s = \frac{3 \cdot 129\,000 \cdot 12}{5} = 928\,800 \text{ cm/kg}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 928\,800}{70 \cdot 1200}} = 8,2 \text{ cm.}$$

Es sei $l = 10$ gewählt und keine Rippen angeordnet.

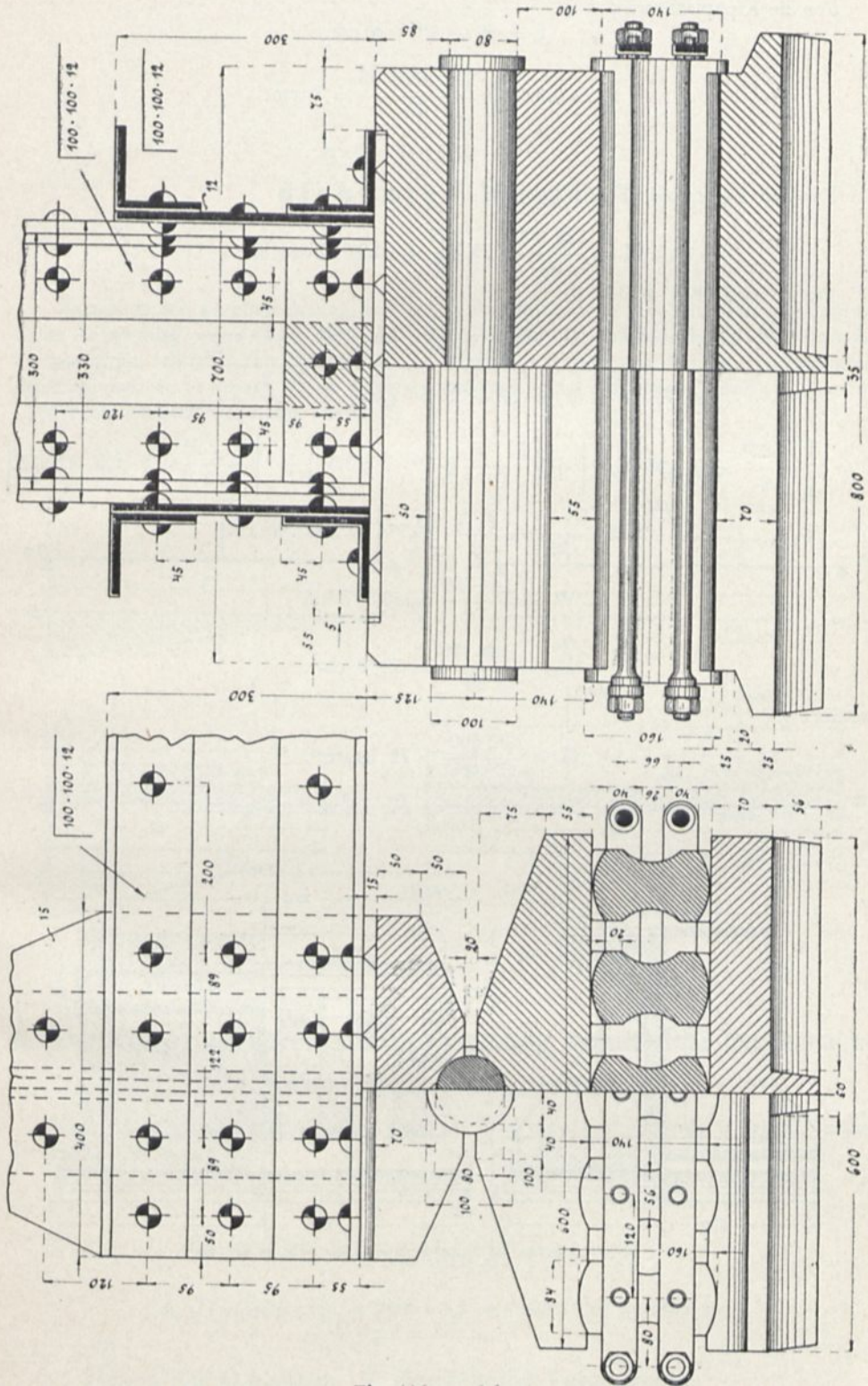


Fig. 416a und b.

Für die Kippplatte wird

$$l_0 = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$h_0 = 0,025 \sqrt{\frac{129\,000 \cdot 40}{70}} = 7 \text{ cm}$$

$$c_1 = 3 + 0,05 \cdot 40 = 5 \text{ cm}$$

Für den Lagerstuhl (Fig. 414) wird:

$$M = \frac{129\,000}{60} \cdot 22 \cdot \frac{22}{2} = 520\,300 \text{ cm/kg.}$$

Ferner wird (Fig. 415):

$$x = \frac{70 \cdot 7 \cdot 3,5 + 5 \cdot 6 \cdot 27 \cdot 20,5 + 2 \cdot 5 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 2 \cdot \frac{5 \cdot 2}{2} \cdot 3,1}{70 \cdot 7 + 5 \cdot 6 \cdot 27 + 2 \cdot 5 \cdot 2,5 + 2 \cdot \frac{5 \cdot 2}{2}} = 14 \text{ cm}$$

$$J = 5 \left[\frac{6 \cdot 27^3}{12} + 6 \cdot 27 \cdot 6,5^2 \right] + \left[\frac{70 \cdot 7^3}{12} + 70 \cdot 7 \cdot 10,5^2 \right] + 2 \left[\frac{5 \cdot 2,5^3}{12} + 5 \cdot 2,5 \cdot 12,75^2 \right] \\ + 2 \left[\frac{5 \cdot 2^3}{36} + \frac{5 \cdot 2}{2} \cdot 10,9^2 \right] = 144\,720 \text{ cm}^4$$

$$W_I = \frac{144\,720}{14} = 10\,337 \text{ cm}^3$$

$$W_{II} = \frac{144\,720}{20} = 7236 \text{ cm}^3,$$

mithin

$$K = \frac{520\,300}{7236} = 72 \text{ kg/cm}^2.$$

In den Fig. 416 a—d ist die Konstruktion zur Darstellung gebracht.

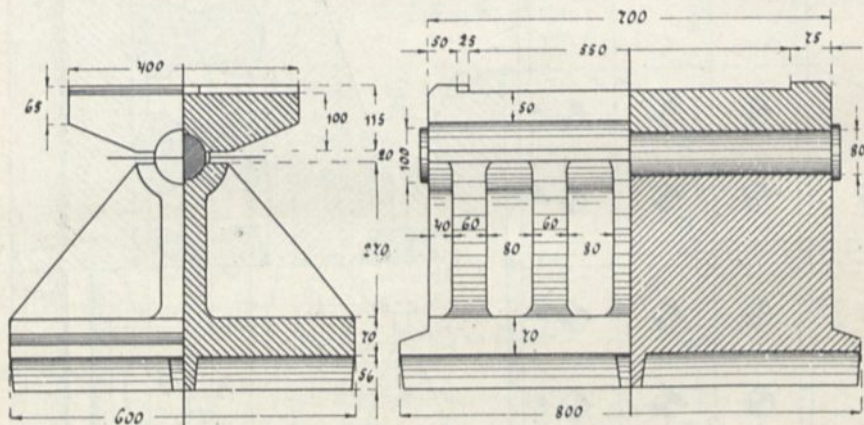


Fig. 416c und d.

Siebentes Kapitel.

Die Anwendung der Einflusslinien.

Zurzeit finden zur Berechnung der Brückenkonstruktionen fast nur noch die Einflusslinien Anwendung, wenn nicht, wie es bei stetiger Belastung vorkommen kann, ein einfacher Cremona-Plan schneller zum Ziele führt. In folgendem Kapitel soll deshalb die Anwendung der Einflusslinien in kurzen Zügen erläutert werden. Über die Theorie muss auf Doorentz „Die Einflusslinien“ verwiesen werden*).

Fig. 417.

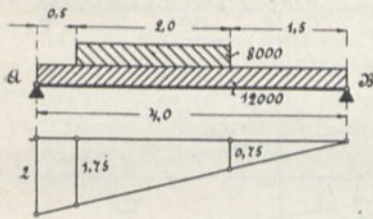
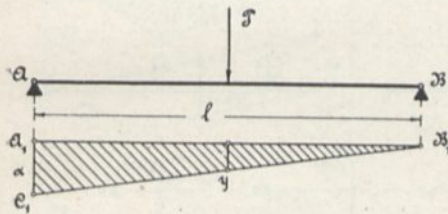


Fig. 419.

Fig. 418.

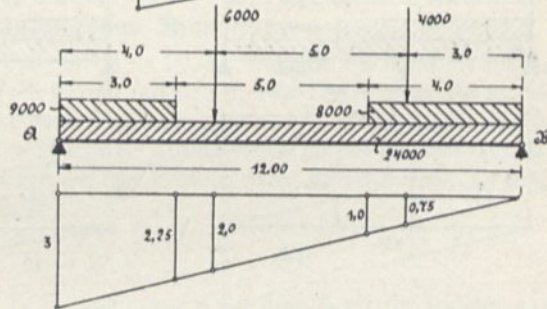
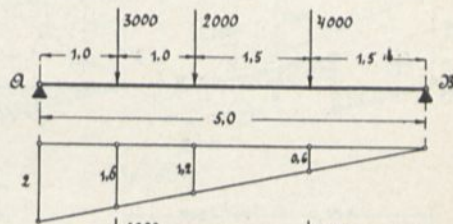


Fig. 420.

A. Der Träger ist durch stetige Belastung unmittelbar beansprucht.

I. Bestimmung des Auflagerdruckes.

Man trägt (Fig. 417) ein beliebiges Stück $A_1 C_1 = \alpha$ auf und verbindet C_1 mit B_1 , so wird der Auflagerdruck

$$A = \frac{P}{\alpha} \cdot y.$$

Beispiel: Für die in Fig. 418 angegebene Belastung wird:

$$A = \frac{1}{2} [3000 \cdot 1,6 + 2000 \cdot 1,2 + 4000 \cdot 0,6] = 4800 \text{ kg.}$$

*) Doorentz: Die Einflusslinien. M. Hittenkoferscher Verlag, Strelitz.

Beispiel: Für die in Fig. 419 angegebene Belastung wird unter Berücksichtigung, dass man bei gleichmässig verteilter Belastung und bei Streckenlasten die zugehörigen Flächen zu nehmen hat,

$$A = \frac{1}{2} \left[\frac{2 \cdot 4}{2} \cdot \frac{12\,000}{4} + \frac{1,75 + 0,75}{2} \cdot 2 \cdot \frac{8000}{2} \right] = 11\,000 \text{ kg.}$$

Beispiel: Für die in Fig. 420 angegebene Belastung wird:

$$A = \frac{1}{3} \left[\frac{3 \cdot 12}{2} \cdot \frac{24\,000}{12} + \frac{3 + 2,25}{2} \cdot 3 \cdot \frac{9000}{3} + \frac{1 \cdot 4}{2} \cdot \frac{8000}{4} + 6000 \cdot 2 + 4000 \cdot 0,75 \right] = 26\,208 \text{ kg.}$$

Fig. 421.

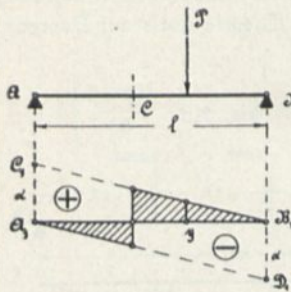


Fig. 422.

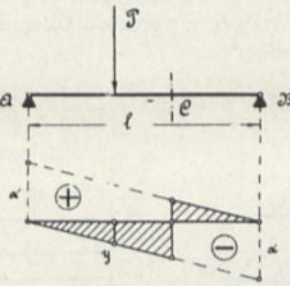


Fig. 423.

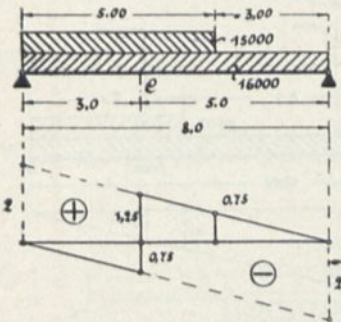
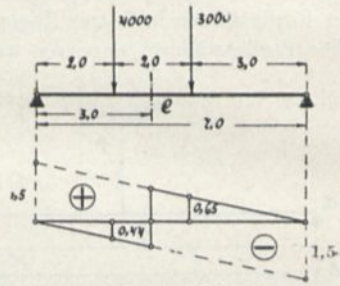


Fig. 424.

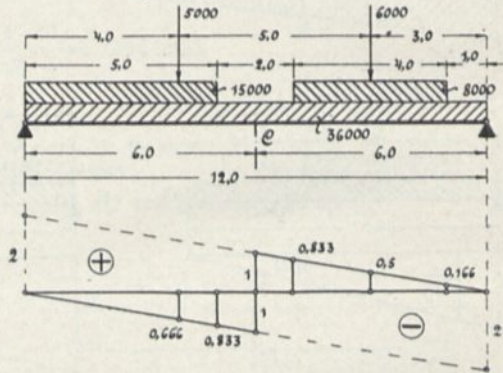


Fig. 425.

II. Bestimmung der Querkraft.

Man trägt senkrecht über A_1 und senkrecht unter B_1 ein beliebiges Stück α auf und verbindet C_1 mit B_1 und D_1 mit A_1 . Um nun für einen beliebigen Punkt C die Querkraft zu finden, braucht man nur diesen Punkt herabzuloten, so ergibt eine über $A_1 B_1$ befindliche, schraffierte Fläche die positive Einflussfläche für die Querkraft, und die unterhalb $A_1 B_1$ schraffierte Fläche die negative Einflussfläche an (Fig. 421 und 422).

Es wird

$$Q_c = + \frac{P}{\alpha} \cdot y \text{ bzw. } Q_c = - \frac{P}{\alpha} \cdot y.$$

Beispiel: Für die in Fig. 423 angegebene Belastung wird:

$$Q_c = \frac{1}{1,5} [-0,44 \cdot 4000 + 0,65 \cdot 3000] = +140 \text{ kg.}$$

Beispiel: Für die in Fig. 424 angegebene Belastung wird:

$$Q_c = \frac{1}{2} \left\{ \left[+ \frac{1,25 \cdot 5}{2} - \frac{0,75 \cdot 3}{2} \right] \cdot \frac{16\,000}{8} + \left[+ \frac{1,25 + 0,75}{2} \cdot 2 - \frac{0,75 \cdot 3}{2} \right] \cdot \frac{15\,000}{5} \right\} = + 3313 \text{ kg.}$$

Beispiel: Für die in Fig. 425 angegebene Belastung wird:

$$Q_c = \frac{1}{2} \left\{ \left[+ \frac{1 \cdot 6}{2} - \frac{1 \cdot 6}{2} \right] \frac{36\,000}{12} + \left[\frac{0,833 + 0,166}{2} \cdot 4 \cdot \frac{8000}{4} \right] + 6000 \cdot 0,5 - 5000 \cdot 0,666 - \left[\frac{0,833 \cdot 5}{2} \cdot \frac{15\,000}{5} \right] \right\} = - 1288 \text{ kg.}$$

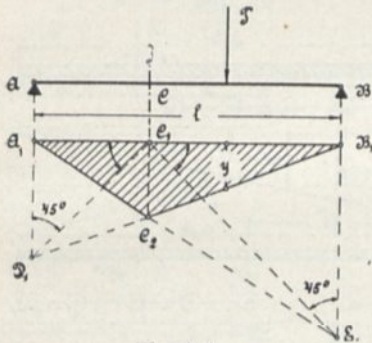


Fig. 426.

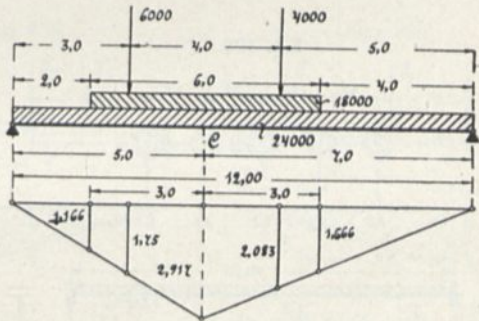


Fig. 427.

III. Bestimmung des Momentes.

Man legt wieder eine horizontale Linie $A_1 B_1 = l$ hin. Um nun das Moment für den Querschnitt C zu finden, lotet man C nach C_1 und trägt an C_1 zwei Linien unter 45° an, wodurch die Punkte D_1 und E_1 bekannt werden. Verbindet man nun D_1 mit B_1 und E_1 mit A_1 , so ergibt sich ohne weiteres die schraffierte Fläche als Einflussfläche für das Moment im Querschnitt C. Die Richtigkeit der Konstruktion hat ihre Prüfung darin, dass der Punkt C_2 genau unter C_1 bzw. C liegen muss. (Fig. 426).

Es wird:

$$M_c = P \cdot y.$$

Da sich die Abschnitte $A_1 D_1$ und $B_1 E_1$ und somit y mit dem Massstabe ändern, nach welchem man Zeichnung aufgetragen hat, so ist wohl darauf zu achten, dass man in die Gleichung auch den wirklichen Wert von y einführt.

Beispiel: Für die in Fig. 427 angegebene Belastung wird:

$$M_c = \frac{2,917 \cdot 12}{2} \cdot \frac{24\,000}{12} + \left[\frac{1,166 + 2,917}{2} \cdot 3 + \frac{2,917 + 1,666}{2} \cdot 3 \right] \frac{18\,000}{6} + 1,75 \cdot 6000 + 2,083 \cdot 4000 = 92\,833 \text{ m/kg} = 9\,283\,300 \text{ cm/kg.}$$

B. Der Träger ist durch bewegliche Belastung unmittelbar beansprucht.

Als bewegliche Belastung sei für die folgenden Beispiele die in Fig. 428 angegebene Belastungslokomotive in die Berechnung eingeführt.

Es ist ohne weiteres erkenntlich, dass die Einflussflächen genau so gezeichnet werden müssen, wie unter A, nur hat man die Lokomotive so aufzustellen, dass die zugehörigen y einen möglichst grossen Wert aufweisen.

I. Bestimmung des Auflagerdruckes.

Man lässt die Lokomotive soweit von rechts nach links über die Brücke vorfahren, bis das erste Rad der Lokomotive über A_1 steht.

Beispiel: Für die in Fig. 429 angegebenen Träger wird:

$$A_e = \frac{2 \cdot 10}{2 \cdot 2} \cdot \frac{6000}{10} = 3000 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{8,5}{2} [2 + 1,7 + 1,4 + 1,1 + 0,8] = 29,75 \text{ t} = 29\,750 \text{ kg}$$

$$A = 3000 + 29\,750 = 32\,750 \text{ kg.}$$

Fig. 428.

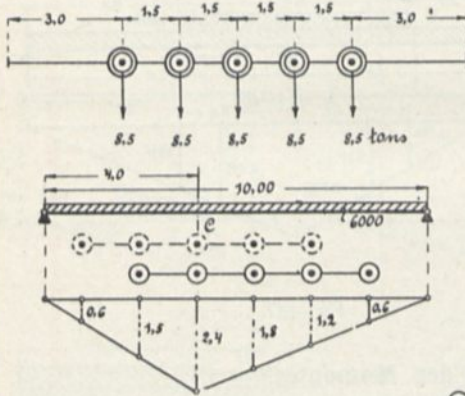


Fig. 430.

Fig. 429.

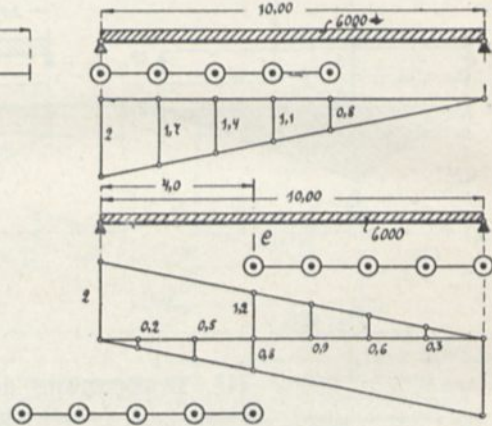


Fig. 431.

II. Bestimmung des Momentes im Querschnitt C.

Beispiel: Für den in Fig. 430 angegebenen Träger wird:

$$M_{e_c} = \frac{10 \cdot 2,4}{2} \cdot \frac{6000}{10} = 7200 \text{ m/kg} = 720\,000 \text{ cm/kg.}$$

Würde man zunächst das mittlere Rad der Lokomotive bei C annehmen und darauf das zweite Rad, so wird man finden, dass in beiden Fällen die Summe der y wieder gleich ist. Es würde also im vorliegenden Falle ganz gleich sein, welche Lokomotivstellung man annehmen würde.

Es wird

$$M_v = 8,5 [0,6 + 1,5 + 2,4 + 1,8 + 1,2] = 63,75 \text{ m/t} = 6\,375\,000 \text{ cm/kg.}$$

$$M = 720\,000 + 6\,375\,000 = 7\,095\,000 \text{ cm/kg.}$$

III. Bestimmung der Querkraft im Querschnitt C.

Während es beim Auflagerdruck und beim Momente darauf ankommt, nur die grössten Werte zu bestimmen, ist es bei der Querkraft häufig erforderlich, die grössten positiven und negativen Werte festzulegen. Die grössten positiven Werte werden gefunden, indem man den Belastungszug von rechts nach links bis zur Belastungsscheide C vorfahren lässt. Die grössten negativen Werte im umgekehrten Falle.

Beispiel: Für die in Fig. 431 angegebenen Träger wird:

$$Q_e = \frac{6000}{2 \cdot 10} \left[+ \frac{1,2 \cdot 6}{2} - \frac{0,8 \cdot 4}{2} \right] = + 600 \text{ kg}$$

$$+ Q_v = \frac{8,5}{2} [1,2 + 0,9 + 0,6 + 0,3] = + 12,75 \text{ t} = + 12\,750 \text{ kg}$$

$$- Q_v = \frac{8,5}{2} [0,8 + 0,5 + 0,2] = - 6,375 \text{ t} = - 6375 \text{ kg},$$

mithin

$$Q_{\max} = + 600 + 12\,750 = + 13\,350 \text{ kg}$$

$$Q_{\min} = + 600 - 6375 = - 5775 \text{ kg}.$$

Fig. 432.

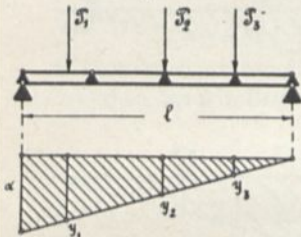


Fig. 433.

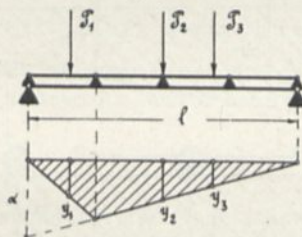


Fig. 434.

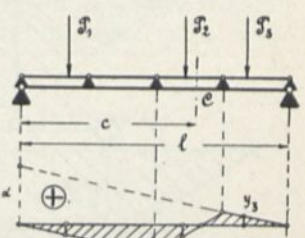
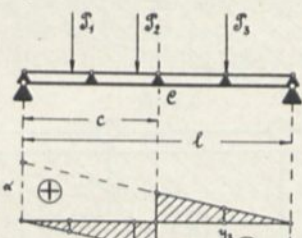
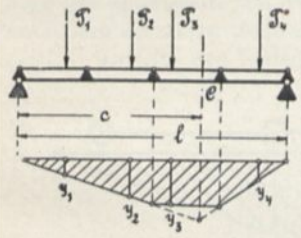
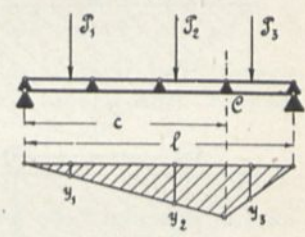


Fig. 435.

Fig. 436.

Fig. 437.

C. Der Träger ist durch stetige oder bewegliche Belastung mittelbar beansprucht.

I. Bestimmung des Auflagerdruckes.

Die Einflussfigur ist genau so, wie nachher (Fig. 432).

Es wird

$$A = \frac{1}{\alpha} [P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3].$$

II. Bestimmung der Auflagerreaktion.

Die zugehörige Einflussfigur ergibt sich nach Fig. 433, und es wird

$$A_r = \frac{1}{\alpha} [P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3].$$

III. Bestimmung des Momentes.

a) Der Querschnitt C liegt bei einem Nebenträger.

Die Einflussfigur wird genau so wie früher gezeichnet (Fig. 434) und es wird:

$$M_c = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3.$$

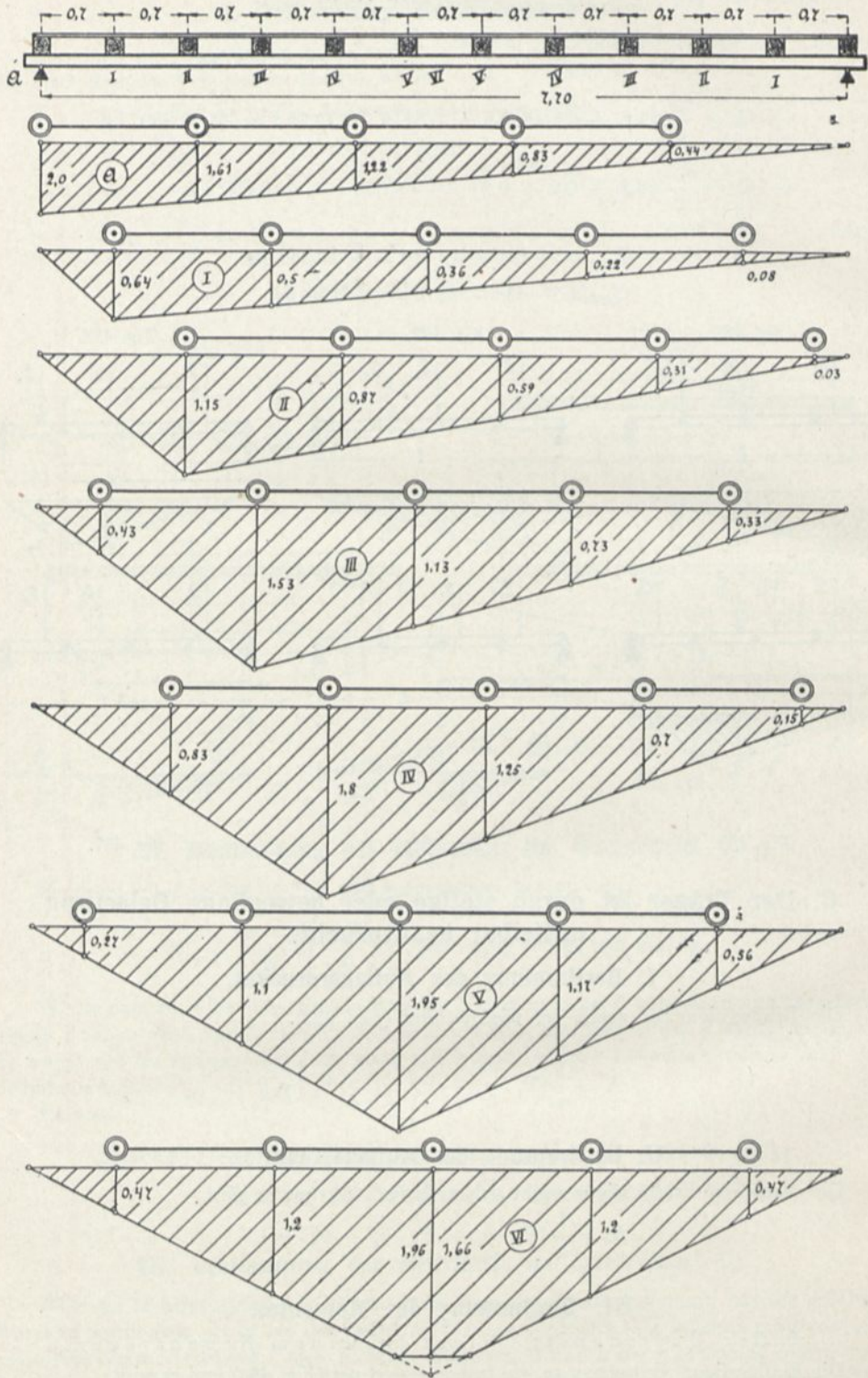


Fig. 438 a—h.

b) Der Querschnitt C liegt zwischen 2 Nebenträgern.

In diesem Falle hat man die untere Spitze der Einflussdreiecksfigur nach Fig. 435 abzuschneiden und es wird:

$$M_c = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 + P_4 \cdot y_4.$$

IV. Bestimmung der Querkräfte.

a) Der Querschnitt C liegt unter einem Nebenträger.

Die Einflussfigur ist dann genau so wie früher und es wird (Fig. 436):

$$Q_c = \frac{1}{\alpha} [-P_1 \cdot y_1 - P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3].$$

b) Der Querschnitt C liegt zwischen 2 Nebenträgern.

Die Einflussfigur gestaltet sich fast genau so wie unter a), nur dass man die Ausgleichsline zwischen den 2 in Betracht kommenden Nebenträgern zu ziehen hat (Fig. 437). Es wird:

$$Q_c = \frac{1}{\alpha} [-P_1 \cdot y_1 - P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3].$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen und oberliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 7,70 m. Es sind zu berechnen der Auflagerdruck und die Momente unter den einzelnen Schwellen und in Brückenmitte, wenn die Belastung durch Eigengewicht 0,4 t für den laufenden Meter beträgt (Fig. 438 a—h).

$$A_e = \frac{2 \cdot 7,7}{2 \cdot 2} \cdot 0,4 = 1,54 \text{ t} = 1540 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{8,5}{2} [2 + 1,61 + 1,22 + 0,83 + 0,44] = 26 \text{ t} = 26000 \text{ ,,}$$

$$\underline{A = 27540 \text{ kg}}$$

$$M_{I_e} = \frac{0,64 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 0,9856 \text{ m/t} = 98560 \text{ cm/kg}$$

$$M_{I_v} = 8,5 [0,64 + 0,5 + 0,36 + 0,22 + 0,08] = 15,3 \text{ m/t} = 1530000 \text{ ,,}$$

$$\underline{M_I = 1628560 \text{ cm/kg}}$$

$$M_{II_e} = \frac{1,15 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 1,771 \text{ m/t} = 177100 \text{ cm/kg}$$

$$M_{II_v} = 8,5 [1,15 + 0,87 + 0,59 + 0,31 + 0,03] = 25,075 \text{ m/t} = 2507500 \text{ ,,}$$

$$\underline{M_{II} = 2684600 \text{ cm/kg}}$$

$$M_{III_e} = \frac{1,53 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 2,3562 \text{ m/t} = 235620 \text{ cm/kg}$$

$$M_{III_v} = 8,5 [0,43 + 1,53 + 1,13 + 0,73 + 0,33] = 35,275 \text{ m/t} = 3527500 \text{ ,,}$$

$$\underline{M_{III} = 3763120 \text{ cm/kg}}$$

$$M_{IV_e} = \frac{1,8 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 2,772 \text{ m/t} = 277200 \text{ cm/kg}$$

$$M_{IV_v} = 8,5 [0,83 + 1,8 + 1,25 + 0,7 + 0,15] = 40,205 \text{ m/t} = 4020500 \text{ ,,}$$

$$\underline{M_{IV} = 4297700 \text{ cm/kg}}$$

$$M_{V_e} = \frac{1,95 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 3,003 \text{ m/t} = 300300 \text{ cm/kg}$$

$$M_{V_v} = 8,5 [0,27 + 1,1 + 1,95 + 1,17 + 0,56] = 42,925 \text{ m/t} = 4292500 \text{ ,,}$$

$$\underline{M_V = 4592800 \text{ cm/kg}}$$

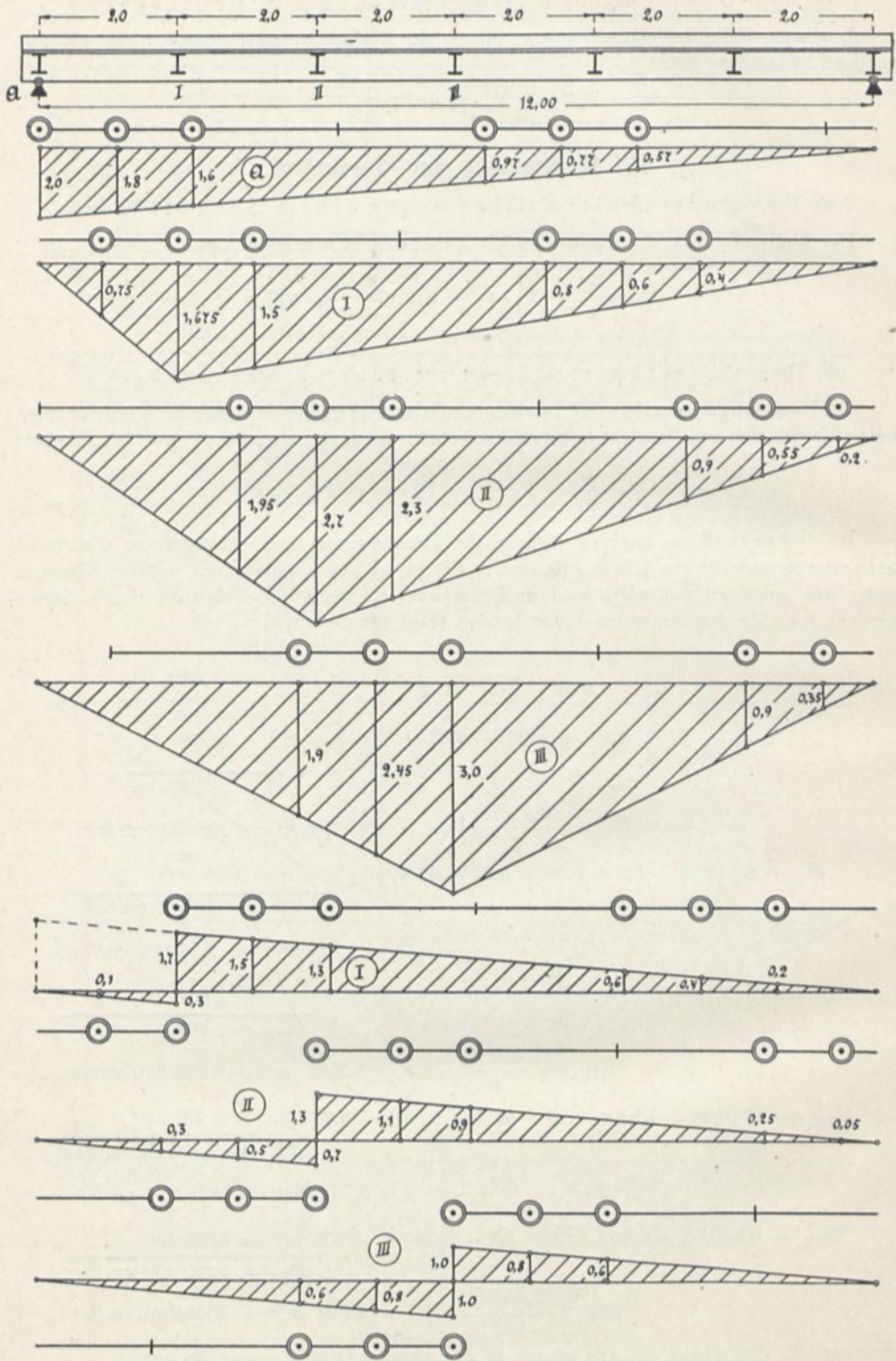


Fig. 439 a—h.

$$M_{VI_e} = \frac{1,96 \cdot 7,7}{2} \cdot 0,4 = 3,0184 \text{ m/t} = 301\,840 \text{ cm/kg}$$

$$M_{VI_v} = 8,5 [0,47 + 1,2 + 1,66 + 1,2 + 0,47] = 42,5 \text{ m/t} = 4\,250\,000 \text{ „}$$

$$M_{VI} = 4\,551\,840 \text{ cm/kg}$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Nebenbahn mit 1,0 m Spur und unterliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 12,00 m. Es sind zu bestimmen: der Auflagerdruck, die Momente und Querkräfte des Hauptträgers, wenn das Eigengewicht zu 0,5 t/lfd. m festgesetzt wurde (Fig. 439 a—h).

$$A_e = \frac{12 \cdot 2}{2 \cdot 2} \cdot 0,5 \dots \dots \dots = 3,00 \text{ t}$$

$$A_v = \frac{4,5}{2} [2 + 1,8 + 1,6 + 0,97 + 0,77 + 0,57] = 17,35 \text{ t}$$

$$A = 20,35 \text{ t}$$

$$M_{I_e} = \frac{1,675 \cdot 12}{2} \cdot 0,5 = 5,025 \text{ m/t} = 502\,500 \text{ cm/kg}$$

$$M_{I_v} = 4,5 [0,75 + 1,675 + 1,5 + 0,8 + 0,6 + 0,4] = 25,76 \text{ m/t} = 2\,576\,000 \text{ „}$$

$$M_I = 3\,078\,500 \text{ kg/cm}$$

$$M_{II_e} = \frac{2,7 \cdot 12}{2} \cdot 0,5 = 8,1 \text{ m/t} = 810\,000 \text{ cm/kg}$$

$$M_{II_v} = 4,5 [1,95 + 2,7 + 2,3 + 0,9 + 0,55 + 0,2] = 38,7 \text{ m/t} = 3\,870\,000 \text{ „}$$

$$M_{II} = 4\,680\,000 \text{ cm/kg}$$

$$M_{III_e} = \frac{3 \cdot 12}{2} \cdot 0,5 = 9,00 \text{ m/t} = 900\,000 \text{ cm/kg}$$

$$M_{III_v} = 4,5 [1,9 + 2,45 + 3 + 0,9 + 0,35] = 38,7 \text{ m/t} = 3\,870\,000 \text{ „}$$

$$M_{III} = 4\,770\,000 \text{ cm/kg}$$

$$Q_{I_e} = \frac{0,5}{2} \left[\frac{1,7 \cdot 10}{2} - \frac{0,3 \cdot 2}{2} \right] = + 2,04 \text{ t}$$

$$+ Q_{I_v} = \frac{4,5}{2} [1,7 + 1,5 + 1,3 + 0,6 + 0,4 + 0,2] = + 12,82 \text{ t}$$

$$- Q_{I_v} = \frac{4,5}{2} [0,3 + 0,1] = - 0,90 \text{ t}$$

$$Q_{II_e} = \frac{0,5}{2} \left[\frac{1,3 \cdot 8}{2} - \frac{0,7 \cdot 4}{2} \right] = + 0,95 \text{ t}$$

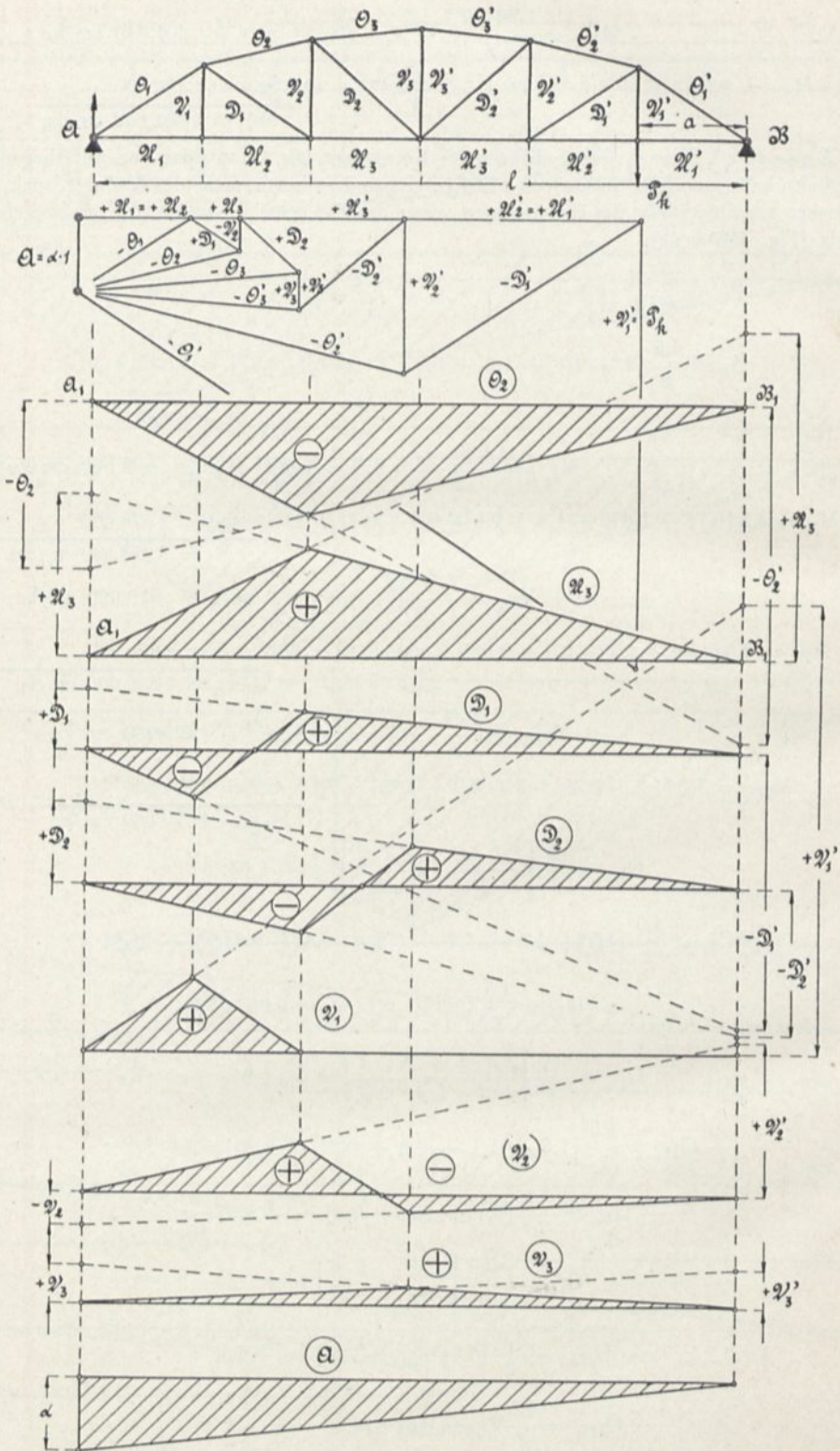
$$+ Q_{II_v} = \frac{4,5}{2} [1,3 + 1,1 + 0,9 + 0,25 + 0,05] = + 8,1 \text{ t}$$

$$- Q_{II_v} = \frac{4,5}{5} [0,7 + 0,5 + 0,3] = - 3,375 \text{ t}$$

$$Q_{III_e} = \frac{0,5}{2} \left[\frac{1 \cdot 6}{2} - \frac{1 \cdot 6}{2} \right] = 0$$

$$+ Q_{III_v} = \frac{4,5}{2} [1 + 0,8 + 0,6] = + 5,4 \text{ t}$$

$$- Q_{III_v} = \frac{4,5}{2} [1 + 0,8 + 0,6] = - 5,4 \text{ t}$$



F g. 440 a—k.

D. Der Fachwerkträger mit stetiger und beweglicher Belastung.

Die Konstruktion der Einflusslinien und -Flächen gestaltet sich hierbei in einfacher Weise folgendermassen:

Nachdem man die Stäbe, vergl. Fig. 440 a—k, bezeichnet hat, lässt man am linken Auflager A eine Kraft $A = 1$ nach oben wirken, indem man das rechte Auflager B als Drehpunkt annimmt und zeichnet den zugehörigen Kräfteplan. Wird $A = 1$ in einem a grösseren Werte aufgetragen, so hat man am Schlusse der Berechnung wieder durch a zu dividieren.

Die Kraft $A = 1$ würde ein Moment $A \cdot l$ hervorrufen. Um nun diesem Momente das Gleichgewicht zu halten, lässt man am 1. Knotenpunkt vom rechten Auflager eine Kraft P_k angreifen, welche ein Moment $P_k \cdot a$ erzeugt. Für Gleichgewicht muss dann sein:

$$P_k \cdot a = A \cdot l$$

$$P_k = \frac{A \cdot l}{a}$$

Diese Kraft P_k gibt dann auch an, ob der Kräfteplan richtig und genau gezeichnet wurde.

Um nun z. B. die Einflussfigur für O_2 festzulegen, trägt man senkrecht unter A_1 aus dem Kräfteplan O_2 ab und unter B_1 entsprechend O_2' . Die Werte sind nach unten abzutragen, da sie negativ (—) sind.

Einflussfigur für U_3 :

Man trägt senkrecht über A_1 den Wert U_3 und senkrecht über B_1 den Wert U_3' ab, beide Werte entnommen aus dem Kräfteplan $A = 1$.

Die Konstruktion der Einflussfigur für die Diagonalen und Vertikalen ist aus der Fig. 440 dann weiterhin leicht zu ersehen.

Die Belastungsscheide liegt bei den Diagonalen stets unter der Diagonalen, bei den Vertikalen im folgenden Felde, wenn belasteter Untergurt und im vorhergehenden Felde, wenn belasteter Obergurt vorhanden ist.

Beispiel: Eine Strassenbrücke mit obenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 20,00 m, eine Höhe von 2,5 m und sei in 8 Felder eingeteilt. Es sind die Stabspannungen zu berechnen, wenn die Belastung eines Knotenpunktes für Eigengewicht 4,00 t und für Verkehr 2,5 t beträgt (Fig. 441 a—s, Seite 174, links).

$$P_k = \frac{1 \cdot 20}{2,5} = 8 \text{ tons}$$

$$O_{1e} = 4 \quad \Sigma 3,5 = -14 \quad t$$

$$O_{3v} = 2,5 \quad \Sigma 3,5 = -8,75 \quad t$$

$$O_1 = -22,75 \quad t$$

$$O_{3e} = 4 \quad \Sigma 7,65 = -30,60 \quad t$$

$$O_{3v} = 2,5 \quad \Sigma 7,65 = -19,12 \quad t$$

$$O_3 = -49,72 \quad t$$

$$O_{2e} = 4 \quad \Sigma 6,1 = -24,4 \quad t$$

$$O_{2v} = 2,5 \quad \Sigma 6,1 = -15,25 \quad t$$

$$O_2 = -39,65 \quad t$$

$$O_{4e} = 4 \quad \Sigma 8 = -32,00 \quad t$$

$$O_{4v} = 2,5 \quad \Sigma 8 = -20,00 \quad t$$

$$O_4 = -52,00 \quad t$$

$$U_2 = (4 + 2,5) \Sigma 3,5 = +22,75 \quad t; \quad U_3 = 6,5 \Sigma 6,1 = +39,65 \quad t;$$

$$U_4 = 6,5 \Sigma 7,65 = +49,72 \quad t$$

$$D_{1e} = 4 \Sigma 5 = +20 \quad t; \quad D_{1v} = 2,5 \Sigma 5 = +12,5 \quad t$$

$$D_1 = 20 + 12,5 = 32,5 \quad t$$

$$D_{2e} = 4 \Sigma 3,68 - 0,17 = +14,04 \quad t; \quad D_{2v} = 2,5 \Sigma 3,68 = +9,2 \quad t;$$

$$D_{2v} = 2,5 \Sigma 0,17 = -0,425 \quad t$$

$$D_2 = +14,04 + 9,2 = +23,24 \quad t$$

$$D_2 = +14,04 - 0,425 = +13,615 \quad t$$

Fig. 443 a—i.

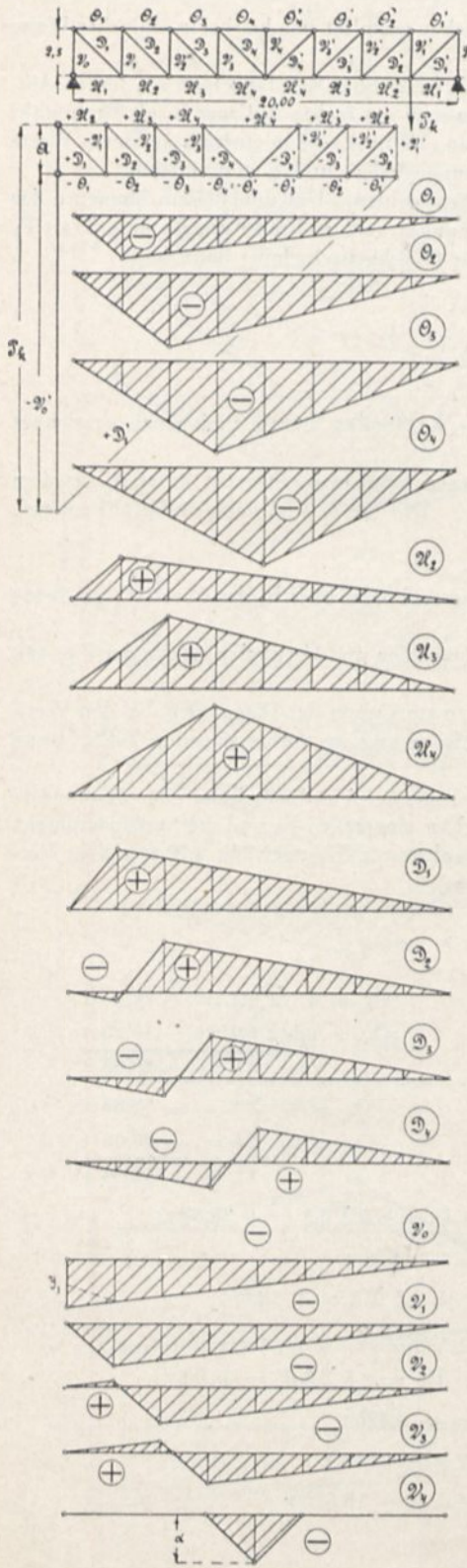


Fig. 441 a—s.

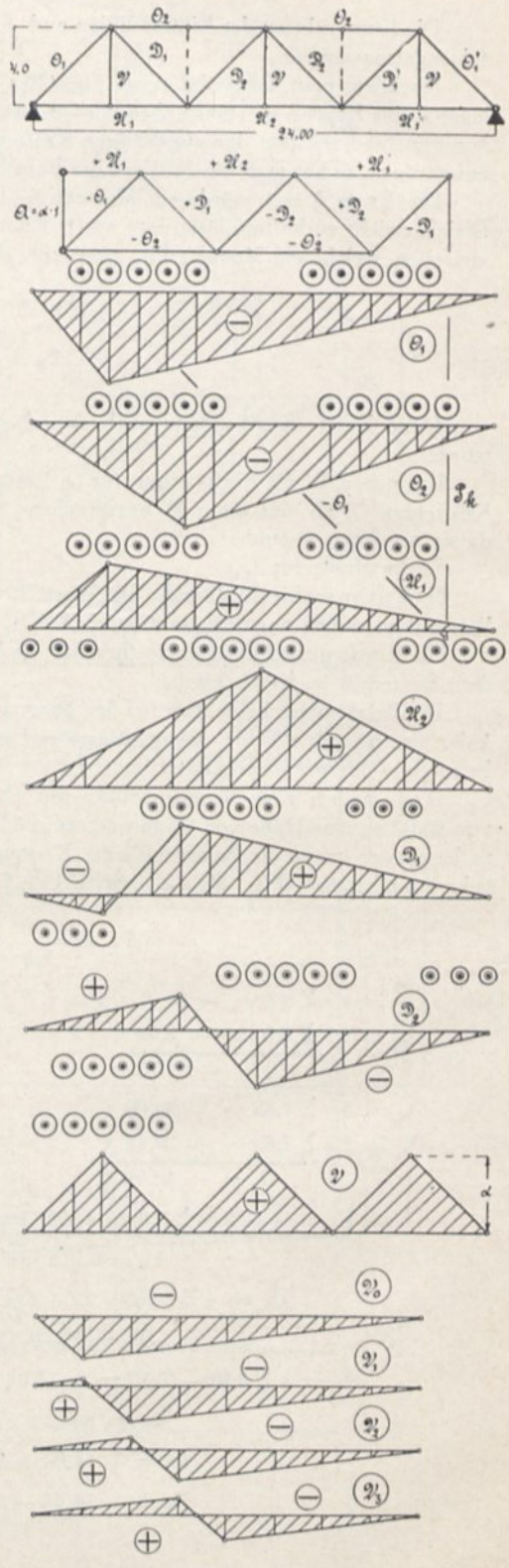


Fig. 442 a—d.

$$D_{3_e} = 4 \Sigma 2,69 - 0,56 = + 8,52 \text{ t}; \quad D_{3_v} = 2,5 \Sigma 2,69 = + 6,72 \text{ t};$$

$$D_{3_v} = 2,5 \Sigma 0,56 = - 1,4 \text{ t}$$

$$D_3 = 8,52 + 6,72 = + 15,24 \text{ t}$$

$$D_3 = 8,52 - 1,4 = + 7,12 \text{ t}$$

$$D_{4_e} = 4 \Sigma 1,76 - 1,05 = + 2,84 \text{ t}; \quad D_{4_v} = 2,5 \Sigma 1,76 = + 4,4 \text{ t};$$

$$D_{4_v} = 2,5 \Sigma 1,05 = - 2,63 \text{ t}$$

$$D_4 = 2,84 + 4,4 = + 7,24 \text{ t}$$

$$D_4 = 2,84 - 2,63 = + 0,21 \text{ t}$$

Bei den Vertikalen V_0 ist zu bemerken, dass die Knotenpunktsbelastung am Auflager nur halb so gross ist, man hat also entweder die Last nur halb zu nehmen oder aber, was einfacher ist, die erste Ordinate y nur halb zu nehmen.

$$V_{0_e} = 4 \Sigma 4 = - 16 \text{ t}; \quad V_{0_v} = 2,5 \Sigma 4 = - 10 \text{ t}$$

$$V_0 = 16 + 10 = - 26 \text{ t}$$

$$V_{1_e} = 4 \Sigma 3,5 = - 14 \text{ t}; \quad V_{1_v} = 2,5 \cdot \Sigma 3,5 = - 8,75 \text{ t}$$

$$V_1 = 14 + 8,75 = - 22,75 \text{ t}$$

$$V_{2_e} = 4 \Sigma 2,65 - 0,12 = - 10,12 \text{ t}; \quad V_{2_v} = 2,5 \Sigma 2,65 = - 6,63 \text{ t};$$

$$V_{2_v} = 2,5 \Sigma 0,12 = + 0,3 \text{ t}$$

$$V_2 = 10,12 + 6,63 = - 16,75 \text{ t}$$

$$V_2 = 10,12 - 0,3 = - 9,82 \text{ t}$$

$$V_{3_e} = 4 \Sigma 2,32 - 0,4 = - 7,68 \text{ t}; \quad V_{3_v} = 2,5 \Sigma 2,32 = - 5,8 \text{ t}; \quad V_{3_v} = 2,5 \Sigma 0,4 = + 1 \text{ t}$$

$$V_3 = 7,68 + 5,8 = - 13,48 \text{ t}$$

$$V_3 = 7,68 - 1 = - 6,68 \text{ t}$$

$$V_{4_e} = 4 \Sigma 1 = - 4 \text{ t}; \quad V_{4_v} = 2,5 \Sigma 1 = - 2,5 \text{ t}$$

$$V_4 = 4 + 2,5 = - 6,5 \text{ t}$$

Anmerkung: Soll die Fahrbahn „unten“ liegen, so ändern sich die Spannungen im Obergurt, im Untergurt und in den Diagonalen nicht, sondern nur in den Vertikalen (Fig. 442 a—d, Seite 174, unten rechts).

$$V_{0_e} = 4 \Sigma 3,5 = - 14 \text{ t}; \quad V_{0_v} = 2,5 \Sigma 3,5 = - 8,75 \text{ t}$$

$$V_0 = 14 + 8,75 = - 22,75 \text{ t}$$

$$V_{1_e} = 4 \Sigma 2,65 - 0,12 = - 10,12 \text{ t}; \quad V_{1_v} = 2,5 \Sigma 2,65 = - 6,63 \text{ t};$$

$$V_{1_v} = 2,5 \Sigma 0,12 = + 0,3 \text{ t}$$

$$V_1 = 10,12 + 6,63 = - 16,75 \text{ t}$$

$$V_1 = 10,12 - 0,3 = - 9,82 \text{ t}$$

$$V_{2_e} = 4 \Sigma 2,32 - 0,4 = - 7,68 \text{ t}; \quad V_{2_v} = 2,5 \Sigma 2,32 = - 5,8 \text{ t}; \quad V_{2_v} = 2,5 \Sigma 0,4 = + 1 \text{ t}$$

$$V_2 = 7,68 + 5,8 = - 13,48 \text{ t}$$

$$V_2 = 7,68 - 1 = - 6,68 \text{ t}$$

$$V_{3_e} = 4 \Sigma 1,32 - 0,73 = - 2,36 \text{ t}; \quad V_{3_v} = 2,5 \Sigma 1,32 = - 3,3 \text{ t}; \quad V_{3_v} = 2,5 \Sigma 0,73 = + 1,83 \text{ t}$$

$$V_3 = 2,36 + 3,3 = - 5,66 \text{ t}$$

$$V_3 = 2,36 - 1,83 = - 0,53 \text{ t}$$

$$V_4 = 0.$$

Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen und untenliegender Fahrbahn habe eine Spannweite von 24,00 m und eine Höhe von 4,0 m. Es sind die Spannungen in den Stäben zu bestimmen, wenn die Belastung für Eigengewicht 0,8 t für den lfd. m eines Trägers beträgt (Fig. 443 a—i, Seite 174, rechts).

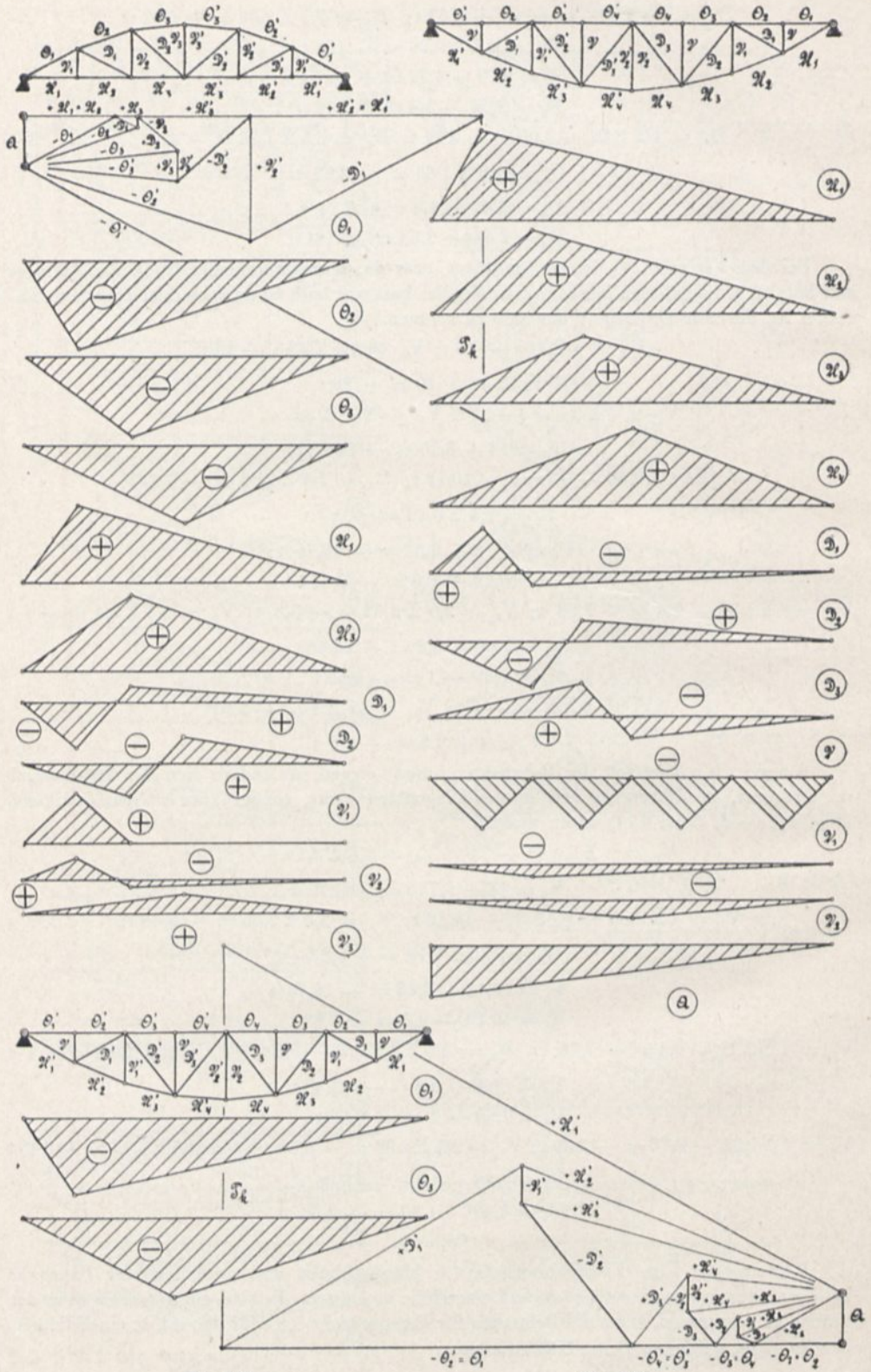


Fig. 444.

Fig. 445.

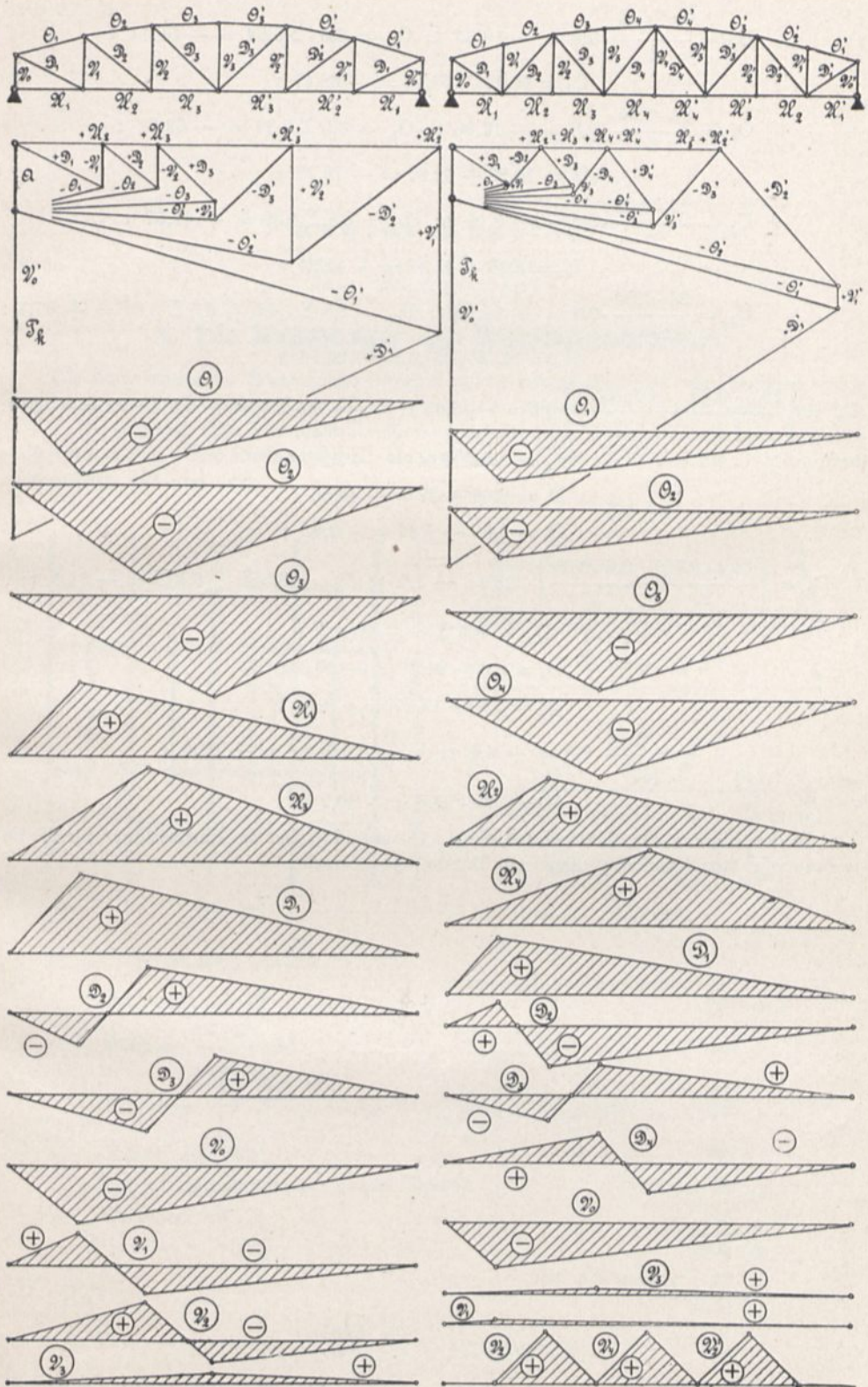


Fig. 446.

$$O_{1e} = \frac{24 \cdot 1,18}{2} \cdot 0,8 = -10,33 \text{ t}; \quad O_{1v} = 8,5 \cdot \Sigma 6,84 = -58,14 \text{ t}$$

$$O_1 = 10,33 + 58,14 = -68,47 \text{ t}$$

$$O_{2e} = \frac{24 \cdot 1,35}{2} \cdot 0,8 = -12,96 \text{ t}; \quad O_{2v} = 8,5 \Sigma 7,39 = -62,82 \text{ t}$$

$$O_2 = 12,96 + 62,82 = -75,78 \text{ t}$$

$$U_{1e} = \frac{24 \cdot 0,85}{2} \cdot 0,8 = +8,16 \text{ t}; \quad U_{1v} = 8,5 \Sigma 4,89 = +41,57 \text{ t}$$

$$U_1 = 8,16 + 41,57 = +49,73 \text{ t}$$

$$U_{2e} = \frac{24 \cdot 1,54}{2} \cdot 0,8 = +14,78 \text{ t}; \quad U_{2v} = 8,5 \Sigma 7,44 + 6,5 \Sigma 0,64 = +67,4 \text{ t}$$

$$U_2 = 14,78 + 67,4 = +82,18 \text{ t}$$

$$D_{1e} = \left[\frac{19,2 \cdot 0,93}{2} - \frac{4,8 \cdot 0,25}{2} \right] \cdot 0,8 = +6,66 \text{ t}; \quad D_{1v} = 8,5 \Sigma 3,65 + 6,5 \Sigma 0,92 = +37 \text{ t};$$

$$D_{1v} = 8,5 \Sigma 0,45 = -3,83 \text{ t}$$

$$D_1 = 6,66 + 37 = +43,66 \text{ t}$$

$$D_1 = 6,66 - 3,83 = +2,83 \text{ t}$$

$$D_{2e} = \left[\frac{14,4 \cdot 0,75}{2} - \frac{9,6 \cdot 0,45}{2} \right] \cdot 0,8 = -2,6 \text{ t}; \quad D_{2v} = 8,5 \Sigma + 6,5 \Sigma = -24,9 \text{ t};$$

$$D_{2v} = 8,5 \Sigma = +12,07 \text{ t}$$

$$D_2 = 2,6 + 24,9 = -27,5 \text{ t}$$

$$D_2 = 2,6 - 12,07 = +9,47 \text{ t}$$

$$V_e = \frac{1 \cdot 8}{2} \cdot 0,8 = +6,4 \text{ t}; \quad V_v = 8,5 \Sigma 2,8 = +23,8 \text{ t}$$

$$V = 6,4 + 23,8 = +30,2 \text{ t}$$

In den Figuren 444, 445 und 446, Seite 176 und 177, sind die Einflusslinien für die am gebräuchlichsten Brückensystemen zur Darstellung gebracht.

Achstes Kapitel.

Die Hauptträger.

A. Die Hauptträger der Walzbalkenbrücken.

Die Berechnung der Hauptträger dieser Brücken erfolgt genau so, wie die Berechnung der Längsträger. Es soll deshalb die Berechnung an folgenden Beispielen gezeigt werden.

1. Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für normalspurige Nebenbahnen habe eine Spannweite von 4,8 m. Die Entfernung der Hauptträger betrage 1,8 m und die Brückenbreite 4,50 m (Fig. 447 und 448).

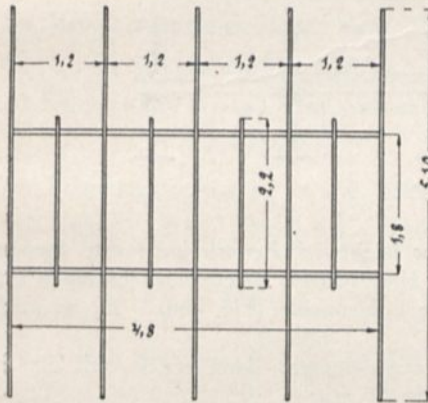


Fig. 447.

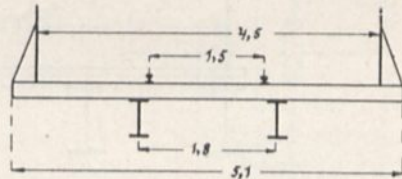


Fig. 448.

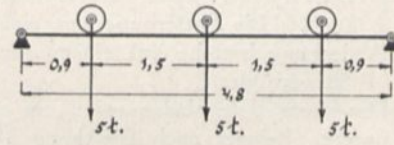


Fig. 449.

Es sei \square N. P 42 $\frac{1}{2}$ gewählt.

Schienen: 4,8 · 35	168 kg
Bohlen: $\frac{4,8 \cdot 4,5}{2} \cdot 60$	648 „
Schwellen: $\left[3 \cdot \frac{0,22 \cdot 0,2}{2} \cdot 5,1 + 4 \cdot \frac{0,22 \cdot 0,2}{2} \cdot 2,2 \right] \cdot 800$	424 „
Träger: 4,8 · 103	495 „
Nebenkonstruktion: 10% vom Träger	50 „
Geländer: 4,8 · 25	120 „
	1905 kg
	Zur Abrundung 15 „
	1920 kg

$$M_e = \frac{1920 \cdot 480}{8} = 115\,200 \text{ cm/kg.}$$

Für Verkehr tritt die ungünstigste Belastung ein, wenn das mittelste Rad der Lokomotive auf Trägermitte steht (Fig. 449)

$$A = 5 + \frac{5}{2} = 7,5 \text{ t}$$

$$M = 7,5 \cdot 2,4 - 5 \cdot 1,5 = 10,5 \text{ m/t} = 1\ 050\ 000 \text{ cm/kg.}$$

Die Maximalbeanspruchung beträgt mithin:

$$K = \frac{115\ 200 + 1\ 050\ 000}{1739} = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf Tafel II ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.

Zur gegenseitigen Versteifung der beiden Hauptträger wurden 4 Versteifungen, bestehend aus [N. P 14, angeordnet. Diese [-Eisen wurden durch Winkel 80 · 80 · 10^o und 20 mm Nietung mit den Hauptträgern verbunden.

Es wurde nur ein untenliegender Windverband, bestehend aus Winkel 65 · 65 · 7 und Flacheisen 65 · 7 angeordnet, dessen Dimensionierung sich wegen der kleinen Spannungen erübrigte.

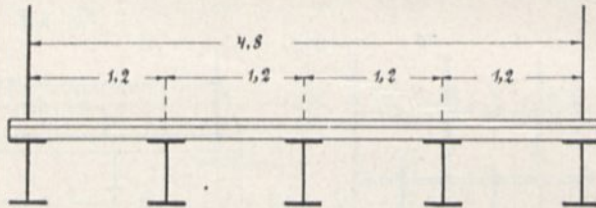


Fig. 450.

2. Beispiel: Eine Strassenbrücke für leichtes Fuhrwerk habe eine Spannweite von 8,00 m. Die Entfernung der einzelnen Hauptträger voneinander betragen 1,20 m. Die Abdeckung bestehe aus einem doppelten Bohlenbelag (Fig. 450). Es sei vorläufig [N. P 38 gewählt.

Der obere Bohlenbelag sei 6 cm stark angenommen, dann ergibt sich die Stärke des unteren Belages nach Gleichung 29, Seite 56, zu:

$$d = 0,112 \sqrt{\frac{1500 \cdot 120}{30}} = 8,67 \text{ cm}$$

und mit Einführung des Stosskoeffizienten für Bohlenbelag:

$$d = 0,112 \sqrt{\frac{1500 \cdot 1,15 \cdot 120}{30}} = 9,2 \text{ cm.}$$

Gewählt $d = 9 \text{ cm.}$

Moment, hervorgerufen durch Eigengewicht.

Bohlen: 8 · 1,2 · 10 (6 + 9)	1440 kg
Träger: 8 · 84	672 „
Nebenkonstruktion: 10 ^o / _o vom Träger	67 „
	2179 kg
	Zur Abrundung 21 „
	2200 kg

$$M_e = \frac{2200 \cdot 800}{8} = 220\ 000 \text{ cm/kg.}$$

Moment, hervorgerufen durch Verkehr.

I. Fall.

Die Brücke ist mit Menschen belastet.

Es seien 400 kg/m² gewählt.

$$P = 8 \cdot 1,2 \cdot 400 = 3840 \text{ kg}$$

$$M_v = \frac{3840 \cdot 800}{8} = 384\,000 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{220\,000 + 384\,000}{1262} = \frac{604\,000}{1262} = 478 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Fall.

Das linke Hinterrad steht auf Trägermitte (Fig. 451).

Der Raddruck einschl. Stosskoeffizient beträgt

$$P = 1,5 \cdot 1,15 = 1,725 \text{ t.}$$

Das Rad n erzeugt für den zu berechnenden Träger eine Reaktion von (Fig. 452):

$$P_1 = \frac{1,725 \cdot 0,3}{1,2} = 0,431 \text{ t.}$$

Das Menschengedränge hinter dem Wagen wiegt

$$P_2 = 3 \cdot 1,2 \cdot 350 = 1260 \text{ kg.}$$

Das Eigengewicht beträgt, vergl. vorher,

$$G = 2200 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 453 dargestellt.

$$A = \frac{2200}{2} + \frac{2156}{2} + \frac{2156 \cdot 6,8}{8} + \frac{1260 \cdot 1,5}{8}$$

$$= 4248 \text{ kg}$$

$$M = 4248 \cdot 400 - \frac{2200}{2} \cdot \frac{400}{2} - 2156 \cdot 280$$

$$= 875\,520 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{875\,520}{1262} = 694 \text{ kg/cm}^2.$$

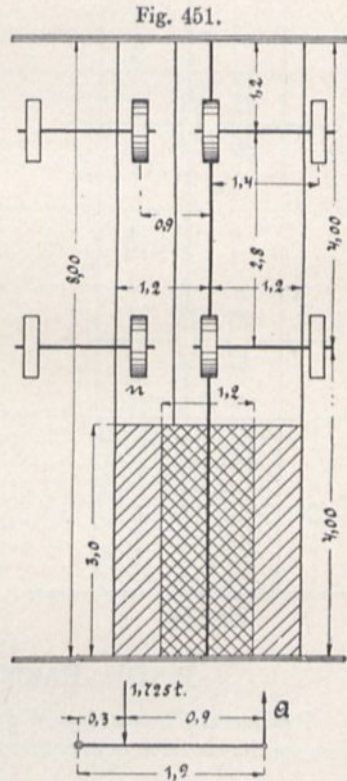


Fig. 452.

III. Fall.

Die Verkehrsbelastung sei an und für sich möglichst ungünstig auf den Träger gestellt.

Es ist dieses der Fall, wenn das Hinterrad nur $\frac{2,8}{4} = 0,7 \text{ m}$ von Trägermitte entfernt liegt (Fig. 454).

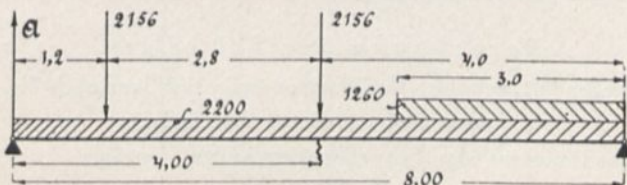


Fig. 453.

Die Raddrücke einschl. Stosskoeffizient und Reaktion betragen

$$P = 1,725 + 0,431 = 2,156 \text{ t.}$$

Die Menschenbelastung hinter dem Wagen wiegt:

$$P_2 = 2,3 \cdot 1,2 \cdot 350 = 966 \text{ kg.}$$

Das Belastungsschema ist in Fig. 455 dargestellt.

$$A = \frac{2200}{2} + \frac{966 \cdot \frac{2,3}{2} + 2156 (3,3 + 6,1)}{8} = 3772 \text{ kg}$$

$$M = 3772 \cdot 4,70 - 2156 \cdot 2,80 - \frac{2200}{8} \cdot 4,7 \cdot \frac{4,70}{2} = 865\,420 \text{ cm/kg}$$

$$K = \frac{865\,420}{1262} = 686 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf Tafel III ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.

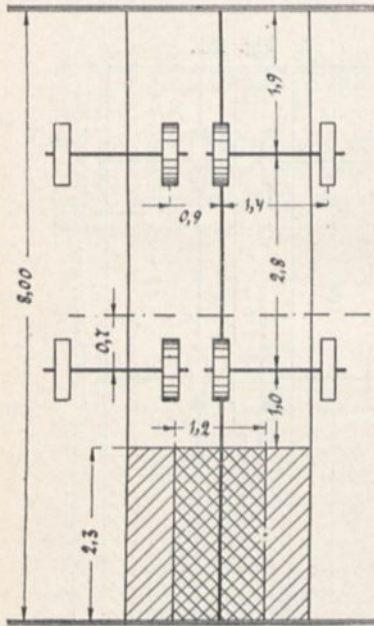


Fig. 454.

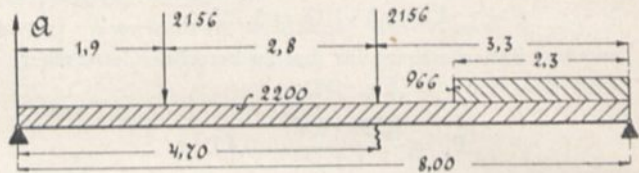


Fig. 455.

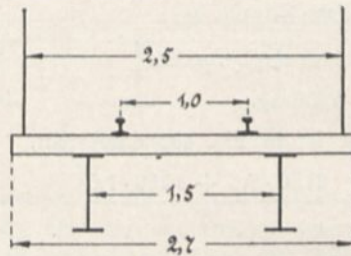


Fig. 456.

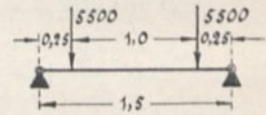


Fig. 457.

B. Die Hauptträger der Blechträgerbrücken.

Reichen als Hauptträger Walzbalkenträger nicht mehr aus, so geht man zu Blechträgern über, welche bis 18,00 m Spannweite in Anwendung kommen. Die Höhe der Blechträger macht man, wenn es die Konstruktion zulässt $\infty \frac{1}{10}$ der Spannweite. Im übrigen gilt hier alles, was im Kapitel über den Blechträger gesagt wurde.

1. Beispiel: Eine Blechträgerbrücke mit oberliegender Fahrbahn für Nebenbahnen mit 1,00 m Spur habe eine Spannweite von 6,00 m. Die Entfernung der Hauptträger voneinander sei zu 1,5 m gewählt (Fig. 456).

Berechnung der Schwellen.

Es seien Schwellen $20/24$ gewählt. Das Moment ergibt sich dann nach Fig. 457 zu:

$$M = 5500 \cdot 25 = 137\,500 \text{ cm/kg.}$$

Das Widerstandsmoment des Schwellenquerschnittes beträgt:

$$W = \frac{20 \cdot 24^2}{6} = 1920 \text{ cm}^3,$$

mithin

$$K = \frac{137\,500}{1920} = 71,6 \text{ kg/cm}^2.$$

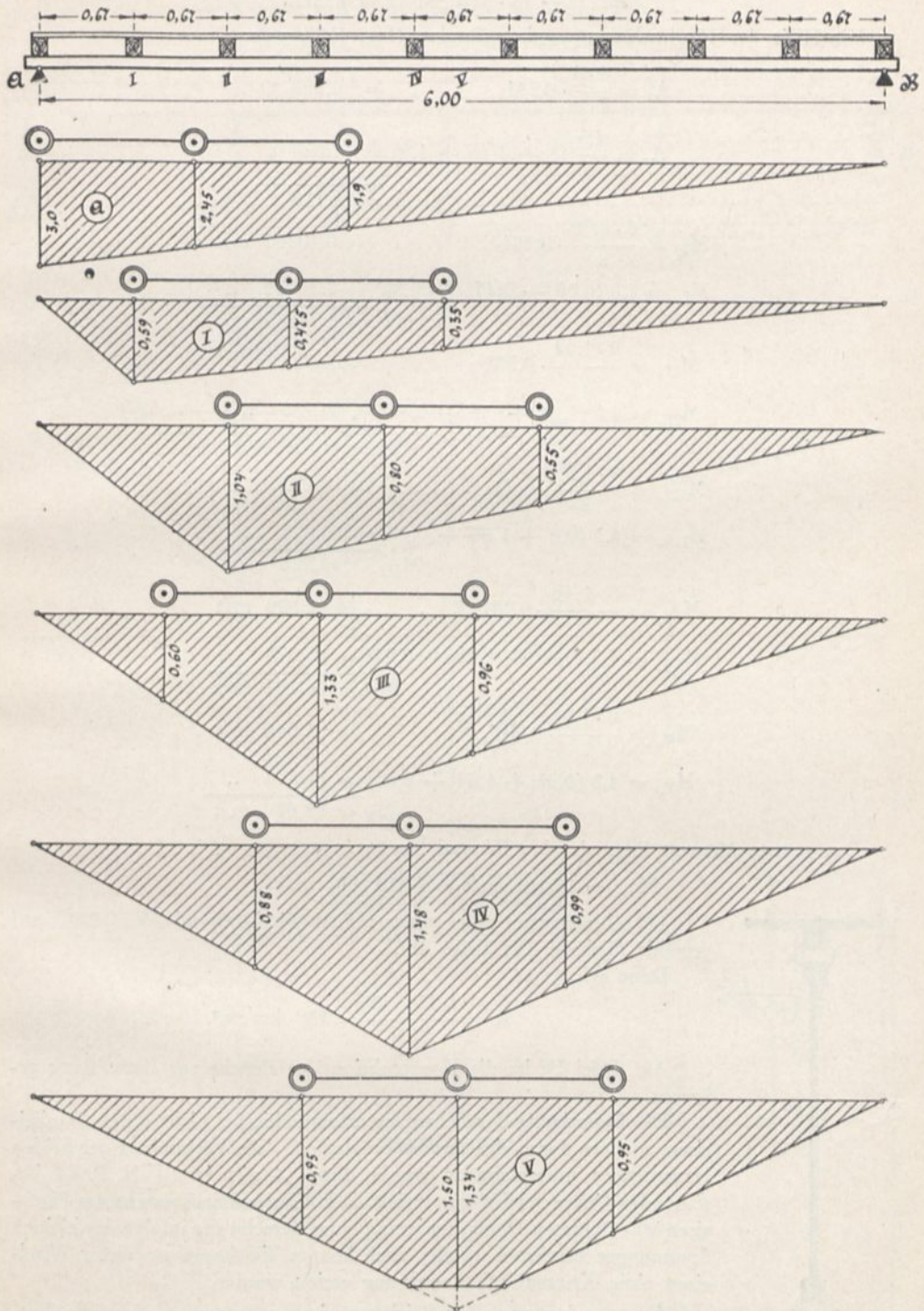


Fig. 458 a—g.

Nach Seite 7 ergibt sich das Eigengewicht für den lfd. m eines Hauptträgers zu:

$$g = 153 + 13 \cdot 6 = 231 \text{ kg} = 0,231 \text{ t.}$$

Mit Hilfe der Einflusslinien wurde gefunden (Fig. 458 a—g):

$$A_e = \frac{6 \cdot 3}{2 \cdot 3} \cdot 0,231 \dots = 0,693 \text{ t}$$

$$A_v = \frac{4,5}{3} (3 + 2,45 + 1,9) = 11,025 \text{ t}$$

$$A = \underline{11,718 \text{ t}}$$

$$M_{I_e} = \frac{6 \cdot 0,59}{2} \cdot 0,231 \dots = 0,40887 \text{ m/t}$$

$$M_{I_v} = 4,5 (0,59 + 0,475 + 0,35) = 6,36759 \text{ ,,}$$

$$M_I = \underline{6,77637 \text{ m/t}}$$

$$M_{II_e} = \frac{6 \cdot 1,04}{2} \cdot 0,231 \dots = 0,721 \text{ m/t}$$

$$M_{II_v} = 4,5 (1,04 + 0,8 + 0,55) = 10,755 \text{ ,,}$$

$$M_{II} = \underline{11,476 \text{ m/t}}$$

$$M_{III_e} = \frac{6 \cdot 1,33}{2} \cdot 0,231 \dots = 0,921 \text{ m/t}$$

$$M_{III_v} = 4,5 (0,6 + 1,33 + 0,96) = 13,005 \text{ ,,}$$

$$M_{III} = \underline{13,926 \text{ m/t}}$$

$$M_{IV_e} = \frac{6 \cdot 1,48}{2} \cdot 0,231 \dots = 1,026 \text{ m/t}$$

$$M_{IV_v} = 4,5 (0,88 + 1,48 + 0,99) = 15,075 \text{ ,,}$$

$$M_{IV} = \underline{16,101 \text{ m/t}}$$

$$M_{V_e} = \frac{6 \cdot 1,5}{2} \cdot 0,231 \dots = 1,040 \text{ m/t}$$

$$M_{V_v} = 4,5 (0,95 + 1,34 + 0,95) = 14,580 \text{ ,,}$$

$$M_V = \underline{15,620 \text{ m/t}}$$

Das grösste Moment liegt also bei IV und beträgt:

$$M_{\max} = 16,101 \text{ m/t} = 1\,610\,100 \text{ cm/kg.}$$

Es sei nebenstehender Querschnitt (Fig. 459) mit $W = 2207 \text{ cm}^3$ gewählt (Tabelle IV, Seite 42).

Dann wird

$$K = \frac{1\,610\,100}{2207} = 730 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf Tafel IV ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.

Die Befestigung der Schwellen erfolgte hierbei nicht durch Winkel-eisen, sondern durch eine Art Hakenplatten. Die Verbindung der beiden Hauptträger untereinander wurde durch 4 aus je 2 [N. P. 14 bestehende Querversteifungen erzielt. Der Windverband besteht aus Flach-eisen 80 · 10, deren Dimensionierung ohne Berechnung infolge der kleinen Spannungen bestimmt wurde; auch konnte ein Anschluss dieser Wind-eisen ohne Knotenblech-Anordnung erzielt werden.

Anmerkung: Zur Zeichnung ist zu bemerken, dass die Ent-fernung von Geländer zu Geländer statt 2,5 m hätte $2,9 + 2 \cdot 0,2 = 3,3 \text{ m}$ gemäss des Normalprofils des lichten Raumes betragen müssen.

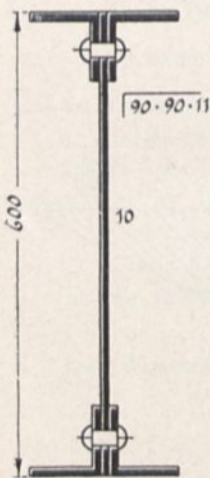


Fig. 459.

2. Beispiel: Eine Eisenbahnbrücke für Hauptbahnen mit untenliegender Fahr-
bahn habe eine Spannweite von 12 m und eine Hauptträgerentfernung von 4,50 m.

Nach Tabelle Seite 6 ergibt sich das Gesamteigengewicht zu
 $g = 725 \text{ kg}$ für den lfd. m eines Trägers.

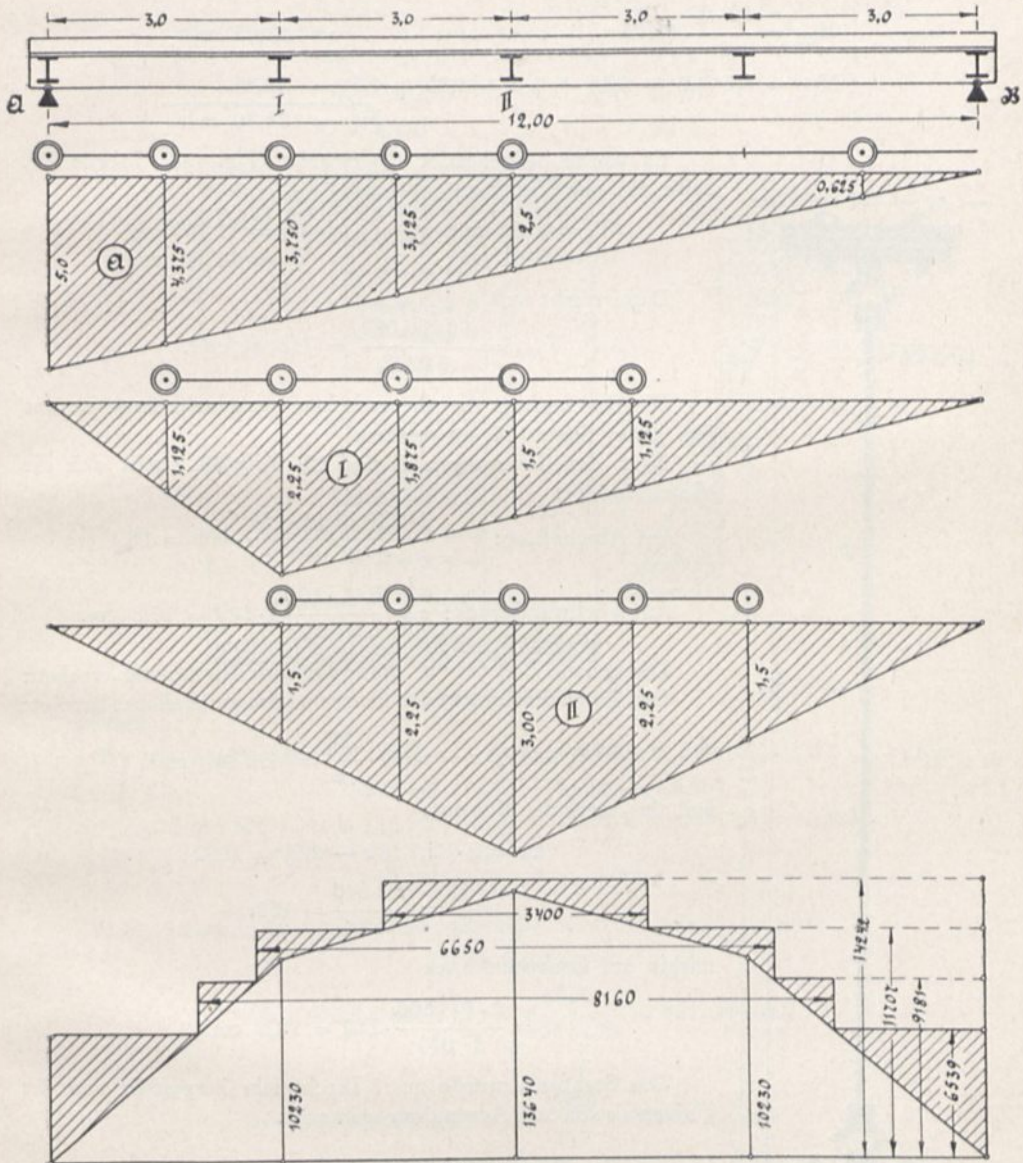


Fig. 460 a—e.

Mit Hilfe der Einflusslinien (Fig. 460 a—e) wurden gefunden:

$$A_e = \frac{12 \cdot 5}{2 \cdot 5} \cdot 0,725 \dots \dots \dots = 4,35 \text{ t}$$

$$A_v = \frac{8,5}{5} (5 + 4,375 + 3,75 + 3,125 + 2,5) + \frac{6,5}{5} \cdot 0,625 = 32,68 \text{ t}$$

$$A = 37,04 \text{ t}$$

$$M_{I_e} = \frac{12 \cdot 2,25}{2} \cdot 0,725 \dots \dots \dots = 9,7875 \text{ m/t}$$

$$M_{I_v} = 8,5 (1,125 + 2,25 + 1,875 + 1,5 + 1,125) = 66,9375 \text{ ,,}$$

$$M_I = 76,725 \text{ m/t}$$

$$M_{II_e} = \frac{12 \cdot 3}{2} \cdot 0,725 \dots \dots \dots = 13,05 \text{ m/t}$$

$$M_{II_v} = 8,5 (1,5 + 2,25 + 3,0 + 2,25 + 1,5) = 89,25 \text{ ,,}$$

$$M_{II} = 102,30 \text{ m/t}$$

Es wurde beistehender Querschnitt (Fig. 461, Tabelle IV, Seite 42) gewählt, mit

$$W_0 = 6539 \text{ cm}^3 \qquad W_2 = 11\,707 \text{ cm}^3$$

$$W_1 = 9181 \text{ cm}^3 \qquad W_3 = 14\,242 \text{ cm}^3$$

Dann ergibt sich

$$K_{\max} = \frac{10\,230\,000}{14\,242} = 718 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bestimmung der theoretischen Gurtplattenlänge ist aus Fig. 460e, Seite 185, zu erschen.

Nach den Gleichungen 21 und 22, Seite 38, ergibt sich die Nietteilung zu:

$$\text{Auf Abscherung: } e = \frac{2 \cdot 2,3^2 \cdot 3,14 \cdot 750}{4 \cdot 37\,040} \cdot 109 = 18,4 \text{ cm}$$

$$\text{Auf Lochwanddruck: } e = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1500}{37\,040} \cdot 109 = 10,2 \text{ cm.}$$

Die genaue Berechnung würde folgende Nietteilung ergeben: Das Trägheitsmoment des Querschnittes am Auflager beträgt:

$$J_0 = W_0 \cdot r = 6539 \cdot \frac{120}{2} = 392\,340 \text{ cm}^4$$

und das statische Moment:

$$S_0 = 2 \cdot 22,7 (60 - 2,9) = 2592$$

$$\frac{J_0}{S_0} = \frac{392\,340}{2592} = 152,$$

mithin auf Lochwanddruck

$$l = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1500}{37\,040} \cdot 152 = 12,5 \text{ cm.}$$

Das Stehblech wurde aus 3 Blechtafeln hergestellt und der Universalstoss zur Anwendung gebracht.

Berechnung des Stosses.

Das vom Stosse aufzunehmende Moment beträgt nach Gleichung 20, Seite 36:

$$M = 750 \frac{1 \cdot 120^3}{6 \cdot 127,2} = 1\,694\,120 \text{ cm/kg.}$$

Nach umstehender Fig. 462 a und b ergibt sich das Nietmoment zu M' , wenn man die Spannung in einem Niet einer horizontalen Nietreihe mit $h_1, h_2 \dots$ bezeichnet.

$$M = 2 \cdot 3 [h_1 \cdot 46,75 + h_2 \cdot 38,25 + h_3 \cdot 29,75 + h_4 \cdot 21,25 + h_5 \cdot 12,75 + h_6 \cdot 4,25].$$

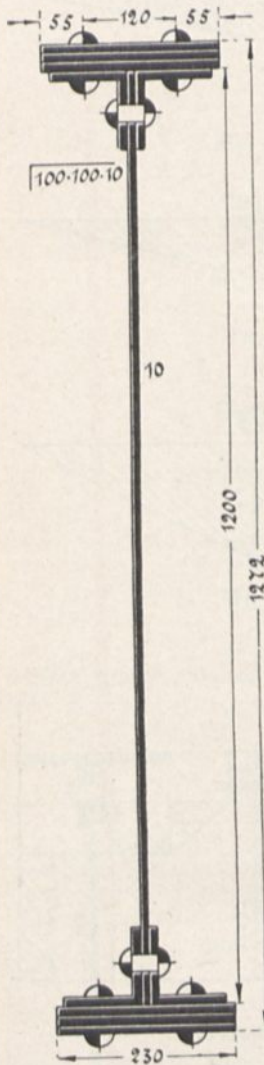


Fig. 461.

Zwischen beiden Gurtungen sind die Wandglieder angeordnet, welche je nach ihrer lot-rechten oder schiefen Lage Vertikalen bzw. Diagonalen genannt werden. Diejenigen Stellen, an welchen die einzelnen Stäbe zusammenstossen, heissen Knotenpunkte.

In den Fig. 463 a—s sind eine Reihe der am gebräuchlichsten Fachwerke dargestellt, wozu folgendes kurz bemerkt werden möge:

Die Figuren a und b stellen zwei Parallelträger dar, welche sowohl für obenliegende als auch für untenliegende Fahrbahn in Anwendung kommen können.

Die Figuren c bis f zeigen Trapezträger, und zwar Fig. c und d für untenliegende und Fig. e und f für obenliegende Fahrbahn.

Bei den Parallel- und Trapezträgerfachwerkbrücken macht man die Höhe $h = \frac{1}{8} \infty \frac{1}{10}$ der Spannweite, doch sollte niemals unter $\frac{1}{10}$ gegangen werden. Die Neigung der Diagonalen soll möglichst einen Winkel von 45° bilden, um guten Anschluss und gute Kraftübertragung zu erzielen.

Da man nun die Feldlänge, d. h. die Entfernung von Querträger zu Querträger, nicht gerne grösser als 5,5 m ausführt, so ist aus diesen Angaben die Festlegung der Systemlinien oder Netzlinien leicht durchzuführen. Die Spannweite dieser Brücken kann bis ∞ 54,00 m zur Anwendung kommen.

Soll der Parallelträger für grössere Spannweiten zur Ausführung kommen, so baut man in das Hauptssystem ein Nebensystem ein und gelangt so zum sogenannten Pettit-Träger, und zwar Fig. g für obenliegende und Fig. h für untenliegende Fahrbahn.

Für die Berechnung der Spannungen in den Stäben dieser letzten Trägerarten ist folgendes zu erwähnen:

Die Spannungen im Untergurt, in den Vertikalen und den unteren Teilen der Diagonalen, erleiden durch das sekundäre Fachwerk keine Änderung. Die Spannungen in den Nebendiagonalen und Nebenvertikalen werden mit Hilfe eines einfachen Kräfteplanes gefunden, indem man die Nebenvertikale möglichst schwer belastet.

Die Spannung im oberen Teil der Hauptdiagonale wird gefunden, indem man bei der Konstruktion der Einflusslinie für diesen Stab zur Bestimmung der Belastungsgrenze nicht die Endpunkte der ganzen Diagonale, sondern nur die Enden der oberen Halbdagonalen herablotet.

Diese Brücken finden für Spannweiten bis 100,00 m und darüber Anwendung.

In den Figuren i bis o sind Parabel- und Segmentbogenträger dargestellt. Die Pfeilhöhe dieser Träger macht man $f = \frac{1}{6} \infty \frac{1}{8}$ der Spannweite. Ferner ist zu bemerken, dass bei Anwendung nach Fig. i, k, m und n die Diagonalen in der Mitte möglichst einen Winkel von 45° bilden sollen, bei Anwendung Fig. l und o einen solchen von ca. 60° .

Hat man dem System die Parabel zugrunde gelegt, so bestimmen sich die genauen Höhen der einzelnen Parabelpunkte nach der Gleichung:

$$h_x = \frac{4 \cdot f}{l^2} \cdot (l - x) \cdot x \dots \dots \dots (89)$$

und bei dem Kreissegmentbogen zu:

$$h_x = \sqrt{(r - f)^2 + x(l - x)} - (r - f) \dots \dots \dots (90)$$

für

$$r = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$$

Es bedeuten:

- h_x die zu berechnende Höhe in m,
- f die Pfeilhöhe des Trägers in m,
- l die Spannweite des Trägers in m,
- x der Abstand der zu berechnenden Höhe vom linken Auflager in m,
- r der Bogenradius beim Segment in m.

Die Baulänge dieser Brücken kann bis 54 m betragen.

In den Figuren p und q sind zwei Systeme von Halbparabelträgern dargestellt, welche Spannweiten bis 54,00 m zulassen, während die Konstruktion nach Fig. r mit sekundärem Fachwerk bis 100 m und darüber hinaus Anwendung finden kann.

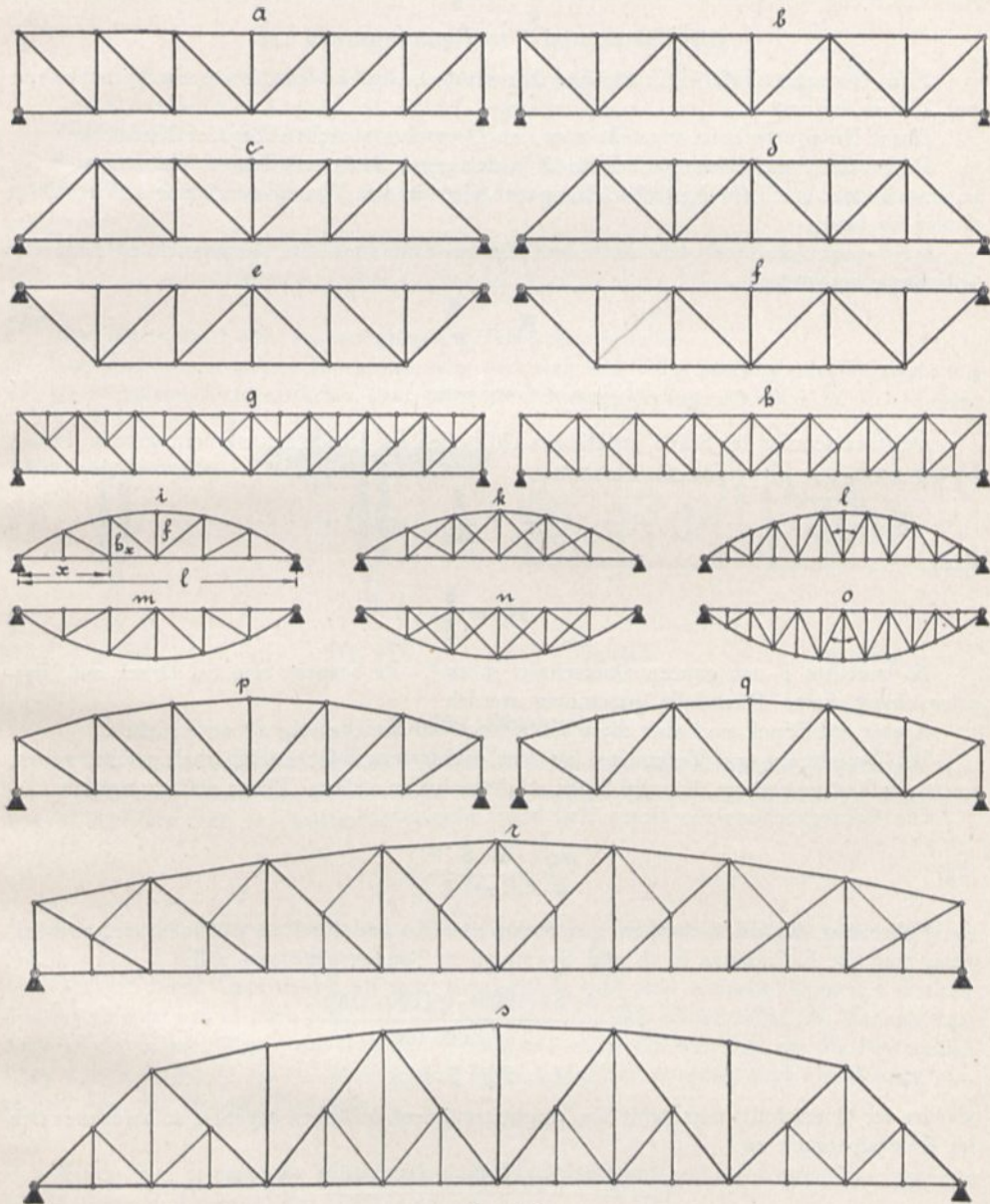


Fig. 463.

Schliesslich stellt Fig. s einen Fachwerkträger dar, welcher bis 140,00 m Spannweite zur Anwendung gekommen ist.

Nachdem man sich nach vorstehenden Angaben für ein System entschieden hat, hat man zunächst die ganz genauen Masse des Netzes festzustellen.

In Bezug auf das gefundene System sind die einzelnen Querschnitte so anzuordnen, dass die Schwerlinien genau mit den Netzlinien zusammenfallen.

II. Berechnung der Stabquerschnitte.

Der Querschnitt der Stäbe, welche ausschliesslich auf Zug beansprucht werden, ist auf Zug nach der Gleichung zu bestimmen:

$$F_n = \frac{S}{K_z} \dots \dots \dots (91)$$

F_n = Nutzquerschnitt in cm^2 , S = Spannung in kg , k_z = zulässige Inanspruchnahme auf Zug in kg/cm^2 .

Unter Nutzquerschnitt versteht man den Querschnitt nach Abzug der Nietlöcher.

Da bei den Anschlüssen nach Seite 15 in der ersten Reihe möglichst 1 Niet zu setzen ist, so braucht man auch für Nietschwächung vor allem in den Wandgliedern nur 1 Nietloch in Abzug zu bringen.

Ist dagegen der Stabquerschnitt gewählt, so kann man die Beanspruchung nach der Gleichung bestimmen

$$K_z = \frac{S}{F_n} \dots \dots \dots (92)$$

Der Querschnitt der Stäbe, welche ausschliesslich auf Druck beansprucht werden, ist auf Druck nach der Gleichung zu bestimmen:

$$F = \frac{S}{K_d} \dots \dots \dots (93)$$

bezw.

$$K_d = \frac{S}{F} \dots \dots \dots (94)$$

Es bedeutet F den ganzen Querschnitt in cm^2 . Es braucht also bei Druck auf Nietschwächung keine Rücksicht genommen werden.

Ausser auf Druck sind aber diese Stäbe noch auf Knickgefahr zu untersuchen.

Bei Berechnung auf Zerknicken ist eine mindestens 5fache Sicherheit nachzuweisen, unter der Voraussetzung, dass die Stäbe an ihren Enden in ihrer Ebene geführt werden.

Die Knickgleichung für diesen Fall heisst allgemein:

$$J = \frac{n \cdot S \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E}$$

Führt man für die Sicherheit $n = 5$, für $\pi^2 = 10$ und für $E = 2\,000\,000$ ein, so wird, wenn man die Knicklänge in m und Spannung in Tonnen einführen will:

$$J = \frac{5 \cdot S \cdot (1000) \cdot l^2 (100 \cdot 100)}{10 \cdot 2\,000\,000}$$

$$J = 2,5 \cdot S \cdot l^2 \dots \dots \dots (95)$$

oder ist der Querschnitt und somit das Trägheitsmoment desselben gegeben, so berechnet sich die Knicksicherheit zu:

$$J_{\min} = \frac{n \cdot S \cdot (1000) \cdot l^2 (100 \cdot 100)}{10 \cdot 2\,000\,000}$$

$$n = \frac{10 \cdot 2\,000\,000 \cdot J_{\min}}{S \cdot (1000) \cdot l^2 (100 \cdot 100)}$$

$$n = \frac{2 \cdot J_{\min}}{S \cdot l^2} \dots \dots \dots (96)$$

Sollte ein Stab, wie es z. B. bei den Diagonalen vorkommen kann, je nach der Stellung der Verkehrsbelastung auf Zug oder auf Druck beansprucht werden können, so ist dieser Stab auf Zug und Zerknicken zu berechnen.

III. Formgebung der Stabquerschnitte.

- Für die Bestimmung der Stabquerschnitte sind folgende Grundsätze massgebend:
- Der Querschnitt soll möglichst einfach gestaltet sein.
- Der Querschnitt soll stabil sein.
- Der Querschnitt soll eine gute und einfache Knotenpunktausbildung zulassen.
- Der Querschnitt soll so gestaltet sein, dass eine Bildung von Wassersäcken ausgeschlossen ist.
- Der Querschnitt soll in der Weise ausgebildet werden, dass er überall leicht zugänglich und leicht zu kontrollieren ist, ferner, dass der Anstrich ohne Hindernisse erneuert werden kann.
- Der Querschnitt soll aus gangbaren Eisensorten bestehen.
- Der Querschnitt soll so beschaffen sein, dass sich eine Vergrößerung oder Verringerung des Querschnittes leicht erreichen lässt, ohne die Schwerpunktslage erheblich zu verschieben.

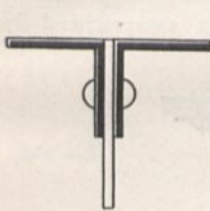


Fig. 464.

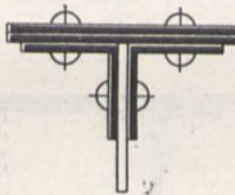


Fig. 467.

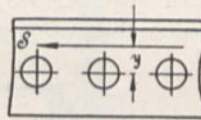


Fig. 465.

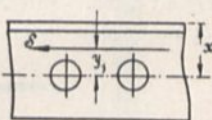


Fig. 466.

1. Der Obergurt.

a) Der Querschnitt besteht aus 2 Winkleisen, welche das Knotenblech zwischen sich fassen (Fig. 464). Dieser Querschnitt kann nur bei leichten Brücken zur Anwendung kommen. Die Winkleisen sind in Abständen von

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot J_{\min}}{2,5 \cdot S}} \dots \dots \dots (97)$$

mindestens miteinander zu verbinden. Es bedeuten: J_{\min} das kleinste Trägheitsmoment eines Winkels und S die Stabspannung in t .

Obwohl dieser Querschnitt an sich sehr einfach und eine einfache Knotenpunktausbildung zulässt, hat er doch folgenden grossen Nachteil. Die Schwerachse des Winkels liegt nahe an der Ecke. Wenn man nun den Winkel mit seiner Schwerachse auf die Systemlinie legen würde, so würde, da die Niete auf die Wurzelmasslinie zu setzen sind, ein Moment entstehen von der Grösse (Fig. 465)

$$M = S \cdot y$$

Würde man dagegen die Winkel mit ihrer Wurzelmasslinie auf die Systemlinie legen, so würde dasselbe Moment (Fig. 466)

$$M = S \cdot y$$

erzeugt.

Es ist also der Obergurt in diesem Falle nicht allein auf Druck und Zerknicken, sondern auch auf Zerknicken nebst Druck und Biegung zu berechnen.

Dieser Nachteil wird noch ungünstiger, wenn nach Fig. 467 auf die Winkel zur Verstärkung noch Gurtlamellen genietet werden.

b) Der Querschnitt besteht aus 2 Winkleisen mit dazwischen angeordnetem Stehblech. Die Stärke δ des Stehbleches soll mindestens 12 mm betragen, und seine freie Länge m soll

nicht grösser sein als 15δ (Fig. 468). Um das Stehblech gegen Einknicken zu sichern, kann es „unten“ durch Winkel gesäumt werden (Fig. 469).

Eine Verstärkung dieses Querschnittes wird durch aufgenietete Lamellen erzielt. Der Vorteil dieses Querschnittes besteht darin, dass man in den meisten Fällen die Knotenbleche sparen kann, indem man die Wandglieder unmittelbar an das Stehblech anschliesst.

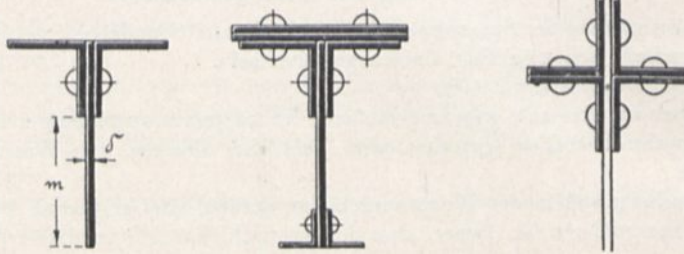


Fig. 468 und 469.

Fig. 470.]

c) Der Querschnitt besteht aus 4 Winkeleisen, welche das Knotenblech zwischen sich fassen (Fig. 470). Der Vorteil dieses Querschnittes besteht hauptsächlich darin, dass die Schwerlinie genau in der Mitte liegt und dadurch eine überaus zweckmässige Druckverteilung erzielt wird. Ein Nachteil liegt dagegen darin, dass der Querschnitt entsprechend der Spannungszu- oder -abnahme nur wenig geändert werden kann.

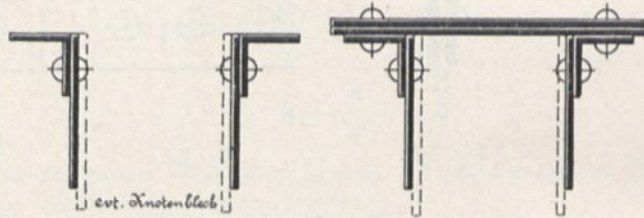


Fig. 471.

Fig. 472.

d) Der Querschnitt besteht aus 2 voneinander getrennt liegenden Stehblechen, welche „oben“ auf jeder Seite durch Winkel gesäumt sind (Fig. 471). Eine Verstärkung des Querschnittes erfolgt durch Deckplatten (Fig. 472). Im übrigen gilt hier alles, was unter b) gesagt wurde.

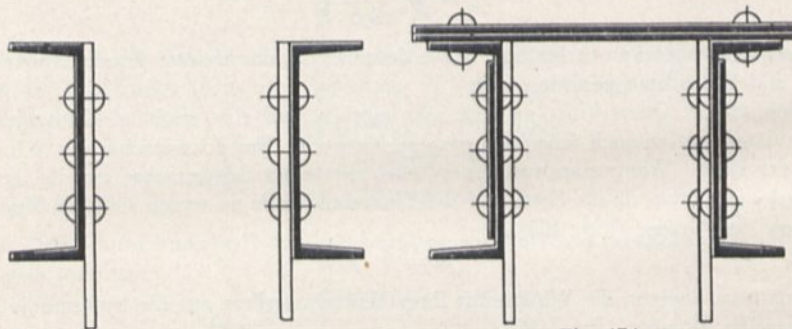


Fig. 473.

Fig. 474.

e) Der Querschnitt besteht aus 2 \lceil -Eisen, welche die Knotenbleche und die Vertikalen zwischen sich fassen (Fig. 473). Die Verstärkung des Querschnittes erfolgt durch aufgenietete Platten, welche sowohl auf die Stege als auch auf die oberen Flanschen und Lamellen gelegt werden können (Fig. 474).

f) Der Querschnitt besteht aus 2 Stehblechen (Fig. 475) oder 2 Doppelstehblechen (Fig. 476), die sowohl „oben“ als auch „unten“ durch Winkel gesäumt sind. Die Verstärkung des Querschnittes erfolgt wieder durch aufgenietete Platten.

1. **Anmerkung:** Bei dem getrennten Querschnitt ist wohl darauf zu achten, dass die einzelnen Querschnittsteile gegen Knicken sicher miteinander verbunden sind. So schreibt z. B. Preussen vor, dass der Querschnitt untereinander durch Versteifungen zu sichern ist, welche in Entfernungen von mindestens $\frac{1}{3}$ liegen und welche sowohl aus senkrechten als auch aus wagerechten Blechen bestehen sollen. Die senkrechten Bleche werden durch Winkel an die Seitenwandungen angeschlossen, während die wagerechten Bleche durch je 3 Niete anzuschliessen sind.

2. **Anmerkung:** Da sich der Querschnitt mit den Spannungen ändert, so wird auch die Schwerachse in den meisten Fällen ihre Lage verschieben. Da nun aber die Schwerachsen mit den Systemlinien zusammenfallen sollten, so würden an den Knotenpunkten Sprünge entstehen. Um diese nun zu vermeiden, bestimmt man aus allen Schwerachsen das arithmetische Mittel und benutzt dieses durchweg als gemeinsame Schwerachse.

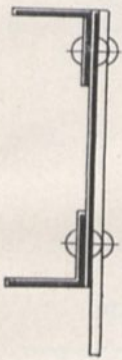


Fig. 475.

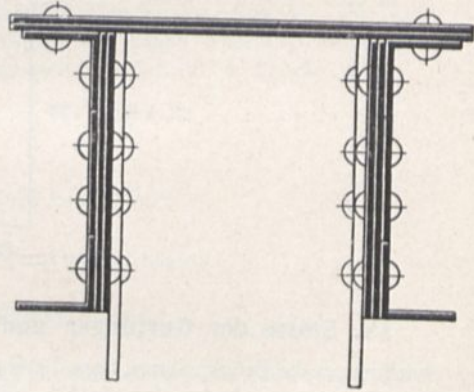
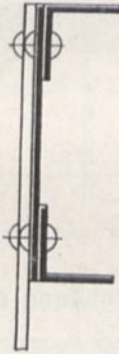


Fig. 476.

2. Der Untergurt.

Die Querschnitte des Untergurtes gestalten sich entsprechend den Querschnitten des Obergurtes, wobei aber wohl darauf zu achten ist, dass bei den Querschnitten unter d, e und f „unten“ aufgenietete Platten nicht zulässig sind. Eine Verstärkung dieser letzten Querschnitte erfolgt durch seitwärts aufgenietete Platten, jedoch können auch Bleche über die horizontalen Schenkel der Winkeleisen und die Flanschen der \square -Eisen gelegt werden, doch muss die Bildung eines Wassersackes unter allen Umständen vermieden werden.

3. Die Zugwandglieder (Diagonalen).

Die Querschnitte der Zugwandglieder können sehr verschieden gestaltet werden; es sollen deshalb nur folgende hauptsächlich in Anwendung kommende Querschnitte erwähnt werden:

a) Der Querschnitt besteht aus 2 Flacheisen. Dieser Querschnitt sollte nur bei Fussgängerbrücken oder leichten Strassenbrücken, niemals aber bei Eisenbahnbrücken angewandt werden.

b) Der Querschnitt besteht aus 2 Winkeleisen, welche sowohl direkt einander gegenüber, als auch kreuzförmig angewandt werden können.

c) Der Querschnitt besteht aus 4 kreuzförmig angeordneten Winkeleisen.

d) Der Querschnitt besteht aus 2 \square -Eisen, welche noch durch auf die Stege genietete Flacheisen verstärkt werden können.

e) Der Querschnitt besteht aus einem Grey-Träger (Differdinger-Spezialträger).

f) Der Querschnitt besteht aus einem niedrigen Blechträger mit ungleichschenkeligen Winkeln, deren kürzere Schenkel an das Stehblech genietet sind.

4. Die Druckwandglieder (Vertikalen).

Ist der Querschnitt des Obergurtes geschlossen, also nach a bis c angeordnet, so bestehen die Vertikalen in der Regel aus 2 oder 4 kreuzförmig angeordneten Winkeleisen. Ist dagegen der Obergurt getrennt, so sind Grey-Träger oder Blechträger am Platze. Die Blechträger sind so auszubilden, dass die Trägheitsmomente bezogen auf die beiden Hauptachsen möglichst gleich sind.

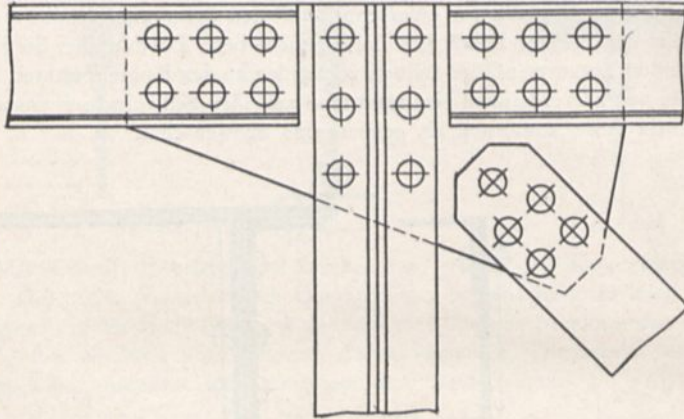


Fig. 477.

IV. Stösse der Gurtungen und Ausbildung der Knotenpunkte.

Verlangt es die Brückenlänge, dass die Gurtungen aus mehreren Stäben zusammengesetzt werden müssen, so wird man niemals (Fig. 477) die Gurtungen an den Knotenpunkten an das Knotenblech anschliessen, sondern stets die Gurtungen durchgehen lassen. Man ist dann gezwungen die Gurtung zu stossen, d. h. die getrennten Stäbe so fest miteinander zu verbinden, als ob der Stab ein Ganzes bildet.



Fig. 478.

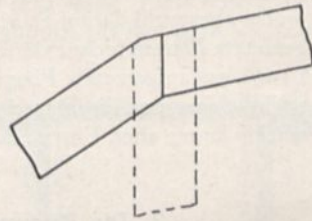


Fig. 479.

Über die Stösse der Gurtungen sei noch kurz folgendes bemerkt:

- a) Alle Stösseisen zusammengenommen müssen mindestens denselben Querschnitt aufweisen, wie der zu stossende Gurtquerschnitt. Es muss aber auch jedes einzelne Eisen, aus denen die Gurtung zusammengesetzt ist, für sich genommen, mit mindestens demselben Querschnitt gestossen werden. Entsprechend sind auch für jeden einzelnen Teil die zugehörigen Stossnieten zu berechnen.
- b) Winkeleisen werden durch aufgelegte Winkeleisen oder Flacheisen gestossen.
- c) [-Eisen werden durch Bleche gestossen, welche sowohl auf die Flanschen, als auch auf die Stege genietet werden.
- d) Bleche werden durch beiderseits aufgelegte Laschen gestossen.
- e) Ist das Blech durch Winkel gesäumt, so kann auch der bei den Blechträgern besprochene Universalstoss zweckmässig zur Anwendung kommen.

f) Ist die Gurtung gekrümmt, und soll am Knotenpunkt kein Stoss erfolgen, so werden die Profileisen entsprechend gebogen. Stehbleche dagegen sind stets zu stossen, und zwar erfolgt der Stoss in der Regel unter der Winkelhalbierenden (Fig. 478). Ist an betreffender Stelle jedoch eine Vertikale vorhanden, so wird man, um eine gute Vernietung zu erhalten, den Stoss nach Fig. 479 anwenden.

Sind Wandglieder am Knotenpunkte anzuschliessen, so sind zum Anschlusse des Knotenbleches an die Gurtung so viel Nieten notwendig, als die grösstmögliche Resultierende der Wandgliederspannungen verlangt. Ist am Knotenpunkt ein Stoss vorhanden, so muss diese Anschlussnietzahl ausser den Stossnieten vorhanden sein.

V. Übungsbeispiele.

1. Beispiel: Eine Parabelträgerbrücke für regen Fussgängerverkehr habe eine Spannweite von 24,00 m und sei in 8 Felder von je 3,00 m Länge eingeteilt. Die Breite der Brücke betrage 3,00 m. Die Abdeckung bestehe aus einem einfachen Bohlenbelag.

Nach Seite 9 ergibt sich das Gesamteigengewicht für den lfd. m Brücke zu:

$$G = 120 + 1,5 \cdot 24^2 + 60 = 1284 \text{ kg,}$$

mithin für einen Knotenpunkt

$$G = \frac{1284 \cdot 3}{2} = 1927 \text{ kg} = \infty 2 \text{ t.}$$

Aus dem Verkehr ergibt sich eine Knotenpunktsbelastung zu:

$$P = \frac{450 \cdot 3}{2} = 2025 \text{ kg} = \infty 2 \text{ t.}$$

Mit Hilfe der Einflusslinien (Fig. 480, Seite 196) wurden folgende Spannungen gefunden.

Stab	Eigengewicht	Verkehr		Summe	
				—	+
O ₁	13,95	13,95		27,9	
O ₂	13,05	13,05		26,1	
O ₃	12,45	12,45		24,9	
O ₄	12,025	12,025		24,05	
U ₁	+ 12,1	+ 12,1			24,2
U ₂	+ 12,1	+ 12,1			24,2
U ₃	+ 12,1	+ 12,1			24,2
U ₄	+ 12,1	+ 12,1			24,2
V ₁	+ 2	+ 2,0	— 0		4
V ₂	+ 2	+ 2,65	— 0,65		4,65
V ₃	+ 2	+ 3,0	— 1,0		5
V ₄	+ 2	+ 2	— 0		4
D ₁	0	+ 1,75	— 1,75	1,75	1,75
D ₂	0	+ 2,1	— 2,1	2,1	2,1
D ₃	0	+ 2,5	— 2,5	2,5	2,5

Als Obergurt wurde gewählt 2 $\sqrt{130 \cdot 130 \cdot 12}$, für die grösste Spannung im ersten Felde 27 900 kg bei einer Knicklänge von 3,5 m.

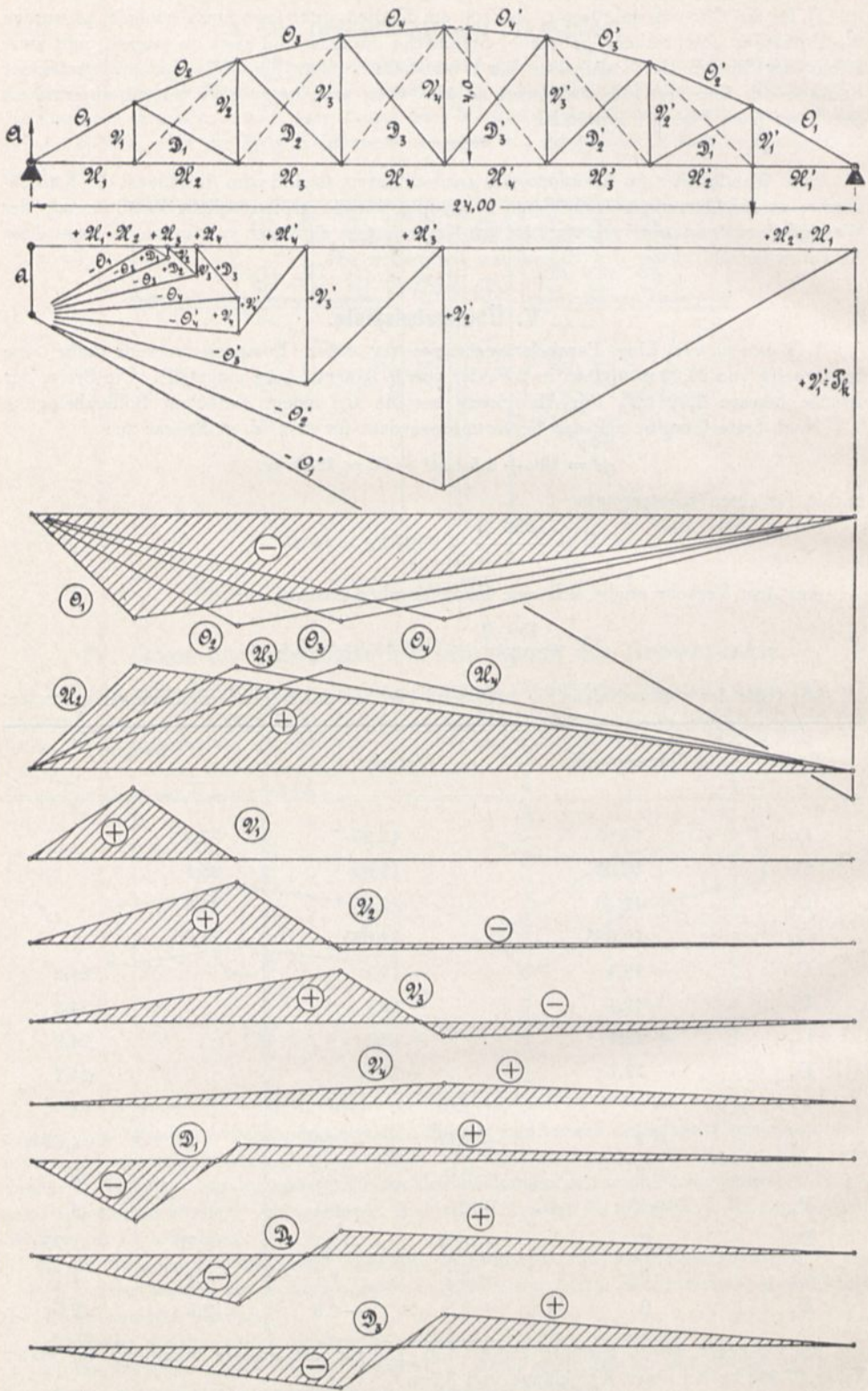


Fig. 480.

Die Winkel wurden so gelegt, dass die Mittellinie der Nietung auf die Systemlinie zu liegen kam (Fig. 481). Hierdurch wurde eine Exzentrizität erzeugt von 3,61 cm.

Das Trägheitsmoment der beiden Winkel beträgt $2 \cdot 472 \text{ cm}^4$, mithin das Widerstandsmoment für die obersten Fasser:

$$W_o = \frac{2 \cdot 472}{3,64} = 260^3$$

und für die untersten Fasser

$$W_u = \frac{2 \cdot 472}{3,64} = 100 \text{ cm}^3.$$

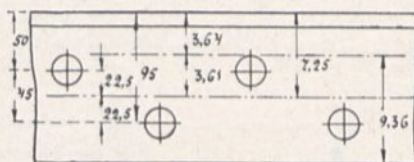


Fig. 481.

Die oberste Fasser des Winkel Eisens erhält mithin eine Beanspruchung

$$K = \frac{27\,900}{2 \cdot 30} + \frac{27\,900 \cdot 3,61}{260} = 465 + 388 = 853 \text{ kg/cm}^2$$

und die unterste Fasser:

$$K = \frac{27\,900}{2 \cdot 30} - \frac{27\,900 \cdot 3,61}{100} = 465 - 998 = 533 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Knicksicherheit ist:

$$n = \frac{2 (2 \cdot 472)}{27,9 \cdot 3,5^2} = 5,5 \text{ fach.}$$

Für den Untergurt seien ebenfalls 2 $\sqrt{130 \cdot 130 \cdot 12}$, aber mit dazwischen angeordneten Flacheisen $130 \cdot 12$, gewählt (Fig. 482 und 483).

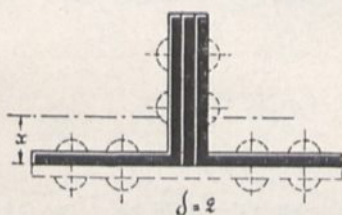


Fig. 482.

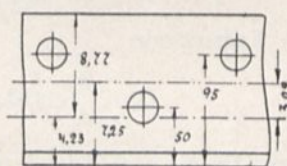


Fig. 483.

Die Lage der Schwerachse ergibt sich dann zu:

$$x = \frac{2 \cdot 30 \cdot 3,64 + 13 \cdot 1,2 \cdot 6,5}{2 \cdot 30 + 13 \cdot 1,2} = 4,23 \text{ cm.}$$

Auf diese Achse bezogen wird das Trägheitsmoment:

$$J_x = 2 [472 + 30 \cdot 0,59^2] + \frac{1,2 \cdot 13^3}{12} + 13 \cdot 1,2 \cdot 2,27^2 = 1265 \text{ cm}^4.$$

Das Widerstandsmoment für die untersten Fasser wird:

$$W_u = \frac{1265}{4,23} = 300 \text{ cm}^3$$

und für die obersten Fasser:

$$W_o = \frac{1265}{8,77} = 144 \text{ cm}^3.$$

Die oberste Fasser erhält die grösste Beanspruchung, und zwar

$$K = \frac{24\,200}{63,2} + \frac{24\,200 \cdot 3,02}{144} = 383 + 507 = 890 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Vertikalen wurden $2 \sqrt{75 \cdot 75 \cdot 8}$ gewählt (Fig. 484).
Dann ergibt sich die Maximalbeanspruchung zu:

$$K = \frac{5000}{2 \cdot 11,5 - 2 \cdot 2 \cdot 0,8} = 252 \text{ kg/cm}^2.$$



Fig. 484.

Für die Diagonalen wurden Flacheisen $60 \cdot 8$ gewählt, mithin beträgt die Maximalbeanspruchung (Fig. 485)

$$K = \frac{2475}{6 \cdot 0,8 - 2 \cdot 0,8} = 773 \text{ kg/cm}^2.$$



Fig. 485.

Auf Tafel VI und VII ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.

2. Beispiel: Eine Halbparabelträgerbrücke für schweres Fuhrwerk habe eine Spannweite von 40,00 m und eine Fahrbahnbreite von 6,00 m. Ausserdem sind auf jeder Seite Fusswege auf Konsolen für sehr regen Verkehr angeordnet. Die Gesamtbelastungsbreite der Fusswege beträgt 2,7 m. Die Abdeckung bestehe aus Asphalt über Beton auf Zoresisen.

Nach Seite 8 ergibt sich das Eigengewicht für den m^2 Fahrbahn zu:

$$g = 960 + 3,7 \cdot 40 + 0,029 \cdot 40^2 = 1154,4 \text{ kg},$$

mithin für einen Knotenpunkt

$$G_1 = \frac{6}{2} \cdot 1154,4 \cdot 4 = 13\,852,8 \text{ kg}.$$

Vom Fusswege kommt nach Seite 8 auf jeden Knotenpunkt

$$G_2 = 2,7 \cdot 4 \cdot 345 + 100 \cdot 4 = 4126 \text{ kg}.$$

Geländer

Die Knotenpunktsbelastung für Eigengewicht beträgt somit:

$$G = 13\,852,8 + 4126 = 17\,978,8 = \approx 18\,000 \text{ kg} = 18 \text{ t}.$$

Nach Seite 5 ergibt sich die Verkehrsbelastung für den m^2 Fahrbahn zu:

$$p = 0,34 + \frac{2,6}{40} = 0,405 \text{ t},$$

mithin auf einen Knotenpunkt

$$P_1 = 0,405 \cdot \frac{6}{2} \cdot 4 = 4,86 \text{ t}.$$

Die Verkehrsbelastung für die Fusswege auf einen Knotenpunkt ergibt:

$$P_2 = 4 \cdot 2,7 \cdot 0,550 = 5,94 \text{ t}.$$

Es beträgt also die Gesamtverkehrsbelastung für den Knotenpunkt:

$$P = 4,86 + 5,94 = 10,8 \text{ t}.$$

Mit Hilfe der Einflusslinien (Fig. 486 und 487, Seite 199 und 200) wurden folgende Spannungen bestimmt.

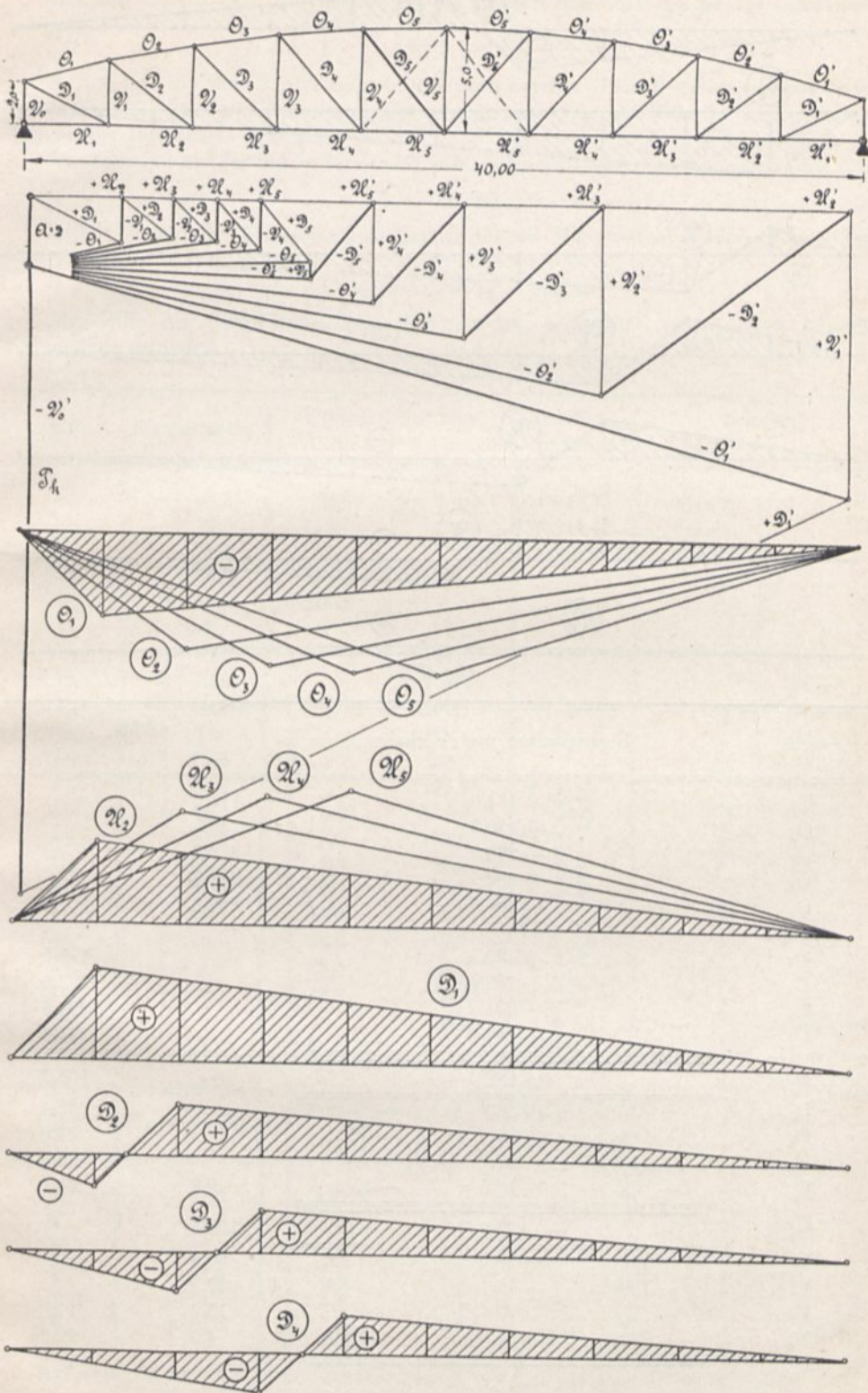


Fig. 486.

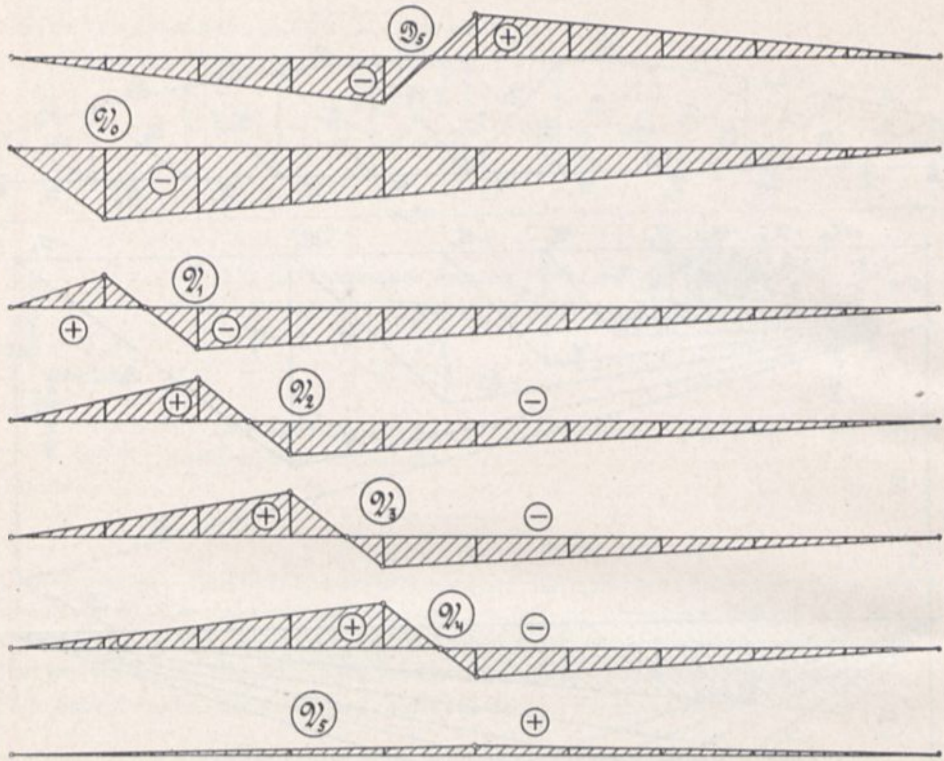


Fig. 487.

Stab	Eigengewicht und Verkehr			Summe	
				—	+
O ₁		— 174,0		174,0	
O ₂		— 240,5		240,5	
O ₃		— 270,7		270,7	
O ₄		— 283,7		283,7	
O ₅		— 286,6		286,6	
U ₁		+ 0			0
U ₂		+ 170,5			170,5
U ₃		+ 237,6			237,6
U ₄		+ 271,3			271,3
U ₅		+ 284,0			284,0
D ₁		+ 188,3			188,3
D ₂	+ 52,2	+ 36,2	— 4,9		88,4
D ₃	+ 28,6	+ 26,3	— 9,2		54,9
D ₄	+ 14,2	+ 21,1	— 12,5		35,5
D ₅	+ 5,5	+ 18,5	— 15,3	9,8	24,0
V ₀		— 129,6		129,6	
V ₁	— 34,9	— 25,5	+ 4,6	60,4	
V ₂	— 13,8	— 17,1	+ 8,8	30,9	
V ₃	— 1,7	— 13,7	+ 12,7	15,4	11,0
V ₄	+ 6,84	— 11,34	+ 15,5	4,5	22,34
V ₅		+ 18,2			18,2

Auf den Tafeln VIII, IX und X ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.

3. Beispiel: Eine Parallelträgerbrücke nach System „Petit“ habe eine Spannweite von 60,00 m und sei in 10 Felder von je 6,00 m Länge eingeteilt. Die Höhe der Brücke betrage 6,00 m und ihre Breite 5,00 m.

Das Eigengewicht der Brücke für den lfd. m eines Hauptträgers ergibt sich nach Seite 7 zu:

$$g = 1500 \text{ kg.}$$

Mithin beträgt die Knotenpunktsbelastung für die Hauptfelder, hervorgerufen durch Eigengewicht,

$$G = 6 \cdot 1500 = 9000 \text{ kg} = 9,00 \text{ t.}$$

Mit Hilfe der Einflusslinien (Fig. 488 und 489, Seite 202—205) wurden folgende Spannungen gefunden.

Stab	Eigengewicht	Verkehrsbelastung		Zuschlagspannung	Summe	
		—	+		—	+
O ₁	— 40,5	88,6		— 12,75	141,85	
O ₂	— 72,0	158,7		— 12,75	243,45	
O ₃	— 94,5	209,7		— 12,75	316,95	
O ₄	— 108,0	238,4		— 12,75	359,15	
O ₅	— 112,5	246,4		— 12,75	371,65	
U ₁	0,0		0,0			0
U ₂	+ 40,5		88,6	0		129,1
U ₃	+ 72,0		158,7	0		230,7
U ₄	+ 94,5		209,7	0		304,2
U ₅	+ 108,0		238,4	0		346,4
D ₁	+ 57,3		134,3			191,6
D ₁ ^o	+ 57,3		125,3			182,6
D ₂	+ 44,5	3,0	111,3			155,8
D ₂ ^o	+ 44,5	3,0	102,0			146,5
D ₃	+ 31,8	9,3	90,1			121,9
D ₃ ^o	+ 31,8	9,3	80,7			112,5
D ₄	+ 19,1	18,0	70,7			89,8
D ₄ ^o	+ 19,1	18,0	62,7			81,8
D ₅	+ 6,4	32,3	53,1		25,9	59,5
D ₅ ^o	+ 6,4	32,3	45,7		25,9	52,1
D'			18,0			18,0
V'		25,5			25,5	

Für V' und D' ist noch ein Zuschlag für Eigengewicht der Fahrbahn nebst Querträger zu machen.

Stab	Eigengewicht	Verkehrsbelastung		Zuschlagspannungen	Summe	
		—	+		—	+
V ₀	— 40,5	88,6		0	129,1	
V ₁	— 31,5	72,1	4,3	0	103,6	
V ₂	— 22,5	57,1	6,5	0	79,6	
V ₃	— 13,5	44,4	13,0	0	57,9	
V ₄	— 4,5	32,3	22,0	0	36,8	
V ₅	+ 9,0		29,75	0		38,75

Auf Tafel XI und XII ist die Konstruktion der Brücke zur Darstellung gebracht.





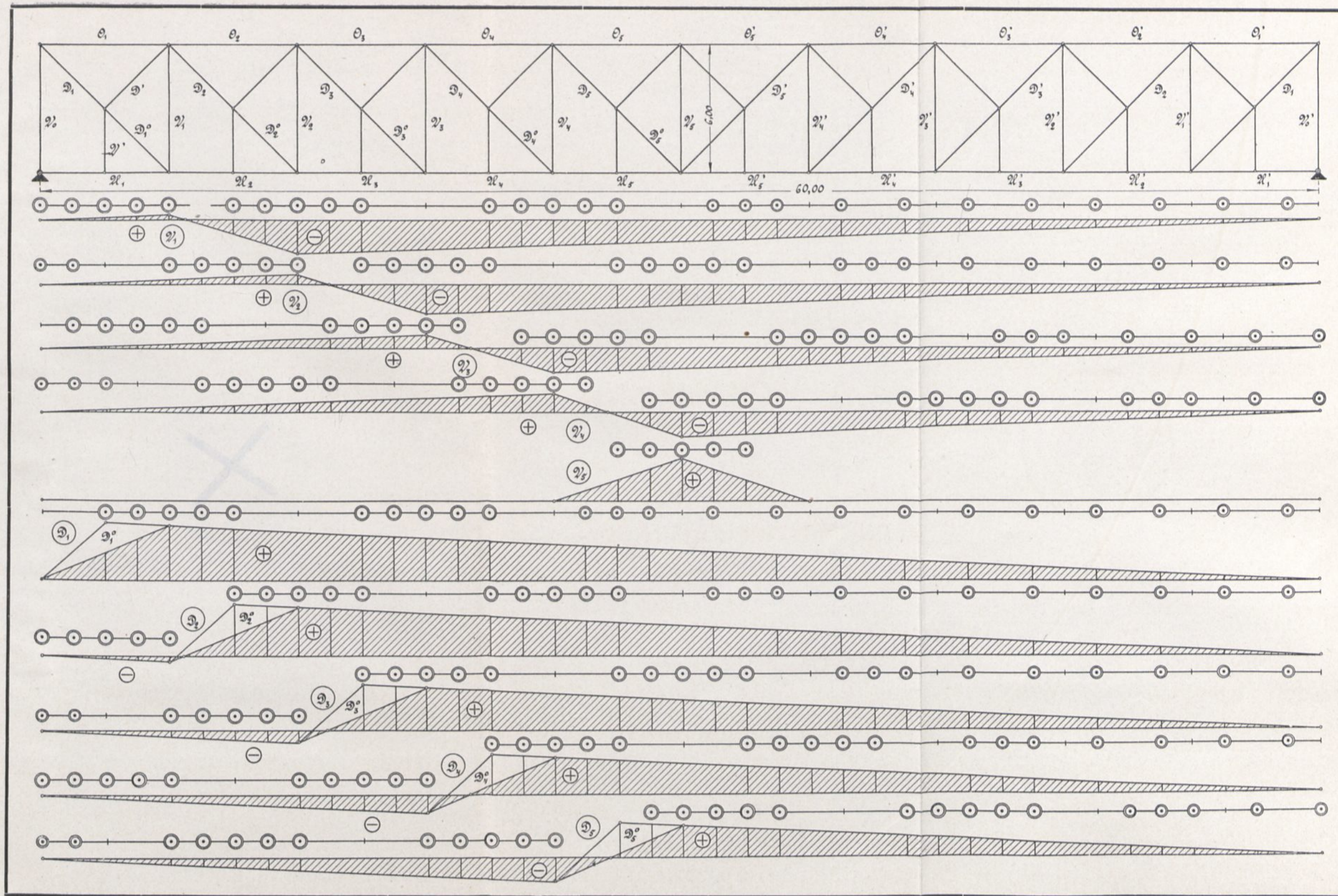


Fig. 489.



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

354245 L/1