

Haftvermögen von Betonstählen mit Epoxidharzbeschichtung. 1. Teil: Statische Versuche an praxisnahen Bauteilen und Vergleich mit Normprüfungen

Autor(en): **Maissen, Aluis / Olia, Said**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **111 (1993)**

Heft 5

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78126>

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.

Haftvermögen von Betonstählen mit Epoxidharzbeschichtung

1. Teil: Statische Versuche an praxisnahen Bauteilen und Vergleich mit Normprüfungen

Die vorliegende Arbeit verfolgt zwei Ziele, nämlich den Nachweis eines genügenden Haftvermögens von beschichteten Betonstählen zu erbringen sowie einen Vergleich zwischen verschiedenen Normprüfungen und Versuchen an praxisnahen Bauteilen anzustellen.

Einleitung

Die Überprüfung des Einflusses einer Epoxidharzbeschichtung auf das Haftvermögen von Betonstählen kann unter

VON ALUIS MAISSEN UND
SAID OLIA, DÜBENDORF

vereinfachten Versuchsbedingungen in genormten Ausziehversuchen oder Verbundversuchen erfolgen. Diese Ergebnisse haben jedoch nur vergleichenden Charakter. Zur Beurteilung des wirklichen Verbundverhaltens sind deshalb Versuche an praxisnahen Bauteilen erforderlich.

Im Verlauf der letzten zwei Jahre führte die EMPA Dübendorf ausgedehnte Haftversuche mit epoxidharzbeschichteten Betonstählen durch, nämlich:

- Verbundversuche nach ÖNORM B 4200/7 [1]
- Ausziehversuche gemäss Norm SIA 162 [2]
- Statische Versuche an wirklichkeitsgetreuen Balken [3]

In allen drei Versuchsarten wurden sowohl beschichtete als auch unbeschichtete Betonstähle geprüft. Die erzielten Resultate der einfachen Normversuche zeigen zwar ein geringeres, aber immer noch genügendes Haftvermögen der beschichteten Stahleinlagen. Da diese Resultate, wie bereits erwähnt, nur ver-

gleichenden Charakter haben, war es verlockend, sie einmal mit Ergebnissen aus Grossversuchen zu konfrontieren.

Beurteilungskriterien für das Haftvermögen

Während die Beurteilung des Haftvermögens in den erwähnten Normversuchen aufgrund von Schlupfmessungen erfolgt, geschieht dies in den Balkenversuchen aufgrund der entstehenden Rissbildung. Die Aussage dieser Methode ist erfahrungsgemäss zuverlässiger, sofern eine grössere Anzahl von Rissen beobachtet werden kann. Da hier jedoch keine entsprechenden Normwerte existieren, erfolgt die Beurteilung des Haftvermögens im Vergleich mit Untersuchungen an unbeschichteten Betonstählen.

Normversuche

Im Interesse einer besseren Übersicht wird hier auf eine genaue Beschreibung der Versuche verzichtet, da diese in den entsprechenden Normwerken, die für jedermann zugänglich sind, in detaillierter Form Erwähnung finden.

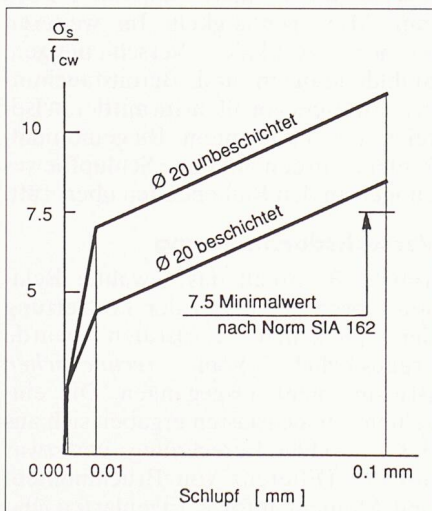


Bild 1. Schlupfdiagramme der Ausziehversuche nach Norm SIA 162/1. Schematische Darstellung des Schlupfes in Funktion der auf die Betonfestigkeit bezogenen Stahlspannungen. Das Bild zeigt die Resultate der Versuche an beschichteten und unbeschichteten Stählen Ø 20 mm. Das Haftvermögen der beschichteten Stähle ist demnach geringer, jedoch immer noch genügend. Parallelversuche an Stählen Ø 14 mm zeigten ein wesentlich günstigeres Haftvermögen als jenes der Stähle Ø 20 mm

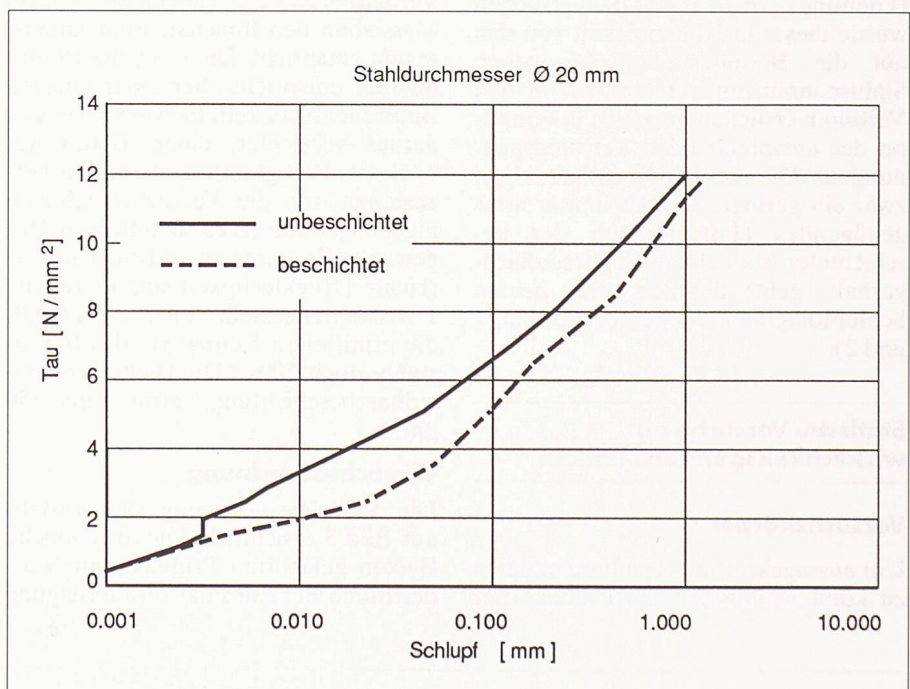


Bild 2. Schlupf[Gleitungs]diagramme der Verbundversuche nach ÖNORM B 4200/7. Dargestellt sind die Verbundspannungen in Funktion des Schlupfes (Gleitung). Auch in diesen Versuchen weisen die beschichteten Stähle ein geringeres Haftvermögen auf als die unbeschichteten. Trotzdem genügen die ermittelten Verbundspannungen den geforderten Normwerten. Parallelversuche an beschichteten Stählen Ø 14 mm zeigten auch hier ein besseres Haftvermögen als jenes der Stähle Ø 20 mm

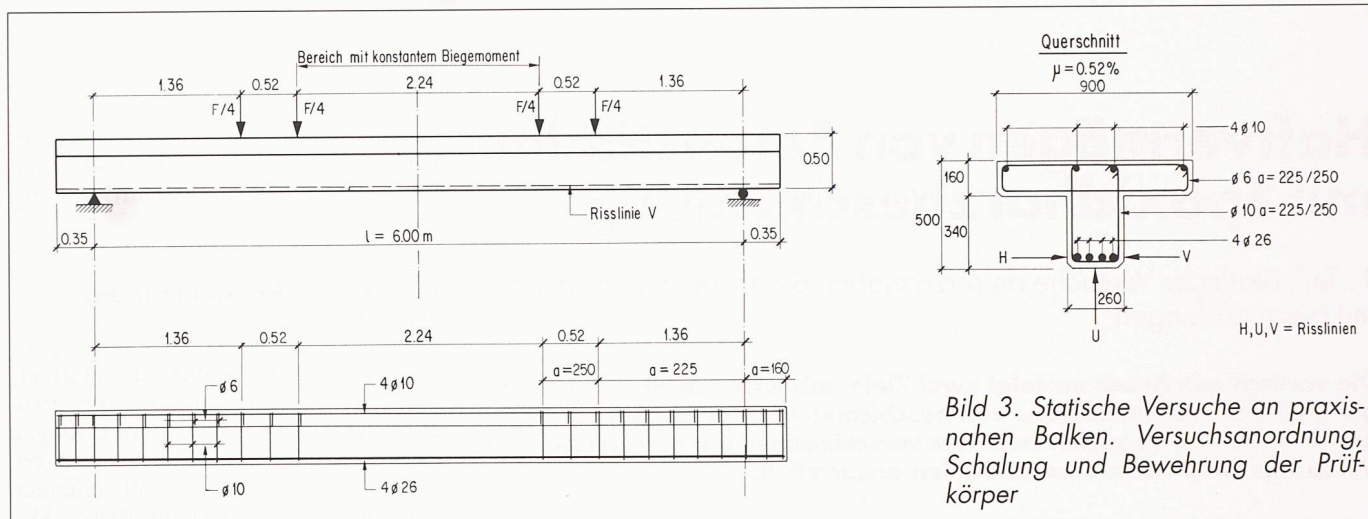


Bild 3. Statische Versuche an praxisnahen Balken. Versuchsordnung, Schalung und Bewehrung der Prüfkörper

- Verbundversuche: ÖNORM B 4200, 7. Teil, Abschnitt 6.9 (1987)
- Ausziehversuche: Norm SIA 162/1, Prüfung Nr. 35 (1989)

In den beiden Normversuchen wurde das Haftvermögen von beschichteten und unbeschichteten Betonstählen $\varnothing 14$ und $\varnothing 20$ mm der Marke «topar500s» geprüft. Die Dicke der Epoxidharzbeschichtung betrug rund 270 μm . Die Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Betons schwankte zwischen 30 und 33 N/mm^2 . Die erzielten Versuchsergebnisse sind in den Bildern 1 und 2 graphisch dargestellt. Als Beurteilungskriterium für das Haftvermögen diente in beiden Fällen der aufgetretene Schlupf (Gleitung). In den Ausziehversuchen wurde dieser in Abhängigkeit von den auf die Betonfestigkeit bezogenen Stahlspannungen aufgetragen, in den Verbundversuchen hingegen in Funktion der entsprechenden Verbundspannungen τ . Die erzielten Resultate zeigen zwar ein geringeres, aber immer noch genügendes Haftvermögen der beschichteten Stahleinlagen. Dieser Sachverhalt geht deutlich aus beiden Schlupfdiagrammen hervor (Bilder 1 und 2).

Statische Versuche an wirklichkeitsgetreuen Balken

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 [4].

Bild 3 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. Spannweite und Trägerhöhe stehen somit im Verhältnis von 12:1 zueinander, was im Massivbau den üblichen Bemessungsregeln entspricht. Die gewählte 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 «topar500s». Die Dicke der Epoxidharzbeschichtung betrug rund 250 μm .

Versuchsanordnung

Die Versuchsordnung ist ebenfalls aus Bild 3 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 die Risslinien V, U, H). Die Messungen erfolgten mit einem Handmikroskop mit $\pm 2/100$ 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 Balkenenden überprüft.

Versuchsdurchführung

Tabelle 3 enthält das gewählte Belastungsprogramm. Bei der Festsetzung der einzelnen Laststufen wurde grundsätzlich vom rechnerischen Bruchmoment ausgegangen. Die einzelnen Versuchslasten ergaben sich aus der statischen Berechnung, und zwar aus der Differenz von Bruchmoment und Moment infolge Eigenlasten und den gewählten Sicherheitsfaktoren S. Der eigentliche Gebrauchszustand liegt demnach etwa beim S-Faktor von 1.8.

Kies-Sand	0 bis 32 mm Korngrösse
Siebcurve	innerhalb des SIA-Bereiches
Zementdosierung	270 kg/m^3
Konsistenz	plastisch
Würfeldruckfestigkeit	33 bis 35 N/mm^2

Tabelle 1. Betonrezept und erzielte Druckfestigkeit

Bezeichnung	$\varnothing 26$ mm unbeschichtet	$\varnothing 26$ mm beschichtet
Streckgrenze	600 N/mm^2	575 N/mm^2
Zugfestigkeit	680 N/mm^2	695 N/mm^2
Bruchdehnung A_5	20.1 %	20.9 %

Tabelle 2. Kennwerte des Betonstahls «topar500s»

Laststufe	F/4 kN	F kN	M _{br} * kNm	S-Faktor
0	0.0	0	408.5	—
1	7.8	31	408.5	8.0
2	23.5	94	408.5	4.0
3	40.5	162	408.5	2.6
4	44.5	178	408.5	2.4
5	49.3	197	408.5	2.2
6	55.0	220	408.5	2.0
7	62.0	248	408.5	1.8
8	70.8	283	408.5	1.6
9	82.0	328	408.5	1.4
10	97.0	388	408.5	1.2
11	118.0	472	408.5	1.0

*: rechnerisches Bruchmoment

Tabelle 3. Belastungsprogramm

Wie dem Belastungsprogramm zu entnehmen ist, wurden die Versuche jeweils von der Eigenlast der Probekörper als Grundlast aus gestartet. Im quasi-elastischen Bereich, d.h. bis zum Fließbeginn der Zugbewehrung, erfolgte die Belastung *kraftgesteuert*. Die Last wurde demnach stets bis zu einem bestimmten, vorher festgelegten Wert erhöht. Danach erfolgte die Belastung hingegen nach *Deformationszunahme*.

V Versuchsergebnisse

Bruchvorgang

Im statischen Bruchversuch zeigten die beiden Plattenbalken ein duktiles Verhalten. Die Belastung konnte so lange gesteigert werden, bis die Zugbewehrung deutlich zu fließen begann. Danach liessen sich die Probekörper noch weiter verformen, ohne dass die Belastung noch wesentlich zunahm. Der Bruch trat schliesslich infolge Stauchung der Betondruckzone auf. Der gesamte Bruchvorgang kann übrigens sehr anschaulich anhand der Last-Durchbiegungs-Diagramme in Bild 4 verfolgt werden. Die ermittelten Bruchlasten betragen:

Plattenbalken mit unbeschichteter Bewehrung: $F_{br} = 636 \text{ kN}$

Plattenbalken mit beschichteter Bewehrung: $F_{br} = 658 \text{ kN}$

Verformungsmessungen

Diese Beobachtungen umfassen zahlreiche Durchbiegungen, Betonstauchungen und Stahldehnungen. Stellvertretend für alle anderen sollen an dieser Stelle lediglich die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen graphisch wiedergegeben werden. Wie bereits erwähnt, sind diese vertikalen Verschiebungen in Bild 4 in Funktion der Versuchskräfte aufgetragen. Gezeigt wird der Kurvenverlauf der beiden Platten-

balken mit unbeschichteter bzw. beschichteter Bewehrung. Diese unterscheiden sich grundsätzlich nicht voneinander. Die Diagramme wurden bis zu einer Verformung von rund 120 mm dargestellt, was 1/50 der Spannweite entspricht. Die Bruchverformungen selber waren jedoch noch grösser.

Schliesslich seien noch die *Schlupfmessungen* erwähnt, die an den Balkenenenden 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 – Rissbreiten und Anzahl Risse – sollte nämlich das Haftvermögen der mit Epoxidharz beschichteten Stähle überprüft werden. Zu diesem Zweck wurden die an der Untersicht und an den Seitenfläche der Zugzone entstandenen Risse untersucht. Die Ausmessung erfolgte auf den bereits erwähnten Risslinien V, U, H. Jeder Riss wurde für bestimmte Laststufen an seinem Schnittpunkt mit den Risslinien ausgemessen. Die systematische Auswertung erfolgte getrennt für den Bereich mit konstantem Biegemoment und für den gesamten Bereich. Für die Beurteilung des Haftvermögens sind neben der Anzahl der aufgetreten Risse vor allem die ermittelten Rissbreiten massgebend.

Eine Gegenüberstellung der *Anzahl der ermittelten Risse* zeigt, dass der mit beschichteten Stählen bewehrte Plattenbalken etwa 25% weniger Risse aufweist als der Vergleichsbalken mit unbeschichteten Stahleinlagen. Diese Tatsache liesse an sich auch auf grössere Rissbreiten schliessen. Dass dies jedoch

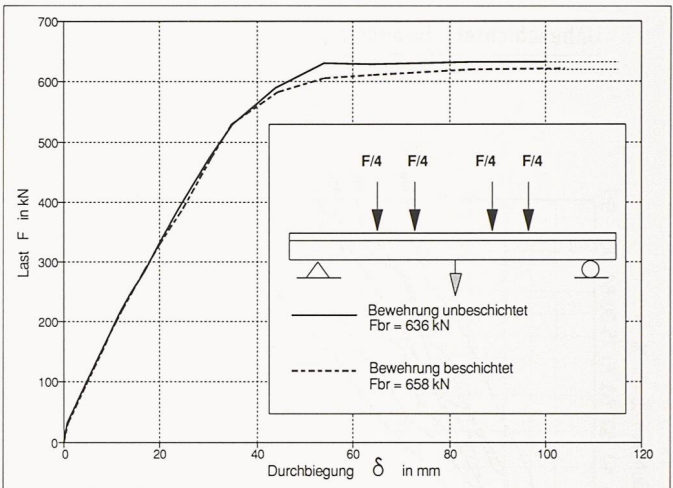


Bild 4. Last-Durchbiegungs-Diagramme für die Feldmitte. Hinsichtlich Verformung und Bruchlasten unterscheiden sich die beiden Probekörper praktisch nicht voneinander

nur begrenzt zutrifft, wird im nächsten Abschnitt bei der Beurteilung des Haftvermögens nachgewiesen.

Bild 5 zeigt eine graphische Darstellung der systematisch ausgewerteten Rissmessungen. Darin ist die *Summenhäufigkeit der Rissbreiten* aufgetragen. Bild 6 zeigt nochmals die gleichen Diagramme, hier jedoch in einer solchen Darstellung, dass der Vergleich zwischen beschichteten und unbeschichteten Stählen für ausgewählte Laststufen direkt sichtbar wird. Zur Ermittlung der grössten Rissbreiten wurde von einer statistisch definierten Rissbreite ausgegangen. Dazu wurde die 95%-Fraktile und zum Vergleich die 84%-Fraktile verwendet. Das sind jene Rissbreiten, die im Versuch bei einer ausgewählten Laststufe jeweils in nur 5% bzw. 16% aller gemessenen Werte überschritten werden.

Beurteilung des Haftvermögens

Wie eingangs erwähnt wurde, erfolgt die Beurteilung des Haftvermögens der beschichteten Stähle aufgrund der entstandenen Rissbildung, und zwar im Vergleich mit den unbeschichteten Stahleinlagen. Dieser Vergleich erfolgt anschaulich anhand der Summenhäu-

Literaturverzeichnis

- [1] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 124'316/1, 1990
- [2] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 124'316/2, 1990
- [3] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 127'773, 1992
- [4] A. Maissen: «Haftvermögen von Armierungsstählen, Versuche an wirklichkeitsgetreuen Balken». Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 100, Heft 38/1982

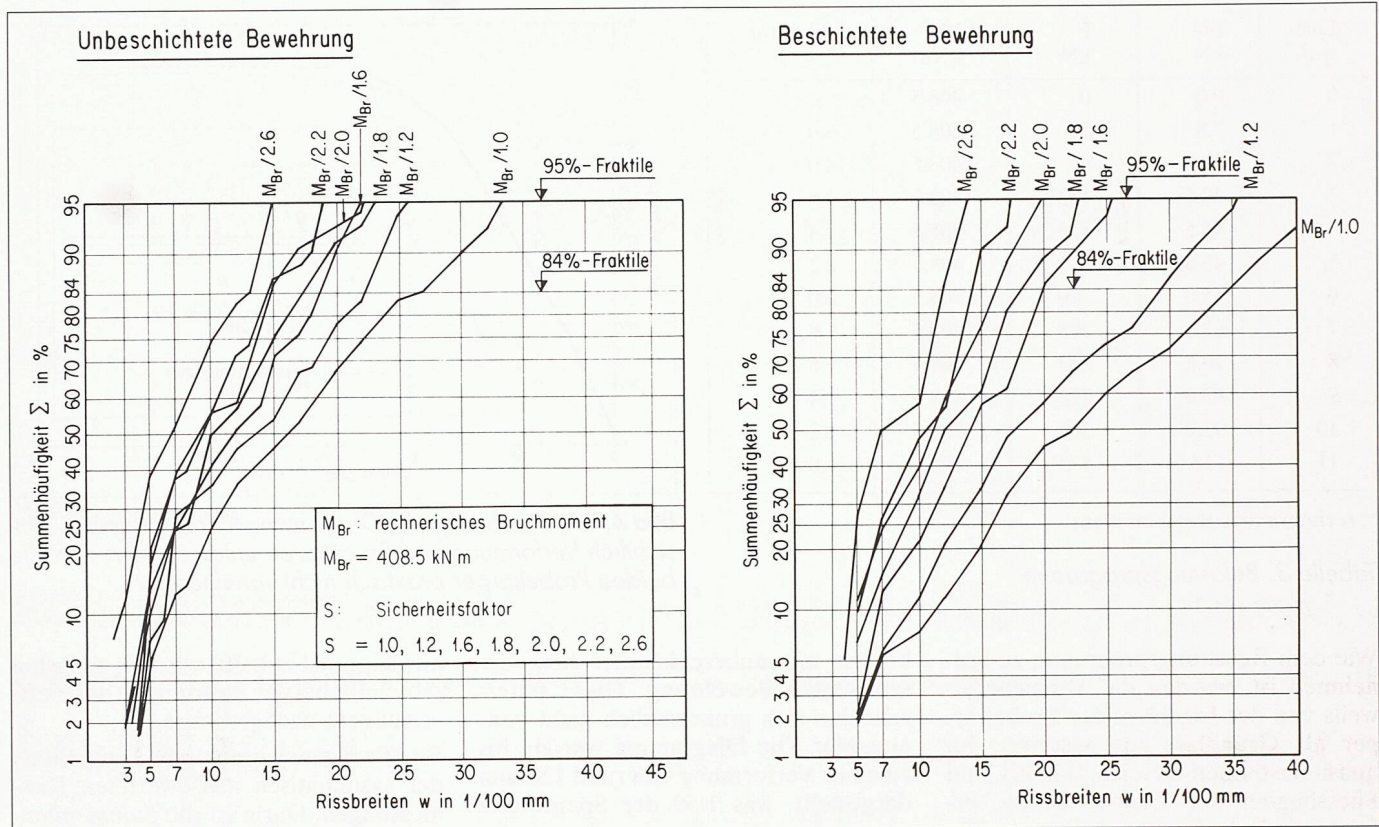


Bild 5. Summenhäufigkeit der Rissbreiten. Die beiden Kurvenscharen zeigen einen Vergleich des Haftvermögens von beschichteten und unbeschichteten Bewehrungsstählen. Dargestellt sind die Rissverhältnisse im Bereich mit konstantem Biegemoment. Deutlich kommt hier der Einfluss der Beschichtung auf die Hafteigenschaften im oberen Beanspruchungsbereich zum Ausdruck. Noch klarer zeigt sich dieser Unterschied in der Darstellung von Bild 6

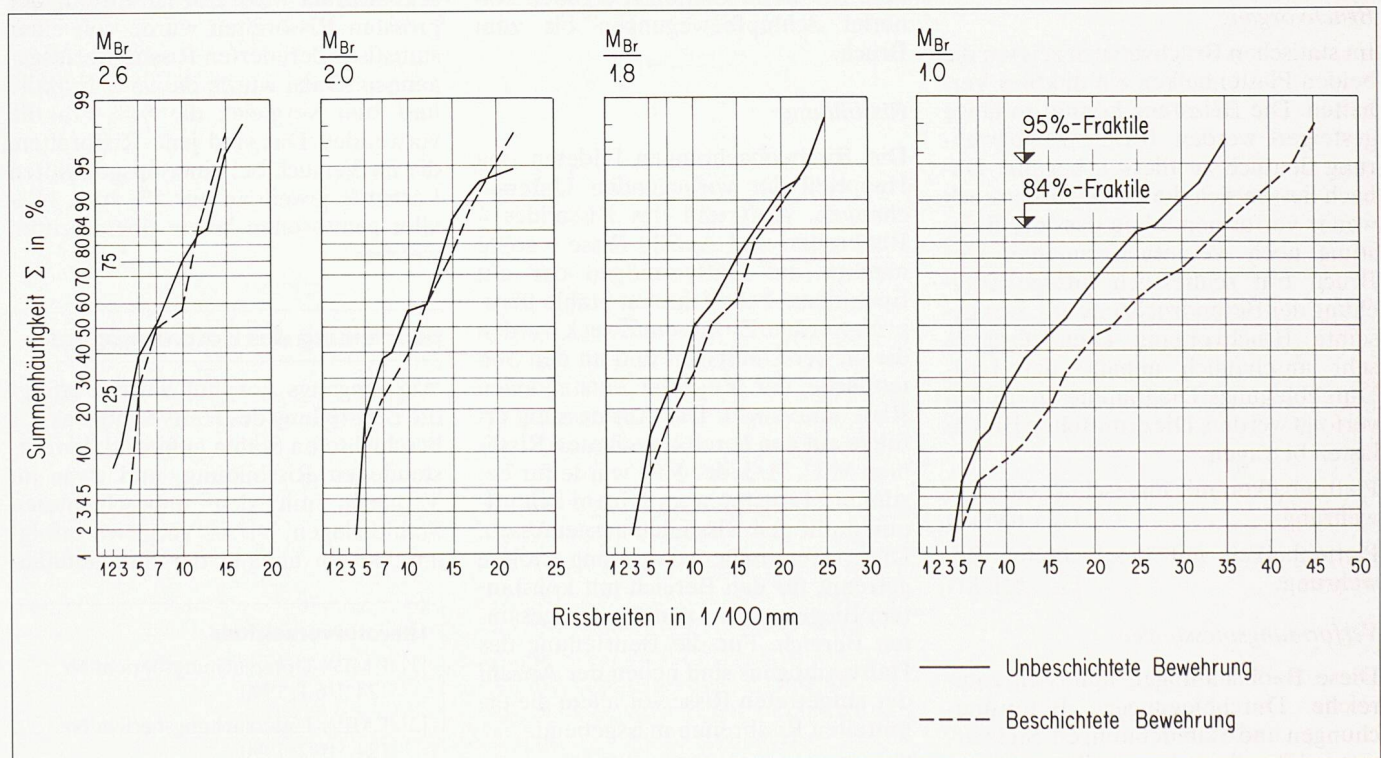
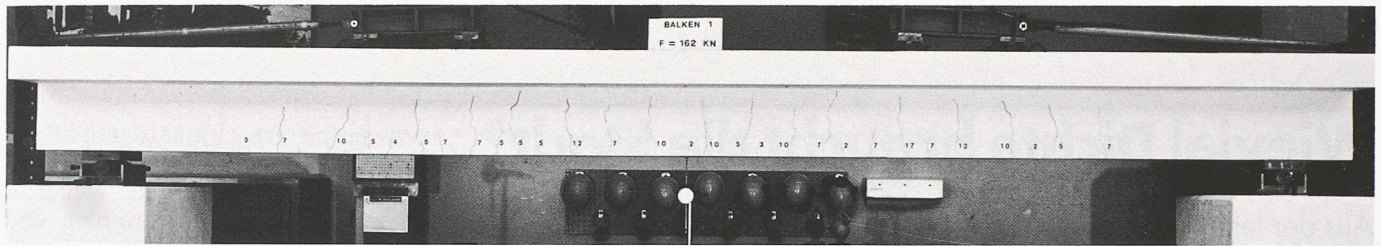
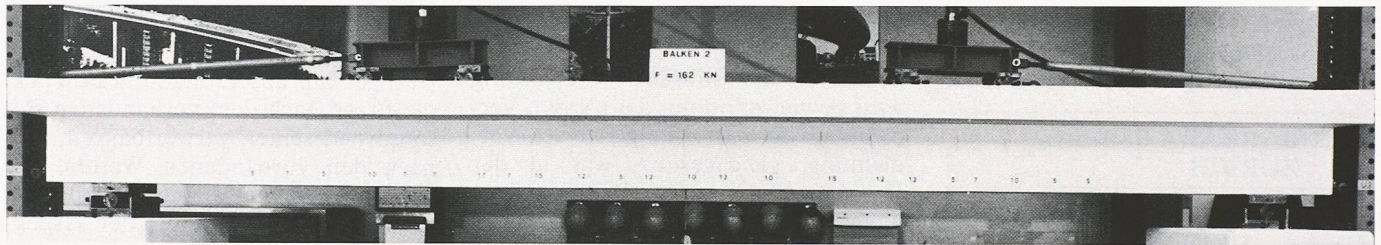


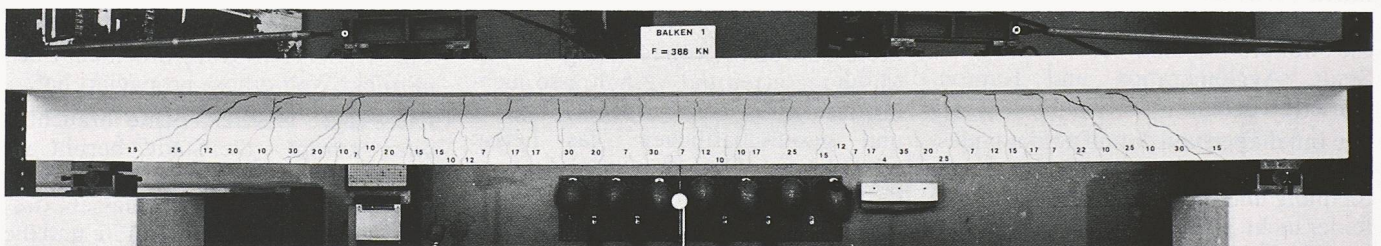
Bild 6. Summenhäufigkeit der Rissbreiten. Diese Darstellung ermöglicht einen direkten Vergleich des Haftvermögens von beschichteten und unbeschichteten Stählen. Dargestellt sind auch hier die Rissverhältnisse im Bereich mit konstantem Biegemoment. Ein Vergleich der Rissdiagramme zeigt anschaulich, dass das Haftvermögen der beschichteten Stähle bis zum Gebrauchszustand gegenüber den unbeschichteten Stählen nur geringfügig schlechter ist, denn die entsprechenden Rissbreiten vergrössern sich nur um etwa 2/100 mm. Anders präsentiert sich die Situation jedoch oberhalb des Gebrauchszustandes. Hier wird das Haftvermögen der beschichteten Stähle mit zunehmender Beanspruchung deutlich schlechter als jenes der unbeschichteten Stähle



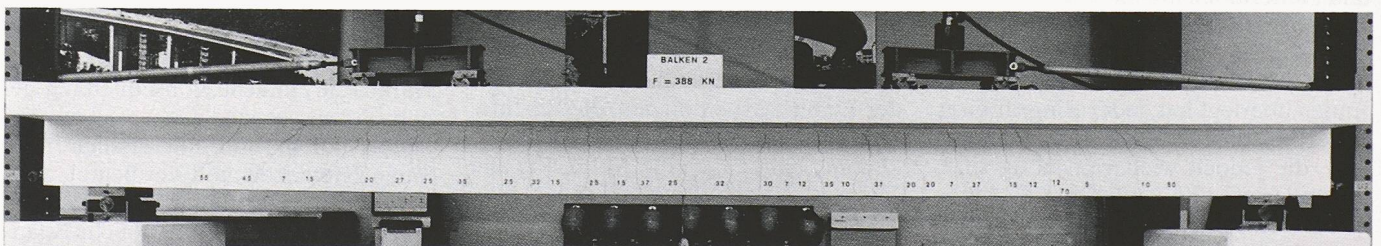
Balken 1: unbeschichtete Bewehrung, Laststufe 3: $F = 162 \text{ kN}$, $S\text{-Faktor} = 2.6$



Balken 2: beschichtete Bewehrung, Laststufe 3: $F = 162 \text{ kN}$, $S\text{-Faktor} = 2.6$



Balken 1: unbeschichtete Bewehrung, Laststufe 10: $F = 388 \text{ kN}$, $S\text{-Faktor} = 1.2$



Balken 2: beschichtete Bewehrung, Laststufe 10: $F = 388 \text{ kN}$, $S\text{-Faktor} = 1.2$

Bild 7. Rissbilder für ausgewählte Laststufen. Die aufgeklebten Zahlen geben die Rissbreiten in $1/100 \text{ mm}$ an. Zum besseren Erkennen wurden die Risse mit Filzstift nachgezeichnet

figkeitsdiagramme der Rissbreiten, welche in Bild 6 für den Bereich mit konstantem Biegemoment dargestellt sind. In dieser Form sind die Rissdiagramme für vier verschiedene Laststufen aufgetragen. Während die ersten drei Stufen die Verhältnisse bis zum Gebrauchszustand zeigen, stellt die vierte Stufe die Situation im Bereich des rechnerischen Bruchmomentes dar.

Der Vergleich der Rissdiagramme zeigt nun, dass das Haftvermögen der beschichteten Stähle bis zum Gebrauchszustand gegenüber den unbeschichteten Stählen nur geringfügig schlechter ist, denn die entsprechenden Rissbreiten vergrössern sich nur um etwa $2/100 \text{ mm}$. Diese an sich erfreuliche Aussage steht in einem gewissen Gegensatz zu den Resultaten der Normversuche gemäss SIA 162 bzw. ÖNORM B 4200/7, welche im ganzen Beanspruchungsbereich ein schlechteres Haftvermögen für die beschichteten Stähle zeigen (vergleiche dazu die Bilder 1 und 2).

Anders präsentiert sich die Situation oberhalb des Gebrauchszustandes. Mit zunehmender Beanspruchung verschlechterte sich nämlich das Haftvermögen der beschichteten Stähle auch in den vorliegenden Balkenversuchen. In diesem Bereich decken sich somit die Aussagen beider Prüfarten.

Zusammenfassend lässt sich folgendes festhalten: Mit Versuchen an praxisnahen Bauteilen lassen sich gesicherte Resultate über das Haftvermögen von beschichteten Stählen erzielen. Im Gebrauchszustand ergibt sich aus diesen ein günstigeres Haftvermögen als aus den vereinfachten Normversuchen, bei höheren Beanspruchungen hingegen ein ähnliches. Werden aus Kostengründen nur genormte Versuche durchgeführt, so liegen die entsprechenden Versuchsergebnisse somit auf der sicheren Seite. Zum Schluss sei noch auf die Fotoaufnahmen in Bild 7 hingewiesen, welche Rissbilder der beiden Probekörper für ausgewählte Laststufen zeigen.

Verdankungen

Die Verfasser möchten es nicht unterlassen, an dieser Stelle für wertvolle Dienste von dritter Seite zu danken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Sie bedanken sich besonders beim Bundesamt für Strassenbau, Sektion Brücken, für die freundliche Genehmigung, die Ergebnisse der Normversuche in diese Veröffentlichung miteinbeziehen zu dürfen. Herzlichen Dank gebührt im weiteren der Von Roll AG, Departement Stahlprodukte, Gerlafingen, welche für die fachgerechte Beschichtung der verwendeten Bewehrung verantwortlich war und diese ohne Verrechnung zur Verfügung gestellt hat.

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