



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300721





# PARALLELEN

ZU

## AUSGEFÜHRTEN BRÜCKEN.

MIT EINEM ZEICHNUNGSBLATTE.

*Invent. sub Litt. D. I. No. 261.*

VON

**JOSEF LANGER,**

INGENIEUR.

SUPPLEMENT ZUM „EISENBRÜCKENBAU AUF DEM NEUESTEN STANDPUNKTE“

VON DEMSELBEN VERFASSER.

WIEN 1865.

VERLAG DES VERFASSERS: — DRUCK VON WALDHEIM & FÖRSTER.

2.076

PARALLELEN

28



lv-301102



~~III 17886~~

MIT EINEM REICHNUNGSBLATT



Joseph Langner, Ingénieur.

VON

JOSEF LANGNER,

INGENIEUR.

SUPPLEMENT ZUM EISENBRÜCKENBAU AUF DEM NEUESTEN STANDPUNKTE

VON DENSELBEN VERFASST

WIEN 1865

VERLAG DER VERFASSTEN - DRUCK VON WILHELM VON WILHELM & FÖRSTER

3011-3-224/2018

Akc. Nr. 177/59

## Einleitung.

In meiner Abhandlung über den Eisenbrückenbau vom neuesten Standpunkte (Wien, bei Bartelmus 1863) habe ich, um den ökonomischen Werth meiner Constructions-Systeme darzulegen, einige Parallelen zu ausgeführten Brücken entworfen. Ich habe meine Systeme daselbst mit den älteren Blechröhrenbrücken, mit den neueren Gitterbalkenbrücken und mit den neuesten Bogenbrücken und Hängwerken verglichen. Ich habe die Parallelen zur Wiener Verbindungsbahnbrücke, von Schnirch, zur Freiburger Eisenbahn-Gitterbrücke, zur Sitterbrücke und zum Hauenstein-Viadukt in der Schweiz, zur Rheingitterbrücke bei Waldshut, zur Theissbrücke bei Szegedin, zur Gitterbrücke über den Neckar bei Neckarelz, zur Britannia-Röhrenbrücke von Stephenson, zur Mainzer Bogenbrücke von Pauly entworfen und dargethan, dass sich meine Bogenbrücken und Hängwerke vor allen diesen durch ihre grössere Leichtigkeit bei gleicher Festigkeit auszeichnen. Nur Eines habe ich vergessen und unterlassen: den Vergleich mit den Schifkorn'schen Gitterbalken. Diese Lücke in meiner Abhandlung auszufüllen und das darin fehlende zu ergänzen, schreibe ich die gegenwärtigen Blätter und biete sie bescheiden als einen Nachtrag zu meiner genannten Broschüre.

### Parallelen zum Schifkorn'schen System.

Ich setze zur Basis des ersten Vergleichs das Programm einer Strassenbrücke von 4° Breite und 121° Länge auf 5 Mittel- und 2 Landpfeilern. Die den Unterbau bildenden Pfeiler können, als bei sämtlichen Parallelen gleich angenommen, ausser Betracht bleiben. Für eine Schifkorn'sche Brücke ausgetheilt, geben die Pfeiler 6 gleiche Felder von 20° Stützweite. Schifkorn berechnet das Guss- und Schmiedeisen eines solchen Feldes seiner Construction auf 1118½ Ctr., also 6 Felder auf 6710 Ctr. und setzt — für einen bestimmten praktischen Fall, den ich hier bei meiner Vergleichung ins Auge fasse — den Einheitspreis auf 15.20 Gulden pro Centner sammt Aufstellung und Transport, was die Kostensumme von 102,000 fl. für das Eisen seiner Brücke gibt.

1. Parallele. Als erste Parallele zeichne ich eine Bogengitterbrücke meiner Art (Fig. 1 a. d. Zeichnungsblatt) von 121° Länge auf 5 Mittelpfeilern. Ich erhalte so 4 Mittelfelder von 24° Stützweite und 2 Seitenfelder von je 12° Stützweite.

Festigkeitsrechnung. Diese Bogengitterbrücke, von Anker zu Anker 120° lang, aus 5 gleichen auf 5 Mittelpfeilern ruhenden Wagebalken bestehend, ist durchgehends von

gewalztem Flach- und Winkeleisen, gleich einer Blech- oder Gitterbrücke gewöhnlicher Art hergestellt gedacht.

Die Pfeilhöhe des Tragbogens ist mit  $f = 13\frac{1}{2}'$ , die Wandhöhe des mit ihm verbundenen Gitterbalkens mit  $a = 4\frac{1}{2}'$  angenommen, wornach die ganze Stützhöhe der Construction  $a + f = 18'$  beträgt.

Die constante schwebende Eigenlast eines Mittelfeldes berechnet sich auf  $\alpha P = 1580$  Ctr., die zufällige Belastung auf derselben — bei 30 Ctr. pro □° der Brückenbahn — auf  $P = 2800$  Ctr., also die Gesamtlast auf  $(\alpha + 1) P = 4460$  Ctr.

Mit der Stützweite von  $144' = l$  und der Stützhöhe von  $18' = a + f$  in Rechnung findet man die Horizontalkraft im Bogen und Balken:

$$H = \frac{(\alpha + 1) P l}{8 (a + f)} = \frac{4460 \cdot 144}{8 \cdot 18} = 4460 \text{ Ctr.}$$

Der grösste Tangentialzug im Bogen ist

$$T = \frac{4460}{\cos \varphi} = \frac{4460}{0.936} = 4765 \text{ Ctr.}$$

Der Bogen (2 Bogenbänder) vom grössten zunächst der Aufhängepunkte befindlichen Querschnitte von 48 □ Zollen widersteht diesem Zuge mit  $4765 : 48 = 99$  Centnern; mit Rücksicht auf die Querschnittsverwächung durch die Nieten mit  $4765 : 44 = 108$  Ctrn. Die Verwächung durch die Stossfugen der Winkeleisen und Bleche, woraus die Bogenbänder bestehen, ist durch angebrachte Ueberplattungen paralysirt gedacht.

Zunächst des Hängescheitels widersteht der Bogen bei dem hierortigen Querschnitte von 40 □-Zollen mit  $4460 : 40 = 111$  Ctrn.

Die grösste Ziffer der Pressung in den Gurtungen der Gitterbalken berechnet sich auf 4460 Ctr., die grösste Spannung auf 3420 Ctr.; dem gegenüber beträgt der grösste Gesamtquerschnitt der Gurtungen (2 Bänder) 40 □" mit dem Widerstande von beziehungsweise  $\frac{4460}{40} = 111\frac{1}{2}$  und  $\frac{3420}{40} = 85\frac{1}{2}$  Ctr. pro Zoll.

Die grösste Inanspruchnahme der (steif profilirten) Gitterstäbe steht auf 40 Ctr., der effective dieser widerstehende Querschnitt hat 5 □", demnach beträgt die Inanspruchnahme hier  $\frac{4000}{5} = 80$  Ctr. pro Zoll.

In die Querträger der Brücke ist eine Inanspruchnahme von 100 Ctrn. pro Zoll gelegt.

Die Verticalstützen zwischen den Bogen und den Balken haben eine Spannung von  $210 : 7 = 30$  Ctrn., eine Pressung von  $180 : 7 = 26$  Ctrn. pro Zoll und sind, aus 4 Winkeleisen in Kreuzform zusammengesetzt, steif profilirt.

Die Pfeilerständer trifft der Lothdruck von 3750 : 75 = 50 Ctrn. pro Zoll.

Die Schlussankerstangen in den Landpfeilern erfahren bei der Belastung der Mittelfelder einen Zug von 720 : 7 = 103 Ctrn. pro Zoll.

Gewichtsberechnung. Auf Grundlage dieser Festigkeitsberechnung und Querschnittsbemessung wird der Eisenbedarf gefunden. Derselbe stellt sich wie folgt:

Die Bögen eines Halbfeldes, deren 10 gleiche sind, brauchen:

	Centner.
295 Curr.-F. Flacheisen (stehende) 8" breit, 1/2" dick à 12 $\bar{u}$	35.40
400 Curr.' Flacheisen (liegende) 4" br., 1/2" d. à 6 $\bar{u}$	24.00
294 " Winkeleisen 4" Flansche, 1/2" d. à 12 $\bar{u}$	38.28
72 " Ueberplattungen der Winkeleisen à 9 $\bar{u}$	6.48
900 Stück Nieten à 3/8 $\bar{u}$	3.38

1. Partialsumme Wr. Ctr. 104.54.

Die Gitterbalken pro Halbfeld, deren 10 gleiche:

	Centner.
1330 Curr.' Flachschieben (Kopfbleche) 4" br., 1/2" d., à 6 $\bar{u}$	79.20
576 Curr.' Winkeleisen, 4" Flansche, 1/2" d., à 12 $\bar{u}$	69.12
744 Curr.' Flacheisen d. Gitterstäbe, 3" br., 1/2" d., à 4 1/2 $\bar{u}$	33.48
456 Curr.' $\perp$ Eisen d. Gitterstäbe, 3" und 2" Flansche, 1/3" d., à 5 $\bar{u}$	22.80
96 Stück Futterbleche in Quadratf. à 18 $\bar{u}$	17.28
96 " " " Dreieckform à 9 $\bar{u}$	8.64
4000 " Nieten, à 3/8 $\bar{u}$	15.00

2. Partialsumme Wr. Ctr. 245.52

Die Vertikalstreben eines Halbfeldes:

	Centner
216 Curr.' [ Eisen, 4" u. 1 1/2" Flansche, à 6 $\bar{u}$ .	12.96
42 " Flacheisen-Horizontalbänder, 2" br., 1" d., à 6 $\bar{u}$	2.52
180 Stück Nieten, à 1/3 $\bar{u}$	0.60

3. Partialsumme Wr. Ctr. 16.08

Die zwölf Querträger eines Halbfeldes:

	Centner
600 Curr.' [ Eisen, à 6 $\bar{u}$	36.00
24 Stück Flacheisen, à 12 1/2" lang, pro Stück 95 $\bar{u}$ .	22.80
24 Stück Flacheisen, à 6 $\bar{u}$ pr. Stück, 18 $\bar{u}$	4.32
72 Kupplungslaschen sammt Bolzen	1.50
72 Curr.' Winkeleisen, horizontal durch die Hängscheitel à 2 1/2 $\bar{u}$	1.80
300' Flacheisen der horizont. Kreuze, à 3 $\bar{u}$	9.00
18 Stück Deckplatteln zur Verb., à 1 $\bar{u}$	0.18
50 " Blechbiegel (Lager für die Holzschwelle der Bahn), à 2 1/2 $\bar{u}$	1.25

4. Partialsumme Wr. Ctr. 30.52

Zusammen pro Halbfeld Wr. Ctr. 473.51

Summe für zehn gleiche Halbfelder 10 x 473.51 =

Wr. Ctr. 4735.10

Fürtrag 4735.70

Uebertrag 4735.10

Hiezu kommen noch:

8 Ankerstangen $\circ$ 1 1/2" Durchmesser, zusammen 50' lang, à 4 1/2 $\bar{u}$ .	2.25
8 Ankerkeile	0.40
Die (4) Endausläufer der Gitterbalken-jenseits der Anker (4 Gitterkreuze)	25.00
1368 Curr.' Zierblechstreifen, à 1 1/2 $\bar{u}$	20.52
120 Stück Arabesken à $\bar{u}$	1.20

Totalsumme des Schmiede Eisens Ctr. 4784.47

rund 4785 Ctr.

Gusseisen der Unterlags- und Ankerplatten 81 Ctr. Also 4785 Ctr. Schmiedeisen zu dem verhältnismässigen und entsprechenden Einheitspreise von 17 fl. pro Ctr., incl. der Aufstellung und des Transportes gerechnet, geben die Kosten- summe von 81,345 fl. und 81 Ctr. Gusseisen zu 10 fl. geben 810 fl.

Zusammen 821.55 fl.

Mit der Schifkorn'schen Balkenconstruction verglichen, welche, wie oben erwähnt, die Kosten- summe von 102,000 fl.

in Anspruch nimmt, stellt sich nun eine Kosten- differenz von 198,45 fl.

zu Gunsten der Bogenbrücke heraus.

Diese erweist sich also, für den speciellen vorliegenden Fall gerechnet, um 20% billiger, als die Balkenconstructio n Schifkorns.

2. Parallele. Als zweite Parallele will ich eine ein- fache Blechgitterbrücke (Fig. 2 auf dem Zeichnungsbl.) behandeln. Ich setze wieder 5 Mittelpfeiler, womit 20-klafrige Stütz- weiten für 6 gleiche Brückenfelder erhalten werden, nehme den Balken 8' hoch und berechne seine Festigkeit für den Coefficienten der Spannung von 100 Ctrn. pro Zoll in den Gurtungen.

Der Eisenbedarf dieser Gitterbrücke ist folgender:

Die Balken erfordern:

	Centner
7112 Curr.' Flacheisen der Kopfbleche, 12" br., 1/2" d., à 18 $\bar{u}$	1280.16
6064 Curr.' Winkeleisen, 5" Flansche, 1/2" d., à 15 $\bar{u}$	909.60
13248 Curr.' Flacheisen der Gitterstäbe, 4" br., 1/2" d., à 6 $\bar{u}$	794.88
7392 Curr.' $\perp$ Eisen der Gitterstäbe, 4 und 3" Flanschenbr., 1/2" d., à 7 $\bar{u}$	517.44
1056 Stück Futterbleche der Gitterknoten, quadra- tisch berechnet, à 32 $\bar{u}$	337.92
45000 Stück Nieten, à 1/2 $\bar{u}$	225.00

1. Partialsumme Wr. Ctr. 4065.00

Die Strebeständer enthalten:

	Centner
266 Curr.' Winkeleisen von 3" Flanschenbr., 1/2" d., à 9 $\bar{u}$	23.94
160 $\square$ ' Wandblech, 1/4" dick (bei 2 1/2' Br.) à 9 $\bar{u}$	14.40
40 Stück Nieten, à 1/2 $\bar{u}$	2.00

2. Partialsumme 40.34

Fürtrag 4105.34

Uebertrag 4105.34

Die (66) Querträger sammt Diaphragmen:

	Centner
9768 Curr.' Winkelleisen von 3" Flansche, 1/2" d., à 9 $\bar{u}$ . . . . .	879.12
3960 □' Tafelblech, 1/4" d., 2' br., à 9 $\bar{u}$ . . . . .	356.40
13200 Stück Nieten, à 1/2 $\bar{u}$ . . . . .	66.00
3. Partialsumme	1301.52

Die Horizontalkreuze sammt Zugehör:

	Centner
4320 Curr.' Flachschiene, 3" br., 1/3" d., à 3 $\bar{u}$ . . . . .	129.60
198 Stück Blechplatten, 6" u. 4" br., 1/4" dick, à 1 1/2 $\bar{u}$ . . . . .	2.97
132 Stück Futterplatte in 3 □", 1/4" — 1/2" d., à 1 $\bar{u}$ . . . . .	13.2
1000 Stück Nieten, à 1/2 $\bar{u}$ . . . . .	5.00
400 „ Blechbiegel als Schwellenlager, à 4 1/2 $\bar{u}$ . . . . .	18.00
200 Stück Schrauben zur Befestigung des Belags, à 1 1/2 $\bar{u}$ . . . . .	3.00
4. Partialsumme	159.89

Summe des Schmiede Eisens in Wr. Ctrn. 5566.75

Von Gusseisen sind:

24 Stück Unterlagsplatten von 2' Länge, 15" Breite, 2" Dicke, à 180 $\bar{u}$ . . . . .	Ctr. 43.20
14 Stück Unterlagsplatten, 1' lang, 10" br., à 60 $\bar{u}$ „ . . . . .	8.40

Summe des Gusseisens in Wr. Ctrn. 51.60

Also 5566.75 Ctr. Schmiedeisen zu dem entsprechenden Einheitspreise von 16 fl. gerechnet, geben die Kostensumme von . . . . .	89068 fl.
und 52 Ctr. Gusseisen zu 10 fl. geben zusammen	520 fl. 89588 fl.

Im Vergleiche mit der Schifkorn'schen Balkenbrücke, welche die Summe von 102.000 fl. in Anspruch nimmt, stellt sich also die Blechgitterbrücke um 12412, d. i. um 12 % billiger.

Das Schifkorn'sche System steht also in pecuniärer Beziehung und was den materiell-öconomischen Werth betrifft, nicht nur der Bogengitterbrücke meiner Art (um 20%), sondern auch der einfachen Blechgitterbrücke (um 12%) nach.

Bezüglich des Gewichts aufwandes an Material stellen sich die vorgeführten drei Parallelen in folgendes Verhältniss:

Die Bogenbrücke erfordert . . . . .	4866 Ctr.,
die Gitterbrücke „ . . . . .	5618 „
die Schifkorn'sche Brücke . . . . .	6710 „

und es erweist sich die Bogenbrücke um 28 %, die Gitterbrücke um 16 % leichter als die Schifkorn'sche Construction.

Die am nächsten liegende Ursache des schwereren Gewichtes beim Schifkorn'schen Balken ist die, weil in ihm bedeutend viel sogenannte todte Last vorhanden ist. So sind die durch die Kreuzungspunkte der Gitterstreben gehenden, in der neutralen Achse des Balkens liegenden Bänder und die durch die Rückengurtung laufenden Schienen als todtes, von den Wirkungen der Last direct und indirect nicht beanspruchtes Material zu betrachten. Sie nehmen keine aus

der Schwere oder Last der Brücke resultirende Thätigkeit oder Spannung an, sondern sind nur vorhanden, um die sehr vielen stumpf aneinander gereihten Gusstheile in ihrer Lage zu erhalten und zusammenzuhalten.

Was den constructiven Werth, den inneren Werth im Hinblick auf Solidität und Dauerhaftigkeit beim Schifkorn'schen Balken im Vergleiche zur Blechgitterbrücke anbelangt, so kann die Betrachtung, dass letztere ganz aus Schmiedeisen besteht und niet- und nagelfest gefügt ist, während der erstere zum grösseren Gewichtstheile aus Gusseisen besteht, dessen Theile lose und stumpf aneinander liegen, zu dem Schlusse berechtigen, dass die Blechgitterbrücke vor dem Schifkorn'schen Balken den Vorzug verdient.

Ein Uebelstand ist es namentlich, dass bei der Schifkorn'schen Construction die Hängsäulen- und Strebenflüsse frei sind und nicht in fester Verbindung stehen mit der Balkengurtung.

Nur die Reibungswiderstände halten die Gitterfüsse einigermassen an den Fussbändern fest, aber die Reibung ist nicht überall hinreichend, um das Gleiten und Wetzen der besagten Gitterfüsse beim Eintreten und Uebergehen der zufälligen Belastung hintanzuhalten. So können, weil sich die betreffenden Stellen doch mit der Zeit ausschleifen und glätten, die günstigen Reibungswiderstände von Jahr zu Jahr abnehmen. Mit ihrer Abnahme wird dann die ursprüngliche Stabilität und Sicherheit auch mit in Abnahme kommen und das ist es, was auf die Dauerhaftigkeit dieses Systems keinen günstigen Schluss ziehen lässt.

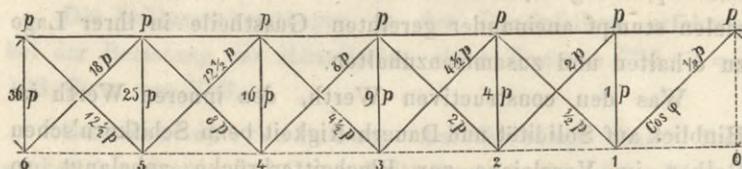
Ich werde auf diesen Punct weiter unten bei der Entwicklung der Rechnungstheorie des Systems noch zurückkommen.

Das sind so einige allgemeine Betrachtungen, die sich bezüglich der Solidität und Dauerfähigkeit der Construction machen lassen, bevor man noch rechnen und das System dem Calcul unterwerfen mag.

Bei dem obigen Vergleiche des einen Systems mit dem andern in Betreff des Kostenpunctes habe ich vor Allem die gleiche theoretische rechnungsmässige Tragsicherheit vorausgesetzt. Ich habe angenommen, dass der Schifkorn'sche Balken auf Grund desselben maximalen Coefficienten der Inanspruchnahme von 100 bis 110 Ctr. pro Zoll berechnet sei, wie die Bogen- und Gitterbrücke. Nur wenn diese Voraussetzung wahr ist, wird mein Vergleich des einen Systems mit den andern nicht hinken. Ich gehe daran, den Grad der Tragfähigkeit, der den Schifkorn'schen Balken rechnungsmässig und factisch innewohnt, zu untersuchen und stelle mir zu dem Behufe zuerst die Rechnungstheorie dieses Systems auf.

Rechnungstheorie des Schifkorn'schen Systems. Das Eigenthümliche des Systems besteht darin, dass die Strebenfüsse an den Längsbändern des Gitterbalken nicht fixirt sind, also ihren Druck oder Schub an dieselben behufs der Uebertragung der Last auf die Widerlager nicht abgeben können. Ihre Horizontalpressung übergeht an den Fusspuncten der Hängschrauben auf die Gegendruckstreben, wobei ein neuer Lothdruck erzeugt wird, der auf die Hängschrauben fällt und diese in erhöhtem Grade spannt. Das ist mit Hinweisung auf die beigezeichnete Figur also:

Figur 1.



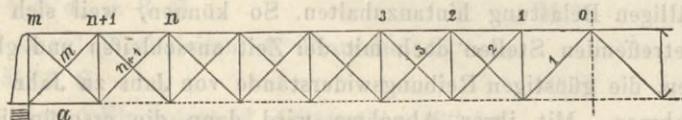
Auf dem Träger liegt seiner ganzen Länge nach in gleichmässiger Vertheilung die Last und Belastung  $(\alpha + 1) \times P = 2mp$  und fällt auf jeden Kopfknoten, deren, gleich den Hängschrauben,  $2m$  an der Zahl sind, der Lasttheil  $p$ .

Die Hängschrauben sollen der Reihenfolge nach von der Trägermitte aus mit 1, 2, 3, . . . .  $n-1, n$  . . . . bezeichnet werden, dann lauten die Spannungen für die aufeinanderfolgenden Hängschrauben:

1, 2, 3, 4, . . . .  $n, n + 1$  . . . .  $m$   
 $1 p, 4 p, 9 p, 16 p, . . . . n^2 p, \frac{(n + 1)^2 p}{2}, . . . . mp$  . (I)

Die Ausdrücke für  $n + 1$  und für  $m$  beziehen sich auf die Hängsäulen am Ende des Balkens,

Fig. 2.



wenn der Gitterfuss  $n + 1$  durch das Stemmstück  $a$  an das Widerlager fixirt ist.

Auf die diagonalen Streben und Gegenstreben

1 2 3 4 . . .  $n, n + 1, m$  fällt  
 $\frac{1}{2} p \frac{1}{\cos \varphi}, 2p \frac{1}{\cos \varphi}, 4\frac{1}{2} p \frac{1}{\cos \varphi}, 8 p \frac{1}{\cos \varphi}$ , oder  
 $\frac{p}{2 \cos \varphi}, \frac{2^2 p}{2 \cos \varphi}, \frac{3^2 p}{2 \cos \varphi}, \frac{4^2 p}{2 \cos \varphi}, . . . . \frac{n^2 p}{2 \cos \varphi}$   
 $\frac{(n + 1)^2 p}{2 \cos \varphi}, \frac{(2n + 3)p}{2 \cos \varphi}$  . . . . . (II)

Diess im einfachen Gitterbalken, im Balken mit sogenannter einfacher Verkreuzung oder Verstrebung. Bei  $1\frac{1}{2}$ facher Vergitterung kommt auf die Hängsäule  $\frac{2}{3}$  der Spannung, auf die Streben  $\frac{2}{3}$  der Pressung.

Bei der zweifachen Vergitterung, dem Doppelbalken, kommt auf die Hängsäule  $\frac{1}{2}$  der Spannung, auf die Strebe  $\frac{1}{2}$  des Druckes des einfachen Systems.

Der Doppelbalken ist derjenige, wo zwei einfache Systeme ineinander greifen, gleichsam zwei einfache Balken in einander geschoben sind.

Das sind die Rechnungsformeln (I u. II), ohne Rücksicht auf die Reibungswiderstände. Da aber diese im Schifkorn'schen Balken eine sehr bedeutende Rolle spielen, und da sie in seinen bis jetzt ausgeführten Brücken die Tragfähigkeit fast ganz allein herstellen und ausmachen, so muss ich sie denn doch als einen Factor für die Berechnung anerkennen und in die Formeln einführen; denn ich habe ja die Absicht, auch den wirklich vorhandenen Grad der Tragsicherheit des ausgeführten Schifkorn'schen Balkens zu untersuchen, und die erste Probehaltigkeit derselben zu erklären.

Unter Einführung des Reibungs-Coefficienten, welcher zwischen Guss- und Schmiedeisen (zwischen Gussstreben und

Gurtung) 0.19 beträgt, wofür ich rund 0.2 setzen will, modificiren sich die Reihen I und II und sie lauten für die Hängsäulen:

Nr. 1	2	3	4	5	6	7
0.9 p,	3.42 p,	7.236 p,	12.089 p,	17.771 p,	24.117 p,	30.993 p,
8						
38.295 p, . . . . . (III)						

Für die Gussstreben:

Nr. 1	2	3	4	5	6
$\frac{0.5 p}{\cos \varphi}$	$\frac{1.9 p}{\cos \varphi}$	$\frac{4.02 p}{\cos \varphi}$	$\frac{6.716 p}{\cos \varphi}$	$\frac{9.873 p}{\cos \varphi}$	$\frac{13.398 p}{\cos \varphi}$
7					
8					
$\frac{17.218 p}{\cos \varphi}, \frac{21.275 p}{\cos \varphi}, . . . . .$ (IV)					

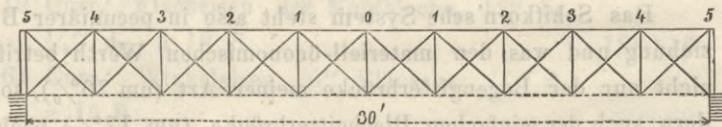
Die Horizontalkraft in der obern und unteren Gurtung des Balkens berechnet sich wie bei jedem andern Gitterträger aus dem Verhältniss der Stützlänge  $l$  zur Stützhöhe  $h$  und aus der Belastung  $(\alpha + 1) P$  nach der Formel

$$H = \frac{(\alpha + 1) Pl}{8h} \quad (V)$$

Nun will ich diese Formeln auf einige Ausführungen Schifkorn'scher Träger anwenden, und sehen, wie die einen und andern Constructionstheile in Anspruch genommen sind und welcher nachweisbare Grad der Tragfähigkeit ihnen innewohnt.

Die Hofstallburgbrücke in Wien — des Constructeurs erste Ausführung. Sie ist 30' lang, 15' breit und der Balken ist 3' hoch, also  $l = 30, h = 3$ . Da die zufällige Belastung, 30 Ctr. pro  $\square^\circ$  der Brückenbahn gerechnet, 375 Ctr. und die Eigenlast der Brücke 202 $\frac{1}{2}$  Ctr. beträgt, so ist die Gesamtlast  $(\alpha + 1) P = 578$  Ctr. Da ferner  $m = 5$ , so wird  $p = 57.8$ . Der Balken ist einfach vergittert und die Gitterstreben sind unter  $45^\circ$  gestellt, wornach  $\cos \varphi = 0.707$ . Die folgende Figur zeigt das Gerippe des Balkens.

Fig. 3.



Nun kann man, vorläufig ohne Berücksichtigung der Reibungsgegenstände rechnend, um nur die Resultate kennen zu lernen, die Spannungen der Hängsäulen 1—4 nach der Formel (I) aus  $n^2 p$ , die Spannung der letzten Hängsäule 5 aus  $\frac{(n + 1)^2 p}{2}$  finden, indem man  $n = 1, 2, 3, . . . 5$  setzt.

Diese Spannungen betragen für

1	2	3	4	5
57,8,	321,	520,	924,	722 Ctr.

Die einzelnen Hängstangen sind von Izölligem Durchmesser, und 4 derselben bilden nach der Brückenbreite in zwei Trägern eine Gruppe gleicher Spannung. Der Querschnitt einer Gruppe misst 3  $\square$ ". Die Inanspruchnahmen pro Zoll stellen sich daher in den 5 Gruppen

1	2	3	4	5
19,	77,	173,	308,	241 Ctr.

Die Gruppen 4 und 5 zeigen sich als die am meisten und zwar übermässig in Anspruch genommenen. 308 und 241 als Coefficienten der Spannung sind über die Elasticitätsgränze des Schmiede Eisens hinausgehende Ziffern. Wenn gleichwohl das Ergebniss der Belastungsprobe dieser Brücke günstig ausgefallen ist, und in der Wirklichkeit keine so grosse Spannung und keine übermässige Inanspruchnahme in den Hängsäulengruppen 4 und 5 eingetreten ist, so erklärt sich das aus der günstigen Mitwirkung der Reibungswiderstände an den Gitterfüssen. Diese Widerstände sind zweierlei: Erstens die aus der Last und Belastung der Brücke resultirenden und mit den Pressungen der Streben in den Güterfüssen progressiv zunehmenden, und diese werde ich sofort unter Anwendung der Formel III auf den speciellen Fall berücksichtigen.

Die modificirten Spannungen sind hiernach in den Hängsäulen:

Nr. 1	2	3	4	5
53,	202,	427,	712,	582 Ctr.
Pro Zoll betragen sie in denselben,				
18,	67,	142,	237,	194 Ctr.

Zweitens sind es jene Reibungswiderstände, welche der Monteur der Brücke durch das Anziehen der Schrauben beim Zusammensetzen des Gitterbalkens künstlich erzeugt und in das System hineinlegt.

Aber diese Reibungswiderstände sind precäre Faktoren, die sich nicht in Rechnung nehmen lassen. Sie sind grösser oder kleiner, je nachdem der Monteur die Schrauben mehr oder weniger stark angezogen hat. Es ist unmöglich, eine Ziffer dafür zu finden und diese in den Festigkeitscalcul aufzunehmen. Auch haben sie gar keine Berechtigung.

Jedoch man erkennt, dass ihre Einwirkung in dem vorliegenden speciellen Falle für die Tragfähigkeit der Brücke von Bedeutung ist. Denn der, ohne Rücksicht hierauf in der obigen modificirten Reihe erscheinende Coefficient von 237 Centnern ist immer noch zu gross und erklärt nicht die erste stattgefundene Probehaltigkeit dieser Brücke.

Welcher Art ist die günstige Wirkung dieser Verspannungswiderstände auf die Stabilität des Trägers und wie gross kann sie sein?

Der montirte Gitterbalken, noch auf dem Gerüste liegend, noch kein Pfund der eigenen Last oder der zufälligen Belastung tragend, ist in eine künstliche Spannung versetzt in allen seinen Theilen und Gliedern — durch die Kraft des Arbeiters, mit welcher dieser alle Schrauben der Hängsäulen, Zugstangen und Bolzen angezogen hat. Der Arbeiter kann mit einem Schraubenschlüssel von 20 Zoll Länge die Muttern der Hängschrauben allenfalls so stark anziehen, dass diese eine Spannung von 60 Ctrn. annehmen. 4 Hängsäulen in der Gruppe nach der Brückenbreite des in Rede stehenden Objectes haben dann eine octroyirte künstliche Gesamtspannung von 240 Ctrn. mit einem Reibungswiderstand am Gitterfusse von  $240 \times 0.13 = 31$  Ctrn.

Der Horizontalschub aus der Last, den die erste Gitterstrebe von der Brückenmitte aus auf den Fuss der Hängsäulengruppe I überträgt, ist  $\frac{1}{2} p = 29$  Ctr. Er überwindet also den 31 Ctr. betragenden Reibungswiderstand an diesem ersten Gitterfusse nicht — der erste Gitterfuss ist dadurch fest.

Wenn der erste Gitterfuss fest ist und an der Gurtung haften bleibt, so beginnt das Gesetz, nach welchem die Spannungen der Hängsäulen im quadratischen Verhältnisse von der Mitte aus nach den Widerlagern hin zunehmen, erst bei der zweiten Hängsäule und es fällt bei dieser Annahme allein schon der übermässige Coefficient von 237 Ctrn. Spannung von der Hängsäule Nr. 4 weg und aus dem Balken heraus. Dann stellen sich die Inanspruchnahmen pro Zoll in den aufeinanderfolgenden Hängsäulengruppen

Nr. 1	2	3	4	5	ungefähr
auf 20	40	100	200	100	Ctr.

So erklärt sich das günstige Ergebniss der abgehaltenen Lastprobe bei dieser Brücke wie bei allen späteren Ausführungen Schifkorn'scher Brücken. Das Geheimniss ihrer ersten Probehaltigkeit und derzeitigen Tragfähigkeit liegt in der Mitwirkung beider Reibungswiderstände und der Grad ihrer Sicherheit ruht mit in der Hand des Schlossers, der die Montirung besorgt. Hat eine kräftige Hand die Schrauben stark angezogen, so kommt das der Stabilität des Trägers sehr zu Guten.

Aber nicht sämtliche Gitterfüsse sind durch das Anziehen der Hängschraubenmutter so fest, dass sie nicht unter der zufälligen Belastung und bei der Befahrung der Brücke gleiten möchten. Die vollständige Fixirung auf diese Art gelingt nur bei dem ersten Gitterfusse von der Mitte aus — vielleicht auch bei dem zweiten — die weiteren Gitterfüsse gleiten doch, denn der stärkere Lastschub an denselben überwindet hier den Reibungswiderstand. Durch oft wiederholtes Wetzen und Gleiten reiben sie sich aus, der ursprüngliche Reibungswiderstand an dieser Stelle kann abnehmen und mit ihm die Tragfähigkeit der Brücke.

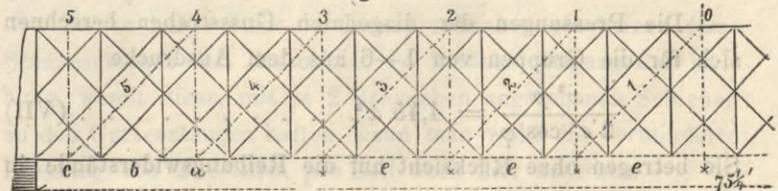
Die Eisenbahnbrücke über die Beraun bei Mokrapec ist eine spätere Ausführung Schifkorn's. Auf diese will ich jetzt meine Festigkeitsformeln anwenden, um die theoretisch vorhandene Inanspruchnahme in den einzelnen Theilen der Construction, namentlich in den Hängsäulen, zu erforschen, den rechnungsrichtigen Coefficienten der grössten Spannung in dieser zu eruiren, dann auch die erste factische Probehaltigkeit des Objectes erklären.

Dieses Object ist eine eingleisige Eisenbahnbrücke und besteht aus einem Felde von  $75\frac{1}{4}'$  und aus vier Feldern von  $95\frac{1}{12}'$  Stützlänge. Die Stützhöhe der Tragwände ist bei allen  $7\frac{1}{2}'$ .

Ich nehme zuerst das kleinere Feld in Betracht. Hier ist also, bei  $l = 75\frac{1}{4}'$  die Probelast . . . . .  $P = 2500$  Ctr., die Brückenlast inclus. der Fahrbahn ist . . . . .  $\alpha P = 700$  „ mithin die Gesamtlast . . . . .  $(\alpha + 1) P = 3200$  Ctr.

Die beistehende Figur

Fig. 4



zeigt die Eintheilung und Anordnung des zweifachen Gitterbalkens. Ich accomodire mir vielleicht die Formel (I) noch besser (zuerst wieder mit Vernachlässigung der Reibungs-

widerstände rechnen wollend, um zu sehen, was da für Resultate kommen), indem ich die Entfernung je zweier Hängsäulen-Colonnen im einfachen Balken mit  $e$  bezeichne und  $ne = x$  setze, dann ist  $n^2 = \frac{x^2}{e^2}$  und die Formel (I) lautet:

$$S = \frac{x^2 p}{e^2} = 6,23 x^2, \dots \dots \dots (VI)$$

in welcher  $e = 7,166'$  und  $p = \frac{(\alpha + 1) P}{10} = 320$  Ctr. zu

setzen. Und so berechnen sich für die aufeinanderfolgenden Hängsäulen von der Mitte aus nach den Widerlagern hin folgende Spannungen:

in der	1.	2.	3.	4.	5.	Doppel-Colonne der Säulen
	320	1280	2880	5120	8000	Ctr.

Die wirklichen Spannungen der zwei Gruppen 4 und 5 liegen in dem halben Werthe von  $S$ , nämlich in dem Ausdrücke  $\frac{x^2 p}{2 e^2}$  mit  $x = 28,7$  und  $35,8$  Fuss, weil sie durch die hier (bei Nr. 4) vorhandenen Einleger  $a - c$  zwischen den Gitterfüßen (Fig. 4) ihrer Spannung zur Hälfte enthoben werden. So bleiben effectiv in den

4. und 5. Hängsäulen-Colonnen
2560      4000 Ctr. Spannung.

Die Hängschrauben von 1—3 haben im Einzelnen den Durchmesser von  $14''$  und messen (16 Stangen in je zwei Colonnen) im Gesamtquerschnitte zweier Gruppen  $16 \square''$ . Die Gruppen 4 und 5 haben in der Einzelschraube den Durchmesser von  $16''$  und messen im Gesamtquerschnitte einer Doppel-Colonne  $22 \square''$ . Der Zug in den Hängsäulen stellt sich also pro  $\square$ Zoll

in der	1.	2.	3.	4.	5.	Doppel-Colonne
auf	20	80	180	160	182	Ctr.

Das ist die gerechnete Inanspruchnahme der Hängschrauben im Träger und es zeigt sich die stärkste Spannung in den Gruppen 3 und 5 mit dem Coefficienten von 180 Ctrn.

Wenn die factische Inanspruchnahme der Hängsäulen dieser ausgeführten Brücke während der stattgehabten Probe eine geringere als die hier durch Rechnung gefundene gewesen ist, so kommt das wieder auf die Gunst der Reibungswiderstände zu setzen, welche an den Gitterfüßen in gewissem Grade vorhanden waren.

In Berücksichtigung derselben und unter Anwendung der Formelreihe (III) auf den vorliegenden Fall, stellen sich die Spannungen der Hängsäulen-Colonnen

Nr.	1	2	3	4	5	auf
	288	1094	2316	2320	2412	Ctr. zusammen,
auf	16	68	145	145	155	„ pro $\square$ Zoll.

Die Pressungen der diagonalen Gussstreben berechnen sich für die Gruppen von 1—6 aus dem Ausdrücke

$$\frac{x^2 p}{2 e^2 \cos \varphi} = 4,45 x^2. \dots \dots \dots (VII)$$

Sie betragen ohne Rücksicht auf die Reibungswiderstände in

Nr.	1	2	3	4	5	6
Ctr.	230	914	2070	3656	2875	4140.

Der Einzelquerschnitt eines Strebegliedes misst  $2 \square''$ , die Doppelgruppe von  $2 \times 8$  Gliedern misst  $32 \square''$  im

Querschnitt. Bei der am meisten beanspruchten Gruppe 4 kommen mithin  $4140 : 32 = 130$  Ctr. auf den Zoll. Die Diagonalstreben sind stark genug bemessen. Jedoch ist die Rechnung sowohl für die Gussstreben wie für die Hängstangen unter der Voraussetzung gemacht, dass die zwischen den Gitterfüßen von Nr. 4—5 eingelegten Stemmschienen  $a, b, c$  stark genug sind und functioniren. Es sind deren 8, nach der Brückenbreite genommen, von  $8 \times 1\frac{1}{2} = 12 \square''$  Querschnitt. Ich nehme an, dass ihr voller Querschnitt mit den Strebfüßen im Contacte steht und keine Verschwächung desselben vorhanden ist. Sie empfangen die Pressung von den Streben Nr. 4, u. z. 3656 Ctr.; pro  $\square$ Zoll 304 Ctr. Der Coefficient von 304 beim Einleger beziffert schon eine Ueberanspruchung, doch ist diess Resultat aus der Rechnung unter Vernachlässigung der Reibungswiderstände hervorgegangen. Da die Stemmschienen mit je 2 Schrauben an die Zugstangen der Gurtung festgeschraubt sind und mit einem gewissen Druck an diesen haften, so kommt ihnen auch ein direct örtlicher und künstlicher Reibungswiderstand zu Hilfe, der die Pressungsinanspruchnahme herabmindert.

Auf die Zugstangen der Balkengurtung kommt der Zug von 4000 Ctrn. nach der Formel (V). Sie haben den Gesamtquerschnitt von  $2,5 \times 16 = 40 \square''$ , so dass  $4000 : 40 = 100$  Ctr. auf den Zoll kommen.

Das ist normal; aber die Kupplung der Zugstangen auf der freien Mitte und ihre Verankerung in den Pfeilerständern hat schwache Stellen. Die Kupplungslaschen und Zugbänder auf der freien Mitte sind einmal geschlitzt und der Schlitz ist  $10''$  breit.

Fig. 5.

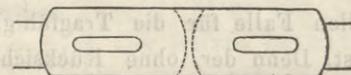
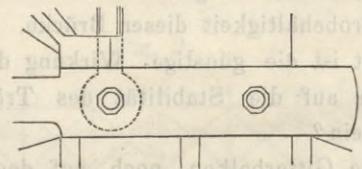


Fig. 6.



Die 16 Stück  $10''$  dicken Zugstangen und die 32 Stück  $5''$  dicken Laschen berühren den Bolzen mit einer Druckfläche von  $16 \times 10'' \times 15'' = 2400'' = 17 \square''$ . Diese Berührungsfläche empfängt den Druck von 4000 Ctrn. aus dem Zuge der Gurtung, und es erleidet der Quadratzoll dieser Druckfläche eine Pressung von  $4000 : 17 = 235$  Ctrn.

An den Enden der in die Ständer eingreifenden Zugstangen, wo 2 Bolzen (Fig. 6) sichtbar sind, bildet streng genommen nur der hintere Bolzen von  $\frac{5}{4}$ zölligem Durchmesser den Halt. 28 Bolzenquerschnitte von  $19,62 \square''$  widerstehen hier dem Zuge von 4000 Ctrn., mit 208 Ctr. pro Zoll. Der vordere durch den Fussring der Hängsäule gehende Bolzen hilft wohl in einem gewissen nicht leicht zu berechnenden Grade mit, wie auch hier wieder ein Reibungswiderstand zu statten kommt, der durch das Anziehen der Bolzenmutter und Anpressen der Zugstangen an die Ständer hervorgerufen ist.

Was den künstlichen, den Coefficienten der Inanspruchnahme herabmindernden Reibungswiderstand betrifft, so ist er auch bei der oben betrachteten Kupplung der Gurtenstangen auf der freien Mitte vorhanden. Man kann annehmen, dass er den hier gefundenen Coefficienten von 235 auf circa 200 herabmindert.

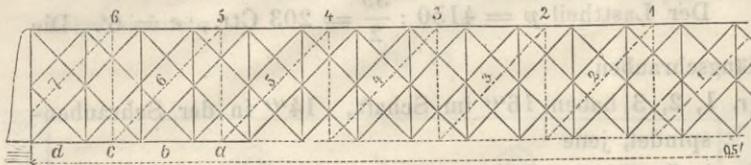
Ich schreite zur Berechnung des zweiten grösseren Brückfeldes von  $95\frac{1}{13}'$  Stützlänge.

Hier ist zu setzen die Probelastung  $P = 2850$  Ctr., die beständige Eigenlast der Brücke. . .  $\alpha P = 1150$  "

die in Rechnung zu stellende Gesamtlast  
 $(\alpha + 1) P = 4000$  Ctr.

Die beigezeichnete Skizze

Fig. 7



zeigt die Anordnung des Doppelbalkens in Bezug auf die Vergitterung. Für das einfache Gitter und die Rechnung gilt wieder  $e = 7,166'$  und  $p = 4000 : \frac{27}{2} = 296$  Ctr. Die Formel (VI) lautet für den vorliegenden Fall speciell  $S = 5,764 x^2$ .

Aus dieser berechnen sich die Spannungen der Hängsäulen wie folgt: für die Säulen

Nr.	1	2	3	4	5	6
mit	296	1184	2664	4736	3700	5328

Die Schrauben von Nr. 1 — 3 messen bei  $14''$  Durchmesser zusammen  $16 \square''$ ,

die Schrauben von Nr. 4 — 5 messen bei  $16''$  Durchmesser zusammen  $22 \square''$ ,

die Schrauben von Nr. 6 messen bei  $18''$  Durchmesser zusammen  $28 \square''$ .

Die Spannungen der Hängsäulen pro  $\square$ Zoll betragen in

Nr.	1	2	3	4	5	6
Ctr.	19	74	144	215	168	190.

Bei der Hängsäulengruppe 4 stellt sich in dem Coefficienten von 215 Ctr. eine grosse Spannung heraus. Die Gussstreben- gruppe 5 wird, nach der Formel  $D = \frac{x^2 p}{2 e^2 \cos \varphi} = 4,45 x^2$ , von der grössten Pressung von 5290 Ctr. getroffen. Da dieselbe, in  $2 \times 8$  Einzelgliedern zusammen,  $32 \square''$  Querschnitt hat, so kommt ein Druck von  $5290 : 32 = 165$  Ctr. auf den  $\square$ Zoll, was normal ist.

Die factischen Spannungen der Hängsäulen werden unter Berücksichtigung der aus der Lastwirkung an den Gitterfüssen resultirenden Reibungswiderstände aus der Formelreihe III gefunden sein. Sie betragen in den Hängsäulengruppen

ad Nr.	1	2	3	4	5	6
Ctr.	266	1022	2141	3577	2541	3568
"	16	63	139	163	116	127

im Ganzen, pro  $\square$ Zoll.

Die wirkliche Spannung in den Hängsäulen Nr. 4 beträgt also nur 163 Ctr. pro Zoll, was eine zulässige Inanspruchnahme ist.

Die untere Balkengurtung, bestehend aus  $2 \times 8 = 16$  Zugstangen von  $2,5 \times 16 = \square 40''$  Querschnitt, nimmt den aus der Formel (V) berechneten Zug von 6333 Ctrn. mit der Widerstandsleistung von 158 Ctrn. pro Zoll auf.

Das ist ein zulässiger Coefficient der Inanspruchnahme; aber in der Kupplung der Zugstangen, auf der freien Mitte der Gurtung, und in der Verankerung derselben an den Stützenden kommen schwache Stellen vor, ähnlich wie bei der Gurtung des vorhin betrachteten kleineren Brückenfeldes.

In der Kupplung auf der Mitte bilden zwei Bolzen von  $\frac{3}{4}''$ gem Durchmesser mit 64 auf Abscheren in Anspruch genommenen, einzeln 0,45, zusammen  $28,8 \square''$  messenden Querschnittsflächen den Halt gegen den obigen Zug von 6333 Ctrn., wobei sie mit  $6333 : 28,8 = 220$  Ctr. pro Zoll in Anspruch genommen sind. In der Wirklichkeit wird indess die Inanspruchnahme wegen des auch hier vorhandenen Reibungswiderstandes zwischen den Laschen und Hauptstangen etwas geringer sein. Die Bolzen sind nämlich an ihren Enden mit Schraubenmuttern versehen, welche, fest angezogen, die Kuppelungsplatten an die Zugbänder anpressen.

Wie gross kann diese Anpressung sein und in Folge derselben der Reibungswiderstand in der Kupplung? Der Monteur kann einer Schraubenmutter von  $\frac{5}{4}''$ gem Durchmesser mit einem Schlüssel von 20 Zoll Hebellänge eine Anpressung von circa 60 Ctrn. geben. Zwei Schraubenmutter drücken alsdann die Lasche mit 120 Ctrn. an die Zugstange, was einen Reibungswiderstand zwischen beiden Theilen von  $120 \times 0,13 = 15,6$  Ctr. erzeugt. Dieser summirt sich, da 32 Laschen in gleicher Weise angepresst sind, auf 500 Ctr. und reducirt den Zug von 6333 auf 5833 Ctr., so dass die Bolzen nur mit  $5833 : 28,8 = 200$  Ctr. circa wirklich in Anspruch genommen erscheinen können.

In der Verankerung der Gurtenstangen an den Enden ist es wieder eigentlich nur der eine hintere Bolzen von  $\frac{5}{4}''$ gem Durchmesser, der den Gegenhalt bildet (Fig. 6). 28 Bolzenquerschnitte von  $19,62 \square''$  Fläche widerstehen hier dem Zuge von 6333 Ctrn. mit 323 Ctr. pro Zoll. Der andere durch den Ring der letzten Hängsäule gezogene Bolzen ist in einem gewissen Grade mitwirkend, wie auch die Reibungswiderstände hier wie dort günstig einwirken, so dass mit Berücksichtigung dieser Factoren der Coefficient im Bolzen immerhin auch hier auf 200 Ctr. herabfallen kann.

Um noch die Pressung auf die zwischen die letzten Gitterfüsse eingelegten Stemmschienen  $a, b, c, d$  zu untersuchen, so sei erwähnt, dass sie von den Diagonalstreben Nr. 5 (Fig. 7) den Horizontalschub von 2960 Ctrn. empfangen.

8 Stemmstücke (Flachschiene) nach der Brückenbreite mit dem currenten Querschnitte von  $8 \times 1\frac{1}{2} = 12 \square''$  widerstehen pro  $\square''$  mit 250 Ctrn.

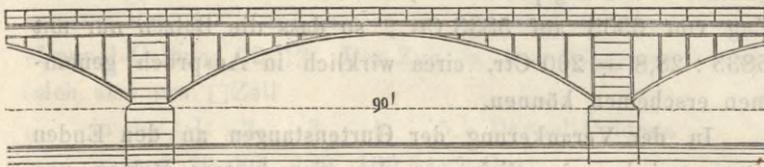
Bei so hoher Ziffer der Inanspruchnahme erscheinen diese Stemmschienen fast illusorisch. In Berücksichtigung der Reibung, womit diese, mit je 2 Schrauben angezogenen Schienen an den Gurtenstangen haften, kann man wohl die verminderte Pressung von 200 Ctrn. pro Zoll auch hier ansetzen.

Bedeutsam sind, wie man aus dem Vergleich der nach Formel (II) und (III) berechneten Spannungen erkennt, für die Haltbarkeit des Systems die Reibungswiderstände an den

Gitterfüßen längs der ganzen Gurtung. Sie retardiren das Gesetz der im geometrischen Verhältnisse zunehmenden Spannungen der Hängsäulen und Diagonalstreben bedeutend und mindern die theoretisch (ohne Rücksicht auf Reibung) sich berechnenden Inanspruchnahmen im Gitterwerke bis zu einem Grade herab, dass der Balken die vorgesetzte Probelast so ziemlich normal trägt. Bei einiger Ueberlastung des Trägers über das normale Probegewicht hinaus würde sich aber bald zeigen und ergeben, dass das System keinen beständigen, keinen absoluten Zusammenhalt hat. Bei einiger Ueberlastung würden die Reibungswiderstände, allerwärts überwunden, gleichsam verschwinden vor der Grösse der Lastwirkung, und die theoretischen Coefficienten der Inanspruchnahme würden mehr und mehr in ihr Recht treten, praktisch werden.

Wenn ich auch noch einen Blick auf den Unterbau der Brücke werfen soll, so bemerke ich, dass die Pfeiler von Granitquadern schön und fest aufgebaut sind und vom Sockel, der die Hochwasserlinie anzeigt, bis zur Auflage der Eisenconstruction 14 Fuss Höhe haben. Es wäre nur zu wünschen, dass die schöne Höhe, von 14 und 4, zusammen von 18 Fuss (bis zur Bahn gemessen), ausgenützt wäre und eine Bogenbrücke an der Stelle stünde, deren Bögen vom Sockel der Pfeiler ansteigen und einen Pfeil von 15 Fuss haben könnten. Ich sehe die Zeit kommen, wo man an diese Stelle unter Beibehaltung der für die Ewigkeit bestehenden Pfeiler eine Bogenbrücke etwa der folgenden, in der nebengezeichneten Skizze (Fig. 8)

Fig. 8.



angedeuteten Art setzen wird. Eine solche, die Bogenrippen von Gusseisen, die Balken und alles Uebrige von Schmied- und Walzeisen hergestellt gedacht, für die gegebenen 5 Felder angewendet, würde 630 Ctr. Guss- und 1570 Ctr. Schmied-eisen, zusammen 2200 Ctr. Eisen erfordern, während die Schifkorn'sche, jetzt vorhandene Balkenconstruction an dieser Stelle 4000 Ctr. in Anspruch genommen hat.

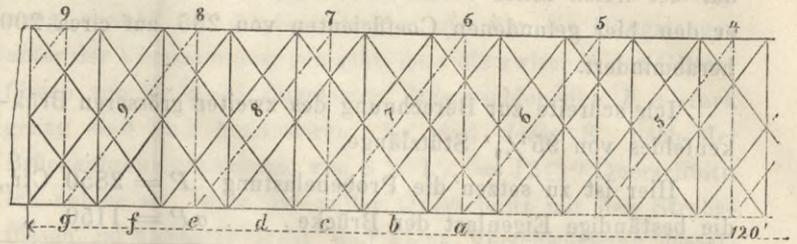
Der Hauptgrund des Minderbedarfs an Eisen bei dieser Bogenbrücke wäre in der Ausnützung der ansehnlichen 15' betragenden Constructionshöhe des Systems zu suchen gegenüber der nur 7 1/2' füssigen Stützhöhe des Balkens. Der zweite Grund würde in der Vermeidung jeder todten (nicht direct tragenden) Constructionslast bei der Bogenbrücke liegen.

Die todte Last im Schifkorn'schen Balken ist ziemlich bedeutend. Alle mittleren durch die neutrale Axe gehenden und alle oberen im Stemmrücken liegenden Längsbänder gehören, weil sie keinerlei Spannung aus der Belastung der Brücke annehmen, in die Kategorie der todten Glieder. Sie wiegen bei den 5 Feldern der in Rede stehenden Mokropce-Brücke 430 Ctr. circa.

Die Eisenbahnbrücke bei Chrast. Auf 2 Mittel- und 2 Landpfeilern liegen 3 Schifkorn'sche Brückenträ-

ger von 20klafriger Spannweite und 10 1/2' füssiger Stützhöhe.

Fig. 9.



Die Probelast für ein solches Feld ist  $P = 3000$  Ctr.,  
die Constructionslast sammt Brückenbahn  $\alpha P = 1150$  „  
die Gesamtlast des Feldes  $(\alpha + 1) P = 4150$  Ctr.

Der Lasttheil  $p = 4150 : \frac{39}{2} = 203$  Ctr.,  $e = 6'$ . Die Hängschrauben

Nr. 1, 2, 3 haben 16'' im Schaft, 14'' in der Schraubenspindel, jene

Nr. 4, 5, 6 haben 17'' im Schaft, 15'' in der Schraubenspindel, jene

Nr. 7, 8, 9 haben 18'' im Schaft, 16'' in der Schraubenspindel,

$2 \times 4 = 8$  Hängschrauben bilden eine Gruppe oder Colonne,  $e = 6$  und  $\cos \varphi = 0,857$ .

Die aus der Belastung resultirenden Reibungswiderstände im System anerkennend und in die Rechnung sogleich einfürend, setze ich zur Eruirung der wirklichen Spannungen der Hängsäulen Nr. 1—9 die Formelreihe:

Nr. 1	2	3	4	5	6
0,83 p,	3,05 p,	6,19 p,	13,30 p,	19,70 p,	25,80 p,
	Nr. 7	8	9		
	31,53 p,	37,0 p,	25,41 p,	. . . . . (VIII)	

setze ich ferner zur Bestimmung der Pressungen der Diagonalstreben

Nr. 1	2	3	4	5	6	7
$\frac{1,5 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{1,8 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{3,7 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{7,9 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{11,8 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{15,5 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{18,9 p}{\cos \varphi}$ ,
		Nr. 8	9			
		$\frac{22,2 p}{\cos \varphi}$ ,	$\frac{25,4 p}{\cos \varphi}$ ,	. . . . . (IX)		

und finde im vorliegenden speciellen Falle für die Hängsäulen

Nr. 1	2	3	4	5	6	7
168,	619,	1256,	2700,	3999,	5237,	6400 Ctr.
pro □ "	10,	39,	78,	142,	211,	275,
		Nr. 8	9			
		7511,	8597 Ctr.			
		pro □ "	341,	391	"	

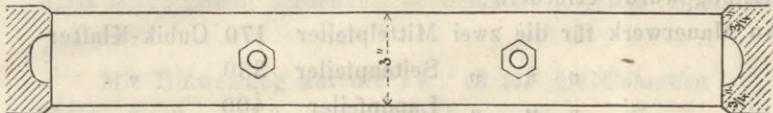
und erhalte für die Gussstreben:

Nr. 1	2	3	4	5	6	7
Ctr. 120,	426,	877,	1871,	2800,	3671,	4478,
pro □ "	4,	14,	28,	59,	88,	115,
		Nr. 8	9			
		Ctr. 5259,	6017,			
		pro □ "	164,	188 Ctr.		

Die zwischen die letzten Gitterfüsse eingelegten Stemm-  
schiene *a, b, c, d, e, f, g* übernehmen von den Diagonalstre-  
ben Nr. 6 den Horizontalschub von 1256 Ctrn., den diese  
Streben abwerfen, wodurch die Hängsäulen Nr. 6 ihrer Span-  
nung von 5237 Ctrn. (= 275 Ctrn. pro Zoll) enthoben wer-  
den und die kleinere Spannung von 3142 Ctrn. (= 165 Ctrn.  
pro Zoll) annehmen. Das Gesetz der Spannungszunahme in  
den Gliedern (Hängsäulen und Streben) des Gitterwerks ist  
hierdurch unterbrochen und die weitere Folge ist, dass die  
nachfolgenden Hängsäulen 7, 8 und 9 nunmehr circa die  
Hälfte der obigen Spannungen, nämlich circa 3200, 3755 und  
4248 Ctr. (= 146, 171 und 195 Ctr. pro Zoll) in sich haben.

Die Stemmschiene *abc...* sind einzeln 3" breit und  
1/2" dick und haben wohl einen currenten Querschnitt von  
1 1/2 □", aber an die Streben, deren Schub sie aufnehmen  
sollen, tangiren sie nur mit der Stossfläche von 3/4 □". Die  
beigezeichnete

Fig. 10



zeigt in der Draufsicht den Stoss der Stemmschiene und  
Druckstreben. Jede Gruppe *abc...* dieser Stemmstücke be-  
steht nach der Brückenbreite aus  $2 \times 4 = 8$  Schienen und  
die Stossfläche der Gruppe misst nur  $8 \times 3/4 = 6 \square"$ , so  
dass sie den oben erwähnten Schub der Streben Nr. 6 von  
1256 Ctrn. mit dem Druck-Coefficienten von  $1256 : 6 =$   
209 Ctrn. pro □" aufnehmen.

Die untere Gurtung mit ihren schwachen Stellen. Die  
Gurtung misst in 16 Zugstangen nach der Brückenbreite  
 $16 \times 3 1/2" = 56 \square"$ . Die Horizontalspannung in derselben  
beträgt, nach der Formel (V) berechnet, 6000 Ctr. im Gan-  
zen,  $6000 : 56 = 107$  Ctr. pro Zoll. In den Kupplungen auf  
der Mitte und in den Verankerungen an den Enden finden  
sich dieselben schwächeren Stellen vor, wie ich sie bei der  
Mokropecer Brücke gefunden habe. Die Berührungsflächen  
der Zugbänder, Laschen und Bolzen werden stark gedrückt.  
Die künstliche Anpressung der Laschen an die Hauptstangen  
kommt der Haltbarkeit dieser Verbindung zu Hülfe. Diese  
Anpressung kann vom Zuge von 6000 Ctrn. circa 500 Ctr.  
absorbiren, so dass der Zug von 5500 verbleibt, der die  $32 \square"$   
betragenden Stossflächen zwischen Gurtenbändern und Keilbol-  
zen mit einer Pressungsinanspruchnahme von  $5500 : 32 =$   
172 Ctr. pro Zoll trifft.

In ähnlicher Weise, wie bei der Mokropecer Brücke, ist  
hier die Verankerung in den Ständern zu beurtheilen. Auch  
ihre Festigkeit ist geringer, als jene des currenten Quer-  
schnitts der Gurtung und berechnet sich auf circa 170 Ctr.  
pro Zoll.

Mit Berücksichtigung also der Reibungswiderstände im  
System des in Rede stehenden Trägers, hat sich der Maximal-  
Coefficient der Inanspruchnahme von 211 Ctrn. in den Häng-  
stangen-Colonnen 5 des Gitters gefunden, und die Construc-  
tion behauptet ohne viel Ueberschuss an Sicherheit, die nor-  
male Tragfähigkeit für die Probelast, denn der Spannungs-

Coefficient von 211 steht hart an der nicht zu überschrei-  
tenden Gränze der Elasticität des Eisens.

Die künstliche vom Monteur durch das starke Anziehen  
der sämtlichen Schrauben im System noch hervorgebrachte  
Spannung, wodurch die ersten Gitterfüsse (Nr. 1) vollständig  
fixirt sein können, reducirt vielleicht den obigen Coefficienten  
von 211 auf 200 Ctr.

Indem ich so alle Reibungswiderstände, die etwa berech-  
tigten (aus der Lastwirkung selbst hervorgehenden), als auch  
die nicht berechtigten (durch den Monteur in das System hin-  
eingeschraubten) gelten lasse und in Rechnung stelle, finde  
ich diese sehr geringe Tragsicherheit, deren Vorhandensein  
indess genügt, um die Thatsache der Probefähigkeit dieser  
Brücke zu erklären.

Es wird nicht uninteressant und auch nicht überflüssig  
sein, nun die Construction auch ohne Berücksichtigung der  
Reibungswiderstände an den Gitterfüssen zu betrachten. Es  
wird sich aus dem Ergebniss dieser correcteren, nach der Ge-  
pflogenheit der gewöhnlichen Constructeure geführten Berech-  
nung, eine andere weiter unten zu erwähnende Thatsache  
erklären lassen.

Aus der Formel (IV)  $S = n^2 p = 203 n^2$  ergeben sich  
die Werthe der Spannungen der Hängsäulen

Nr. 1	2	3	4	5	6	mit
203,	812,	1827,	3248,	5075,	7308	Ctr. im Ganzen,
13,	51,	114,	171,	267,	384	„ pro Zoll.
Nr. 7	8	9	mit			
9947,	12992,	16443	Ctr. im Ganzen,			
452,	590,	747	„ pro Zoll.			

Nun will ich gerne annehmen, dass die Hängsäulen  
Nr. 6 — 9 durch die hier (bei Nr. 6) beginnenden Einleger  
an den Gitterfüssen um die Hälfte ihrer obigen Spannungen  
enthoben werden, und dass die effectiven Spannungen der  
Hängsäulen . . . . Nr. 6 7 8 9  
betragen werden in Ctrn. 3654, 4973, 6496, 8222, und  
pro Zoll „ „ 192, 231, 295, 373.

Aber die Einleger-Partien *abc...* werden hierbei eine  
Pressung von 364 Ctrn. pro □ Zoll erfahren, denn der Hori-  
zontalschub, den die Diagonalen Nr. 6 auf die Einleger *abc...*  
werfen, beträgt 2192 Ctr.

Die bemerkenswerthen Resultate dieser mit Ausseracht-  
lassung der Reibungswiderstände im System geführten Rech-  
nung erklären das interessante Ergebniss der vom 23. bis  
26. Februar 1865 im Eisenwerke Zöptau mit einer Schif-  
korn'schen Brücke von 20klafriger Spannweite bis zum  
Bruche vorgenommenen Belastungsprobe.

Jene Brücke war für die Belastung von 4430 Ctr. con-  
struirt worden, wovon 3200 Ctr. Probelast und 1230 Ctr.  
Constructionslast sammt Oberbaulast waren. Der Bruch der  
Brücke ist nach Auflegung von 5000 Ctrn. zufälliger Belastung,  
also bei einer Gesamtlast von  $5000 + 1230$  Ctrn., erfolgt.

Gutes Eisen reisst bei 500 Ctr. Spannung pro □ Zoll des  
tragenden Querschnittes. Vorausgesetzt, dass die Brücke von  
gutem Eisen hergestellt war, lag also in ihr im Momente des  
Brechens die Spannung von 500 Ctrn. pro Zoll, und kann  
geschlossen werden, dass sie unter der Probelastung von  
4430 Ctrn. die Spannung von 355 Ctrn. pro Zoll innegehabt

hat, oder doch innegehabt hätte, wenn nicht die Reibungswiderstände gewesen wären. Denn es geht hervor aus der Proportion  $6230 : 4430 = 500 : x$  der Coefficient  $x = 355.5$ .

Wäre die Brücke für eine sogenannte 5fache Bruchsicherheit construirt gewesen, d. h. wäre die Festigkeitsrechnung und Querschnittsbemessung mit dem Spannungs - Coefficienten von 100 Ctr. pro Zoll, was man bei einer Eisenbahnbrücke von 10 bis 20klaftriger Spannweite gern thut, durchgeführt gewesen, so musste der Bruch der Brücke erst unter einer Last von 22150 Ctrn. erfolgen, was aus der Proportion  $4430 : 100 = L : 500$  resultirt. Wäre die Brücke vom Constructeur für eine sogenannte 3fache Bruchsicherheit berechnet und gedacht, d. i. mit dem Coefficienten von 166 Ctr. Spannung pro Zoll durchgeführt gewesen, so musste sie bei der Belastung von 13343 Ctr. brechen, wie es aus  $4430 : 166 = L : 500$  hervorgeht.

Ausserdem, dass diese Bruchprobe beweist, die Brücke sei nur mit dem Rechnungs-Coefficienten von 355 Ctrn. ausgeführt gewesen, thut sie auch dar, dass die Reibungswiderstände im System nicht in demselben Verhältnisse zunehmen, wie die Last und die Lastwirkungen, sondern eher abnehmen. Die Last überwindet die Reibungswiderstände um so rascher, je grösser sie wird.

Wie die obigen Resultate meines Calculs das Ergebniss der in Zöptau stattgefundenen Brückenprobe erklären, so bestätigt diese wiederum die Richtigkeit meines Calculs

Parallele zum Chraster-Viaduct. Die Brücke von Chrast führt die Eisenbahn über eine Thalschlucht von 18° Höhe. Die Mittelpfeiler derselben sind im Mauerwerke von der Erdsohle bis zur Auflage der Eisenconstruction circa 17° hoch. An dieser interessanten Baustelle würde sich eine Bogenbrücke nicht nur zierlich und fest ausgenommen, sondern auch ökonomisch gestaltet haben. Ich sehe die Zeit kommen, wo man, natürlich unter Behaltung der schönen und starken von Quadern gebauten Pfeilern, eine Bogenconstruction, etwa der beigezeichneten Art

Fig. 11

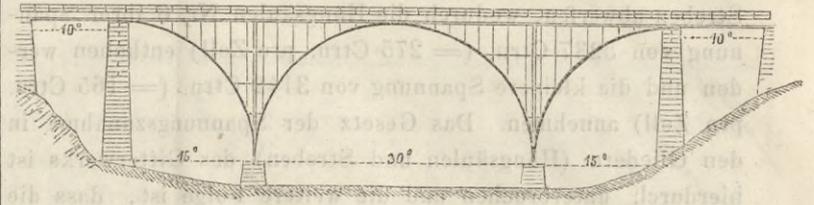


auf die Pfeilersockeln aufsetzen wird. Eine Bogenconstruction dieser Art würde, mit dem Festigkeits-Coefficienten von 100 Ctr. pro Zoll durchgeführt, ein Schmiedeisenquantum von 2500 Ctr. in Anspruch nehmen, und, den Ctr. zu 20 fl. sammt Aufstellung und Transport gerechnet, 50000 fl. kosten, während die gegenwärtig bestehende Schifkorn'sche Balkenconstruction 3210 Ctr. Guss- und Schmiedeisen erfordert und gewiss auch mindestens 50000 fl. gekostet hat, u. z. bei der geringen Tragfähigkeit von 200 Ctr. im System.

Bei weitem ökonomischer, als die im Vorgehenden skizzirte Bogenconstruction, würde sich, wenn der Constructeur freies Terrain für die Wahl der Spannweiten und des Systems

hätte, an der Stelle des besagten Viaducts eine Bogenbrücke der folgenden Art berechnen

Fig. 12



und gestalten. Ein Bogen im Mittelfelde von 30° Spannweite und zwei Halbbögen in den Seitenfeldern von je 15° Spannweite, mit zwei Balkenausläufern von je 10° Länge, würde die Schlucht in einer Gesamtlänge von 80° überspannen. Zwei niedrige Mittelpfeiler würden die Bogenbrücke tragen, zwei höhere Seitenpfeiler würden die Verankerung der Bogenbrücke aufnehmen und mit den zwei Landwiderlagen die Balkenausläufe tragen, welche letztere mit ihrem Eigengewicht der genannten Verankerung zu statten kommen. Diese Herstellung würde erfordern:

An Mauerwerk für die zwei Mittelpfeiler	170	Cubik-Klafter
„ „ „ Seitenpfeiler	330	„
„ „ „ Landpfeiler	400	„

zusammen 900 Cubik-Klafter Mauerwerk;  
 an Schmiedeisen für die Eisenconstruction . . . . . 2900 Ctr.  
 an Gusseisen für dieselbe (Platten etc.) . . . . . 100 „  
 zusammen 3000 Ctr. Eisen.

Der ausgeführte Viaduct von Chrast hat erfordert:  
 An Mauerwerk für die zwei Mittelpfeiler circa 700 Cub.-Klfr.  
 „ „ „ Landwiderl. „ 1100 „  
 zusammen circa 1800 Cubik-Klafter, also ungefähr das Doppelte des für die obige Bogenbrücke erforderlichen Quantums.

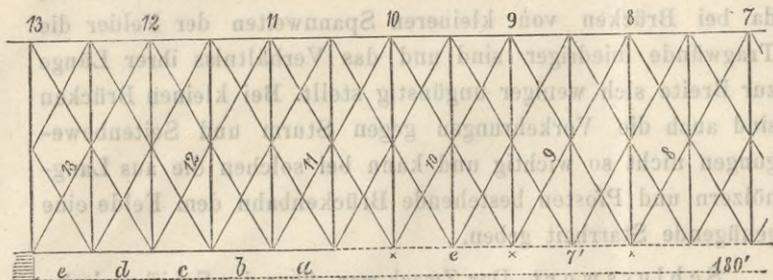
An Eisen (Guss und Schmiedeisen) hat derselbe, wie schon erwähnt, 3210 Ctr. erfordert, also noch etwas mehr als die letztere Bogenbrücke erfordern würde.

Die eigentliche und grösste Ersparniss läge also bei diesem Objecte im Mauerwerke, und könnte, die Cubik-Klafter Mauerwerk mit Quadern und Quaderverkleidungen zum verglichenen Preise von etwa 200 fl. genommen,  $900 \times 200 = 180000$  fl. betragen.

Diese Art Bogenbrücke erweist sich überhaupt als das passendste und ökonomischeste System zur Ueberbrückung von Schluchten und Thälern, wie ich in meiner Sammlung der „Parallelen zu ausgeführten Brücken“ darzulegen Gelegenheit genommen habe.

Das Project der dritten Prager Moldaubrücke von Schifkorn. Bei diesem Projecte lag die Absicht vor, das System des Constructeurs für eine 30 klaftrige Spannweite anzuwenden und auszuführen. Um noch eine Anwendung der Rechnungstheorie auf einen solchen Träger von 30° Länge zu machen, will ich dieses Project vornehmen und dem Calcul unterziehen. Der Brückenträger desselben ist wieder ein sogenannter zweifacher Gitterbalken bezüglich der Verstrebung und Verkreuzung. Er zählt von der freien Mitte aus 26 Hängsäulencolumnen nach beiden Seiten hin, die neutrale mittelste Column nicht gerechnet. (Figur 13.)

Fig. 13.



Die zufällige Belastung des Feldes (30 Ctr.

pro  $\square^0$  gerechnet) beträgt . . . . .  $P = 4500$  Ctr.

Die Eigenlast des Feldes circa . . . . .  $\alpha P = 4200$  „

Die Gesamtlast also circa . . . . .  $(\alpha + 1) P = 8700$  Ctr.

$p = 8700 : 26 = 334.6$  Ctr.;  $l = 7'$ ,  $\cos \varphi = 0.869$ .

Die Hängsäulen nach Formelreihe III — also mit Rücksicht auf jene Reibungswiderstände im System, die aus der Last hervorgehen, berechnet — nehmen folgende Spannungen an:

Mit Hinweisung auf die Fig. 13 für die Columnen

Nr. 1	2	3	4	5	6	7	8
278,	1022,	2071,	4356,	6591,	8632,	10557,	12380,
17,	64,	130	272,	274,	360,	440,	516,
9	10	11	12	13	Ctr. im Ganzen.		
14020,	15916,	10600,	11610,	7580			
389,	442,	294,	323,	210	Ctr. pro $\square$ Zoll.		

Hiebei habe ich die Hängsäulenpaare 11, 12 und 13 wegen dem Beginn der Einleger  $a b \dots d$  bei Nr. 11 als zur Hälfte entlastet angesetzt.

Jedes Columnenpaar der Hängsäulen zählt  $2 \times 10 = 20$  einzelne Rundstangen von  $1\frac{3}{4}$ ,  $1\frac{1}{2}$ ,  $1\frac{1}{4}$ “ Durchmesser im Schaft, von  $1\frac{1}{2}$ ,  $1\frac{1}{4}$ ,  $1$ “ Durchmesser in der Schraubenspindel, welcher letztere in der obigen Berechnung eingeführt ist, und wonach die effectiven Querschnittsflächen der Columnenpaare mit 36, 24 und 16  $\square$ “ in der Rechnung stehen.

Die Pressung der Diagonalstreben (Paare) berechnet sich am grössten für die Gruppe Nr. 10 mit 11154 Ctr. im Ganzen, oder  $11154 : 50 = 223$  Ctr. pro Zoll.

Schon die Eigenlast der Brücke setzt die Hängstangen (Nr. 8) in eine Spannung von 250 Ctr. pro Zoll und es ist fraglich, ob sie in dieser projectirten Weise ausgeführt, bei aller Gunst der Reibungswiderstände auch nur ihre eigene Last auf die Dauer tragen könnte. Die Probelastung zu ertragen würde sie wohl keine Stunde lang vermögen, denn bei 500 Ctrn. reisst das Eisen und die Spannung der Hängschraube (8) steht auf 516 und (7) auf 440 Ctr. pro Zoll.

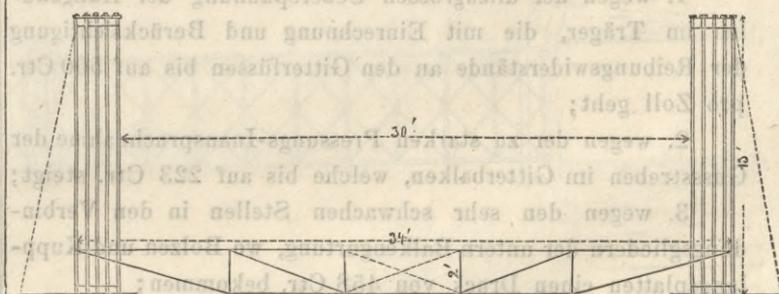
Die Stützhöhe des Trägers ist  $12\frac{1}{2}$ ‘. Die Spannung der untern Balkengurtung berechnet sich nach der Form. (V) mit 14138 Ctr. Die Gurtung aus 20 Flachsienen von  $4 \square$ “ bestehend, misst  $80 \square$ “ Querschnitt und widersteht mit 175 Ctr. pro Zoll, was angeht. Schwach aber sind wieder die Verbindungsstellen der Gurtung auf der freien Länge und die Ankerstellen an den Enden. Die Kupplung auf der freien Länge hat auch hier die in Fig. 5 angedeutete Form. Ein Schlitz,

von  $1\frac{1}{2}$ “ Breite und ein durchgesteckter Bolzen von  $1\frac{1}{2}$ “ Dicke vermittelt den Zusammenhang. Zugstange, Zuglasche und Bolzen, alle drei Theile stehen (einzeln) mit einer Druckfläche von  $1\frac{1}{2} \square$ “ gegenseitig im Contact. Die kleine Fläche von  $1\frac{1}{2}$  Zollen empfängt den Druck von  $14138 : 20 = 707$  Ctrn., und es fällt sowohl auf die Bolzen als auch auf die Bänder an diesen Berührungsstellen die Pressung von  $707 : 1\frac{1}{2} = 471$  Ctr. Die Reibung zwischen den Kupplungslaschen und Hauptzugstangen, hervorgebracht durch die Anpressung zweier Schrauben, kann bei je 2 Flächen  $2 \times 15 = 30$  Ctr. betragen und den Zug von 707 auf 687 herabmindern, so dass nur  $687 : 1\frac{1}{2} = 458$  Ctr. auf jene kleinen Druckflächen kommen, was aber immer noch viel zu viel ist. Hier wären 2 Schlitze statt einem von  $1\frac{1}{2}$ “ Breite nöthig, oder die kettenartige Verkupplung mittelst eines Rundbolzens von  $2\frac{1}{2}$ “ Durchmesser angezeigt gewesen.

Bemerkenswerth ist auch bei diesem Projecte die Construction des Querträgers der Brückenbahn.

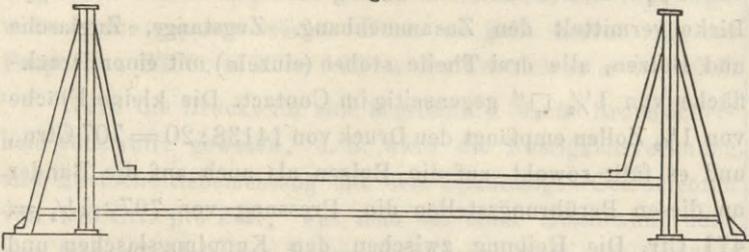
Seine freie Länge ist 34‘, seine Stützhöhe 2‘. Bei der Belastung seiner ganzen Länge trägt er circa 150 Ctr., wobei die Horizontalgurtungen mit 320 Ctrn. beansprucht sind. Die untere Gurtung, bestehend aus 2 Schienen von 3“ Gesamtquerschnitt widersteht auf der freien Mitte des Trägers mit  $320 : 3 = 107$  Ctrn. Bei gleichmässiger Belastung ist alles gut, aber bei der einseitigen Belastung der Hälfte des Trägers kann sich die Construction nicht behaupten, denn für diesen Fall fehlen ihm auf der Mitte die zwei in der Figur durch punctirte Linien angedeuteten Diagonalbänder.

Figur 14.



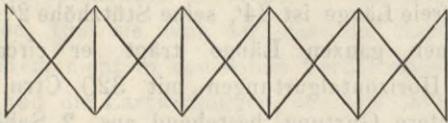
Die Figur zeigt die Brücke im Querschnitt. Man sieht, dass die 13‘ hohen Trägerwände frei stehend, ohne irgend eine Strebung oder Steifung nach der Seite angeordnet sind. Dass dieselben bei der ansehnlichen freien Länge von 180‘ ihren aufrechten Stand behalten könnten, wenn sie nicht an den Stützenden (auf den Pfeilern) nach den Aussenseiten hin angelegte Strebefüsse bekommen (nach Andeutung der punctirten Linien in der Figur) und dass die Rückengurtung — dieses auf Pressung in Anspruch genommene, aus 520 Gussstücken zusammengestellte Stemmband gegen seitliches Ausbauchen genügend sicher sein könnte, das ist bei dem schlanken Verhältniss der Länge zur Breite wie  $180 : 2\frac{1}{2} = 60 : 1$  kaum zu denken. Bei gewöhnlichen Blechgitterbrücken mit hohen Trägerwänden wird in dieser Beziehung vom Constructeur Fürsorge getragen. Die Gitterwände werden da durch die sogenannten Diaphragmen mit den Traversen (oder Querträgern) in feste Verbindung gebracht, wie etwa in der beigezeichneten Skizze Figur 15.

Fig. 15



ersichtlich ist, und die Rückengurtungen der hohen Wände erscheinen hierdurch gegen Seitenbewegung genügender gesichert — es ist die Beruhigung vorhanden.

Die gebräuchlichen Horizontalkreuze unter der Fahrbahn, welche mit den Quer- und Langträgern zusammen das steife Gitter gegen die Seitenschwankungen der Brücke, gegen Sturm und Wind bilden sollen, fehlen gänzlich — und wenn die Kreuze auch da wären, so bilden sie ohne die einfassenden Gurtungen, ohne die einrahmenden Längsbänder, wie die Fig. 16



zeigt, noch kein steifes Gerippe, und diese Rahmen sind bei der Art des Zusammenhangs der Querträger mit den Hauptträgern nicht leicht anzubringen.

Aus allen diesen Betrachtungen und Berechnungen erhellt, dass diess Project der dritten Prager Moldaubrücke für die praktische Ausführung wenig geeignet ist, und zwar in Resumirung des Gesagten:

1. wegen der allzugrossen Ueberspannung der Hängsäulen im Träger, die mit Einrechnung und Berücksichtigung der Reibungswiderstände an den Gitterfüssen bis auf 500 Ctr. pro Zoll geht;
2. wegen der zu starken Pressungs-Inanspruchnahme der Gussstreben im Gitterbalken, welche bis auf 223 Ctr. steigt;
3. wegen den sehr schwachen Stellen in den Verbindungsgliedern der untern Balkengurtung, wo Bolzen und Kuppelungsplatten einen Druck von 458 Ctr. bekommen;
4. wegen der mangelhaften und unvollständigen Construction der Querträger bei dem Abgange des (punctirten) Kreuzbandes auf seiner freien Mitte;
5. wegen dem Fehlen des Netzes der Horizontalverstrebung unter der Brückenbahn gegen Sturm;
6. wegen dem Mangel an Vorkehrung gegen das seitliche Ausbauchen der Rückengurtungen bei den Hauptträgern und gegen das Umkippen der hohen (13fussigen) Tragwände.

Ich wage nicht zu behaupten, dass dieses Project ausgeführt, die Probelast auch nur einmal und nur eine Stunde lang ertragen könnte, denn bei diesem Projecte und bei dieser (30klafterigen) Spannweite der Träger treten die Schwächen und Mängel, die sich bei den vorher betrachteten kleineren Constructionen gezeigt haben, in allzubedeutendem Grade hervor, und es kommen auch noch einige principielle

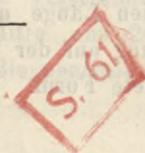
Bedenken — die in den Puncten 4, 5 und 6 angeführten — hinzu, welche bei kleineren Brückenweiten ausser Acht fallen, da bei Brücken von kleineren Spannweiten der Felder die Tragwände niedriger sind und das Verhältniss ihrer Länge zur Breite sich weniger ungünstig stellt. Bei kleinen Brücken sind auch die Vorkehrungen gegen Sturm und Seitenbewegungen nicht so wichtig und kann bei solchen die aus Langhölzern und Pfosten bestehende Brückenbahn dem Felde eine genügende Starrheit geben.

Schlusswort. Der Zweck war, über das Schifkorn'sche System auch in constructiver Beziehung ein Urtheil zu gewinnen und den Grad der Tragsicherheit kennen zu lernen, welcher den ausgeführten und auszuführenden Constructionen dieser Art innewohnt, um dieselben auch in dieser Beziehung mit meinen Eingangs vorgeführten Parallelen vergleichen zu können.

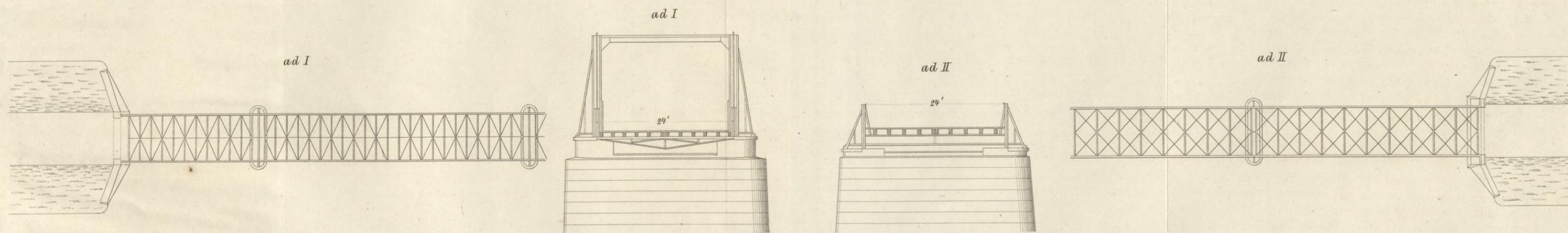
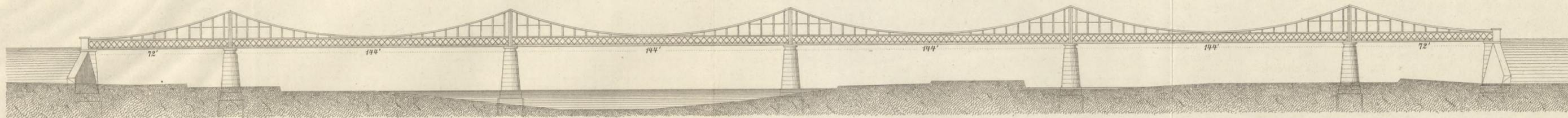
Ich habe Brücken von 20klafterigen Weiten zum Vergleiche genommen. Meine Parallelen der Blechbogen-, Bogen- und der Blechgitterbrücke sind mit den Festigkeitscoefficienten von 100 bis 110 Ctr. pro Zoll berechnet worden. Die Schifkorn'sche Parallelbrücke von 20klafterigen Feldweiten enthält, wie die Untersuchung der Träger von Chrast gezeigt hat, den Spannungscoefficienten von 210 Ctr. bei aller Rücksichtnahme auf die Gunst und Hülfe der Reibungswiderstände — eine Rücksicht, welche man bei der Berechnung und Bemessung von Brückenconstructionen jedes andern Systemes und jeder andern Art nicht walten lässt, indem der rechnende Constructeur die in jedem System mehr oder weniger vorhandenen Reibungswiderstände über die Sicherheitsrechnung hinaus der auszuführenden Brücke zu Gute kommen lässt und dadurch ein Object schafft, welches sich in der Wirklichkeit noch besser bewährt, als es sich auf Grund der Berechnung zu bewähren hat, und welches geeignet ist, eine grosse Dauerhaftigkeit zu gewährleisten.

Was die Dauerhaftigkeit der bisher ausgeführten Schifkorn'schen Brückenconstructionen betrifft, so wage ich kaum zu behaupten, dass dieselbe eine grössere als zwanzigjährige sein wird, ohne zu fürchten, desshalb für einen Pessimisten gehalten zu werden. Ich kann diesem System als solchem überhaupt keine grosse Zukunft prognosticiren, da seine Tragsicherheit zu viel auf der Mitwirkung der verschiedenen Reibungswiderstände beruht und diese viel zu variable und unbeständige Factoren sind, als dass sie für's erste in genaue Berechnung gezogen werden könnten, und für's zweite die Dauerhaftigkeit des Systems in der Praxis mit Beruhigung gewährleisten könnten.

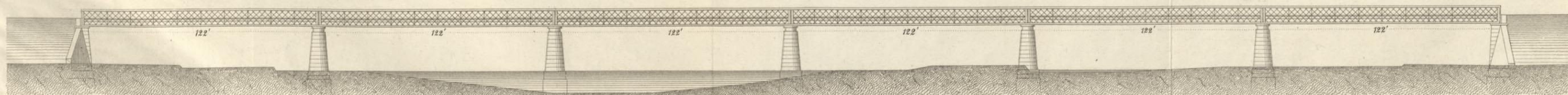
Das System steht nicht auf der Höhe der Zeit und Wissenschaft und bekundet keinen sonderlichen Fortschritt im Fache der Eisenbrückenconstruction. Ich denke daher, es wird nicht sehr lange als ein Stern auf diesem Felde glänzen, sondern bald als eine Schnuppe, als welche es aufgetaucht ist, wieder verschwinden.



I.  
BOGENGITTERBRÜCKE.



II.  
BALKENGITTERBRÜCKE.





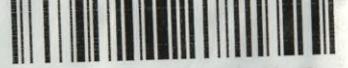






POLITECHNIKA KRAKÓWSKA  
BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301102

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300721