

Wechselbiegungsversuch an Eisenbetonbalken.

Von

Shizuo Ban.

(Eingegangen am 1. Oktober 1933.)

INHALTSVERZEICHNIS.

1. Einleitung.
2. Versuchseinrichtung.
3. Versuchsbalken.
4. Versuchsanordnung.
5. Zugversuch an den Vergleichskörpern.
6. Parallelversuch an Druckkörpern.
7. Riss- und Bruchlast.
8. Hysteresisschleife der Randdehnungen und -stauchungen.
9. Randdruckspannungen und Eisenzugspannungen.
10. Beziehung zwischen den Biegemomenten und Krümmungshalbmessern.
11. Durchbiegung des Balkens.
12. Formänderungen des Längseisens.
13. Schlussfolgerungen.

1. EINLEITUNG.

Das Erdbeben beansprucht die Konstruktionsteile auf Biegungswechsel. Unseren Erfahrungen nach ist die Eisenbetonkonstruktion als erdbebensicher zu bezeichnen, doch fehlt es heute noch an Versuchen betreffs der Widerstandsfähigkeit des Eisenbetonbalkens auf Biegungswechsel. Es ist unbedingt notwendig, die Bruchlast eines abwechselnd verbogenen Eisenbetonbalkens zu untersuchen. Nicht nur der Widerstand gegen Bruch, sondern auch das elastische Verhalten des Eisenbetonbalkens unter dem Biegungswechsel ist zu beachten, da die Schwingungseigenschaft mit dem elastischen Verhalten in engem Zusammenhang steht.

M. Rudeloff und M. Gary haben einen Versuch an Betonkörpern mit Druck- und Zugwechsel durchgeführt¹⁾. Diesem Bericht lässt sich entnehmen, dass die Druckelastizität von der vorhergehenden Zugbean-

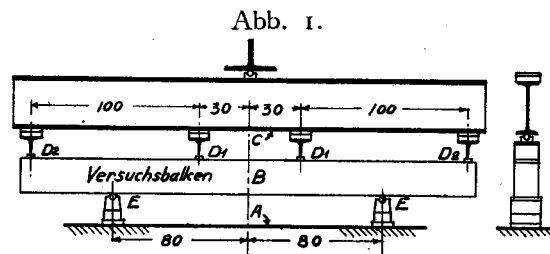
1) M. Rudeloff und M. Gary. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, H. 17.

spruchung nicht beeinflusst wird. Aus diesen Ergebnissen darf man jedoch nicht auf den Spannungszustand eines abwechselnd verbogenen Balkens schliessen, da die oben erwähnte Schlussfolgerung auf Grund der Formänderungen nach 10 maliger, gleich gerichteter Belastung auf Druck oder Zug konstatiert wurde. Es ist also darauf hinzuweisen, dass der Spannungswechsel in diesem Fall erst nach 10 maliger Belastung auftrat.

K. Muto hat sich mit der Schwingungsuntersuchung des Eisenbetonbalkens befasst, und es ist ihm gelungen, sowohl die Schwingungsdauer als auch den Dämpfungsfaktor an Hand der Hysteresisschleife der Durchbiegung annähernd zu berechnen¹⁾. Um einen Anhalt an der Schwingungsforschung zu haben, verfolgte der Verfasser eingehend die Formänderungen des Balkenrands, der abwechselnd auf Druck und Zug beansprucht wird. Mittels der Dehnungen am oberen und unteren Rand beabsichtigte der Verfasser auch die Beziehung zwischen den Biegemomenten und den Krümmungsradien festzustellen.

2. VERSUCHSEINRICHTUNGEN.

Um den Versuchsbalken auf abwechselnde Biegung beanspruchen zu können, wurde ein eiserner Zusatzbalken parallel über den Versuchsbalken gehängt (s. Abb. 1.). Letzterer wurde wie gewöhnlich auf dem Biegetisch einer stehenden Materialprüfungsmaschine so unterstützt, dass er beiderseits Kragarme trug. Der eiserne Zusatzbalken war mit 4 hängenden Schneidelagern versehen, deren Lage gegenüber dem Versuchsbalken aus der Abb. 1 zu ersehen ist. Schaltet man zuerst ein Stück Eisen unter die inneren Schneidelager ein, so kann man den Balken auf positive Biegung beanspruchen. Mit den äusseren Schneidelagern und darunter eingeschalteten Eisenstücken wird der Balken in umgekehrter Richtung



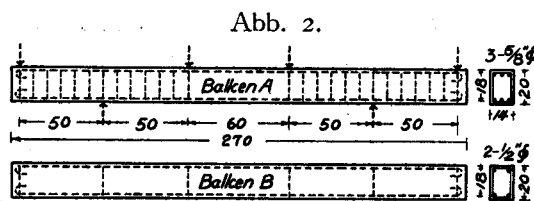
¹⁾ K. Muto. Kenchiku Zasshi (Zeitschrift des Vereins japanischer Ingenieure und Architekten) Bd. 45. 1931.

verbogen. Die Schneidelager sind so angeordnet, dass eine gleiche Belastung dasselbe positive und negative Biegemoment in dem mittleren Teil des Balkens erzeugt.

Der Versuchsbalken hatte die Abmessungen $14 \cdot 20 \cdot 270$ cm und die Messung der Formänderungen an den Balkenrändern erfolgte in der Balkenmitte, wo das Biegemoment gleichmässig verteilt ist. Zur Messung selbst dienten 4 Amessche Messuhren, die sich unmittelbar bis auf $0,0001''$ ablesen liessen, also bei der Messlänge $20''$ ($50,8$ cm.) bis auf eine verlässliche Genauigkeit von $0,5 \cdot 10^{-5}$. Da der Verfasser die Formänderung innerhalb der Risslast möglichst genau festzustellen beabsichtigte, wurde gleichzeitig ein Huggenbergerscher Dehnungsmesser Type A mit einer verlängerten Messlänge von ca. 17 cm angebracht, damit eine verlässliche Formänderung bis auf $1,25 \cdot 10^{-6}$ gewährleistet war. Dieser Feinmessungsapparat wurde abgenommen, als die Risslast erreicht war. Die Formänderung des Längseisens wurde ebenso mit einem Huggenbergerschen Dehnungsmesser gemessen.

3. VERSUCHSBALKEN.

Es wurden zwei Balkensorten A und B der Wechselbiegung unterworfen. Die Versuchsbalken wurden so entworfen, dass A möglichst durch das Zusammendrücken des Betons und B durch das Fliessen des Längseisens



zum Bruch gebracht wird. Der Balken A bestand somit aus einem zementarmen Beton und wurde beiderseitig reichlich bewehrt. Der Balken B war dagegen aus einem zement-

reichen Beton hergestellt und hatte eine verhältnismässig leichte Bewehrung. Die Einzelheiten der Bewehrung sind aus Abb. 2 ersichtlich. Die Mischung und der Wasser-Zement-Faktor sind unten angegeben:

Für Balkensorte A: Mischungsverhältnis nach Raumteilen 1 : 7
W/Z-Faktor 80%

Für Balkensorte B: Mischungsverhältnis nach Raumteilen 1 : 5,5
W/Z-Faktor 55%

Bei der Herstellung des Balkens gelangte gewöhnlicher Portlandzement von Onoda A.G. zur Verwendung. Als Zuschlagstoff wurde Goschusand und -kies unter 20 mm Grösse ausgewählt.

Zuerst wurden zwei Balken Mitte Juli 1930 hergestellt und nach zwei Monaten vorgeprüft. Dann wurden vier Balken und zahlreiche Druck- und Zugkörper hergestellt. Sie wurden während der ersten 3 Monate feucht und darauf in freier Luft gelagert. Wegen der Weltreise des Verfassers erfolgte der Versuch Juli 1933, also nachdem die Balken 2 Jahre und 10 Monate gelagert hatten.

4. VERSUCHSANORDNUNG.

Zuerst wurde der Zugversuch an dem Vergleichskörper durchgeführt, indem Zugelastizität, Hysteresisschleife der Dehnungen und Zugfestigkeit festgestellt wurden. Der Balkenversuch erfolgte anschliessend. An Hand der aus dem Zugversuch gewonnenen Ergebnisse war die Höchstlast beim ersten Belastungsfall so auszuwählen, dass kein Riss dabei auftrat. Die letzte Belastungsstufe stellte sich kurz vor der Bruchlast ein, und es wurden noch einige Belastungsstufen zwischen der ersten und der letzten eingeschaltet. Bei jeder Belastungsstufe wurde der Biegungswechsel 5 Male, beim Balken A1 10 Male, wiederholt. Beim Versuch mit dem Balken A1 und B1 wurde sowohl die obere (positive) als auch die untere (negative) Grenzlast gleichzeitig gesteigert, während beim Versuch mit A2 und B2 die untere Grenzlast unverändert blieb, indem sie sich, erst nachdem die obere Grenzlast die höchste Stufe erreicht hatte, verminderte. Die beiden Grenz-

Tabelle 1. Grenzlasten in t . bei jeder Belastungsstufe.

Versuchsbalken	Grenzlasten bei dem Belastungsfall							Anzahl der Biegungswechsel
	1	2	3	4	5	6	7	
A1	1 -1	2 -2	3 -3	5 -5	7 -7	9 -9		10
A2	1,5 -1,5	3 -1,5	6 -1,5	9 -1,5	9 -3	9 -6	9 -9	5
B1	1,5 -1,5	2,5 -2,5	4,5 -4,5					5
B2	1,25 -1,25	2,5 -1,25	4,5 -1,25	4,5 -2,5	4,5 -4,5			5

lasten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Druckversuche an Betonzylinder von 15 · 30 cm Grösse wurden Hand in Hand mit dem Balkenversuch durchgeführt. Um den Verzerrungszustand des Balkens mit dem des Zylinders zu vergleichen, wurde die Belastungsstufe so ausgewählt, dass die Stauchung an dem Zylinder den durch den Balkenversuch festgestellten Wert besass. Bei dem Biegungs- und Druckversuch wurde die Hysteresisschleife der Formänderungen beim ersten, zweiten und letzten Belasten untersucht.

5. ZUGVERSUCH AN DEN VERGLEICHSKÖRPERN.

Der Zugkörper hatte die Form und Abmessung, wie in der Abb. 3 dargestellt ist. Die Zugkräfte wurden nach dem Bachschen Verfahren durch Reibung an den Flächen a-b übertragen. Zur Messung der Dehnungen diente der Huggenbergersche Dehnungsmesser mit verlängerter Messlänge und einer Genauigkeit von $1,11 \cdot 10^{-6}$.

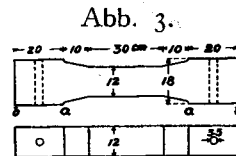
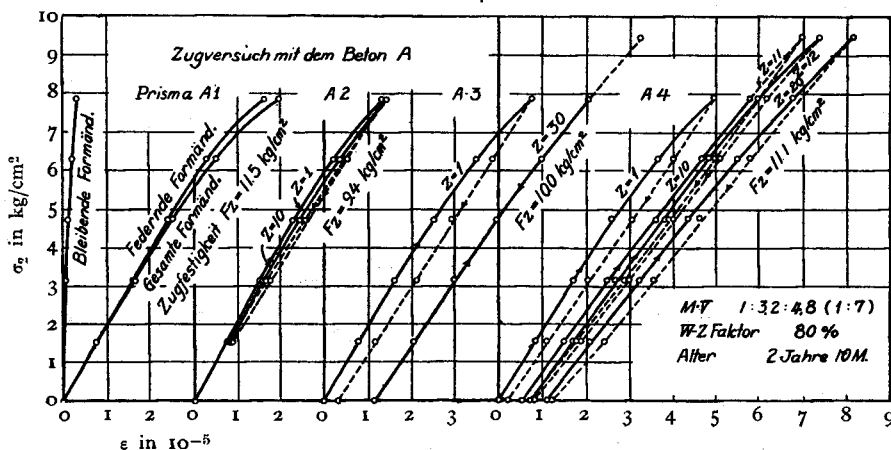


Abb. 3.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve ist aus Abb. 4 und 5 zu ersehen. Anstatt auf die Einzelheiten des Versuches einzugehen, gibt der Verfasser nur die wichtigsten Ergebnisse an.

1) Da der Beton sehr alt war, zeigt sich das elastische Verhalten stärker als das plastische, z.B. darin, dass der Belastungsast und Ent-

Abb. 4.



lastungsast in einigen Belastungsfällen ganz aufeinander zu liegen kamen, und die bleibende Formänderung der elastischen gegenüber sehr klein war, auch wenn die Oberlast knapp bis an die Bruchlast gesteigert wurde.

Abb. 5.

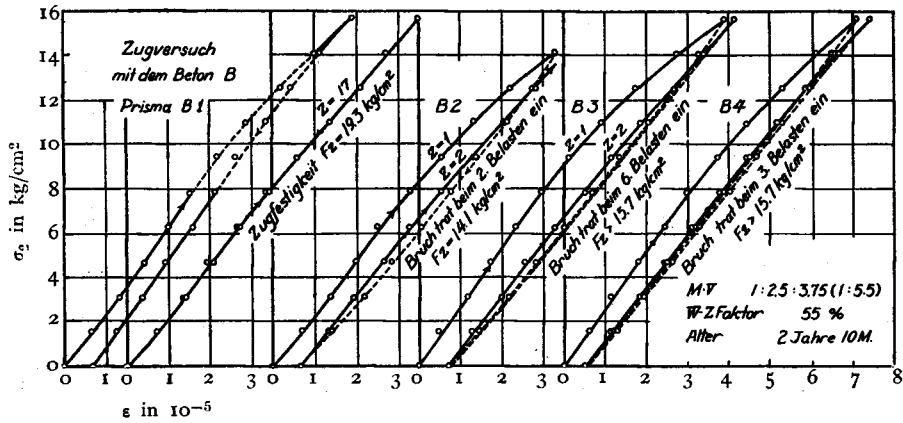


Tabelle 2. Ergebnisse der Zugversuche.

Zugkörper	Spannungsbereich kg/cm ²	Anzahl der Zugwieder- holungen Z	E kg/cm ²	σ_z kg/cm ²	σ_b kg/cm ²
A1	0—7,87	1	170700	11,5	30,6
A2	0—7,87	1	183000	9,4	26,0
		10	171500		
A3	0—7,87	1	177000	10,0	25,0
		10	166700		
		20	162800		
		30	159200		
A4	0—7,87	1	166600	11,1	26,3
		10	150700		
	0—9,45	1	125300		
		10	113300		
Mittel	0—7,87		174300	10,5	27,0
B1	0—7,87	1	267200	19,3	42,4
	0—14,2	1	243000		
		6	234000		
	0—15,7	1	232000		
		10	225000		
B2	0—15,7	1	236000	15,7*	44,0
		5	225000		
B3	0—15,7	1	238200	15,7*	40,9
		2	228500		
B4	0—14,2	1	232000	14,1	36,5
Mittel	0—15		237200	16,7	40,9

* Der Bruch trat nicht in dem mittleren prismatischen Teil ein.

2) Die jungfräuliche Spannungs-Dehnungslinie und der Belastungsast nach einigemal wiederholter Belastung wenden ihre hohle Seite der Dehnungs-Achse zu. Der erste Entlastungsast verläuft beinahe geradlinig. Er krümmt sich aber, die hohle Seite der Spannungs-Achse zuwendend, wenn die Oberlast sich knapp der Bruchlast nähert. Nach der Belastungswiederholung fängt er an, seine hohle Seite der Dehnungs-Achse zuzuwenden, worin er sich merkwürdig von dem Druckentlastungsast unterscheidet.

3) Zugelastizitätsmodul, Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit des einzelnen Versuchskörpers sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Bei der Bestimmung der Biegezugfestigkeit gelangte der längere abgebrochene Teil des Zugkörpers zur Verwendung.

6. PARALLELVERSUCH AN DRUCKKÖRPERN.

Die mittlere Druckfestigkeit betrug 169 kg/cm^2 (einzeln angegeben: 171, 169, 180 und 156) bzw. 313 kg/cm^2 (einzeln: 308, 322, 303, 320 und

Tabelle 3. Elastizitätsmessung für die Betonsorte A.

Prisma A ₄ (F=156 kg/cm ²)				Prisma A ₃ (F=180 kg/cm ²)			
Spannungsbereich	Z	ϵ in 10^{-6}	E in kg/cm ²	Spannungsbereich	Z	ϵ in 10^{-6}	E in kg/cm ²
2,8—19,8	1	87	195200	2,8—28,3	1	120	212500
	2	87	195200		2	120	212500
	5	87	195200		5	121	211000
	10	87	195200		10	121	211000
2,8—42,5	1	206	193000	2,8—62,3	1	301	197700
	2	208	191000		2	301	177700
	5	212	187000		5	307	196000
	10	211	188000		10	307	196000
2,8—59,5	1	304	186000	2,8—99,1	1	516	186500
	2	307	184300		2	527	182500
	5	313	181000		5	541	178000
	10	313	181000		10	549	175000
2,8—90,6	1	489	179500	2,8—136	1	792	168000
	2	503	174000		2	822	163000
	5	522	168500		5	873	151700
	10	525	164000		10	900	147800
2,8—119	1	710	163500				
	2	723	160500				
	5	770	150500				
	10	788	147200				
2,8—130	1	840	151500				
	2	874	145700				
	5	938	138500				
	10	969	131500				

Tabelle 4. Elastizitätsmessung für die Betonsorte B.

Spannungsbereich	Z	Prisma B ₃		Prisma B ₄		Prisma B ₅	
		ϵ in 10^{-6}	E in kg/cm^2	ϵ in 10^{-6}	E in kg/cm^2	ϵ in 10^{-6}	E in kg/cm^2
2,8—31,1	1	127	223000	98	288500	111	255000
	2	127	223000	98	288500	111	255000
	5	128	221000	98	288500	112	254000
	10	127	223000	98	288500	112	254000
2,8—73,6	1	309	229500	253	280000	284	249000
	2	310	228500	256	276500	285	248300
	5	312	227200	259	273300	290	244000
	10	312	226800	261	271200	290	244000
2,8—130	1	544	234200	480	265400	510	249600
	2	552	231200	484	263000	516	246900
	5	558	228500	491	259500	525	242500
	10	561	227000	495	257300	529	240700

308) je nach der Betonsorte A bzw. B. Zur Messung der Stauchung diente der Martensche Spiegelapparat. Die gemessenen elastischen Formänderungen und die berechneten Druckelastizitätsziffern sind anschaulich in Tabelle 3 und 4 zusammengestellt.

Die Elastizitätsmessung mit der Betonsorte B erfolgte bis auf die Spannung 130 kg/cm^2 , die dem letzten Belastungsfall des Balkenversuchs entsprach und nur 40% von der Bruchfestigkeit betrug. Man sieht, dass in diesem Spannungsbereich die Verminderung der Elastizitätszahl sowohl bei steigender Oberlast als auch bei wachsender Anzahl der Belastungswiederholungen sehr gering ist. Bei dem Versuche mit der Betonsorte A liess sich die Elastizitätsmessung noch weiter fortsetzen, und zwar sogar bis auf 90% der Bruchfestigkeit. Die oben erwähnte Erniedrigung der Elastizitätszahl ist auch nicht beträchtlich, solange nicht die Oberspannung $\frac{1}{3}$ der Bruchfestigkeit überschreitet.

Es ist wohl anzunehmen, dass die Druckelastizitätsziffer bei dem ersten Belastungsfall auch für noch niedrigere Spannungen gilt. Bei einem Vergleich mit der Zugelastizitätsziffer wird unverkennbar deutlich, dass unter gleich grossen Spannungen die Elastizitätsziffer auf Druck grösser ist, als auf Zug. Das Druckelastizitätsmodul verhält sich zu dem Zugelastizitätsmodul wie 1 : 0,85 für Beton A, 1 : 0,93 für Beton B.

Der Verlauf der Hysteresisschleife der Stauchung ist in Abb. 6 u. 7 dargestellt. Die Eigenschaft der Schleife stimmt mit dem früheren

Versuch¹⁾ überein, worauf der Verfasser hier nicht weiter eingehen will. Es ist bemerkenswert, dass der Entlastungsast immer krummlinig verläuft, auch wenn Beton von hohem Alter zur Verwendung gelangt und die obere Spannung innerhalb der Ursprungsfestigkeit gehalten wird.

Abb. 6.

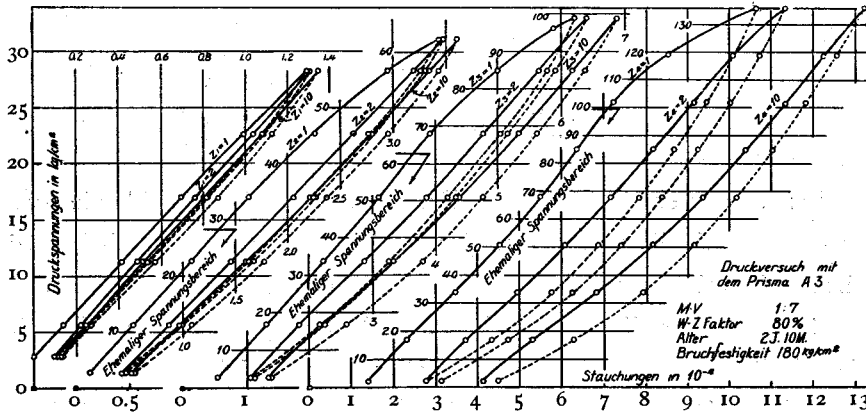
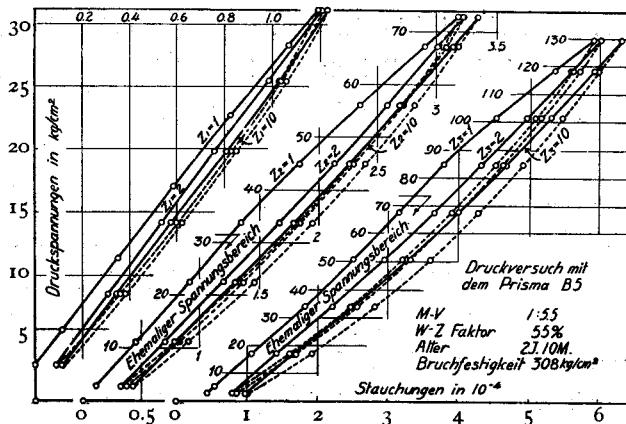


Abb. 7.



7. RISS- UND BRUCHLAST.

Die Risslast wurde teils durch Beobachtung der Rissbildung und teils nach dem Knickpunkt der Spannungs-Dehnungslinie an dem gezogenen Rand festgestellt, wie in Tabelle 5 zu sehen ist.

3) S. Ban. Der Ermüdungsvorgang von Beton. Der Bauingenieur 14. Jahrgang, 1933, Heft 13/14.

Tabelle 5. Risslasten.

Balken	Risslast in t , festgestellt	
	nach Beobachtungen	mittels des Knickpunktes
A1	3,1 -3,1	verschwommen "
A2	3,0 -2,75	" "
B1	1,8 -1,7	1,8 -1,4
B2	1,8 -1,25	1,42 -1,0~1,25

Bei dem Versuch mit dem Balken A1 wurde sowohl die obere Grenzlast als auch die untere Grenzlast gleichzeitig gesteigert. Infolge der reichlichen Bewehrung war die Entwicklung der Risse sehr langsam. In diesem Zustand wird die Risslast kaum beeinflusst. Die untere Grenzlast auf dem Balken A2 wurde gesteigert, aber erst, nachdem sich die Risse an der Unterseite beträchtlich entwickelt hatten, was zur Verminderung der Risslast führte. Die Balkensorte B war weniger stark bewehrt und die Risse entwickelten sich infolgedessen rascher als beim Balken A. Die Risslast bei der umgekehrten Belastung liess sich auch an Balken B1 vermindert finden. Die Minderung der Risslast beim Balken B2 war noch erheblicher. Bei dem ersten Belastungsfall war kein Riss vorhanden. Beim zweiten Belastungsfall traten Risse in der Unterseite auf, als die Belastung bis auf 1,8 t gesteigert wurde. Als der Balken von der oberen Grenzlast 2,5 t bis auf -1,25 t , also bis auf die ehemalige Grenzlast, entlastet wurde, waren schon 4 Risse an der Oberseite eingetreten. Diese Risse sind in der Abb. 17 mit einem Kreis bezeichnet.

Die Abnahme der Risslast bei der umgekehrten Biegung hängt meines Erachtens mit dem Entwicklungszustand der an der Druckseite von vornherein vorhandenen Risse zusammen. Erreicht der Riss die Zugzone bei der umgekehrten Biegung, so ändert sich die Verteilung der Zugspannungen, was eine Minderung der Risslast zur Folge hat.

Beim Versuch mit A1 wurde der Feinmessungsapparat nach dem VI. Belastungsfall abgenommen, und die Oberlast bis auf 10 t gesteigert. Als der Balken danach bis auf -9,59 t entlastet wurde, trat der Bruch in der

Weise ein, dass der Beton an der einen oberen Ecke des Balkens den Haken entlang rutschte. Dieser lokale Bruch wurde dadurch verursacht, dass die Kraft zu nahe an dem Balkenende angegriffen hatte. Der Balken wurde dann auf positiver Biegung bis zum Bruch beansprucht. Die Bruchlast betrug 11,9 t (s. Abb. 9.). Obwohl der Bruch durch die schiefen Zugspannungen verursacht wurde, war die Eisenzugspannung fast ganz ausgenützt, da die Dehnung bei $P=10$ t 0,129%, und die entsprechende Zugspannung 2630 kg/cm² betrug. Nachdem der Balken zum Bruch gebracht worden war, wurde er umgestellt, damit das negative Biegemoment, wie das positive, nur auf dem mittleren Teil hervorgerufen würde. Als der Balken umgestellt belastet wurde, trat der Bruch bei $P=8,13$ t ein. Das Bruchbild war etwas ungewöhnlich und liess erkennen, dass die Verankerung der Längsbewehrung durch den ehemaligen Bruch am Balkenende vernichtet worden war.

Der Balken A2 brach unter der Belastung 12,3 t zusammen. Das Bruchbild brachte deutlich die Überschreitung der Streckgrenze des Eisens zum Ausdruck. Um einen lokalen Bruch an dem Balkenende zu vermeiden, wurde der Balken in umgekehrter Lage auf negative Biegung beansprucht. Die Zerstörung wurde durch die Erweiterung eines schiefen Risses verursacht. Die Bruchlast betrug -11,25 t und gleichzeitig mit dem Bruch trat im Beton Sprengwirkung ein (s. Abb. 14).

Der Bruch des Balkens B1 wurde im Fall der positiven wie negativen Belastung durch die Erweiterung und Verlängerung der Zugrisse verursacht. Die Bruchlast betrug +5,20 t bzw. -5,07 t.

Beim Versuch mit dem Balken B2 fing das Längseisen teilweise zu fließen an, als die untere Grenzlaster bei dem V. Belastungsfall bis auf -4,5 t vermindert wurde. Der Balken stand in diesem Zustand noch weitere Belastungswechsel aus. Der Bruch trat bei $P=4,7$ t, bzw. -4,62 t ein, der ebenfalls durch das Fließen des Längseisens verursacht wurde. Als der Balken danach noch einmal auf positiver Biegung beansprucht wurde, trat bei $P=-4,30$ t auffallenderweise mit einem Knacken ein schiefer Bruch auf. Der Bruchriss bei der vorhergehenden Belastung fand sich zufällig gerade unter dem Eisenstück zur Uebertragung der Kraft (s. Abb.

18). Das Eisenstück verhinderte den Riss sich zu schliessen, wodurch vermutlich eine Störung der Biegungsspannungen stattfand.

Die Bruchlasten und kurze Bruchbeschreibungen sind anschaulich in Tabelle 6 zusammengestellt. Hier sind auch die Ergebnisse aus der Vorprobe im Alter von 2 Monaten zugleich angegeben,

Tabelle 6. Bruchlasten und Brucharten.

Balken	Bruchlast	Bruchbeschreibung
A1	11,19 -9,58 -8,13	Schiefer Bruch. Lokaler Bruch am Balkenende. Verwickelter Bruch, der vermutlich durch die Vernichtung der Ankerung verursacht wurde. Umgestellt belastet.
A2	12,30 -11,25	Ueberschreitung der Streckgrenze des Längseisens. Schiefer Bruch, umgestellt belastet.
B1	5,20 -5,07	Ueberschreitung der Streckgrenze des Längseisens. dito.
B2	4,70 -4,62 4,30	dito. Erste Bruchlast auf positiver Biegung. dito. Schiefer Bruch. Zweite Bruchlast auf posit. Biegung.
A0	7,78 -8,81	Schiefer Bruch. dito.
B0	5,53 -4,78	Ueberschreitung der Streckgrenze. Die Nutzhöhe betrug 19 cm. dito. Die Nutzhöhe betrug 18 cm.

Abb. 8. Versuchseinrichtungen und Messapparate.

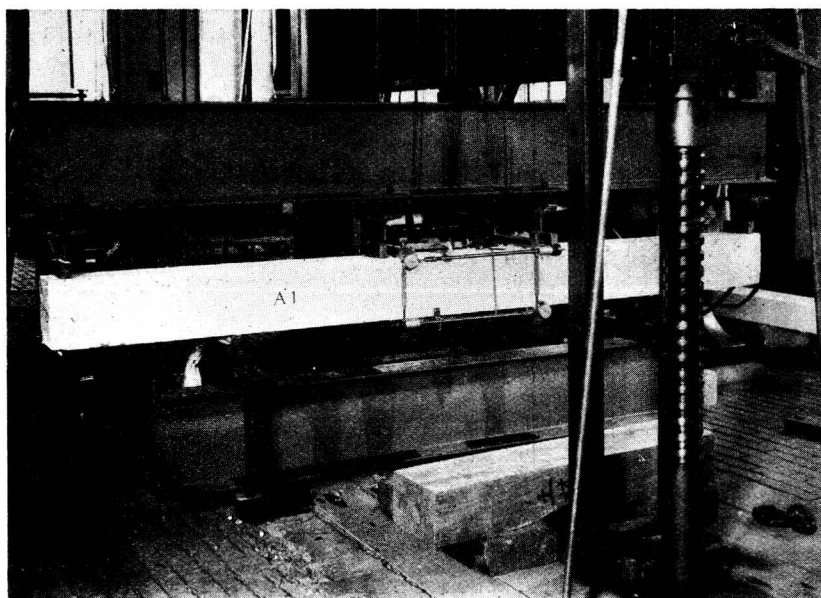


Abb. 9. Bruchrisse des Balkens A1.

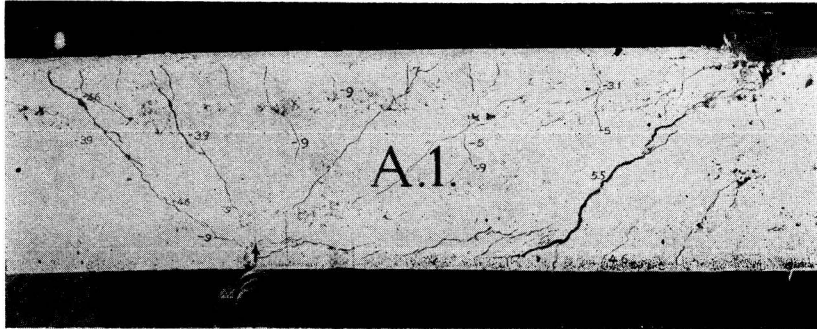


Abb. 10. Rissbildung des Balkens A2 nach dem Belastungsfall IV.

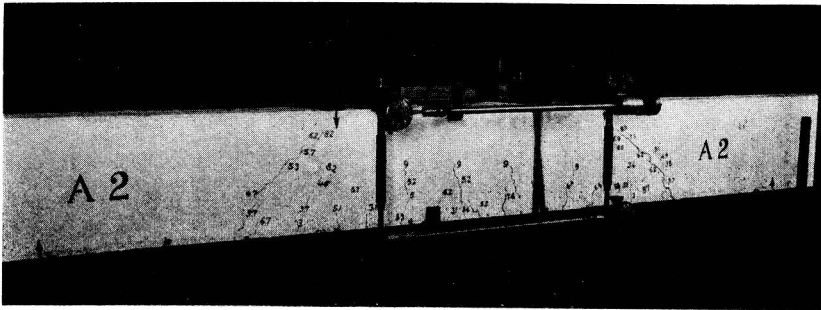


Abb. 11. Rissbildung des Balkens A2 nach dem Belastungsfall VII.

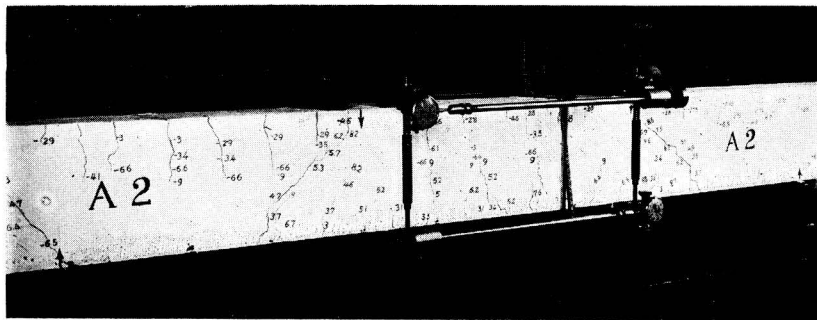


Abb. 12. Bruchbild des Balkens A2 bei der positiven Biegung.

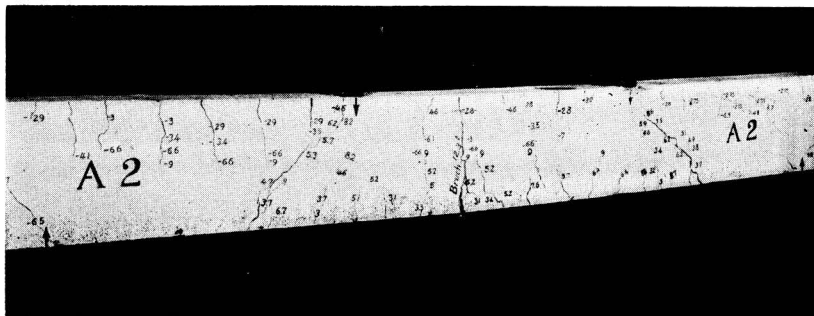


Abb. 13. Bruchbild des Balkens A2 bei den negativen Biegung.
Die mit den gestrichelten Linien bezeichneten Risse traten auf,
als der Balken umgestellt belastet wurde.

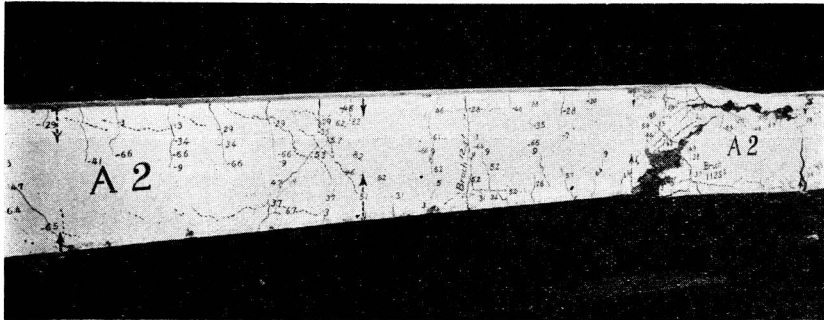


Abb. 14. Bruchbild des Balkens A2.



Abb. 15. Bruchbild des Balkens B1 bei der positiven Biegung.

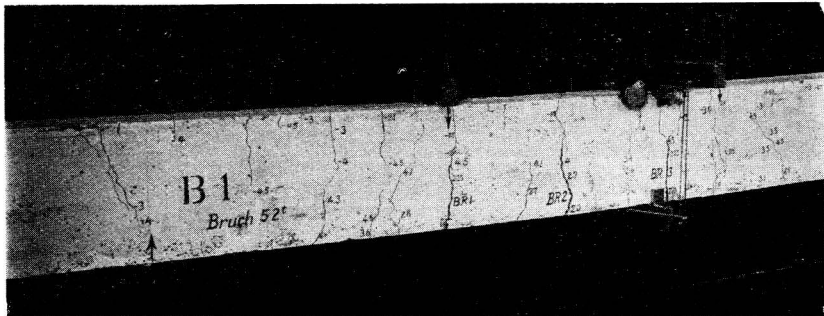


Abb. 16. Bruchbild des Balkens B1.

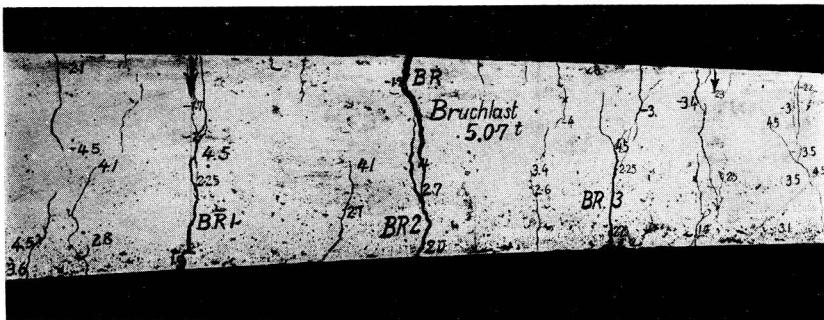


Abb. 17. Rissbildung des Balkens B2 bei der Belastung $P = -4,5 t$.

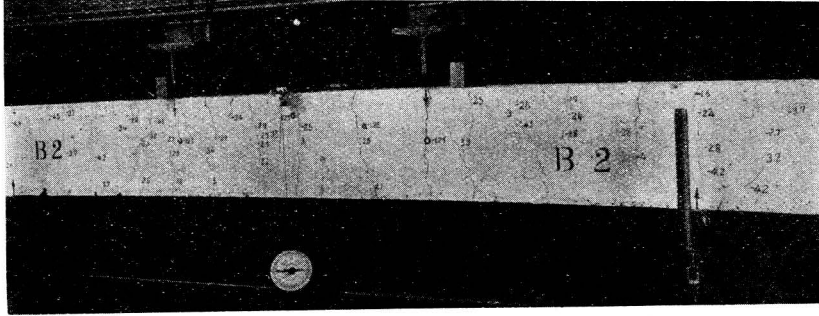


Abb. 18. Bruchbild des Balkens B2.

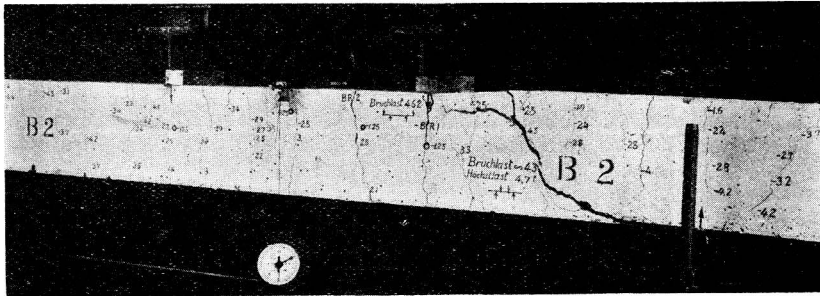
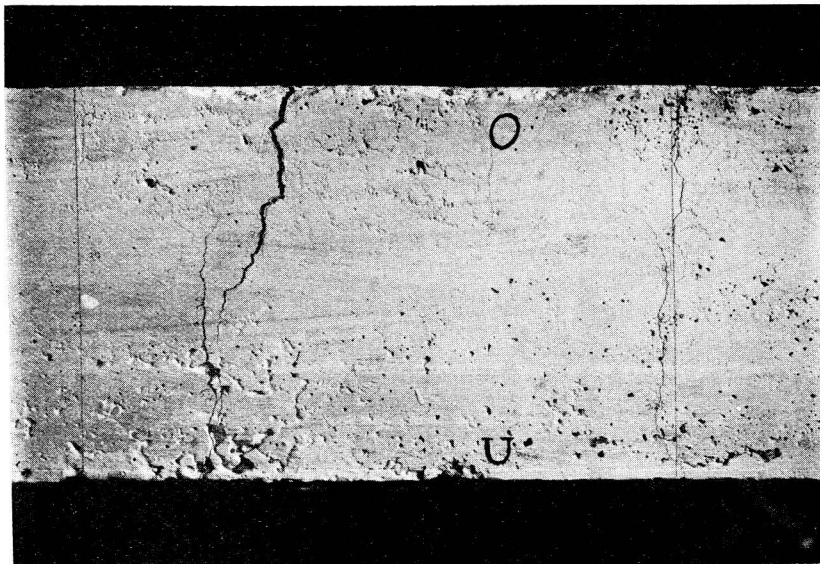


Abb. 19. Offene Risse am oberen und unteren Balkenrand.



Aus diesen Ergebnissen schliesst der Verfasser, dass der Biegungswechsel auf die Bruchlast keinen Einfluss ausübt, solange der Bruch durch die Ueberschreitung der Streckgrenze des Längseisens verursacht wird. Es scheint aber möglich zu sein, dass ein anderer verwickelter Bruch unter einer niedrigen Belastung eintritt, falls der Balken mit stark erweiterten Zugrissen in anderer Richtung verbogen wird.

Soweit es sich um den schiefen Bruch handelt, war keine Schlussfolgerung möglich, denn die zur Verfügung gestellte Versuchseinrichtung war nicht imstande, die Hauptzugspannung an demselben Balkenteil zu wechseln.

8. HYSTERESSCHLEIFE DER RANDDENHUNGEN.

Um einen Anhalt an der Schwingungsuntersuchung zu haben, verfolgte der Verfasser die Hysteresisschleife der Formänderungen am Balkenrand, der abwechselnd auf Druck und Zug beansprucht wurde. Es ist sehr unwirtschaftlich, ein Skelett mit der gewöhnlich gebrauchten Sicherheit erdbebensicher zu dimensionieren, da die Heimsuchung von einem starken Erdbeben sehr selten ist. Der Verfasser ist der Ansicht, dass man die Sicherheit erniedrigen darf, wenn die durch das Erdbeben hervorgerufene Spannung einwandfrei in Betracht gezogen wird. In diesem Sinne legt der Verfasser grossen Wert auf das Verhalten eines Balkens, dessen Beanspruchung die gewöhnlich zulässige Grenze überschritten hat.

Die Hysteresisschleifen der Formänderungen am oberen und unteren Rand beim ersten, zweiten und letzten Belastungswechsel sind in den Abb. 20—37 dargestellt. Um den Verlauf der Dehnungslinie zu veranschaulichen, ist die Hysteresisschleife beim letzten Belastungswechsel etwas seitlich verschoben eingetragen.

Die Formänderungskurve im ganzen Druckbereich oder im Zugbereich innerhalb der Risslast spiegelt folgendermassen die Stauch- bzw. Dehnungskurve des Betons bei reinem Druck- bzw. Zugversuch.

Die Formänderungskurve verläuft um so weniger krummlinig, je kleiner die Beanspruchung ist. Die jungfräuliche Kurve und der Kurventeil im neuen Spannungsbereich nach der Steigerung der Oberlast oder nach dem Belastungswechsel wenden ihre hohle Seite der Formänderungs-

achse, und die Kurven bei der Druck- oder Zugverminderung der Spannungsachse zu. Die Kurve bei Druck- oder Zugvermehrung verläuft nach mehrmaligen Spannungswechseln so, dass sie ihre hohle Seite der Spannungsachse zukehrt. Ein merkwürdiger Unterschied zu dem Druckversuch besteht darin, dass der Verlauf der Druckbelastungsäste flacher ist als der der jungfräulichen Kurve.

Auf der Zugseite des Balkens hat der erste Belastungsast einen Knickpunkt, der der Risslast entspricht, falls die Längsbewehrung nicht sehr stark ist (s. Abb. 31 u. 34). Ist der Balken sehr schwer bewehrt, so geht die Vermehrung oder Verlängerung der Risse sehr langsam vor sich, und der Knickpunkt der Dehnungslinie ist verschwommen. Der Zugbelastungsast verläuft von der zweiten Belastung an beinahe geradlinig, die Dehnung ist also proportional dem Biegemoment. Die Zugentlastungsäste verlaufen immer krummlinig. Merkwürdig ist, dass die Kurve vom Druckbereich nach dem Zugbereich oder umgekehrt ganz glatt verläuft.

Unter denselben Grenzlasten, und zwar solchen, die nicht $\frac{2}{3}$ der Risslast überschreiten, stimmen die Dehnungen und Stauchungen an demselben Balkenrand miteinander überein. Danach nimmt die Dehnung rascher zu als die Stauchung, wie durch den gewöhnlichen Balkenversuch bekannt ist. Beim zweiten Belasten erreicht die Formänderung denselben Wert, wie beim ersten Belasten, trotzdem der zweite Belastungsast von der jungfräulichen Kurve abweicht. Die Zunahme der Stauchung sowie Dehnung bei wachsender Anzahl der Belastungswechsel ist sehr gering. Es ist somit wohl anzunehmen, dass die Formänderung unter der Grenzlast den Wert behält, der bei einseitiger Biegung erreicht werden würde.

Die oben erwähnte Zunahme der Formänderung verhält sich zu der ganzen zwischen den oberen und unteren Grenzlasten bei der höchsten Belastungsstufe wie 1% für Balken A1 und A2, 3% für B1 und 8% für B2. Beachtet man, dass die Betondruck- bzw. Eisenzugspannung an der Balkensorte A bei der letzten Belastungsstufe 77% der Bruchfestigkeit bzw. 95% der Streckgrenze erreichte, und weiter noch, dass der Betonzylinder A3 unter derselben Spannung eine mehr als 25%ige Stauchungszunahme aufwies, so erkennt man, wie die reichliche Bewehrung die Elastizität des

Abb. 20.

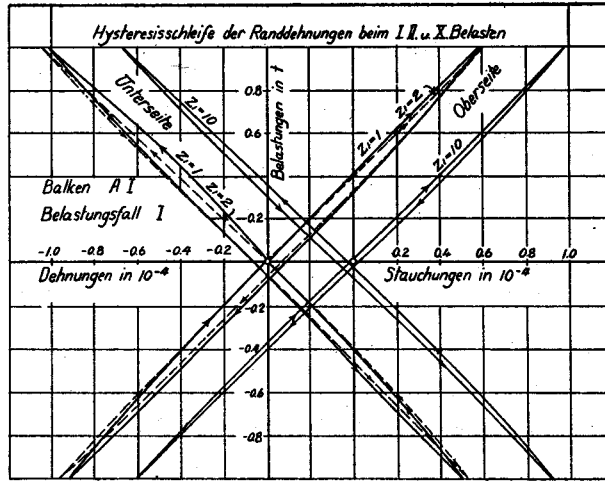


Abb. 21.

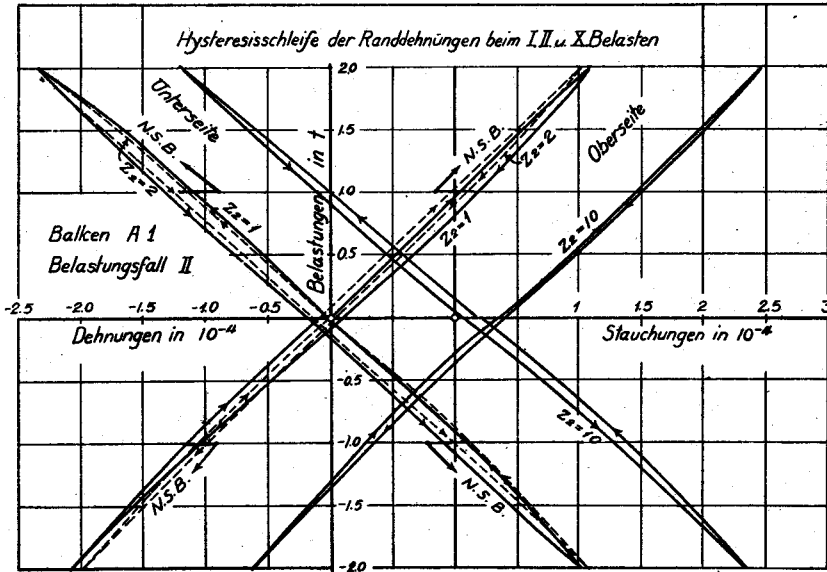


Abb. 22.

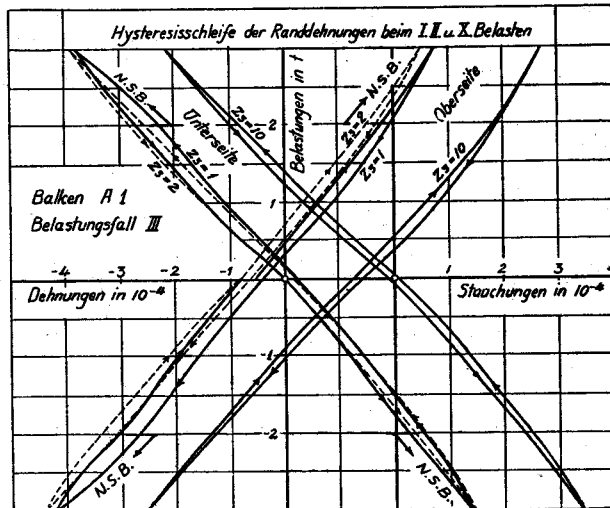


Abb. 23.

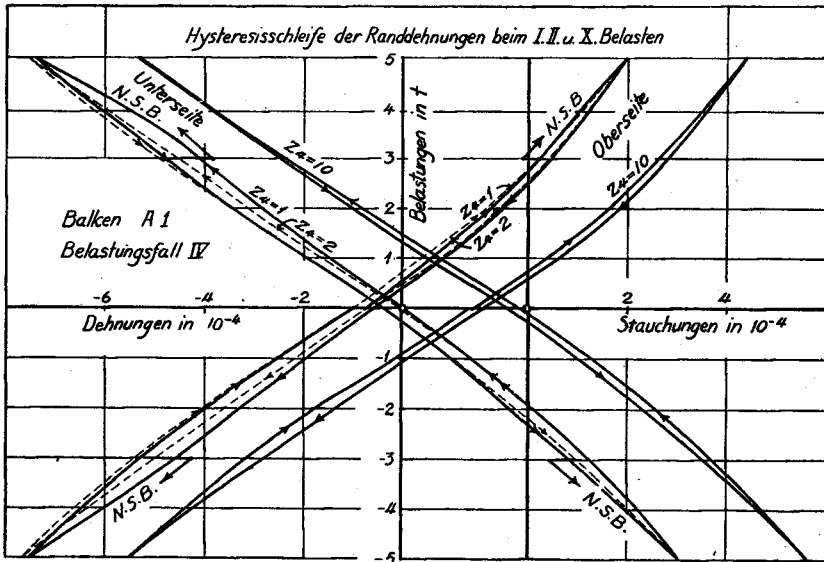


Abb. 24.

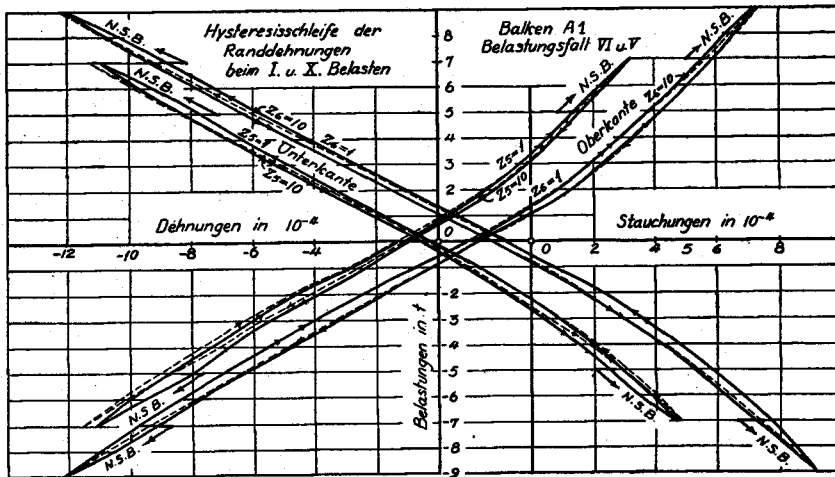


Abb. 25.

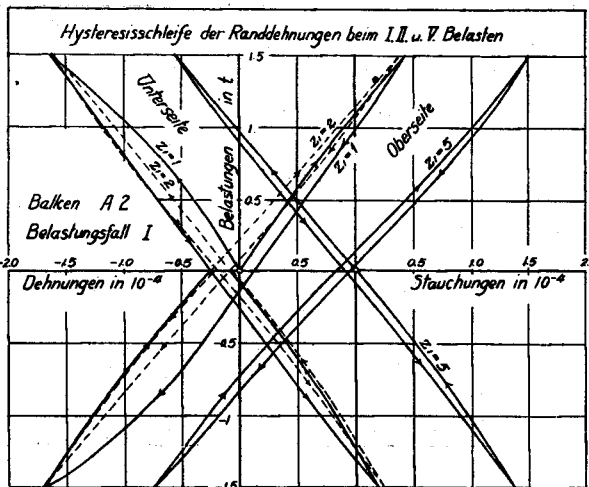


Abb. 26.

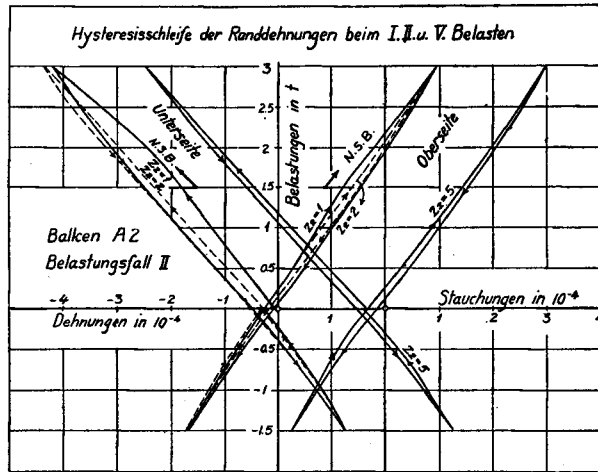


Abb. 27.

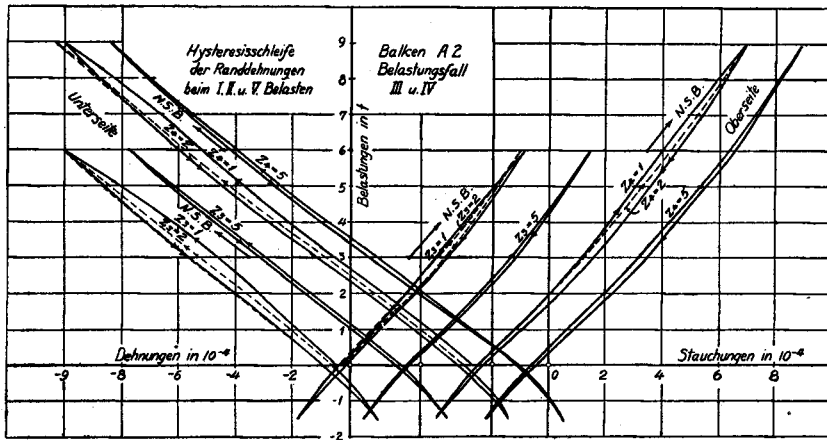


Abb. 28.

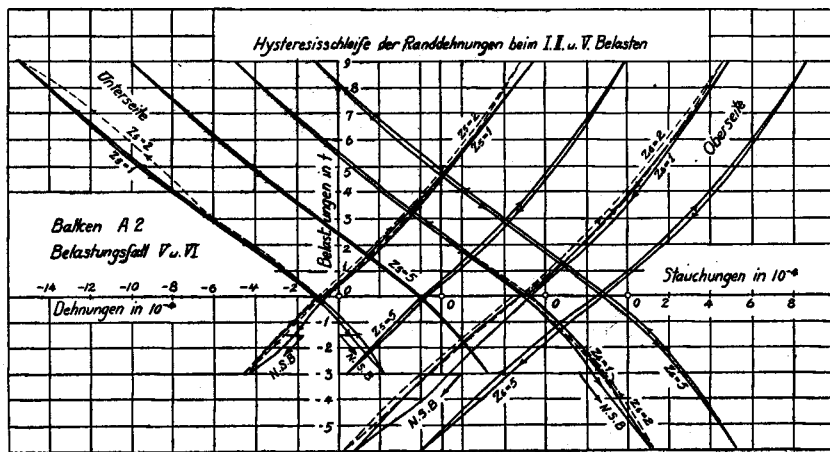


Abb. 29.

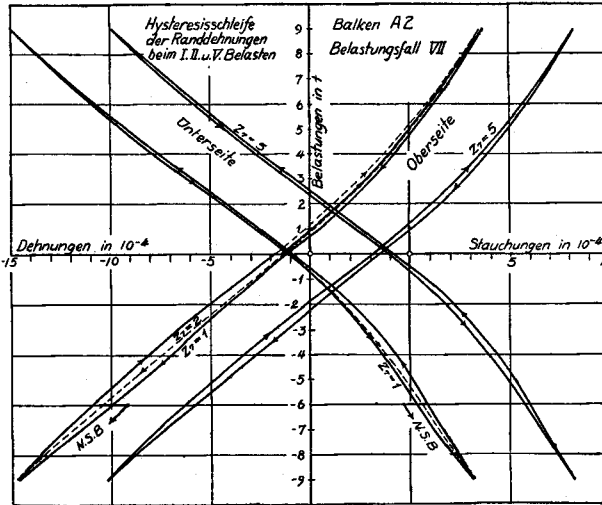


Abb. 30.

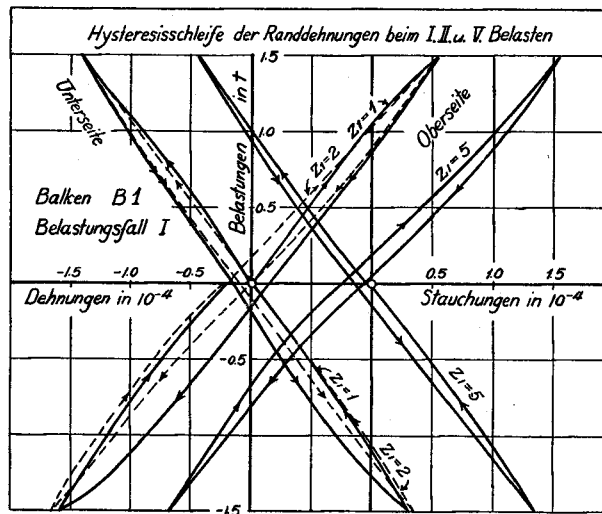


Abb. 31.

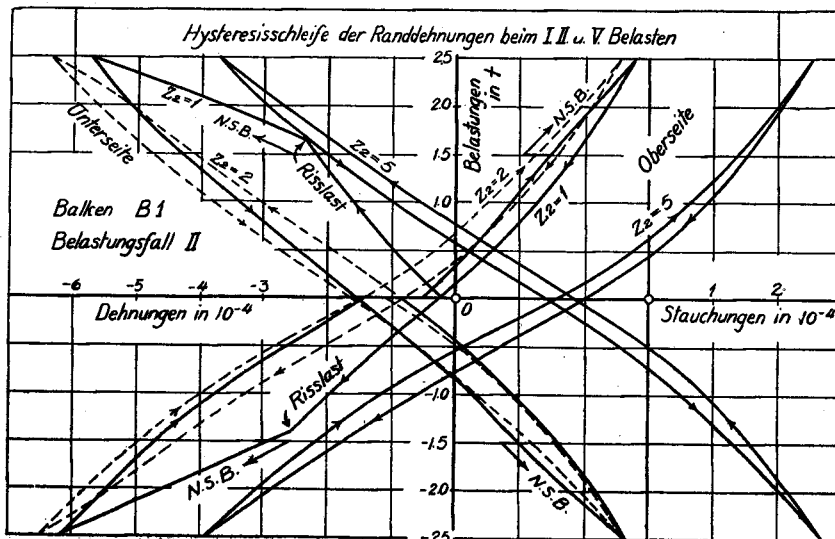


Abb. 32.

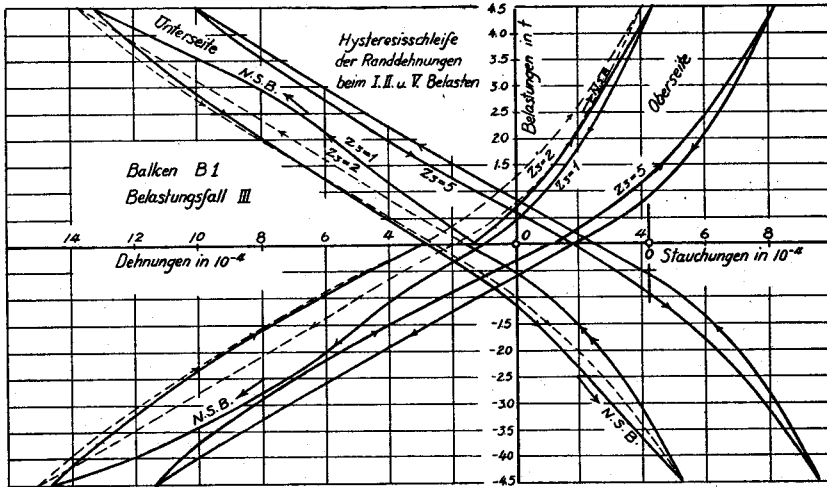


Abb. 33.

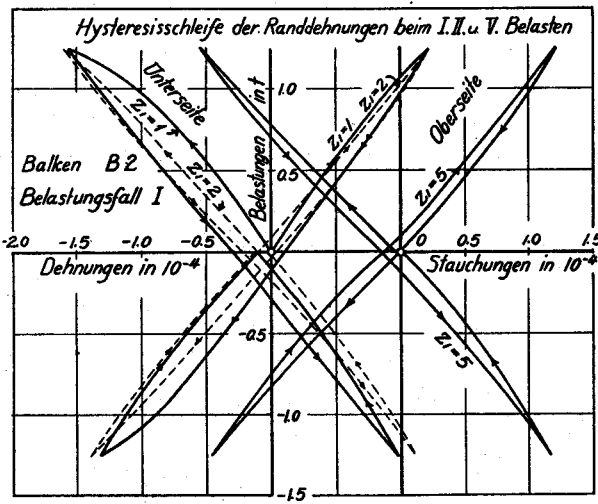


Abb. 34.

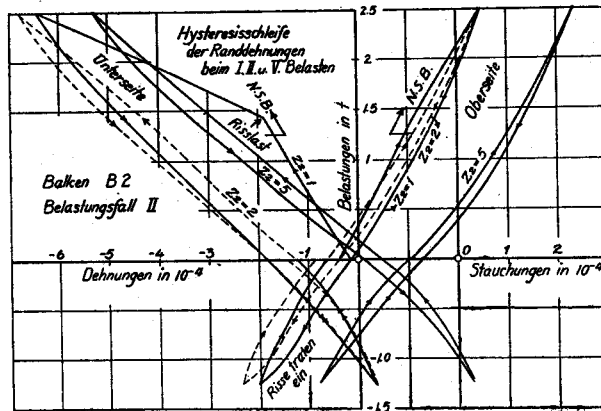


Abb. 35.

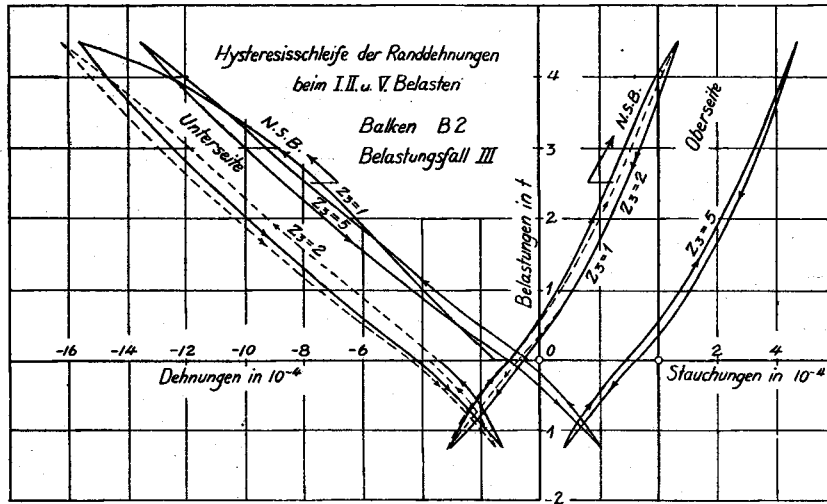


Abb. 36.

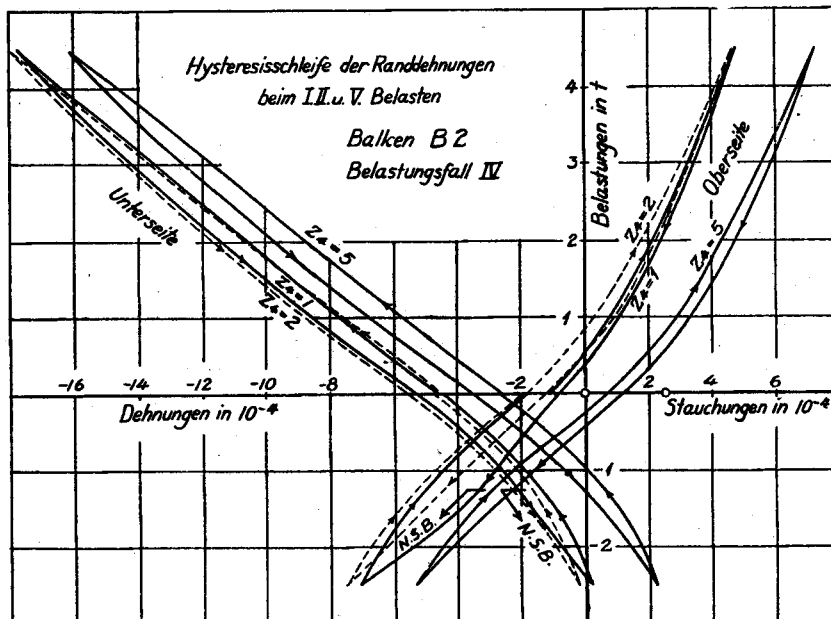


Abb. 37.

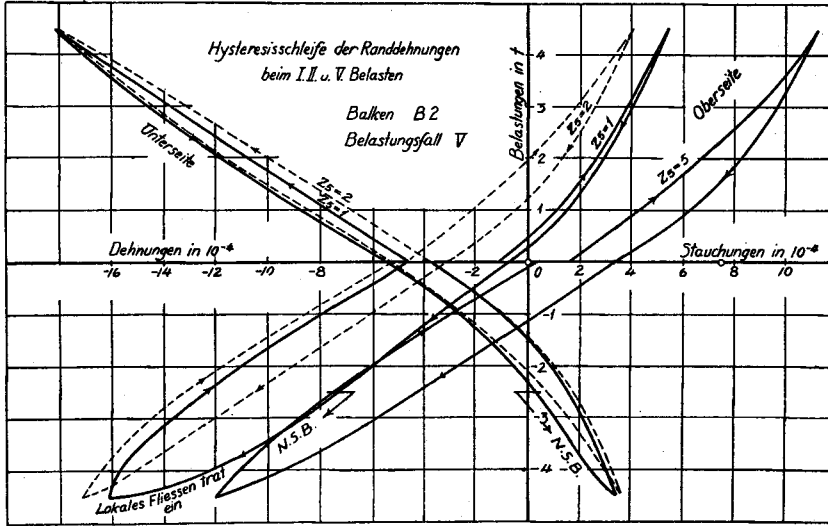


Abb. 38.

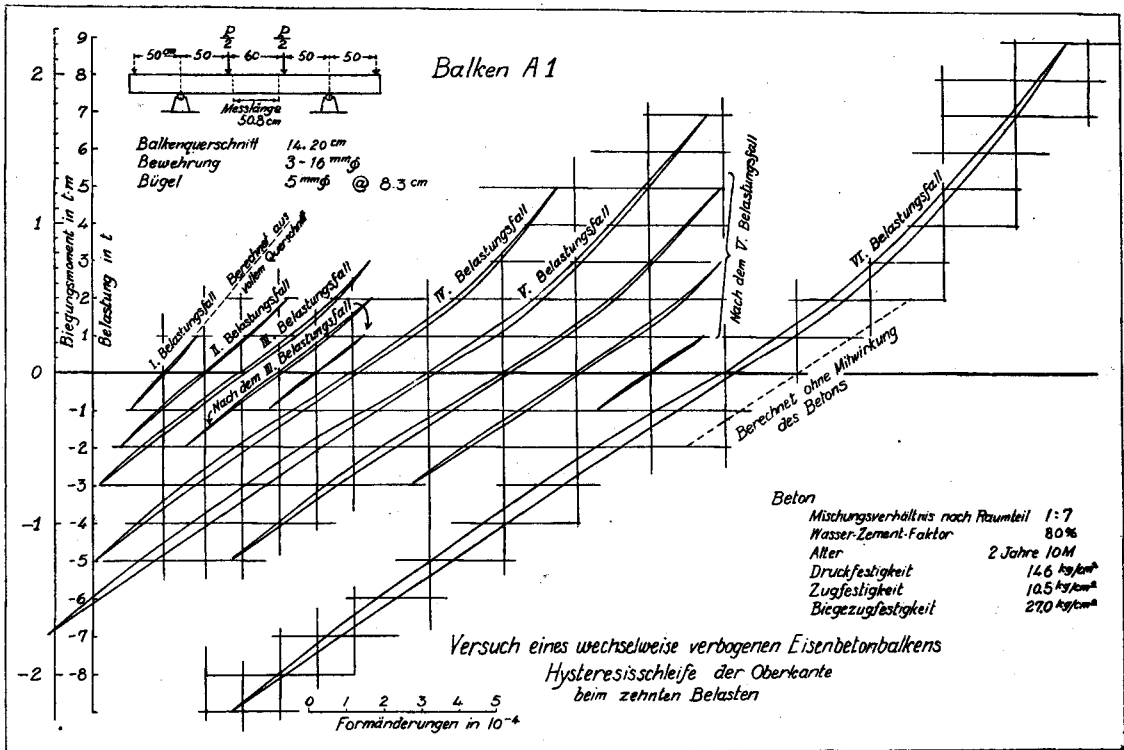


Abb. 39.

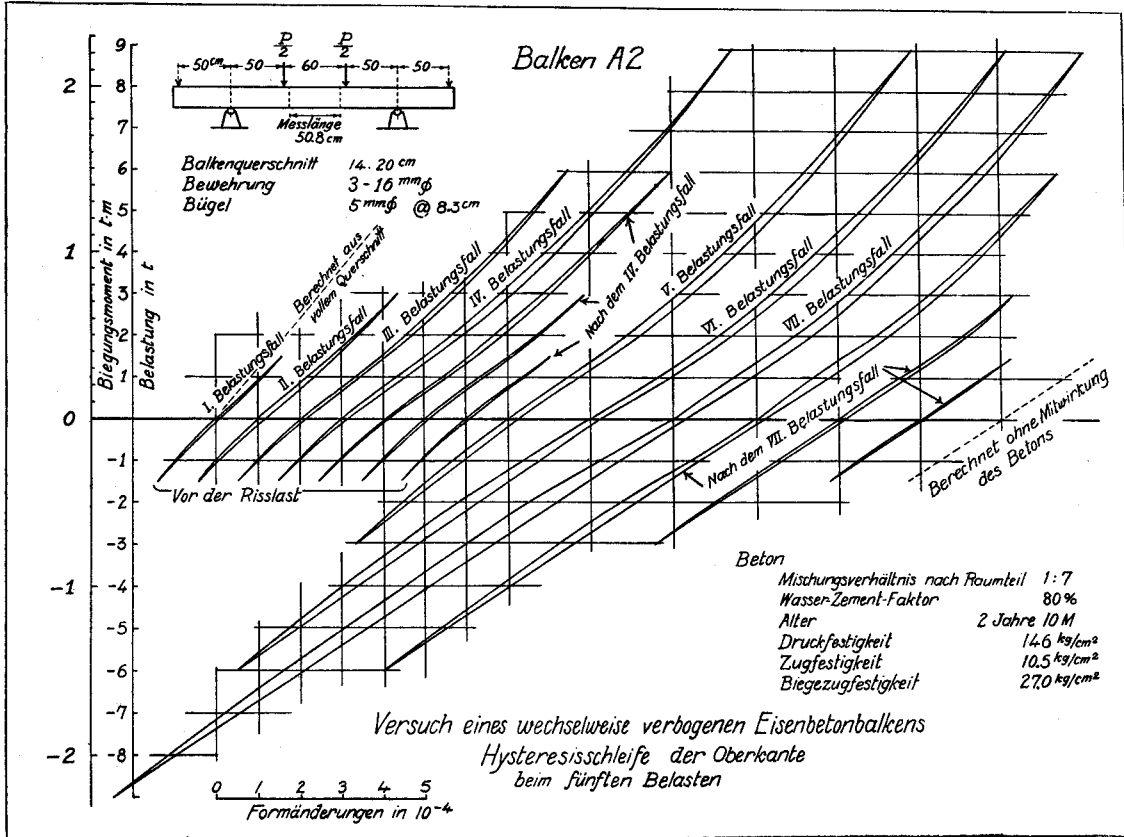


Abb. 40.

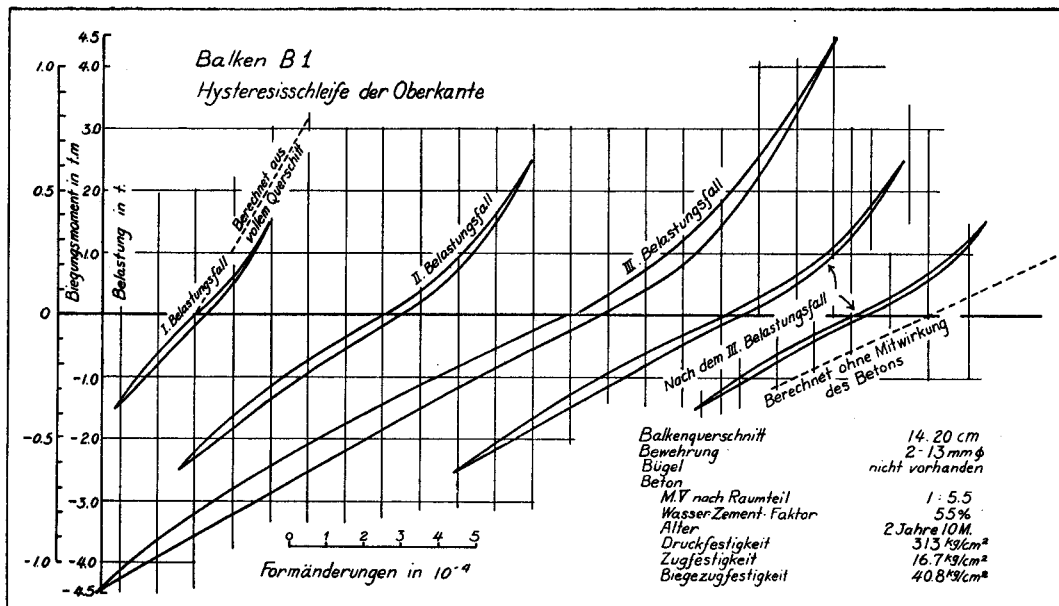


Abb. 41.

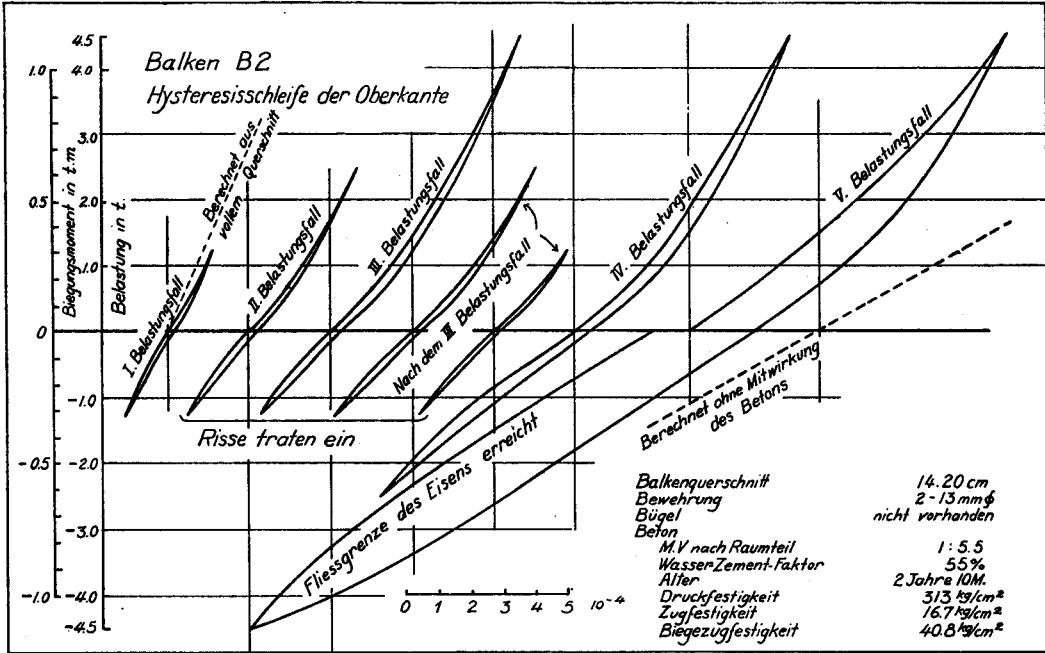
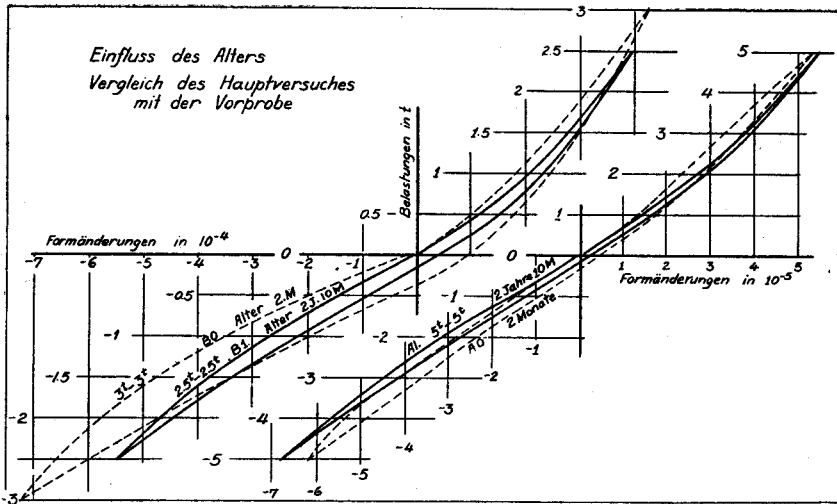


Abb. 42.



Balkens vermehrt. Bei der Balkensorte B war die in Frage stehende Zunahme etwas grösser, da die Eisenzugspannungen knapp an der Streckgrenze lagen. Die grösste Formänderungszunahme an Balken B2 ist darauf zurückzuführen, dass das lokale Fliessen des Längseisens die Druckzone verkleinerte und die Druckspannung erhöhte.

Um den Uebergang der Hysteresisschleife mit der Steigerung der Grenzlasten veranschaulichen zu können, fügt der Verfasser noch Abb. 38, 39, 40 und 41 bei, in denen die Formänderungen an dem oberen Rand beim letzten Belasten in jedem Belastungsfall mit gleichem Masstab eingetragen sind. Den Abbildungen lässt sich entnehmen, dass die Neigung der Schleife mit zunehmender Grenzlast flacher wird. Die Grösse der Neigungsänderung hängt hauptsächlich mit der Stärke der Bewehrung zusammen.

Der Neigungswinkel unter niedriger Beanspruchung lässt sich aus dem vollen Querschnitt berechnen, indem das Elastizitätsmodul des Betons den aus der gesamten Formänderung ausgerechneten Wert annehmen muss. Der Grund liegt darin, dass die beiden Spitzen der Schleife beinahe auf die Gesamtformänderungslinie bei einseitiger Biegung fallen.

Als das betreffende Elastizitätsmodul ergeben sich aus den Vergleichsversuchen

$$\begin{aligned} E_s &= 127500 \text{ kg/cm}^2 && \text{für Betonsorte A und } \sigma_s = 9,4 \text{ kg/cm}^2, \\ E_d &= 178500 && \text{für Betonsorte A und } \sigma_s = 20 \text{ kg/cm}^2, \\ E_s &= 209000 && \text{für Betonsorte B und } \sigma_s = 15,7 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{und } E_d &= 230500 && \text{für Betonsorte B und } \sigma_s = 31 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Einfachheitshalber nehmen wir den mittleren Wert an. Mit $E = 15300$ bzw. 219800 kg/cm^2 für Betonsorte A bzw. B und $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ für Eisen berechnet sich die Randdehnung $0,33 \cdot 10^{-4}$ bzw. $0,36 \cdot 10^{-4}$ für 1 tm Biegemoment je nach der Balkensorte A bzw. B. Die so festgestellte Richtung ist mit gestrichelter Linie in den Abb. 38—41 eingetragen. Bei Balken A1, wo die Zugspannung des Betons am kleinsten war, stimmt die berechnete Richtung mit der durch den Versuch festgestellten Schleife ganz gut überein. Die Abweichung ist bei der Balkensorte B etwas grösser, da die Grenzlast knapp an der Risslast lag. Bemerkenswert ist noch,

dass die berechnete Richtung ebenso am oberen Teil aller Druckentlastungskurven unverändert blieb. In dieser Tatsache spiegelt sich auch das Verhalten des Entlastungsastes bei dem Druckversuch.

Prof. K. Muto hat darauf hingewiesen, dass man die Hysteresisschleife bei abnehmenden Grenzlasten berücksichtigen muss, um die Dämpfung der Schwingung klarzustellen. Diese Hysteresisschleifen sind ebenfalls in den Abb. 38, 39, 40 und 41 eingetragen. In diesem Falle verlaufen die Formänderungslinien parallel zu dem entsprechenden Teil der Formänderungskurve bei vorheriger, höchster Grenzlast. Dabei besitzt der obere Teil der Entlastungäste nicht mehr die oben erwähnte Richtung.

Wird die Randspannung auf Druck gesteigert, indem die Zugspannung unverändert bleibt, so nimmt die Hysteresisschleife im niedrigen Druckbereich dieselbe Krümmung an, wie im Zugbereich. Diese auffallende Eigenschaft lässt sich deutlich aus Abb. 39 erweisen. Noch auffallender ist, dass die Hysteresisschleife für die Grenzlasten $\pm 1,5t$ nach dem IV. Belastungsfall ganz sichelförmig ist.

In der letzten Stufe der Balkenversuche mit Wechselbiegung schneidet die Hysteresisschleife die Koordinatenachse in einem Winkel, der sich aus dem blossen Eisenquerschnitt feststellen lässt. Bei hohen Grenzlasten können die Risse nach der Entlastung sich nicht schliessen, und zwar nicht nur in der Zugzone, sondern auch in der Druckzone nicht. Offene Risse an dem oberen und unteren Rand sind aus der Abb. 19 zu ersehen. Nach den Formänderungsmessungen war bei $P=0$ eine bleibende Dehnung an jedem Rand zu beobachten. Diese bleibende Dehnung ist in den Abb. 20—37 mit der von dem Koordinatenursprung aus verschobenen Lage der Schleife dargestellt. Die bleibende Dehnung wird zum grössten Teil durch das Auftreten der Risse verursacht, wie aus den Abb. 31 und 34 ersichtlich ist.

Durch eine Formänderungsmessung auf einer Strecke, die einen Riss überschritten hatte, bestätigte der Verfasser noch, dass auch nach der Druckentlastung die ehemaligen Zugrisse offen blieben. In diesem Zustand wird der Beton in der Druckzone ebenfalls spannungslos.

Sehen wir von der Mitwirkung des Betons ab, so berechnet sich die

Dehnung des Längseisens als $0,49 \cdot 10^{-4}$ bzw. $1,144 \cdot 10^{-4}$ pro 1 tm Biegemoment für Balkensorte A bzw. B. Diese Dehnung entspricht der Randdehnung von $0,614 \cdot 10^{-4}$ bzw. $1,430 \cdot 10^{-4}$. Die berechnete Formänderungslinie, die bei Balken A vollkommen und bei Balken B beinahe parallel zu der Hysteresisschleife verläuft, ist ebenfalls in den Abb. 38, 39, 40 und 41 mit gestrichelter Linie eingetragen.

Um den Einfluss des Alters auf die Hysteresisschleife festzustellen, fügt der Verfasser noch Abb. 38 bei, in der die Hysteresisschleifen bei der Vorprobe im Alter von 2 Monaten vergleichungsweise dargestellt sind. Daraus lässt sich entnehmen, dass bei jüngerem Beton der Inhalt der Hysteresisschleife verhältnismässig gross ist.

9. RANDDRUCKSPANNUNGEN UND EISENZUGSPANNUNGEN.

Die grösste Betonrandspannung lässt sich bei einseitiger Biegung durch Vergleich der Randstauchung mit der eines Druckversuchs ermitteln. Dies Verfahren ist bei der Wechselbiegung nur für jungfräuliche Formänderungen anzuwenden. Bei der Wechselbiegung, um die es sich hier handelt, ist es nicht so einfach, die richtige Druckspannung einwandfrei festzustellen. Die Druckbelastungsäste verlaufen nach den Biegungswechseln flacher als die jungfräuliche Kurve, wie der Verfasser schon oben erwähnte. Deshalb ist es nicht richtig, die Randstauchung bei zunehmender Belastung mit dem reinen Druckversuch zu vergleichen. Dagegen ist es viel wahrscheinlicher, dass die Stauchungslinie bei der Entlastung sowohl am Balkenrand als auch am Druckkörper beinahe denselben Verlauf hat. Es empfiehlt sich deshalb, die umkehrbare Randstauchung von der Oberlast bis auf Null zu berechnen und dieselbe mit der federnden Stauchung bei der Druckprobe zu vergleichen. Eisenzugspannungen lassen sich in gleicher Weise berechnen. Die berechneten Spannungen sind in nachstehender Tabelle 7 eingetragen.

Das Verfahren mit der umkehrbaren Formänderung ist dennoch nicht ganz einwandfrei, da es uns an einer Bestätigung durch einen unmittelbaren Versuch mit Spannungswechsel fehlt. Dazu kommt noch, dass unter geringer Belastung der Beton nach der starken Wechselbiegung

sowohl in der Druckzone als auch in der Zugzone spannungslos gedacht werden muss, was dazu führt, die Betonspannung bei der hohen Belastungsstufe zu überschätzen.

Tabelle 7. Betondruckspannungen und Eisenzugspannungen.

Balken		Spannungen in kg/cm ² beim Belastungsfall						Bemerkungen	
		1	2	3	4	5	6		7
A1	für +P	σ_{bo}	20	44	78	92	113	127	Druckfestigkeit des Betons = 169 kg/cm ² Streckgrenze = 2730 kg/cm ²
		σ_{eu}	200	450	720	1300	1860	2420	
	für -P	σ_{bu}	20	41	79	97	120	132	
	σ_{eo}	200	480	770	1360	1980	2600		
A2	für +P	σ_{bo}	28	75	103	128	130	131	
		σ_{eu}	300	750	1500	2300	2300	2300	
	für -P	σ_{bu}	30	34	34	34	78	103	127
	σ_{eo}	300	300	300	300	750	1650	2550	
B1	für +P	σ_{bo}	42	88	154				Druckfestigkeit des Betons = 315 kg/cm ² Streckgrenze = 2530 kg/cm ²
		σ_{eu}	400	1060	2350				
	für -P	σ_{bu}	42	99	170				
	σ_{eo}	400	1080	2350					
B2	für +P	σ_{bo}	28	79	136	150	150		
		σ_{eu}	250	1100	2350	2500	2500		
	für -P	σ_{bu}	26	47	55	120	167		
	σ_{eo}	250	400	450	1300	2530			

10. BEZIEHUNG ZWISCHEN DEN BIEGUNGSMOMENTEN UND KRÜMMUNGSHALBMESSERN.

Bezeichnet man mit

h die Balkenhöhe

ρ, ρ' den Krümmungsradius bei positiver bzw. negativer Biegung

und ferner mit (s. Abb. 43.)

$\epsilon_o, -\epsilon_u$ die Formänderungen am oberen bzw.

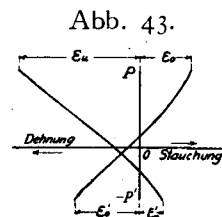
unteren Balkenrand bei der Obergrenzlast +P

und mit $-\epsilon_o', \epsilon_u'$ die Formänderungen am oberen bzw. unteren Balkenrand bei der Untergrenzlast -P',

so ergibt sich die folgende Beziehung:

$$h \left(\frac{1}{\rho} + \frac{1}{\rho'} \right) = \gamma = \epsilon_o + \epsilon_u + \epsilon_o' + \epsilon_u'$$

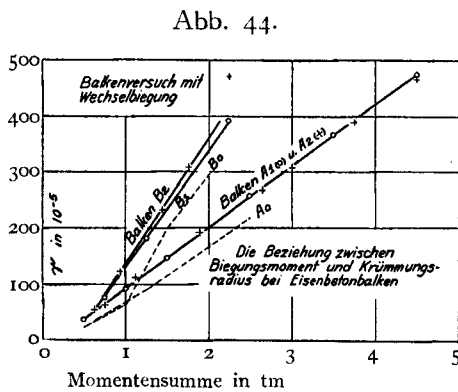
Das rechte Glied stellt den Unterschied der Formänderungswinkel in dem Belastungsbereich von +P bis auf -P' dar und ist mit γ bezeichnet.



Die Werte von γ sind in der Tabelle 8 nebst dem zugehörigen Momentenbereich zusammengestellt und sind auch in Abb. 44 als Funktion der Momentensumme $M+M'$ graphisch dargestellt. In dieser Abb. 44 sind ausserdem daneben die Ergebnisse der Vorprobe mit gestrichelten Linien eingetragen.

Tabelle 8. Die Beziehung zwischen den Biegemomenten und Krümmungsradien.

Balken	Momentenbereich in tm	$\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\rho} + \frac{1}{\rho'} \right) = \gamma$ in 10^{-5}
A1	-0,25 — +0,25	37,0
	-0,5 — +0,5	91,6
	-0,75 — +0,75	148,0
	-1,25 — +1,25	257,8
	-1,75 — +1,75	307,7
A2	-2,25 — +2,25	475,5
	-0,375 — +0,375	61,9
	-0,375 — +0,75	104,6
	-0,375 — +1,50	191,0
	-0,375 — +2,25	267,3
B1	-0,75 — +2,25	308,0
	-1,50 — +2,25	390,0
	-2,25 — +2,25	466,7
	-0,375 — +0,375	76,6
B2	-0,625 — +0,625	181,9
	-1,125 — +1,125	392,1
	-0,312 — +0,312	52,6
	-0,312 — +0,625	127,8
	-0,312 — +1,125	234,0
	-0,625 — +1,125	309,2
	-1,125 — +1,125	471,7



Abgesehen von einem Wert für Balken Bo und dem letzten für Balken B2, wo ein lokales Fließen auftrat, wächst die Summe der Formänderungswinkel proportional mit der Momentensumme. Bemerkenswert ist noch, dass die Linie für A2 ganz mit der für A1 zusammenfällt. Die Linie für B2 weicht ein wenig von der für B1 ab, aber die Abweichung befindet sich innerhalb des Streubereiches der Streckgrenze. Aus dieser Tatsache folgt, dass die Summe der Formänderungswinkel einen festen Wert besitzt, solange die Momentensumme gleich gross ist.

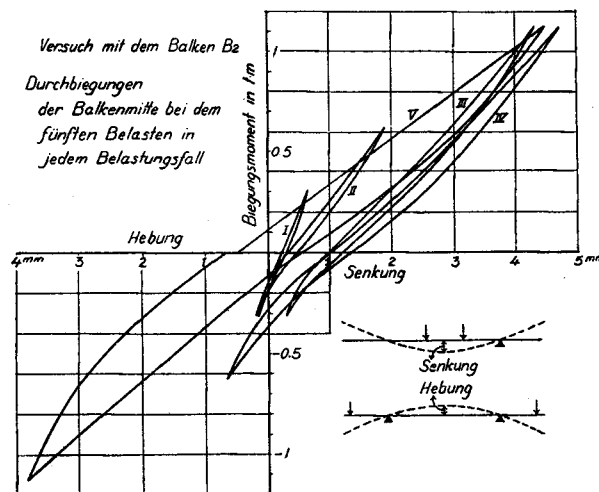
Werden alle Kurven in Abb. 44 verlängert, so gehen sie nicht durch den Koordinatenursprung. Der Wert ist für $M=0$ negativ. Es muss aber in Rechnung gezogen werden, dass die Formänderungen bei 5 maliger

Belastung zur Berechnung der Formänderungswinkel benutzt wurden, und dass vor der positiven Belastung immer eine bleibende Krümmung vorhanden war, die durch die ehemalige negative Belastung hervorgerufen worden war. Hätte man die Beziehung unter noch kleinerer Belastung untersucht, so würde in diesem Bereich jede Linie krummlinig werden und sogar durch den Koordinatenursprung gehen.

11. DURCHBIEGUNG DES BALKENS.

Die Verteilung der Biegemomente längs des Versuchs balkens ist verschieden, je nach dem die Kräfte durch die äusseren oder inneren Schneidelager übertragen werden. Versteht man nun unter Senkung und Hebung eine Verschiebung der Balkenmitte gegenüber den Auflagern E in Abb. 1, so verhält sich die Hebung zu der Senkung wie 1,15:1 unter gleich grosser Belastung. Da die Messung der Durchbiegung weniger wichtig ist als der Krümmungsradius, wurde sie nur bei dem Versuch mit B2 vorgenommen.

Abb. 45.

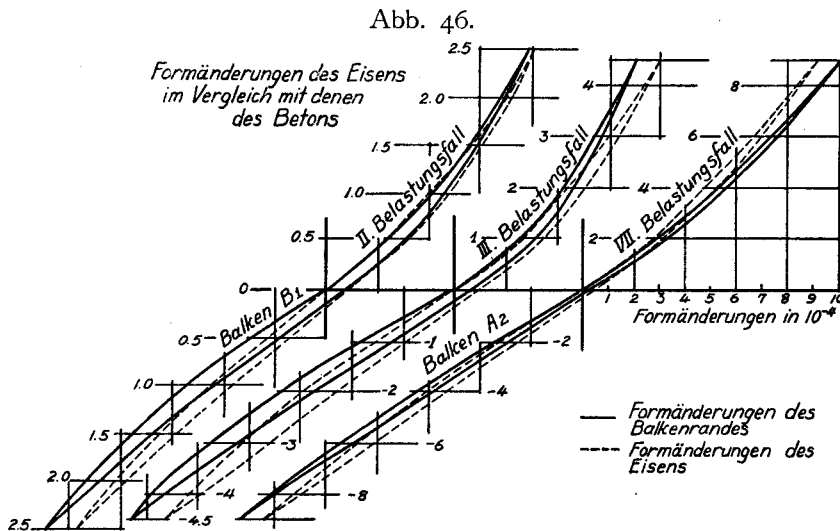


Die Hysteresisschleife der Durchbiegung ist in Abb. 45 dargestellt. Die Durchbiegung hängt eng mit dem Krümmungsradius und deshalb auch mit $\epsilon_o + \epsilon_u$ zusammen. Infolgedessen spiegelt sich die Eigenart der Randdehnungs-Hysteresis im wesentlichen in der Durchbiegung. Wegen der

Nichtübereinstimmung der Momentendiagramme verläuft der Belastungsast für Senkung nicht parallel mit dem für Hebung. Multipliziert man die Senkungen mit 1,15, so verlaufen die beiden Belastungsäste ganz parallel.

12. FORMÄNDERUNGEN DES LÄNGSEISENS.

In Abb. 46 sind die Formänderungen des Längseisens mit denen des Balkenrandes verglichen. Da sich die Längseisen näher der neutralen Ebene befinden, muss ihre Formänderung kleiner als die an dem Balkenrand sein. Bei den Versuchen mit der Balkensorte B waren die Randstauchungen kleiner als die Stauchungen des Längseisens, auch wenn die Belastung verhältnismässig klein war. Diese widersprechende Erscheinung lässt sich folgendermassen erklären. Die Formänderung des Längseisens wurde in einem Loch gemessen, das ca. 5 cm lang und 2 cm breit war.



Der Balken B war mit 2 Längseisen bewehrt und die Messung der Formänderung erfolgte an beiden Bewehrungen. Dabei wurden leichtfertigerweise zwei Löcher nebeneinander vorbereitet. Durch die Löcher verminderte sich die Betondruckfläche und vermehrte sich dementsprechend die Druckspannung an den Längseisen. Dieser Einfluss wurde durch die Wanderung der Nulllinie noch verstärkt. Die Stauchungsmessung erfolgte auf einer Strecke von 25 mm, die sich dort befand, wo die lokale Vermehrung der

Eisenspannung am grössten war. Hätte man einen Dehnungsmesser mit geringerer Empfindlichkeit auf einer längeren Messtrecke, die sich nicht in einem Loch befand, angebracht, so würden die Ergebnisse ganz normal ausgefallen sein. Bei dem Balken A kommt der Einfluss des Loches weniger in Frage, da nur ein Loch auf einer Randfläche vorhanden war, und der Balken stark auf Druck bewehrt war. Der Verfasser schliesst somit, dass das Zusammenwirken von Beton und Eisen gegen Bruch ein vollkommenes ist.

13. SCHLUSSFOLGERUNGEN.

1. Wird ein Balken, der auf positiver Biegung über die Risslast hinaus beansprucht worden ist, in umgekehrter Richtung verbogen, so vermindert sich die Risslast um so mehr, je tiefer die von vornherein vorhandenen Risse die neue Zugzone zerstört haben.

2. Solange der Bruch durch die Ueberschreitung der Streckgrenze des Längseisens verursacht wird, ist der Einfluss des Biegungswechsels auf die Bruchlast ohne Belang. Aber es scheint möglich zu sein, dass eine andere Brucherscheinung bei niedriger Belastung auftritt, falls die Biegung, erst nachdem sich die Risse beträchtlich erweitert und verlängert haben, verwechselt wird. Eine Untersuchung über andere Brüche liegt ausserhalb des Rahmens dieser Arbeit.

3. Die Formänderungen unter der oberen oder unteren Grenzlast unterscheiden sich nicht wesentlich von denen bei einseitiger Biegung. Die Zunahme der Formänderung bei wachsender Anzahl der Biegungswechsel ist sehr gering, wenigstens bei einem Balken von hohem Alter, solange die Eisenzugspannung nicht bis dicht an die Streckgrenze gesteigert wird.

4. Die Eigenart der Druckhysteresisschleife an dem Vergleichsdruckkörper spiegelt sich in der Randstauchung. Sowohl die jungfräuliche Kurve als auch der Kurventeil im neuen Spannungsbereich unmittelbar nach der Steigerung der Grenzlast wendet die hohle Seite der Formänderungsachse zu, während die Entlastungsäste und andere Belastungsäste eine umgekehrte Krümmung besitzen. Die Formänderungslinie verläuft um so weniger krumm, je niedriger die Spannung ist. Die Zughysteresisschleife

verläuft innerhalb der Risslast in ähnlicher Weise. Nachdem die Risse sich völlig entwickelt haben, ist die Randdehnung proportional der Belastung. Der Zugentlastungsast ist dennoch krummlinig und wendet seine hohle Seite der Spannungsachse zu.

5. Falls die Randdruck- und Randzugspannungen sehr klein sind, lässt sich die Richtung der Hysteresisschleife mittels des Trägheitsmoments des ganzen Querschnittes gewinnen. Dabei muss die Elastizitätsziffer des Betons aus der gesamten Formänderung berechnet werden. Mit zunehmender Grenzlast verläuft die Formänderungslinie flacher und flacher, aber die Druckentlastungsäste behalten an dem oberen Teil dieselbe Neigung wie bei geringer Oberlast. Nachdem die Risse an beiden Rändern sich völlig entwickelt haben, lässt sich die Neigung in der Nähe der Dehnungsachse nach dem blossen Eisenquerschnitt bestimmen. Die Neigungsänderung mit zunehmender Oberlast ist um so erheblicher, je schwächer der Balken bewehrt ist. Der Einfluss der Betongüte ist nicht beträchtlich.

6. Bei hoher Ober- und Unterlast schliessen sich die Risse sowohl an der Druckseite als an der Zugseite nicht mehr. In diesem Zustand muss der Beton bei kleiner Belastung auf Druck spannungslos gedacht werden.

7. Die Formänderungslinie bei der abnehmenden Grenzlast verläuft beinahe parallel zu dem entsprechenden Teil der Formänderungslinie, die unter der ehemaligen höchsten Belastung auftrat. Ein Balken, der einmal kräftigen Biegungswechseln unterworfen wurde, hat nur die Steifigkeit, die sich aus dem blossen Eisenquerschnitt bestimmen lässt.

8. Die Summe der Formänderungswinkel wächst proportional mit der Momentensumme, und behält einen festen Wert unabhängig davon, ob die beiden Grenzlasten gleichzeitig oder einseitig gesteigert werden. Die Proportionalitätskonstante hängt hauptsächlich mit dem Bewehrungsfaktor zusammen.

9. Eine plötzliche Aenderung der Formänderungen, Durchbiegungen oder der Rissbreite im Augenblick des Belastungswechsels ist gar nicht zu bemerken.

10. Trotzdem die Formänderungen unter der Grenzlast durch das

Alter des Betons nicht beträchtlich beeinflusst werden, ist der Inhalt der Hysteresisschleife bei einem Balken aus jungem Beton viel grösser.
