

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 111 (1993)  
**Heft:** 7

**Artikel:** Haftvermögen von Betonstählen mit Epoxidharzbeschichtung. 2. Teil: Dynamische Versuche an praxisnahen Bauteilen  
**Autor:** Maissen, Aluis / Olia, Said  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-78132>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 15.03.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

stung angeordnet werden. Ein Regenwasserpumpwerk war nicht erwünscht. Der Regenüberfall oberhalb des Speicherkanals musste an die Stelle verlegt werden, wo die Mischwasserkanäle der Gemeinden Burgstein, Wattenwil und Blumenstein in den Verbandskanal einmünden.

Damit nur der Schmutzstoss in den Speicherkanal abfließt und das nachfolgende, weniger verschmutzte Regenwasser in den Vorfluter entlastet werden kann, wurde bei diesen Einmündungen zuoberst der Regenauslass, dann der Drosselschieber und zuunterst die Regenwetterabflussmessung angeordnet.

Sobald bei Regenfällen der Mischwasserabfluss die doppelte Trockenwasserabflussmenge überschreitet, startet die Regenwetterabflussmessung mit Messen und Summieren. Wenn die Schmutzstossmenge des entsprechenden Einzugsgebietes erreicht ist, wird der Schieber gesenkt, so dass nur noch die doppelte Trockenwetterabflussmenge in den Speicherkanal abfließt

und der Rest über den Regenauslass in den Vorfluter überfällt. Der Schieber wird auch in gleicher Weise betätigt, wenn im Speicherkanal bereits das maximale Niveau erreicht ist.

#### System Müsche

Das Volumen abzüglich der Halbschale mit einem Durchmesser von 500 mm beträgt 630 m<sup>3</sup>. Beim System Müsche konnte am oberen Ende des Speicherkanals ein Überlauf angeordnet werden. Auch hier reicht das Volumen aus, um die Schmutzstöße von Seftigen und Gurzelen aufzufangen. Da der Überlauf im System Müsche hinten liegt, müssen die Abflüsse aus den Gemeinden Gurzelen und Seftigen vor Eintritt in den Verbandskanal nicht gesteuert werden. Das überschüssige Mischwasser wird in die Müsche eingeleitet.

#### Beurteilung

Praktische Erfahrungen und Beobachtungen liegen noch keine vor. Die theoretisch ermittelte maximale Belastung

des Vorfluters wird vermutlich in der Praxis nicht erreicht. Die Einrichtung für die Regenwasserbehandlung durch die vorgeschlagene Kanalnetzbewirtschaftung ermöglichen eine Anpassung an die tatsächlichen Verhältnisse und an die Betriebsanforderung der ARA. Ebenfalls kann mit diesem System der Entwicklung des Abwasseranfalles und allfälligen gesteigerten Anforderungen Rechnung getragen werden.

#### Folgerungen

Infolge der vielen wenig bekannten Einflüssen ist eine Beobachtung, Auswertung der Beobachtungen und entsprechende Anpassung der Steuerungen erforderlich. Die Kanalnetzbewirtschaftung bietet viele neue Möglichkeiten zur Verbesserung des Gewässerschutzes, erfordert aber viel mehr hochqualifizierte und zuverlässige Arbeit in allen Bereichen.

Adresse des Verfassers: Ulrich Spring, dipl. Ing. ETH/SIA, Spring Ingenieure AG, Länggasse 9, 3600 Thun.

## Haftvermögen von Betonstählen mit Epoxidharzbeschichtung

### 2. Teil: Dynamische Versuche an praxisnahen Bauteilen

**In diesem Beitrag wird über das Haftvermögen von beschichteten Betonstählen berichtet, die in Balkenversuchen unter dynamischer Beanspruchung getestet wurden. Das Verhalten unter statischer Beanspruchung wurde bereits im «Schweizer Ingenieur und Architekt» in Heft 5/1993 beschrieben.**

Ziel des neuen Beitrags ist es, das Haftvermögen einer beschichteten Bewehrung unter dynamischer Beanspruchung

VON ALUIS MAISSEN UND SAID OLIA, DÜBENDORF

zu überprüfen. An die Stelle der statischen tritt somit eine oft wiederholte Belastung, welche mit einer konstanten Frequenz von 250 Lastwechseln in der Minute bzw. 4.2 Hz und in mehreren Ermüdungsphasen zu je 2 Millionen Lastwechseln aufgebracht wurde.

Die neuen Versuche [1] unterscheiden sich demnach lediglich durch die Art der Beanspruchung, ansonsten wurden sie unter den gleichen Versuchsbedingungen wie früher durchgeführt. Die Beurteilung des Haftvermögens unter dynamischer Beanspruchung erfolgt im Vergleich mit den Ergebnissen der statischen Versuche.

#### Versuchskörper

Um aussagekräftige Resultate erzielen zu können, mussten die Probekörper praxisnahe Dimensionen aufweisen. Grösse und Form wurden zudem so festgelegt, dass wertvolle Erfahrungen aus früheren Untersuchungen weitgehend miteinbezogen werden konnten. [2] Bild 1 zeigt Schalung und Bewehrung der gewählten Versuchskörper. Diese bestehen demnach aus schlaff bewehrten Plattenbalken mit folgenden Abmessungen:

Balkenlänge:	6,70 m
Balkenhöhe:	0,50 m
Plattenbreite:	0,90 m
Stegbreite:	0,26 m

Die Spannweite betrug 6,0 m. Die Spannweite und Trägerhöhe stehen somit im Verhältnis von 12:1 zueinander, was den im Massivbau üblichen Bemessungsregeln entspricht. Die ge-

wählte Betonqualität entspricht eher einer unteren Baustellenfestigkeit. Es wurde bewusst darauf verzichtet, einen Beton mit höchsten Festigkeitseigenschaften herzustellen, um die Versuchsergebnisse nicht ungebührlich zu beeinflussen. Das gewählte Betonrezept und die damit erreichte Druckfestigkeit sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Tabelle 2 enthält die ermittelten Kennwerte des Betonstahls «topar 500s». Die Dicke der Epoxidharzbeschichtung betrug rund 250µm.

#### Versuchsanordnung

Die Versuchsanordnung ist ebenfalls aus Bild 1 ersichtlich. Die als einfache Balken gelagerten Prüfelemente wurden durch vier Einzellasten auf Biegung beansprucht, von denen je zwei verhältnismässig nahe beieinander waren. Die Wahl von zwei Lastpaaren anstelle von zwei Einzellasten hatte den Vorteil, dass die Grösstwerte von Querkraft und Biegemoment nicht im gleichen Querschnitt zusammentrafen.

Um eine möglichst gute Aussage über die Hafteigenschaften der beschichteten Betonstähle zu erhalten, waren umfangreiche Rissbeobachtungen erforderlich. Die Rissbreiten wurden dabei auf drei *Risslinien* gemessen, die sich durch Projektion der Zugbewehrung auf die Seitenflächen und die Unterseite ergaben (vergleiche dazu Risslinien V, U, H in Bild 1). Die Messungen er-

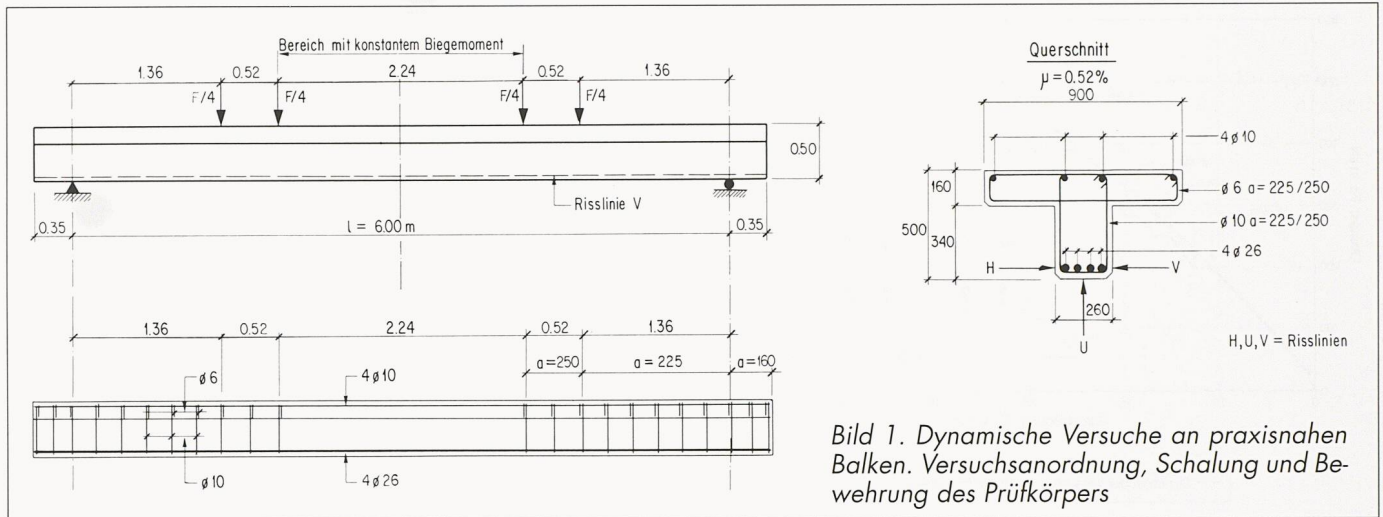


Bild 1. Dynamische Versuche an praxisnahen Balken. Versuchsanordnung, Schalung und Bewehrung des Prüfkörpers

folgten mit einem Handmikroskop von  $\pm 2/100$  mm Ablesegenauigkeit. Im weiteren wurden vertikale Verschiebungen, Stahldehnungen und Betonstauchungen ermittelt, vor allem im mittleren Bereich mit konstantem Biegemoment. Zudem wurden allfällige Schlupfbewegungen an den Balkenden überprüft.

**Versuchsablauf**

Bild 2 zeigt eine schematische Darstellung des Versuchsablaufs. Demnach wurde der Ermüdungsversuch in 4 Phasen durchgeführt. Bei jeder Ermüdungsphase wurden je 2 Millionen Lastwechsel aufgebracht. Die genauen Bedingungen der 4 einzelnen Versuchsphasen sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Die angegebenen Spannungen  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$  entsprechen den rechnerischen Stahlspannungen in der Zugbewehrung in Feldmitte. Bei den gewählten Laststufen wechselten die Spannungen im

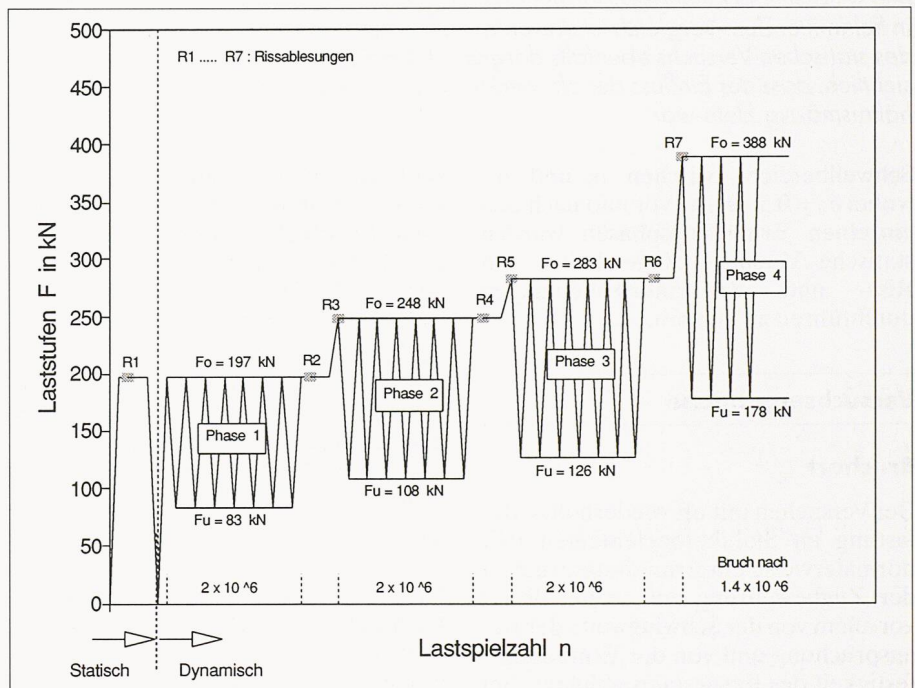


Bild 2. Versuchsablauf und Belastungsprogramm für die 4 Ermüdungsphasen. Die speziellen Versuchsbedingungen sind in Tabelle 3 angegeben

Kies-Sand	0 bis 32 mm Korngrösse
Siebkurve	innerhalb des SIA-Bereiches
Zementdosierung	270 kg/m <sup>3</sup>
Konsistenz	plastisch
Würfeldruckfestigkeit beim statischen Versuch	34 N/mm <sup>2</sup>
Würfeldruckfestigkeit bei dynamischen Versuchen	36 bis 38 N/mm <sup>2</sup>

Tabelle 1. Betonrezept und erzielte Druckfestigkeiten

Bezeichnung	Ø 26 mm beschichtet
Streckgrenze	575 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	695 N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung A <sub>s</sub>	20.9 %

Tabelle 2. Kennwerte des Betonstahls «topar500s»

Bezeichnung	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
S-Faktor	2.2	1.8	1.6	1.2
Oberlast F <sub>o</sub> (kN)	197	248	283	388
Unterlast F <sub>u</sub> (kN)	83	108	126	178
Oberspannung $\sigma_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	210	256	288	384
Unterspannung $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	105	128	144	192

Tabelle 3. Spezielle Bedingungen für 4 Ermüdungsphasen. Die angegebenen Spannungen  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$  entsprechen den rechnerischen Stahlspannungen in der Zugbewehrung. Bei den gewählten Laststufen wechselten die Spannungen im Schwellbereich zwischen  $\sigma_o$  und  $\sigma_u$ , wobei  $\sigma_u = 0.5 \cdot \sigma_o$  ist.

**Literaturverzeichnis**

[1] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 127 773/1, 1992

[2] A. Maissen: «Haftvermögen von Armierungsstählen, Versuche an wirklichkeitsgetreuen Balken». Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 100, Heft 38/1982

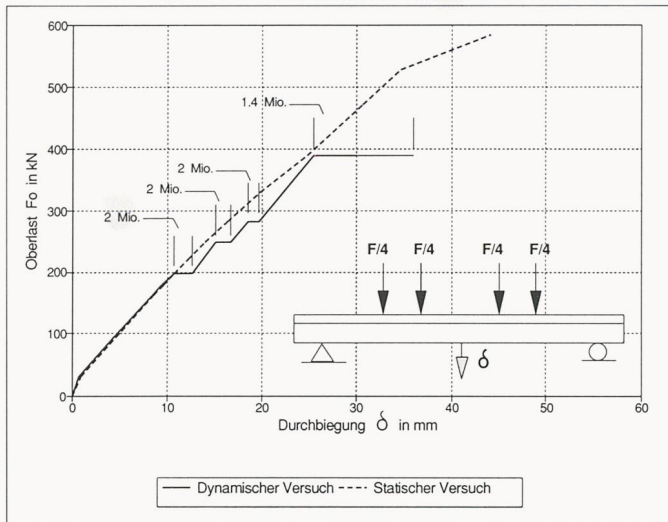


Bild 3. Last-Verformungs-Diagramm für die Durchbiegungen in Feldmitte. Zum Vergleich ist das entsprechende Diagramm des statischen Versuchs ebenfalls dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der Einfluss der oft wiederholten Belastung verhältnismässig klein war

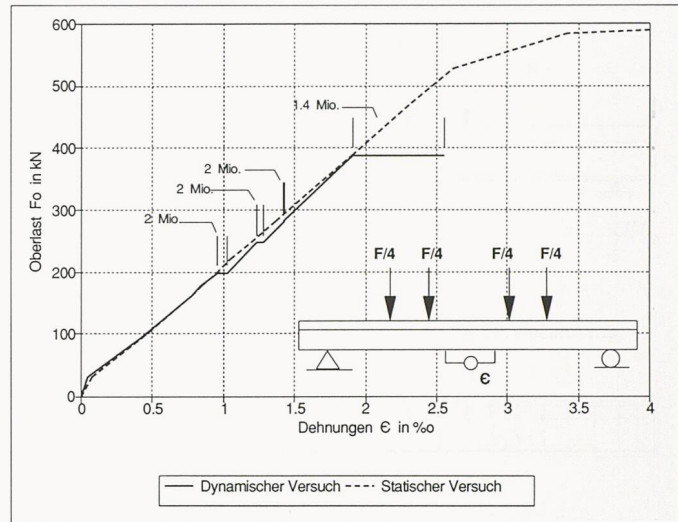


Bild 4. Last-Verformungs-Diagramm für die Stahldehnungen in Feldmitte. Zum Vergleich ist das entsprechende Diagramm des statischen Versuchs ebenfalls dargestellt. Demnach war der Einfluss der dynamischen Beanspruchung ebenfalls gering

Schwellbereich zwischen  $\sigma_0$  und  $\sigma_u$ , wobei  $\sigma_u = 0.5 \cdot \sigma_0$  ist. Vor und nach den einzelnen Ermüdungsphasen wurden statische Versuche eingeschaltet, um Riss- und Verformungsmessungen durchführen zu können.

## Versuchsergebnisse

### Bruchart

Bei Versuchen mit oft wiederholter Belastung an Stahlbetonelementen tritt normalerweise ein Ermüdungsbruch in der Zugbewehrung auf, wobei dieser vor allem von der Schwingweite der Beanspruchung und von der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls abhängt. Bei der gewählten Schwellbeanspruchung war denn auch mit einer solchen Bruchart zu rechnen. Tatsächlich trat ein Ermüdungsbruch in der 4. Versuchsphase nach 1,4 Millionen Lastwechseln auf. Dieser erfolgte an einem Bewehrungsstab  $\varnothing 26$  mm im Bereich mit konstantem Biegemoment, und zwar unter folgenden Bedingungen:

$$F_0 = 388 \text{ kN} \quad \sigma_0 = 384 \text{ N/mm}^2 \varnothing$$

$$F_u = 178 \text{ kN} \quad \sigma_u = 192 \text{ N/mm}^2 \varnothing$$

\*Stahlspannungen in der Zugbewehrung

### Verformungsmessungen

Die Beobachtungen umfassten Durchbiegungen, Betonstauchungen und Stahldehnungen. Stellvertretend für alle anderen sollen an dieser Stelle lediglich die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen und Stahldehnungen graphisch wiedergegeben werden. Diese Verformungen sind in den Bildern 3 und 4 in Funktion der Versuchskräfte  $F_0$  aufgetragen. Zum Vergleich

sind die entsprechenden Last-Verformungs-Diagramme des statischen Versuchs (beschichtete Bewehrung) ebenfalls dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der Einfluss der oft wiederholten Belastung verhältnismässig klein war.

Schliesslich seien noch die *Schlupfmessungen* erwähnt, die am Balkenende zur Überprüfung der Verankerung der Zugbewehrung angeordnet wurden. Die Beobachtungen ergaben keinerlei Schlupfbewegungen bis zum Bruch.

### Rissbildung

Die Rissbeobachtungen bildeten den Hauptteil der vorliegenden Untersuchungen. Aufgrund des Rissbildes sollte nämlich das Haftvermögen von beschichteten Stählen unter *dynamischer Beanspruchung* überprüft werden. Zu diesem Zweck wurden die an der Unterseite und an den Seitenflächen der Zugzone auftretenden Risse untersucht. Die Ausmessung erfolgte auf den drei in Bild 1 bezeichneten Risslinien V, U, H. Um den Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung zu erfassen, erfolgten die Rissbeobachtungen jeweils vor und nach einer Ermüdungsphase. Dabei wurde jeder Riss an seinem Schnittpunkt mit den Risslinien ausgemessen. Die systematische Auswertung erfolgte getrennt für den Bereich mit konstantem Biegemoment und für den gesamten Balkenbereich. Für die Beurteilung des Haftvermögens sind in erster Linie die ermittelten Rissbreiten massgebend.

In den Bildern 5 und 6 sind die Resultate der Rissmessungen graphisch dargestellt. Darin ist die *Summenhäufigkeit der Rissbreiten* aufgetragen, und zwar so, dass der Vergleich vor und nach den einzelnen Ermüdungsphasen direkt

sichtbar wird. Für die Laststufe  $M_{br}/1.8$ , welche den Gebrauchszustand darstellt, wurden die Rissdiagramme zudem durch die Ergebnisse des statischen Versuchs ergänzt. Dieser Vergleich ermöglicht, den Einfluss der dynamischen Beanspruchung auf die Rissbildung zu beurteilen.

### Beurteilung des Haftvermögens

Der Einfluss der oft wiederholten Belastung auf das Haftvermögen von beschichteten Stählen ist aus den Rissdiagrammen in den Bildern 5 und 6 sichtbar. Dort ist die Summenhäufigkeit der Rissbreiten jeweils vor und nach den einzelnen Ermüdungsphasen dargestellt. Demnach beträgt die durchschnittliche Zunahme der Rissbreiten infolge von 2 Millionen Lastwechseln 0.02 bis 0.03 mm im Bereich mit konstantem Biegemoment und 0.02 bis 0.05 mm im gesamten Balkenbereich. Im Gebrauchszustand (Laststufe  $M_{br}/1.8$ ) kann zudem der Vergleich mit den Ergebnissen des statischen Versuchs erfolgen, wo die Rissbreiten im Durchschnitt 0.02 bis 0.05 mm kleiner waren.

Obschon gewisse Unterschiede zwischen den statischen und dynamischen Versuchen vorhanden sind, kann trotzdem festgehalten werden, dass sich der Einfluss der dynamischen Beanspruchung auf die Rissbildung in Grenzen hält. Diese Tatsache wird auch durch die Last-Verformungs-Diagramme der Durchbiegungen und der Stahldehnungen bestätigt.

Adresse der Verfasser: *Aluis Maissen* und *Said Olla*, dipl. Bauingenieure ETH, Eid. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf

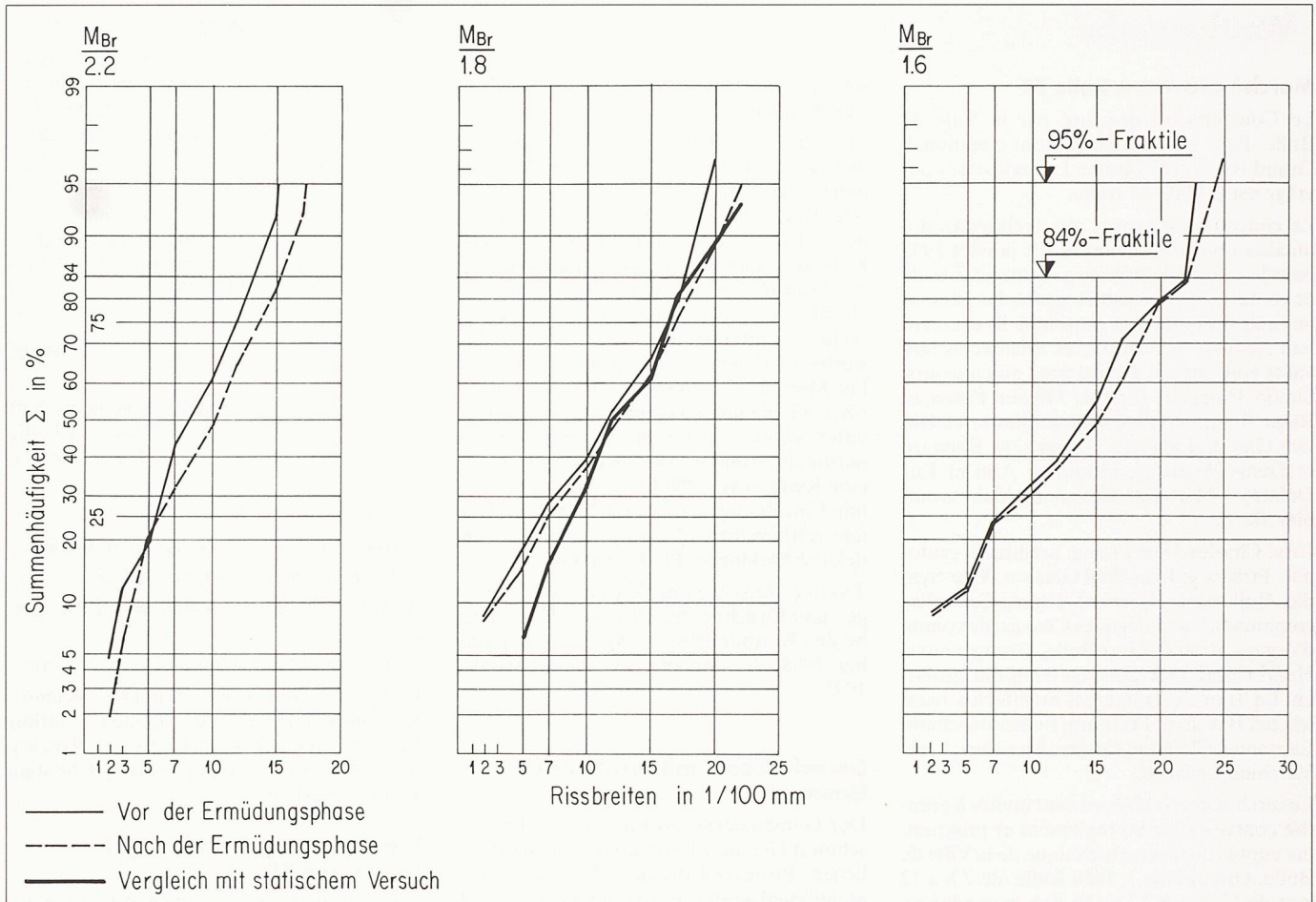


Bild 5. Summenhäufigkeit der Rissbreiten im Bereich mit konstantem Biegemoment. Diese Darstellung ermöglicht einen direkten Vergleich des Haftvermögens vor und nach den einzelnen Ermüdungsphasen. Für die Laststufe  $M_{Br}/1.8$ , welche den Gebrauchszustand darstellt, sind die Rissdiagramme zudem durch die Ergebnisse des statischen Versuchs ergänzt. Diese Darstellung zeigt den Unterschied des Haftvermögens zwischen den statischen und dynamischen Versuchen

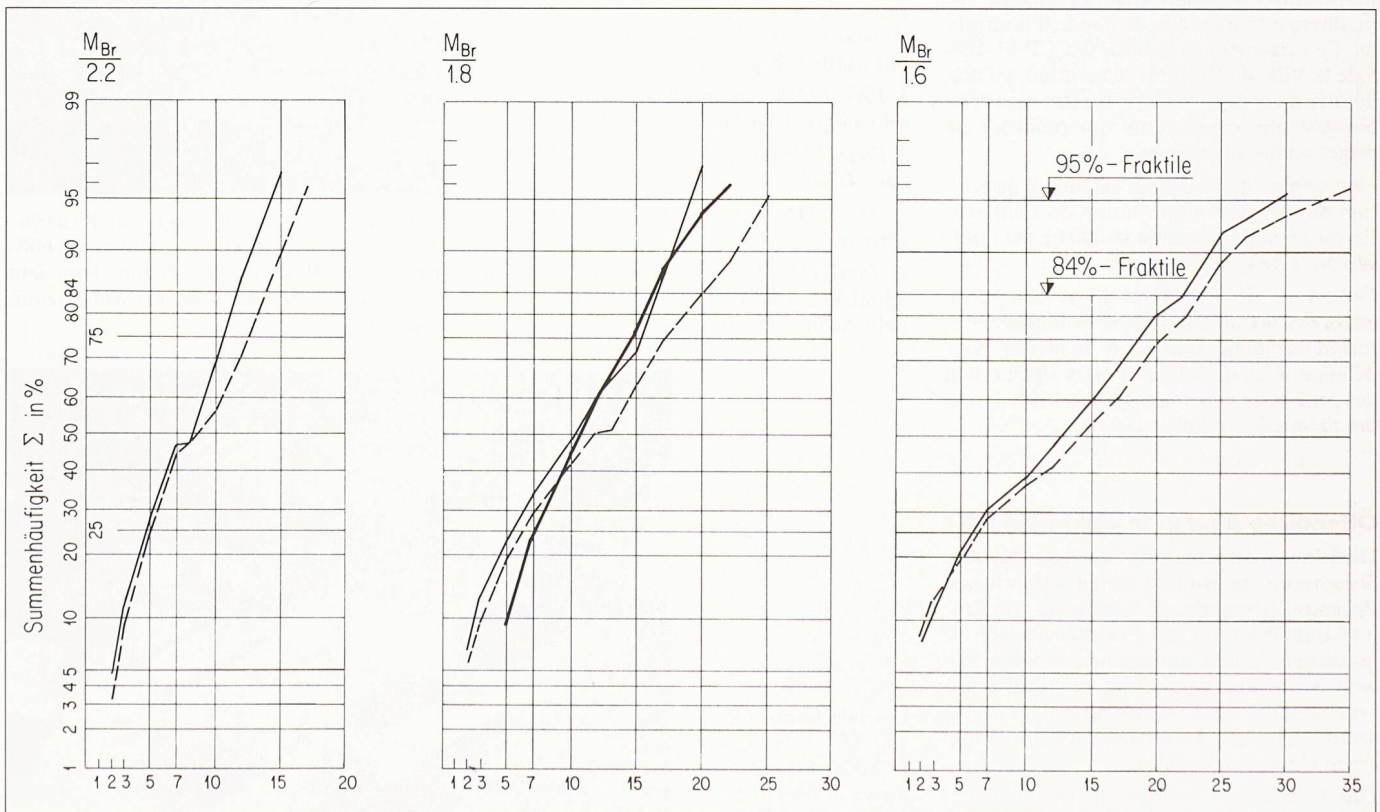


Bild 6. Summenhäufigkeit der Rissbreiten im gesamten Balkenbereich. Gleicher Kommentar wie in Bild 5