

# Bruchversuche mit Hetzerbindern

Autor(en): **Chopard, Ch.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **61/62 (1913)**

Heft 22

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-30725>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## Bruchversuche mit Hetzerbindern.

Von Ing. Ch. Chopard, Zürich.

Anlässlich der Genehmigung der Hetzer'schen Binder für die Lokomotiv-Remise der S. B. B. auf dem Aebigut in Bern hat das schweiz. Eisenbahndepartement in Anbetracht der Neuheit der Bauweise auch die Zweckmässigkeit der Ausführung einer Belastungsprobe bis zum Bruch hervor-gehoben. Durch die

Belastungsprobe sollte zugleich gezeigt werden, inwiefern die von der Firma Turner & Chopard gelieferten statischen Berechnungen, bezw. die dabei zu Grunde gelegten Annahmen der Wirklichkeit entsprechen und mit welchen zulässigen Spannungen künftighin gerechnet werden dürfe. Der Anregung wurde dann auch Folge geleistet, indem Turner & Chopard die zur Durchführung des Versuches notwendigen Binder lieferten, während die S. B. B. die Kosten der eigentlichen Belastungsproben auf sich nahmen.

Zu diesem Zweck sind zwei Versuchs-Binder verwendet worden, die in bezug auf Spannweite, Höhe und Axenführung eine Nachbildung der wirklichen Bogenbinder der Lokomotivremise im Masstab 1:3 darstellten (Abb. 8, Seite 292). Um sich jedoch den wirklichen Verhältnissen möglichst zu nähern, geschah deren Dimensionierung derart, dass bei einer Laufmeter-Belastung, die jener der Berechnung der grossen Binder zu Grunde gelegten entspricht, in den massgebenden Schnitten der kleinen Binder annähernd dieselben Höchstspannungen auftreten mussten.

Der Einfluss des Winddruckes konnte hier natürlich nur durch einseitige vertikale Belastungen berücksichtigt werden (vergl. Abb. 8 und Tabelle I).

Die Erprobung der Binder fand statt in den Tagen vom 29. Mai bis 3. Juni 1912 in Anwesenheit von Vertretern des schweiz. Eisenbahndepartements, der S. B. B., der Ingenieure Turner & Chopard und ihrer Lizenznehmer für Ausführung Hetzer'scher Holzbauweise in der Schweiz.

Die Belastung geschah mittels Eisenbahnschienen, die nach und nach auf ein Hänge-Gerüst aufgebracht wurden (vergl. Abb. 9). Als Aufhängepunkte wählte man, dem Masstab des Bruchobjektes entsprechend, nur einige der Pfetten-Auflagepunkte, nämlich beidseitig die Punkte 3, 6 und 9, sowie 10 (den Scheitel), wobei die Lasten der dazwischen liegenden Pfettenpunkte jeweils nach dem Hebelgesetz auf die benachbarten Aufhängepunkte des Belastungsgerüsts verteilt gedacht worden sind (Abb. 8).

Um das Verhalten der Binderdeformationen während der Dauer der Probe verfolgen zu können, wurden vorerst die Binderscheitel und die beiden Punkte 6 und 6' eines jeden der beiden Binder in bezug auf einen Fixpunkt einnivelliert (Nivellement 0). Dieses Nivellement wurde erstmals wiederholt, nachdem durch Aufbringen von Schienen das Gewicht des Hängegerüsts auf das der normalen Binderbelastung entsprechend ergänzt war (Niv. 1, Tabelle II). Die Steigerung der Belastungen geschah durch jeweilige Ergänzung der bereits aufgebrauchten Lasten um die einer normalen Binderbelastung entsprechende, wobei die Zunahme der Binderdeformationen nach jedem neuen Belastungs-

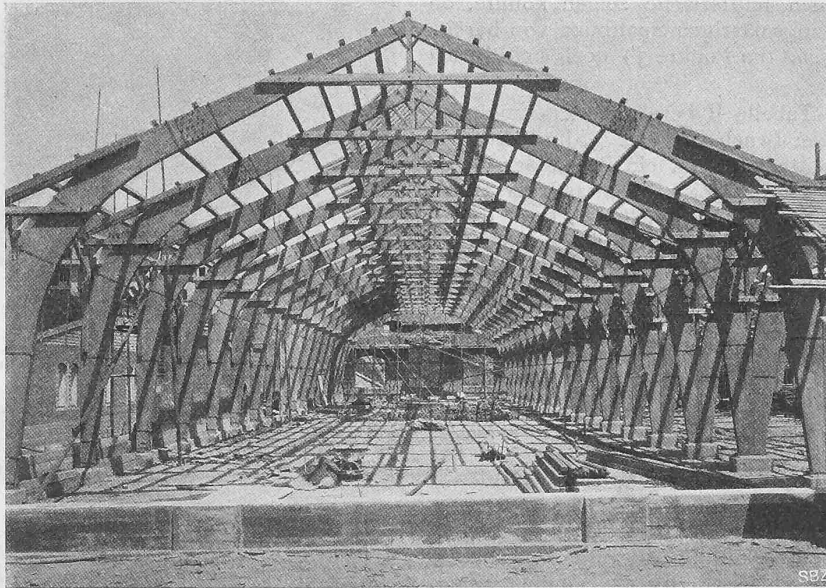


Abb. 7. Blick in die Halle I der Lokomotivremise während des Baues.

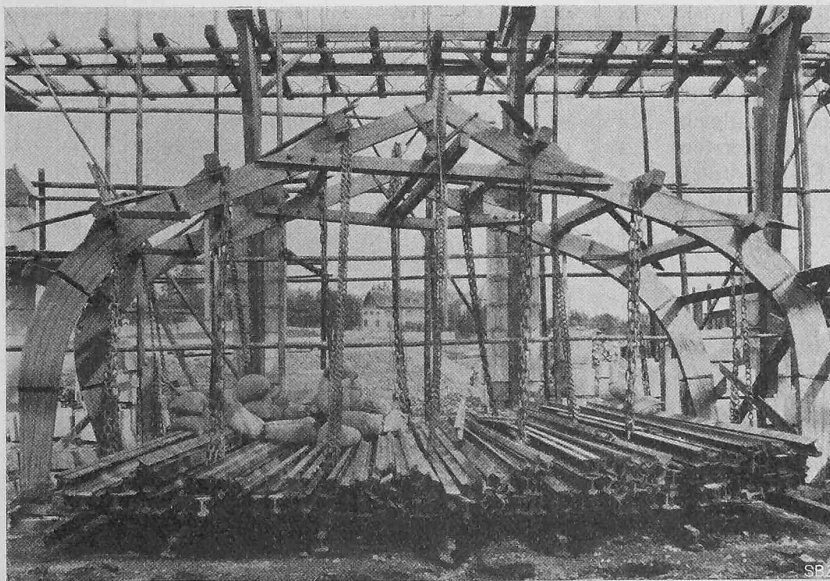


Abb. 9. Versuchsbinder II (vorn) und I (hinten)

nach Durchführung der Belastungsprobe bis zum Bruch.

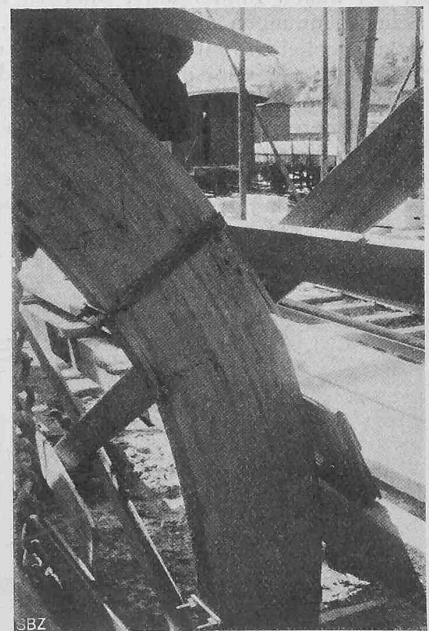


Abb. 10. Bruchstelle des Binders II.

zustand durch weitere Nivellements festgelegt wurde. Der aus Tabelle II zu entnehmende Verlauf der Deformationen ist noch dahin zu ergänzen, dass am 29. Mai abends die Belastungsprobe unterbrochen werden musste; trotz der bereits vorhandenen fünffachen Belastung hatten sich noch nirgends Spuren der Zerstörung an den Bindern bemerkbar gemacht. Die Mehrzahl der anwesenden Vertreter konnte sich erst am 3. Juni wieder zur Fortsetzung des Belastungsversuches einfinden, welcher Umstand indessen nur zu begrüßen war, da es sich mittlerweile zeigen konnte, ob wirklich bei einer rechnermässigen Spannung von bereits + 343 bzw. - 403 kg/cm<sup>2</sup> (im Punkte 3') noch kein Bruch zu gewärtigen sei.

Wie nun aus der Tabelle II bereits zu erkennen ist, erfolgte beim Binder II der Bruch vor dem 3. Juni (Abb. 9), indem am 1. Juni nachmittags vorerst ein Bruch der Zange erfolgte, dem aber erst am 2. Juni nachmittags der Bruch des Binders folgte und zwar an der Stelle stärkster Krümmung (Abb. 10), und im Scheitel durch Fugentrennungen (Abb. 11 hinterer Binder links). Der Bruch der Zange ist in den Abbildungen 9 und 12 festgehalten; er erfolgte demnach durch übermässige Biegung infolge Deformation des Scheiteldreiecks und dem daraus entstandenen, durch die beiden Schrauben bewirkten Einspannungsmoment. Dass andererseits die Zange das Arbeiten der als Dreigelenkbogen ohne Riegel gerechneten Binder im vorliegenden Fall nicht wesentlich beeinflussen konnte, beweisen der bereits erwähnte Umstand, dass der Bruch des Binder II unabhängig vom Bruch der Zange erfolgte, ferner die Tatsache, dass eine Verschiebung der Befestigungsschrauben der Zange festgestellt werden konnte, die eine Zugwirkung des Riegels natürlich ausschliesst. Der am Sonntag eingetretene Bruch des Binders II geschah in den untern Fasern der Schnitte x<sub>2</sub> bzw. x'<sub>2</sub> (193 bzw. 191 cm über den Fusspunkten des Binders) durch Ueberwindung der Zug- bzw. Druckfestigkeiten (vergl. Abb. 13).

Der noch unbeschädigt gebliebene Binder I ist dann am 3. Juni weiter belastet worden und zwar vorerst bis auf die sechsfache Normalbelastung und alsdann noch um ein wenig mehr, um den Bruch möglichst rasch einzuleiten und infolgedessen die auftretenden Erscheinungen deutlicher wahrnehmen zu können (Abb. 14). Die Erscheinungen vor dem Bruch waren: vorerst ein leichtes Absplittern der äusseren Fasern der Schnitte x<sub>1</sub> bzw. x'<sub>1</sub> (183 bzw. 181 cm über den Fusspunkten des Binders), bald darauf ein Ineinanderschieben der inneren Fasern dieser Schnitte und endlich eine bereits merkbare Verschiebung der Lamellen in der linken Binderhälfte, zunächst des Scheitels, wo die Schubspannungen am grössten waren. Da die Zange noch intakt geblieben, entschied man sich durch Einsägen eines Schnittes in dieselbe den Bruch zu fördern (vergl. Abb. 11); aber erst nach fast völliger Durchsägung riss diese Zange, ein weiterer Beweis ihrer Wirkungslosigkeit. Zugleich öffneten sich in den Schnitten x<sub>1</sub> und x'<sub>1</sub> in den äussersten Lamellen je ein Längsris, während die inneren Fasern dieser Schnitte stärker ineinander gedrückt wurden. Im Punkte 9

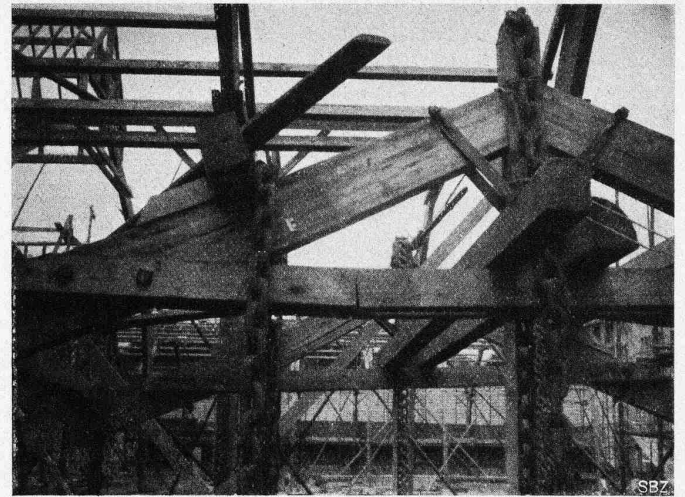


Abb. 11. Vorn Binder I, hinten Binder II.

(linke Binderhälfte) trat ebenfalls ein leichtes Zusammendrücken der oberen Fasern zutage (bei P = 310 kg/cm<sup>2</sup>). Nach ungefähr einer weiteren halben Stunde nahm im Scheitel die gegenseitige Verschiebung der Holzlamellen auffallend stark zu, und gleich darauf ereignete sich unter lautem

Tabelle I  
Zusammenstellung der Maximalspannungen der Bruch-Binder für fünffache Normalbelastung.

Schnitt	Querschnittshöhe	W	M	$\sigma_M = \frac{M}{W}$	N	F	$\sigma_N = \frac{N}{F}$	$\sigma_o$	$\sigma_u$
		cm <sup>3</sup>	(cmt)	(kg/cm <sup>2</sup> )	t	cm <sup>2</sup>	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
0	16	426	± 0	± 0	10,7	160	- 67	- 67	- 67
1	34	1927	- 558	± 290	10,7	340	- 32	+ 258	- 322
2	35	2041	- 702	± 344	11,4	350	- 33	+ 311	- 377
3	32,5	1815	- 544	± 300	10,65	325	- 33	+ 267	- 333
4	29	1353	- 356	± 263	8,6	290	- 30	+ 233	- 293
5	27	1215	- 258	± 212	8,2	270	- 30	+ 182	- 242
6	25,5	1085	- 47	± 43	8,2	255	- 32	+ 11	- 75
7	24,5	960	+ 35	± 37	6,5	245	- 27	- 64	+ 10
8	22,5	844	+ 117	± 139	6,5	225	- 29	- 168	+ 110
9	21,5	735	+ 200	± 272	6,5	215	- 30	- 302	+ 242
10	18	—	—	—	4,68	180	- 26	- 26	- 26
9'	21,5	735	+ 59	± 80	6,47	215	- 30	- 110	+ 50
8'	22,5	844	- 19	± 23	6,47	225	- 29	- 6	- 52
7'	24,5	960	- 100	± 104	6,47	245	- 26	+ 78	- 130
6'	25,5	1085	- 178	± 164	7,95	255	- 31	+ 133	- 195
5'	27	1215	- 369	± 304	7,95	270	- 30	+ 274	- 334
4'	29	1353	- 457	± 338	8,3	290	- 29	+ 309	- 367
3'	32,5	1815	- 677	± 373	9,85	325	- 30	+ 343	- 403
2'	35	2041	- 735	± 360	10,35	350	- 30	+ 330	- 390
1'	34	1927	- 569	± 296	9,6	340	- 28	+ 268	- 324
0'	16	426	—	—	9,6	160	- 60	- 60	- 60

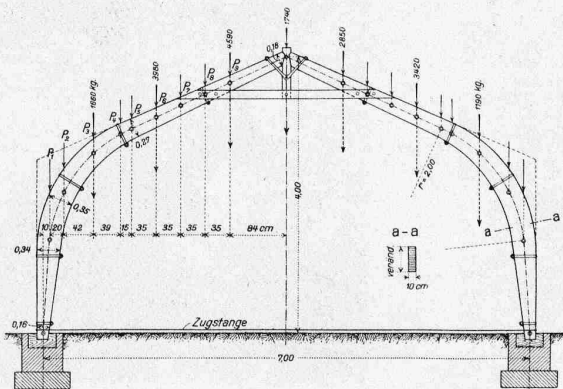


Abb. 8. Abmessungen und Belastung der Versuchsbinders. — 1 : 100.

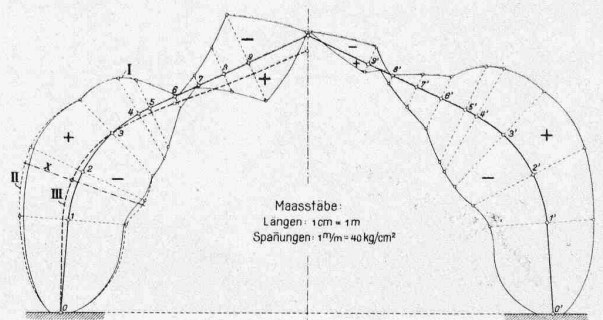


Abb. 13. Bruchspannungen bei fünffacher Normalbeanspruchung für Binder II.

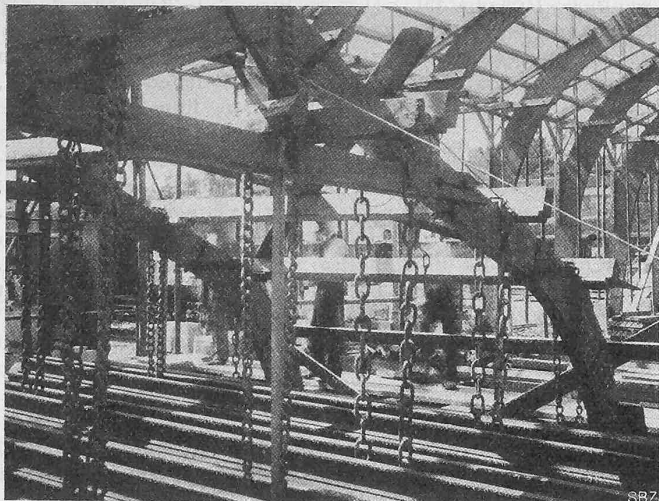


Abb. 12. Vorn Binder II, hinten Binder I.

Krach die vollständige Zerstörung des Binders in den Schnitten  $x_1$  und  $x'_1$  (durch Biegung) und im Scheitel, hier durch Ueberwindung der Schubfestigkeit. Die Verschiebung im Scheitel ist sehr deutlich auch auf Abb. 11 für den hintern Binder II erkennbar.

Tabelle II  
Zusammenstellung der Nivellements.

Nivellement:		Datum	Binder I			Binder II		
Bez.	Bemerkung		6	10	6'	6	10	6'
Nr.								
1	Einfache Belastung	29. V.	1,5	4,0	(-1,0)	0,0	4,0	0,0
2	2-fache Belastung		7,5	13,5	4,0	0,0	15,5	3,0
3 <sup>a</sup>	3-fache Belastung		9,5	21,5	7,0	2,5	26,5	7,0
3 <sup>b</sup>	dito. 2 Stunden später		13,5	27,5	8,0	6,5	33,5	8,0
4	4-fache Belastung		20,0	42,5	10,5	16,5	52,0	11,0
5 <sup>a</sup>	5-fache Belastung		29,0	58,5	15,0	28,0	73,0	18,5
5 <sup>b</sup>	dito. 1/2 Stunde später	30,0	61,0	15,0	30,5	77,5	19,0	
5 <sup>c</sup>	dito. 1 Tag später	30. V.	34,0	69,0	17,5	37,0	87,0	23,0
5 <sup>d</sup>	dito. 2 Tage später	31. V.	37,0	76,0	18,5	48,5	106,0	29,5
5 <sup>e</sup>	dito. 3 Tage später	1. VI.	43,0	82,0	19,0	59,5	121,0	31,0
5 <sup>f</sup>	dito. 5 Tage später	3. VI.	43,0	87,0	25,0	Binder gebrochen		
6	6-fache Belastung	3. VI.	44,5	96,5	28,0			
6 <sup>a</sup>	dito. etwas grösser	3. VI.	50,0	106,0	34,5			

Aus dem Gesagten geht zunächst hervor, dass, ob schon die rechnermässigen Höchstbeanspruchungen im Schnitte 2 auftreten (Abb. 13), bei beiden Bindern der Bruch unterhalb des Schnittes 2 erfolgte. Das rührt davon her, dass im Augenblick des Bruches die deformierte Balkenaxe massgebend wird, deren mutmasslicher Verlauf für Binder I an Hand der Nivellements (Niv. 5f) in der Abb. 13 als Kurve III in 2 1/2 facher Ueberhöhung aufgetragen ist und auf Grund welcher sich die ebenfalls in der Abb. 13 (linke Hälfte) graphisch dargestellten Kurven der Höchstspannungen ergeben. Zur bessern Verdeutlichung sind die letztern in Kurve I in bezug auf die ursprüngliche Binderaxe aufgetragen, in Kurve II dagegen zwischen den Schnitten 0 bis 3 auf Grund des nach Kurve III deformierten Binders.

Wie aus der Zusammenstellung der Nivellements und aus den Abb. 9, 11 und 12 zu erkennen, hat sich der Binder II im obern geraden Teil bedeutend stärker deformiert als Binder I, welchem Umstand es wohl zuzuschreiben ist, dass bei Binder II die Bruchstellen auch etwas höher lagen als bei Binder I. Die grössere Deformation des Binders II muss jedenfalls von einem weniger satten Anliegen der Binder am Hängepfosten im Scheitel herrühren

und wird zum Teil auch auf die Herstellung des Binders selbst zurückzuführen sein.

Endlich ist noch zu beachten, dass die niedersten Bruchspannungen in  $kg/cm^2$  für fünffache Normalbelastung ungefähr folgende waren:

Schnitt  $x$  (links): + 330; - 390 (für Binder II)

9 (links): + 250; - 310 (für Binder I)

Da das Holz bekanntlich auf Zug widerstandsfähiger ist als auf Druck, so ist die geringere Zugfestigkeit beim Bruch den Nebenspannungen, infolge Krümmung des Holzes an der Bruchstelle und fast immer vorhandenen Fehlern im Holz, zuzuschreiben. Die hohe Druckfestigkeit in der Bruchstelle  $x$  dagegen ist wohl auf den Umstand zurückzuführen, dass infolge der Krümmung ein frühzeitiges Ausweichen der gedrückten Fasern verhindert wird. Im geraden Teil des Binders (Schnitt 9) war die Druckfestigkeit denn auch wirklich etwas kleiner.

Die Ergebnisse dieser Bruchproben können kurz wie folgt zusammengefasst werden:

1. Die Annahme einer zulässigen Höchstspannung von  $80 kg/cm^2$  auf Biegung kann einer vier- bis fünffachen Bruchsicherheit gleichgesetzt werden, insofern grösste Sorgfalt auf möglichste Verwirklichung der den Berechnungen zu Grunde gelegten statischen Verhältnisse verwendet wird.

2. Die Berechnung der Binder als Dreigelenkbogen darf praktisch als richtig bezeichnet werden. Dabei dürfte höchstens darauf hinzuweisen sein, dass in der Nähe der Gelenke, die in Wirklichkeit meistens elastische Flächen zu sein pflegen, bei grössern Ausführungen auch dem Umstand Rechnung zu tragen sein wird, dass der Auflagerdruck im ungünstigsten Fall in die Kernpunkte dieser Flächen rücken wird.

\* \* \*

Mit Bezug auf die erwähnte Tatsache, dass bei beiden Bindern in der Nähe des Scheitels Trennungen in den Leimfugen bemerkt worden sind, veranlasste Herr Kontrollingenieur *Hübner* vom Schweiz. Eisenbahn-Departement weitere Proben, zwecks *Ermittlung der Schubfestigkeit von Hetzerbalken*. Dieser Anregung pflichteten wir um so bereitwilliger bei, als es angezeigt erscheint, die verschiedenen Bedenken gegen diese neue Bauweise möglichst einwandfrei durch die Ergebnisse praktischer Versuche zu widerlegen. Der Vorschlag lautete auf Erstellung dreier Balkenserien zur Beantwortung folgender Fragen:

1. Wie gross darf die Schubfestigkeit bei Hetzerbalken angenommen werden?

2. Ist die Zeit, während der die zu verleimenden Lamellen in der Presse gelassen werden oder

3. die Breite der Lamellen von Einfluss auf die Grösse der Schubfestigkeit?



Abb. 14. Vorn links Binder I, hinten rechts Binder II.

Die Erprobung dieser Balken geschah am 15. und 16. November auf dem Werkplatz der Herren Fietz & Leuthold in Zürich-Tiefenbrunnen, die auch die Probek balken angefertigt hatten. Die von Herrn Kontrollingenieur Hübner vorgeschlagene Versuchsanordnung ist in Abb. 15 dargestellt. Sie bezweckte, einerseits mit der Anordnung *zweier* Einzelasten Aussenstrecken mit gleichbleibender Querkraft herzustellen, ferner ohne allzugrosse Kosten Proben an Balken zu ermöglichen, die, den wirklichen Verhältnissen entsprechend, auch berufen sein können, auf die Praxis übertragbare Ergebnisse zu zeitigen. Zur Bestimmung der durch eine hydraulische Winde erzeugten Balkenbelastung dienten Mantel'sche Spannungsmesser, die am obern Balken befestigt waren. Die Belastung der Balken konnte demnach durch langsame Steigerung der Druckkraft erzeugt werden. Aus der Tabelle III ist zu ersehen, dass nicht alle Balken ausschliesslich durch Ueberwindung der Schubfestigkeit zum Bruch kamen. Dies rührt davon her, dass die, anlässlich der Binder-Bruchprobe im Aebigut in Bern auf  $28 \text{ kg/cm}^2$  ermittelte Schubfestigkeit, bei den in Frage stehenden Balken bedeutend übertroffen worden ist. Dadurch mussten die Balken unerwartet stark auch auf Biegung beansprucht werden. Balken IV kann für die Schlussfolgerungen nicht massgebend sein, weil er infolge eines in der untersten Holzlamelle vorhandenen Astknotens vorzeitig durch Biegung zerstört wurde. Immerhin darf diese Probe als wertvolle Bestätigung der Regel angesehen werden, dass es wesentlich ist, möglichst gesundes Holz insbesondere in den Zug-

sichtlich Holzqualität, Herstellung und Auftragung der Leimmasse, Anspannung der Pressezwinge und Dauer der Pressung während einer erfahrungsgemässen, je nach Jahreszeit bezw. Temperatur verschiedenen Mindestzeit, lassen sich aus diesen Balkenproben folgende Schlüsse ableiten:

1. Eine mathematisch genaue Festsetzung der Schubfestigkeit von Hetzerbalken ist naturgemäss nicht möglich; immerhin scheint es unbedenklich, sie bei Balken bis zu etwa 10 cm Breite zu mindestens  $40 \text{ kg/cm}^2$ , bei breiteren Balken jedenfalls nicht höher als  $35 \text{ kg/cm}^2$  anzunehmen. (Das Mittel aus den Balken I, II, III und VI beträgt  $42,8 \text{ kg/cm}^2$ .)

2. Die Zeit, während der die frisch verleimten Balken über eine Mindestzeit hinaus von etwa 24 Stunden im Sommer in den Pressezwinge gehalten werden, sowie die Zeit ihrer Erhärtung von der Befreiung der Balken bis zu ihrer Verwendung gerechnet, scheint, bei geraden Balken wenigstens, keinen merklichen Einfluss auf die Grösse der Schubfestigkeit auszuüben.

3. Einer sorgfältigen Bearbeitung der Bretter in den Leimfugen ist grösste Bedeutung beizumessen.

Es erübrigt zum Schluss noch zu erwähnen, dass ausser der Anregung zu diesen interessanten Versuchen auch die Zusammenstellung sowohl als auch die Verarbeitung aller aus diesen Proben gewonnenen erfreulichen Ergebnisse Herrn Kontrollingenieur Hübner zu verdanken sind, unter dessen Aufsicht die Versuche stattgefunden haben.

### Schubfestigkeits-Bruchversuche mit Hetzerbindern.

Tabelle III. Zusammenstellung der Höchstspannungen der auf Schubfestigkeit untersuchten Hetzer-Balken.

	Balken			Schubspannung beim Bruch	Biegespannung beim Bruch	Bruch erfolgte durch Biegung (B) oder Schub (S)
	Querschnitt	In der Presse	Alter b. der Erprobung			
I	15×25	3 Tage b. 10°C	14 Tage	46,2	370	B u. S
II	15×25	3 „ „ 10°C	„	35,4	283	S { Riss bei Astknoten
III	10×25	3 „ „ 12°C	4 Wochen	45,4	363	S
IV	10×25	3 „ „ 12°C	„	33,5	268	B { Zwischen Lager und einer Last
V	10×25	3 „ „ 12°C	„	39,0	312	B
VI	10×25	2 „ „ 12°C	„	44,2	353	B u. S
VII	10×25	2 „ „ 12°C	„	40,0	320	B { bei Astknoten der untersten Lamelle

teilen eines Balkenquerschnittes zu verwenden. Dies ist gerade bei Hetzerbalken umso leichter zu erreichen, als man es ja in der Hand hat, unter den zu verwendenden Brettern die richtige Auswahl zu treffen. Zur Verdeutlichung einer typischen Brucherscheinung durch Ueberwindung der Schubfestigkeit nicht der Leimfuge, sondern des Holzes selbst, ist in Abb. 16 der gebrochene Balken III wiedergegeben. In Bezug auf die niedrige Schubfestigkeit des Balkens II ist zu bemerken, dass sie davon herrührt, dass in der Bruchfuge einzelne der übrigens gehobelten Bretter an den Rändern (infolge Werfens) dennoch nicht gut aufeinander passten, was eine verminderte Wirkungsbreite der Fuge zur Folge hatte. Aus dieser Erscheinung darf der Schluss gezogen werden, dass auf die Widerstandsfähigkeit der Hetzerbalken gegen Schubfestigkeit bei breiten Lamellen vorsichtshalber eher in geringerem Masse gezählt werden darf, als bei schmalen Balken.

Unter der allgemeinen Voraussetzung nun, dass die Ausführung der Hetzerbalken eine sachgemässe sei, insbesondere hin-

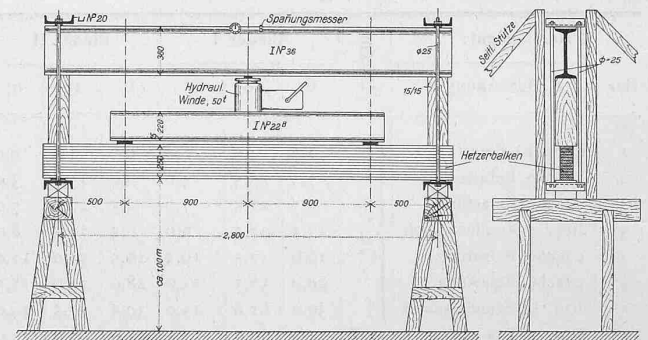


Abb. 15. Versuchs-Anordnung der Schubfestigkeitsproben. — 1:50.

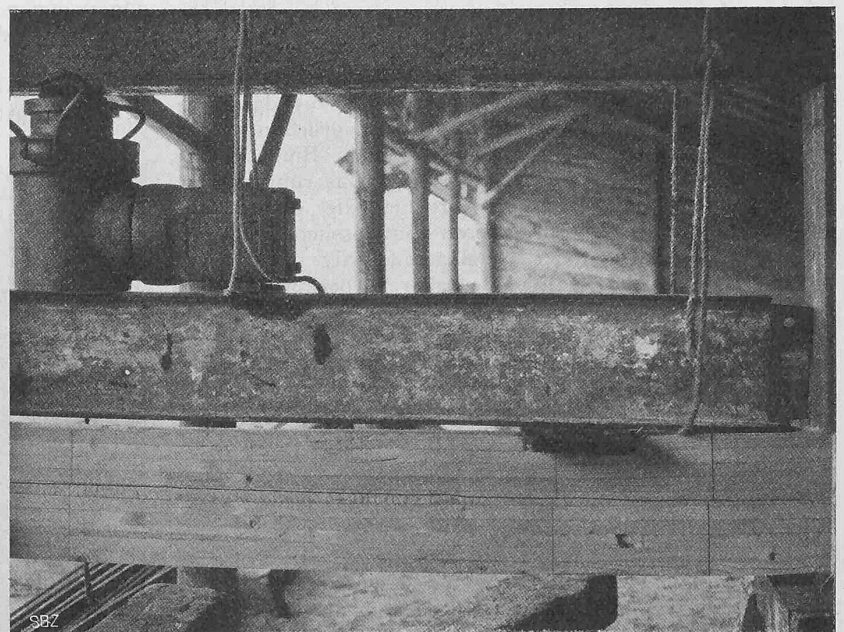


Abb. 16. Durch Ueberwindung der Schubfestigkeit in der neutralen Faser zerstörter Balken III.



Abb. 17. Bahnsteig-Hallendächer mit hölzernen Fachwerkbindern Bauart Stephan, im neuen Hauptbahnhof in Kopenhagen.

## Villengruppe „Uf und by alle Winde“ in Zürich.

Architekt *A. Witmer-Karrer* in Zürich.

(Schluss von Seite 270, mit Tafel 59 bis 62.)

Den Charakter dieser Häuser im Innern sollen, als Ergänzung zu dem früher Mitgeteilten, unsere heutigen Bilder veranschaulichen. Wie die Grundrisse, so lassen auch diese Bilder die Vorliebe des Architekten für vorwiegend einseitige Beleuchtung der Räume erkennen. Von den Farben ist zu sagen, dass braunes Naturholz und weisse Putzflächen, da und dort belebt durch buntfarbige Ornamente, vorherrschen. Eine Ausnahme bildet die Halle im Hause Keltenstrasse 30 (Tafel 59) mit weiss verfugtem rotem Backsteinmauerwerk und Appianiplatten-Bodenbelag; hier wie im Esszimmer des gleichen Hauses finden sich Balkendecken. Mehr den Charakter eines Wohnraums trägt die Halle Keltenstrasse 32 (Tafel 61), wo Naturholz und Putz den Grundton abgeben. Die geometrischen Kerbschnitt-Verzierungen der Pfosten sind mit Schwarz, Weiss und Grün ausgemalt, das schablonierte Band an der Decke bringt Orange als weitere Farbe hinzu. Im Kinderzimmer des nämlichen Hauses erfreut das Auge ein eingebauter Spielzeugschrank, in Gelb und Grün gestrichen mit schwarzen Silhouetten in den Füllungen. Hell eichene Möblierung in einfachen ruhigen Linien mit schwarzen Intarsien bildet den Schmuck des Esszimmers auf Tafel 60. Als Material der nach Entwürfen des Architekten durch Baumann, Kölliker & Cie. ausgeführten Beleuchtungskörper auf Tafel 62 ist zu nennen gehämmertes Eisen für den Hängeleuchter links, blankes Messing für den Kinderzimmer-Leuchter rechts und ebenfalls Messing mit roter Stoffunterlage und Fransen für die Schreibtisch-Stehlampe.

Von Interesse mag noch die technische Mitteilung sein, dass die in einem der Häuser auf ausdrücklichen Wunsch des Bauherrn eingebaute „Luftheizung“ sich nicht bewährt hat, da ihre Leistung durch den von aussen wirkenden Winddruck zu sehr beeinflusst wird.

## Die schweizerischen Eisenbahnen im Jahre 1912.

(Aus dem Geschäftsbericht des Schweiz. Eisenbahndepartements für das Jahr 1912 — Fortsetzung von Seite 283.)

**Neue Bahnlinien.** Während des Berichtjahres befanden sich 54 Bahnlinien und Bahnstrecken im Bau (im Vorjahre 35); davon wurden die folgenden 26 Linien neu in Angriff genommen:

Worblaufen-Worb (Worbentalbahn) — Tramelan-Breuleux-Noirmont — Chur-Arosa — Mett-Meinisberg — Nyon-St. Cergue-Morez: Strecke Nyon-St. Cergue-Landesgrenze — Städt. Strassenbahn Zürich: Elisabethenstrasse-Freyastrasse — Städtische Strassenbahnen Bern: Bahnhof-Monbijoustrasse — Zürich-Esslingen (Forchbahn) — Basler Strassenbahnen: Linie in der innern Margarethenstrasse; Kannenfeldstrasse-Elsässerstrasse — Trambahn Luzern: Verlegung der Linie bei der Station Emmenbrücke in die Kantonsstrasse — Strassenbahn Winterthur: Verlegung des Endpunktes der Linie Winterthur-Töss nach dem Bahnhofplatz — Strassenbahnen im Kanton Zug: Zug-Baar-Thalacker; Zug-Oberägeri; Niedfuren-Menzingen — Tramway Chaux-de-Fonds: Stand-Bel-Air — Tramways Fribourg: Tilleul-St. Léonard-Grandfey; St. Léonard-Cimetière; — Steffisburg-Thun-Interlaken; Schwyzer Strassenbahnen: Schwyz-Brunnen — Brig-Furka-Disentis: Furka-Disentis — Leuk-Leukerbad — Villars-Chesières-Bretaye — Engelberg-Gerschnialp — St. Moritz-Chantarella — Mürren-Allmendhubel.

Vollendet und dem Betrieb übergeben wurden im Berichtjahre folgende Bahnlinien oder Bahnstrecken:

Chemins de fer électriques de la Gruyère: Bulle-Halte des Marchés; Halte des Marchés-Fabrique Cailler — Tramways lausannois: Georgette-Port de Pully — Bremgarten-Dietikon: Bremgarten Obertor-Bremgarten S. B. B. — Cassarate-Monte Brè: II. Sektion: Suvigliana-Monte Brè — Städtische Strassenbahn Zürich: Burgwies-Rehalp — Lugano-Ponte Tresa — Montreux-Oberland-Bahn: Zweisimmen-Lenk — Ligerz-Tessenberg — Altstätten-Gais: Altstätten S. B. B.-Altstätten-Stadt — Basler Strassenbahnen: Linie in der innern Margarethenstrasse — Bern-Worblaufen-Zollikofen — Säntisbahn: I. Sektion: Appenzell-Wasserauen — Jungfraubahn: Eismeer-Jungfrauoch — Rhätische Bahn: Ilanz-Disentis — Luzern-Diettschiberg — Meiringen-Aareschlucht — Tramway Chaux-de-Fonds: Stand-