

Dauerschwingversuche an enggebogenen Betonstählen

T 811

T 811

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

T 811: Dauerschwingversuche an engebogenen Betonstählen.



FORSCHUNGS- UND
MATERIALPRÜFUNGSANSTALT
BADEN-WÜRTTEMBERG - OTTO-GRAF-INSTITUT -

7.3

FMPA

FORSCHUNGS-AUFTRAG IFBt IV / 1 - 5 - 48 / 74

DAUERSCHWINGVERSUCHE AN ENGGEBOGENEN BETONSTÄHLEN

von

G. REHM

W. KÖHLER

U. NÜRNBERGER

SUTTGART, JUNI 1981

Informationsverbundzentrum RAUM und BAU
der Fraunhofer-Gesellschaft

Inventar-Nr.

T 811

Id. Nr.

81092572



1. PROBLEMSTELLUNG

Nach DIN 488 wird für den Betonstabstahl BSt 420/500 im gebogenen Zustand ($D = 15 d_s$) eine Dauerschwingfestigkeit, ausgedrückt durch die ertragene Schwingbreite, von 200 N/mm^2 als 50 %-Fraktile (50 % Überlebenswahrscheinlichkeit) und von 170 N/mm^2 als 10 %-Fraktile (10 % Bruchwahrscheinlichkeit bzw. 90 % Überlebenswahrscheinlichkeit) gewährleistet. Für gerade Stäbe beträgt der gewährleistete Wert 230 N/mm^2 als 50 %-Fraktile. Für den Betonstabstahl BSt 500/550 wurde die zu gewährleistende Dauerschwingfestigkeit gegenüber dem BSt 420/500 angehoben, und zwar auf 200 N/mm^2 als 10 %-Fraktile im gebogenen Zustand. Die Prüfung dieser zu gewährleistenden Werte geschieht im abgebogenen, einbetonierten Zustand mittels der in DIN 488 Teil 3, Abschnitt 3, beschriebenen balkenartigen Prüfkörper. Diese Prüfkörper orientieren sich an den Verhältnissen, wie sie im Stahlbetonbau bei den in der Regel unter 45° verlaufenden Schrägaufbiegungen der Bewehrung vorliegen. Entsprechend wurden für die Prüfkörper der Biegerollendurchmesser der Abbiegung zu $D = 15 d_s$ und der Biegewinkel zu 45° festgelegt. Die Oberspannung im Dauerschwingversuch beträgt 70 % der effektiven Streckgrenze des zu prüfenden Betonstahls und die Grenzschwingspielzahl wurde zu $2 \cdot 10^6$ vereinbart. In dieser Weise sind eine Stababmessung im mittleren und eine Stababmessung im oberen Bereich des Walzprogrammes zu prüfen. In der Regel werden die Dauerschwingversuche mit den Stababmessungen $\varnothing 16$ und $\varnothing 25$ oder $\varnothing 28$ mm durchgeführt. Der untere Durchmesserbereich wird als Bügelbewehrung $\varnothing 8$ mm in den Prüfkörpern mitgeprüft. Der Biegerollendurchmesser für die rechtwinkligen Abbiegungen der Bügel beträgt dabei $5 d_s$ und für die schlaufenartigen Abbiegungen der Bügel für die Prüfkörper mit T-Querschnitt, wie sie für Prüfstäbe von 12 bis 18 mm Durchmesser vorgesehen sind, 50 mm entsprechend $6,25 d_s$.

In DIN 1045 Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 17.8, wurde für den Betonstahl BSt 420/500 die zulässige Schwingbreite bei nicht vorwiegend ruhender Belastung auf 180 N/mm^2 in geraden oder schwach gekrümmten Stababschnitten (Biegerollendurchmesser $D \geq 25 d_s$) und auf 140 N/mm^2 in allen Stäben im Bereich von Abbiegungen und in Bügeln begrenzt. Diese Werte wurden gleichlautend aus den vorher für die Verwendung des Betonstahls BSt 420/500 maßgebenden Zulassungsbescheiden übernommen, wobei allerdings gleichzeitig die Mindestwerte der Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken, Schlaufen und Bügel herabgesetzt wurden. Die weitere, in DIN 1045 Ausgabe Dezember 1978 enthaltene Verringerung des Mindestbiegerollendurchmessers für Haken, Schlaufen und Bügel von $5 d_s$ auf $4 d_s$ ist in den vorliegenden Versuchen, die in den Jahren 1974 und 1975

durchgeführt wurden, nicht berücksichtigt.

Zu diesen zulässigen Schwingbreiten ist festzustellen, daß die Dauerschwingfestigkeit des Betonstahls an Schrägaufbiegungen mit $15 d_s$ Biegerollendurchmesser durch eine sehr umfangreiche Versuchserfahrung bekannt ist und im Rahmen der Fremdüberwachung für die Herstellung von Betonstahl kontrolliert wird. Der Sicherheitsbeiwert gegenüber der als 50 %-Fraktile zu gewährleistenden Dauerschwingfestigkeit von 200 N/mm^2 beträgt rd 1,45. Über die Dauerschwingfestigkeit enggebogener Betonstähle an den Abbiegungen von Bügeln oder an Haken, Winkelhaken und Schlaufen zur Verankerung von Betonstählen ist dagegen wenig bekannt. Das Verhalten der Bügel in den Prüfkörpern nach DIN 488 Teil 3 gibt wenig Aufschluß, da die Spannungen in den Bügeln nicht genau definiert sind. Der Prüfkörper ist verhältnismäßig gedungen. Insofern ist strittig, ob die Anwendung der Fachwerkanalogie auf diese Prüfkörper hinreichend genaue Werte für die Beanspruchung der Bügel liefert. Ferner kann die Verteilung der zu übertragenden Querkraft auf den Beton, auf die Bügel und auf den Längsstab nur ungenau abgeschätzt werden. Messungen über die Beanspruchung der Bügel im Krümmungsbereich sind für diese Prüfkörper nicht bekannt. Dauerbrüche der Bügel treten in den Dauerschwingversuchen mit diesen Prüfkörpern nicht auf. In der Literatur [1, 2, 3, 4] wird über Dauerschwingversuche berichtet, bei denen die Längsstäbe der Prüfkörper nach DIN 488 Teil 3 mit $5 d_s$ bzw. $10 d_s$ Biegerollendurchmesser gebogen wurden. Es ergab sich dabei eine eindeutige Abhängigkeit zwischen der Dauerschwingfestigkeit und dem Biegerollendurchmesser. Nach [4] stellt sich diese Abhängigkeit als Gerade dar, wenn man die Dauerschwingfestigkeit in Abhängigkeit von dem Verhältniswert $\frac{d_s}{D}$ aufträgt. Für den Biegerollendurchmesser $5 d_s$ ergab sich in diesen Versuchen mit Stabdurchmessern von 16 und 26 mm die Dauerschwingfestigkeit im Mittel zu rd 115 N/mm^2 , also nur zu rd 60 % des für $15 d_s$ Biegerollendurchmesser zu gewährleistenden Wertes. Danach ist die im Mittel vorhandene Dauerschwingfestigkeit des mit $5 d_s$ gebogenen Betonstahls kleiner als die nach DIN 1045 zulässige Schwingbreite. Sieht man den in diesen Dauerschwingversuchen vorliegenden Beanspruchungszustand als repräsentativ für den in der Krümmung von Bügeln oder in der Krümmung der Haken, Winkelhaken und Schlaufen von Endverankerungen herrschenden Beanspruchungszustand unter nicht vorwiegend ruhender Belastung eines Stahlbetonbauteils an, so hätte die DIN 1045 für diese Anwendungen kleinere zulässige Schwingbreiten festlegen müssen als für die Schrägaufbiegungen mit $15 d_s$ Biegerollendurchmesser. Andererseits lagen

Dauerschwingversuche, die die Verhältnisse an Abbiegungen von Bügeln und Verankerungen wirklichkeitsgetreu nachbilden, nicht vor. Es wurde bereits gesagt, daß die in den Prüfkörpern nach DIN 488 Teil 3 geprüften Bügel nur beschränkt aussagekräftig sind. Insofern kann gesagt werden, daß die in DIN 1045 Abschnitt 17.8 getroffene Regelung über das hinausgeht, was als gesicherter Erkenntnisstand angesehen werden kann. Die DIN 1045 macht für die Bügel in Abschnitt 17.5.4 lediglich den Vorbehalt, daß die verminderte Schubdeckung nur bei vorwiegend ruhender Belastung angewandt werden darf.

Das Forschungsvorhaben, über das hier berichtet wird, sollte durch Dauerschwingversuche mit ausziehkörperähnlichen Prüfkörpern, in denen die Betonstähle rechtwinklig mit $5 d_s$ Biegerollendurchmesser abgebogen sind, einen Beitrag zur Klärung des Dauerschwingverhaltens enggebogener Betonstähle unter den bei Bügeln und Endverankerungen herrschenden Beanspruchungsbedingungen liefern. Es wurde davon ausgegangen, daß durch diese ausziehkörperähnlichen Prüfkörper der im Krümmungsbereich von Bügeln und Endverankerungen herrschende Beanspruchungszustand besser nachgeahmt wird als durch den unter 45° abgebogenen Längstab des Prüfkörpers nach DIN 488 Teil 3.

2. UMFANG DER UNTERSUCHUNGEN

Wie aus der Übersicht in der Tabelle 1 hervorgeht, wurde die Dauerschwingfestigkeit rechtwinklig abgebogener Betonstähle III K bzw. III U von 6 bis 12 mm Nenndurchmesser im einbetonierten Zustand ausziehkörperähnlicher Prüfkörper in 4 Versuchsreihen bestimmt. Der Biegerollendurchmesser betrug stets $5 d_s$. Diese Versuche sollten die Beanspruchungsverhältnisse nachahmen, wie sie an den Abbiegungen von Bügeln oder Endverankerungen herrschen. Von den Betonstählen der Versuchsreihen 1 und 2 wurde zusätzlich auch die Dauerschwingfestigkeit im abgebogenen, freien Zustand nach dem Verfahren "Rußwurm" bestimmt. Bei diesem Prüfverfahren werden aus dem Krümmungsbereich abgebogener Betonstähle Proben herausgearbeitet, die im Hochfrequenzpulser geprüft werden können. Die nach diesem Verfahren gewonnene Dauerschwingfestigkeit war als Kennwert der Dauerschwingfestigkeit des gebogenen Betonstahls gedacht.

Tabelle 1. UMFANG DER DAUERSCHWINGVERSUCHE

Versuchsreihe Nr.	Betonstahl-sorte	Nenn-durch-messer d_s	Biege-rolle-n-durch-messer D	Prüfung im einbetonierten Zustand (ausziehkörper-ähnliche Prüfkörper)	Prüfung im freien Zustand (Verfahren "Rußwurm")
1	III K	6	$5 d_s$	x	x
2	III U	8	$5 d_s$	x	x
3	III K	8	$5 d_s$	x	
4	III U	12	$5 d_s$	x	

Nach den Dauerschwingversuchen wurden ausgewählte Proben metallografisch und raster-elektronenmikroskopisch untersucht, um Gründe für die unterschiedlichen Dauerschwing-festigkeiten der 4 Versuchsreihen aufzuspüren.

3. VERSUCHSMATERIAL

Die in den 4 Versuchsreihen geprüften Betonstähle stammten aus der laufenden Fertigung, und zwar der Betonstahl III K (Rippen-Torstahl) der Versuchsreihen 1 und 3 aus einem Werk und der Betonstahl III U der Versuchsreihen 2 und 4 aus einem anderen Werk. In jeder Versuchsreihe wurden jeweils nur Proben aus einer Schmelze geprüft. Die Rippenabmessungen, Festigkeitseigenschaften und chemischen Analysen dieser Betonstähle sind in der Beilage 1 angegeben.

4. DURCHFÜHRUNG UND ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN

4.1 Dauerschwingversuche im abgebogenen, einbetonierten Zustand

4.1.1 Herstellung und Beschreibung der Prüfkörper

Die Prüfstäbe wurden in einer "Faltvorrichtung" rechtwinklig abgebogen, und zwar so, daß stets Schrägrippen auf der Krümmungsinnenseite lagen. Der Biegerollendurchmesser betrug für alle Stäbe $5 d_s$. Nach dem Biegen wurden die Stäbe durch Anlassen auf 250°C und Halten dieser Temperatur während 1/2 Stunde künstlich gealtert.

Die an den gebogenen Proben gemessenen Krümmungen waren enger als den verwendeten Biegerollen entsprach, insbesondere beim Betonstahl III K (Rippen-Torstahl). In der folgenden Tabelle sind die gemessenen Krümmungen (Krümmungsdurchmesser an der Krümmungsinnenseite) den verwendeten Biegerolldurchmessern gegenübergestellt.

Tabelle 3. VERGLEICH DER TATSÄCHLICH VORHANDENEN KRÜMMUNGSDURCHMESSER DER PROBEN MIT DEN DURCHMESSERN DER VERWENDETEN BIEGEROLLEN

Versuchsreihe Nr.	Betonstahlsorte	Nenn-durchmesser d_s	Biegerolldurchmesser D		tatsächlich vorhandener Krümmungsdurchmesser	
			mm	$\frac{D}{d_s}$	mm	$\frac{D}{d_s}$
1	III K	6	30	5	18	3,0
2	III U	8	40	5	38	4,8
3	III K	8	40	5	30	3,8
4	III U	12	60	5	58	4,8

Die beim Rippen-Torstahl festgestellte große Abweichung zwischen angestrebter und tatsächlich vorhandener Krümmung war darauf zurückzuführen, daß von einem bestimmten Biegewinkel an die Proben nur noch mit den beiden überhöhten Längsrippen an den Biegerollen anlagen. Beim weiteren Biegen wurden die Proben dann in Krümmungsmitte quasi abgeknickt.

Die gebogenen Stäbe wurden in ausziehkörperähnliche Proben einbetoniert, vgl. Bild 1, Beilage 2. Dabei wurden die Stäbe bis $1 d_s$ oberhalb des theoretischen Krümmungsanfangs in einem Kunststoffrohr verbundfrei geführt, damit die am Prüfstab angelegte Spannung auch im Krümmungsbereich wirksam war.

Als Betonfestigkeit während der Dauerschwingversuche wurde die 0,85fache Nennfestigkeit des Betons B 25, also rd 21 N/mm^2 Würfeldruckfestigkeit, angestrebt. Entsprechend

wurde die Betonzusammensetzung (Gehalte von einem Kubikmeter verdichteten Frischbeton) wie folgt gewählt:

Zement PZ 35 F	204 kg/m ³
Wasser	204 kg/m ³
Quarzmehl	77 kg/m ³
Zuschlag 0/2	693 kg/m ³
Zuschlag 2/8	385 kg/m ³
Zuschlag 8/16	770 kg/m ³
Summe	2333 kg/m ³

Daraus errechnet sich das Mischungsverhältnis
Zement : Wasser : Zuschlag gleich 1 : 1 : 9,44.

4.1.2 Durchführung der Versuche

Wie das Bild 1, Beilage 2, zeigt, wurden die Prüfkörper auf einem Prüfrahmen fest aufgespannt. Die Prüfkraft, die in der Versuchsreihe 1 mit einem 20 kN-Prüfzylinder, in den Versuchsreihen 2 und 3 mit einem 40 kN-Prüfzylinder und in der Versuchsreihe 4 mit einem 100 kN-Prüfzylinder erzeugt wurde, griff an dem verbundfrei geführten Stabende an. Die Oberspannung wurde in der Versuchsreihe 1 zu 275 N/mm² und in den Versuchsreihen 2 bis 4 zu 343 N/mm² gewählt. Das Verhältnis von Oberspannung zu tatsächlicher Streckgrenze lag damit zwischen 0,55 und 0,76. Die Prüffrequenz betrug 5 Hz und die Grenzwahrscheinlichkeit wurde zu $2 \cdot 10^6$ gewählt. Nicht gebrochene Proben wurden nach Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit in der Versuchsreihe 1 auf 196 N/mm² Schwingbreite und in den Versuchsreihen 2 bis 4 auf 294 N/mm² Schwingbreite gesteigert.

In den Versuchsreihen 1 und 2 wurden so viele Proben geprüft, daß die ungefähre Lage der Wöhlerlinien für 10 % und 50 % Bruchwahrscheinlichkeit angegeben werden konnten. Die statistische Auswertung geschah dabei in Anlehnung an das in den "Richtlinien für die Zulassungs- und Überwachungsprüfungen von Betonrippenstahl BSt 500/550 - Fassung Dezember 1973" angegebene Verfahren. In den Versuchsreihen 3 und 4 wurde nur der mittlere Verlauf der Wöhlerlinien ermittelt.

4.1.3 Ergebnisse der Dauerschwingversuche im abgeboenen, einbetonierten Zustand

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche sind in den Tabellen 4 bis 7, Beilagen 3 bis 6, aufgeföhrt und in den Bildern 2 bis 5, Beilagen 9 bis 12, als Wöhlerlinien dargestellt. Aus den Wöhlerlinien lassen sich die folgenden Dauerschwingfestigkeiten (Gestaltfestigkeiten) ausgedrückt durch die ertragenen Schwingbreiten, entnehmen:

Tabelle 8. DAUERSCHWINGFESTIGKEITEN FÜR DEN ABGEOENEN, EINBETONIERTEN ZUSTAND

Versuchsreihe Nr.	Betonstahl-sorte	Nenn-durchmesser d_s mm	Dauerschwingfestigkeit	
			$\sigma_G 10$ N/mm ²	$\sigma_G 50$ N/mm ²
1	III K	6	108	116
2	III U	8	194	200
3	III K	8	-	167
4	III U	12	-	190

Zur Kennzeichnung der Lage der Dauerbrüche ist in den Tabellen 4 bis 7 der Abstand a der Brüche vom theoretischen Krümmungsanfang angegeben, vgl. auch das Bild 1, Beilage 2. Dabei ist jedoch zu beachten, daß beim Biegen in der Faltvorrichtung die Stab-bereiche zwischen Biegerolle und Gegenhalterollen, ein Bereich von jeweils rd dem fünf-fachen Stabdurchmesser, ebenfalls einer Biegebeanspruchung unterworfen waren. Nach dem Biegen war bis zu einem Abstand gleich dem zwei- bis dreifachen Stabdurchmesser vom theoretischen Krümmungsanfang eine Krümmung festzustellen, quasi ein Übergangsbogen vom geraden zum mit definiertem Krümmungsradius gebogenem Stabbereich.

In den Versuchsreihen 2 bis 4 lagen alle Brüche vor dem theoretischen Krümmungsanfang (negativer Wert für a) und die überwiegende Mehrzahl der Brüche in dem Übergangsbogen vom geraden zum definiert gekrümmten Bereich, und zwar am Beginn des einbetonierten Bereichs oder noch außerhalb des Betons im Bereich der Abdichtung des Kunststoffrohrs gegen den Beton. Der Bruchausgang dieser Proben lag stets am Fuß einer Schrägrippe

auf der Krümmungsinneiseite. Offensichtlich wurde die Stahlspannung längs der einbetonierten Strecke bereits so weit abgebaut, daß der Krümmungsbereich mit definiertem Krümmungsradius für die Dauerfestigkeit nicht mehr maßgebend war. Hinzu kommen weitere Einflüsse auf die Dauerschwingfestigkeit, wie die Reibung zwischen Stahl und Beton sowie zwischen Stahl und Abdichtung des Kunststoffrohrs oder eine zusätzliche Biegung der Probe, wenn das freie Stabende nicht genau in der Wirkungslinie der angreifenden Prüfkraft verläuft. Einzelne Brüche traten auch außerhalb des Krümmungsbereichs im geraden, freien Stabbereich auf. Diese Proben sind sowohl in den Tabellen als auch in den Wöhlerschaubildern besonders gekennzeichnet. Sie lagen in den Wöhlerschaubildern im oberen Streubereich.

In der Versuchsreihe 1, vgl. die Tabelle 4, Beilage 3, brachen 11 Proben innerhalb des definiert gekrümmten Bereichs und 7 Proben in dem Übergangsbogen vom geraden Stab zum definiert gekrümmten Bereich, wobei die 11 Proben im Wöhlerschaubild im unteren Streubereich und die 7 Proben im oberen Streubereich lagen. Berücksichtigt man jedoch die tatsächlich vorhandene Krümmung von $D = 3 d_s$, so ergeben sich die gleichen Verhältnisse wie in den Versuchsreihen 2 bis 4, daß nämlich die Brüche am Beginn des definiert gekrümmten Bereichs oder im Übergangsbogen vom geraden zum definiert gekrümmten Bereich lagen.

4.2 Dauerschwingversuche im abgebogenen, freien Zustand

4.2.1 Herstellung und Beschreibung der Proben

Das Biegen und die künstliche Alterung der Betonstähle geschah in gleicher Weise wie für die Proben nach Abschnitt 4.1. Wie in der folgenden Skizze angegeben, wurden aus dem gebogenen Bereich der Betonstähle Proben herausgearbeitet, die nach dem Prüfverfahren "Rußwurm" in einem Hochfrequenzpulser geprüft werden konnten. Die in Krümmungsmitte auf der Krümmungsinneiseite liegenden Schrägrippen blieben dabei in den Proben unverändert erhalten.

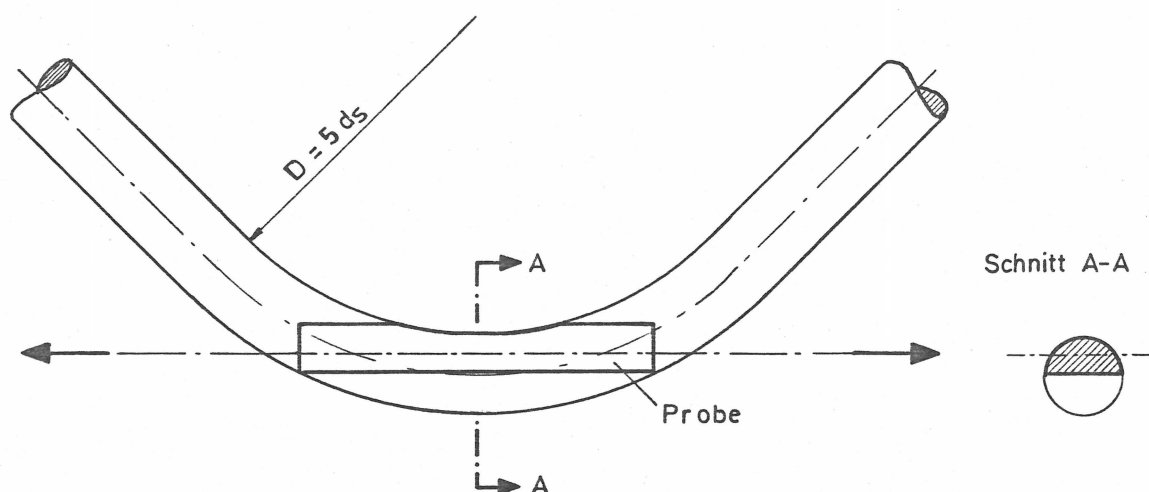


Bild 6. PROBE FÜR DIE DAUERSCHWINGVERSUCHE IM GEBOGENEN, FREIEN ZUSTAND

4.2.2 Durchführung der Versuche

Die Versuche wurden als Zugschwellversuche in einem Hochfrequenzpulser durchgeführt. Die Proben wurden dabei so in die Prüfmaschine eingespannt, daß der Schwerpunkt des maßgebenden Probenquerschnitts im Krümmungsscheitel in der Achse der Prüfmaschine bzw. in der gedachten Wirkungslinie der Prüfkraft lag. Die Oberspannung wurde zu 70 % der tatsächlich vorhandenen Streckgrenze nach Beilage 1 gewählt. Die Prüffrequenz betrug rd 110 Hz. Es wurden in den beiden Versuchsreihen jeweils nur so viele Proben geprüft, daß der ungefähre Mittelwert der Dauerschwingfestigkeit angegeben werden konnte. In der Versuchsreihe 1 B wurden 2 Proben nach Erreichen der Grenzschiwingspielzahl $2 \cdot 10^6$ auf eine größere Schwingbreite gesteigert.

4.2.3 Ergebnisse der Dauerschwingversuche im abgebogenen, freien Zustand

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche sind in den Tabellen 9 und 10, Beilagen 7 und 8, aufgeführt und in den Wöhlerschaubildern der Beilagen 9 und 10 mit dargestellt. Aus den dort eingezeichneten Wöhlerlinien, die wegen der geringen Probenzahl nur subjektiv eingepaßt werden konnten, ergaben sich die in der folgenden Tabelle angegebenen mittleren Dauerschwingfestigkeiten.

Tabelle 9. DAUERSCHWINGFESTIGKEITEN FÜR DEN ABGEBEGENEN, FREIEN ZUSTAND

Versuchsreihe Nr.	Betonstahlsorte	Nenn-durchmesser d_s mm	Dauerschwingfestigkeit $\sigma_{G 50}$ N/mm ²
1 B	III K	6	240
2 B	III U	8	195

In der Versuchsreihe 2 ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen den im einbetonierten und freien Zustand geprüften Proben. Die Einzelwerte der beiden Versuchsreihen lagen im gleichen Streubereich des Wöhlerschaubildes. In der Versuchsreihe 1 war dagegen keine Übereinstimmung festzustellen. Die Dauerschwingfestigkeit ergab sich für den freien Zustand etwa doppelt so groß wie für den einbetonierten Zustand. Eine Erklärung für diesen großen Unterschied kann nicht gegeben werden. Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß mit dem Prüfverfahren "Rußwurm" noch keine Erfahrungen für die Prüfung dünner, enggebogener Betonstähle vorlagen.

4.3 Werkstoffkundliche Untersuchungen

4.3.1 Allgemeines

Wie im Abschnitt 4.2 ausgeführt wurde, streuten die Dauerschwingfestigkeiten der 4 Versuchsreihen mit einbetonierten Proben zwischen 116 und 200 N/mm². Außerdem waren die Dauerschwingfestigkeiten der beiden Betonstähle III K mit 116 und 167 N/mm² kleiner als die der beiden Betonstähle III U mit Werten von 200 und 190 N/mm². Um Gründe für die große Streuung aufzuspüren, wurden metallografische Untersuchungen der verwendeten Betonstähle und rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an ausgewählten Dauerbrüchen durchgeführt.

4.3.2 Metallografische Untersuchung der Betonstähle

Die Gefüge der beiden naturharten Betonstähle III U (Versuchsreihen 2 und 4) wiesen keine Besonderheiten auf. Entsprechend dem Kohlenstoffgehalt von 0,36 bzw. 0,37 %

waren die Gefüge ferritisch-perlitisch. Die Oberfläche der Stähle war nur schwach entkohlt, vgl. die Bilder 6 und 7, Beilage 13.

Das Gefüge der beiden kaltverformten Betonstähle III K (Versuchsreihen 1 und 3) wird durch die Bilder 8 bis 12, Beilagen 14 und 15, beschrieben. Die Bilder 8, 9, 11 und 12 sind typisch für den Randbereich der Stähle am Rippenfuß und im Bereich der Rippen. Hier war der Perlit über größere Gefügebereiche bis zu 2 mm Tiefe entartet, d.h. der Kohlenstoff des Perlits war in größerer Form interkristallin als Zementit ausgeschieden (Bild 11). Darüber hinaus zeigten auch viele Körner Belegungen mit Zementit (Tertiärzementit) (Bild 12). Die genannten Gefügebearbeitungen der kaltverformten Betonstähle können nicht als typisch für die uns bekannten Betonstähle angesehen werden. Das Bild 10 zeigt die normale Gefügebearbeitung im Innern der Stähle.

4.3.3 Bruchuntersuchungen

4.3.3.1 Betonstahl III U

Das Bild 13 gibt das typische Erscheinungsbild eines Daueranrisses des Betonstahls III U im Rasterelektronenmikroskop wieder. Die Anrißfläche zeigte längliche Blöcke in Bruchausbreitungsrichtung. Bei stärkerer Vergrößerung wurden Schwingungslinien sichtbar (Bild 14). Nach unseren Kenntnissen [5] ist eine derartige Ausbildung des Daueranrisses typisch für die ferritischen Bereiche. Da die Daueranrisse bei Kohlenstoffgehalten bis zu rd 0,4 % die Perlitkörner überwiegend umgehen, zeigen die Daueranrisse vereinzelt ein körniges Aussehen (Bilder 15 und 16). Die hier sichtbaren Schwingungslinien auf den Körnern verweisen auf eine Rißausbreitung im angrenzenden Ferrit. Wenn Perlitkörner ungünstig im Rißverlauf liegen, werden diese auch spröd durchtrennt (Bild 17). Das Bild 18 zeigt im Vergleich zu den Daueranrissen eine typische Restbruchfläche.

4.3.3.2 Betonstahl III K

Die Daueranrisse der kaltverformten Betonstähle III K waren im vorderen Rißbereich, also in dem Bereich mit entartetem Perlit und Zementitausscheidungen auf den Kornflächen, überwiegend spröd (Bilder 19 und 20). Die Struktur der spröden Brüche wurde geprägt durch die Anordnung des entarteten Perlits (Bild 19) bzw. des Zementits (Bild 20). Die interkristallin getrennten Körner zeigten im Falle schwächerer Zementitbelegung Schwingungslinien, also eine gewisse plastische Verformung (Bild 21); im

Fälle stärkerer Zementitbelegung blieben die Körner ohne Anzeichen plastischer Verformungen (Bild 22). Mit zunehmender Entfernung von der Staboberfläche wurden die Daueranrisse duktiler (Bild 23). Im hinteren Bereich der Daueranrisse entsprach das Aussehen jenem der Daueranrisse des Betonstahls III U (Bilder 24 und 25).

Insgesamt war festzustellen, daß die bei den Betonstählen III K beobachteten spröden Bereiche der Daueranrisse beim \varnothing 6 mm anteilmäßig größer waren als beim \varnothing 8 mm. In einigen Fällen brachen im Dauerschwingversuch nicht gebrochene Proben \varnothing 6 mm beim Herausstemmen aus dem Beton im Scheitel der Krümmung spröd ab. Die Bilder 26 und 27 zeigen zum Vergleich einen Dauerbruch und einen derartigen Spröbruch. Die Spröbrüche zeigten auch im Bereich des Bruchausgangs keinerlei Anzeichen eines Daueranrisses. Sie bestanden vielmehr aus einer Mischung von interkristallinen Korn-trennungen und Spaltbrüchen (Bilder 28 und 29).

4.3.4 Beurteilung der werkstoffkundlichen Untersuchungen

Aus den Untersuchungen wird deutlich, daß das gegenüber dem Betonstahl III U ungünstigere Dauerschwingverhalten des Betonstahls III K auf werkstoffbedingte Einflüsse zurückgeführt werden kann. Die spröden Gefügebestandteile Tertiärzementit und entarteter Perlit, die das Verhalten im statischen Zugversuch nicht beeinflussen, setzen die Dauerschwingfestigkeit kohlenstoffarmer Stähle herab, insbesondere wenn die Stähle schwellend mit großer Oberspannung beansprucht werden. Es muß davon ausgegangen werden, daß die spröden Gefügeeinlagerungen sowohl günstige Bedingungen für die Rißeinleitung als auch für die Rißausbreitung schaffen. Nach [6] wirken sich vermutlich auch die relativ hohen Phosphorgehalte dieser Stähle ungünstig auf das Dauerschwingverhalten aus. Andererseits kann angenommen werden, daß Betonstahl III K mit normaler Gefügebildung unter den hier gewählten Prüfbedingungen eine ähnliche hohe Dauerschwingfestigkeit aufweist, wie für den Betonstahl III U gefunden wurde.

5. DISKUSSION DER VERSUCHSERGEBNISSE

Im abgeboenen, einbetonierten Zustand ergab sich die mit 50 % Überlebenswahrscheinlichkeit ertragene Schwingbreite (Dauerschwingfestigkeit σ_{G50}) für den Betonstahl III U zu 190 bzw. 200 N/mm² und für den Betonstahl III K gerundet zu 120

bzw. 170 N/mm^2 . Der Betonstahl III K, insbesondere der Durchmesser 6 mm, wies also eine kleinere Dauerschwingfestigkeit auf als der Betonstahl III U. Im Abschnitt 4.3.4 wurde ausgesagt, daß die kleinere Dauerschwingfestigkeit des Betonstahls III K auf Gefügebeseonderheiten zurückgeführt werden kann, und daß für den Betonstahl III K bei normaler Gefügebeseonderheiten eine ähnlich hohe Dauerschwingfestigkeit erwartet werden kann wie für den Betonstahl III U. Es ist uns nicht bekannt, wie häufig derartige Gefügebeseonderheiten beim Betonstahl III K, insbesondere bei den dünnen Abmessungen, vorkommen. Wegen dieser Unsicherheit in der Beurteilung sollen die Versuchsergebnisse getrennt für die beiden Betonstahlsorten diskutiert werden.

Für die beiden untersuchten Betonstähle III U betrug die Dauerschwingfestigkeit σ_{G50} 190 bzw. 200 N/mm^2 . Da nur 2 Schmelzen untersucht wurden, die zudem aus einem Werk stammten, ist das Ergebnis hinsichtlich werkstoffbedingter Einflüsse statistisch wenig abgesichert. Da nicht auszuschließen ist, daß die gefundenen Dauerschwingfestigkeiten im oberen Streubereich lagen, wird der kleinere Wert von 190 N/mm^2 konservativ um 10 N/mm^2 abgemindert. Unter dem Vorbehalt der geringen Zahl der untersuchten Betonstähle erscheint es berechtigt, diesen Wert von 180 N/mm^2 als die Dauerschwingfestigkeit σ_{G50} anzusehen, die für mit $5 d_s$ Biegerollendurchmesser gebogene dünne Betonstähle III U unter den gewählten Versuchsbedingungen erwartet werden kann.

Vergleicht man den Wert 180 N/mm^2 mit den in [4] ausgewerteten Dauerschwingversuchen von mit $5 d_s$ bis $15 d_s$ abgeboenen und in Prüfkörpern nach DIN 488 geprüften Betonstählen, so entspricht der Dauerschwingfestigkeit 180 N/mm^2 im Mittel ein Biegerollendurchmesser von rd $10 d_s$. Diese Feststellung ergibt keinen Widerspruch zu den vorliegenden Versuchen. Wie im Abschnitt 4.1.3 ausgeführt wurde, brachen die Proben außerhalb des mit definiertem Krümmungsradius gebogenen Bereichs in dem sich beim Biegen einstellenden Übergangsbogen zwischen geradem und definiert gebogenem Bereich. Ein am Bruchausgang vorhandener Krümmungsdurchmesser von rd $10 d_s$ ist für die vorliegenden Versuche also durchaus plausibel. Er dürfte eher größer als $10 d_s$ gewesen sein. Von daher erscheint der Wert von 180 N/mm^2 als gewährleisteteste Dauerschwingfestigkeit als nicht zu groß.

Für die nach DIN 1045 zulässige Schwingbreite des gebogenen Betonstahls von 140 N/mm^2 errechnet sich der Sicherheitsbeiwert gegen die aus den vorliegenden Versuchen abgeleitete gewährleistete Dauerschwingfestigkeit von 180 N/mm^2 zu 1,29. Im Vergleich dazu beträgt der Sicherheitsbeiwert für die mit $15 d_s$ gebogenen Schrägaufbiegungen 1,43 gleich dem Quotient aus 200 N/mm^2 gewährleisteter Dauerschwingfestigkeit und der gleichen zulässigen Schwingbreite von 140 N/mm^2 . Der Unterschied des Sicherheitsbeiwerts ergibt sich daraus zu 10 %.

Im Vergleich zu dieser rechnerisch sich ergebenden Abminderung des Sicherheitsbeiwerts sollen die folgenden Ausführungen die in Bügeln wirklich vorhandene Sicherheit gegen Dauerbruch aufzeigen. Alle Messungen der Stahlspannungen in Bügeln von Stahlbetonbalken haben gezeigt, daß die Bügel geringer beansprucht sind, als nach der Fachwerkanalogie mit unter 45° geneigten Druckstreben anzunehmen ist. Das Bild 30 zeigt den charakteristischen Verlauf der Bügelspannungen im Vergleich zur

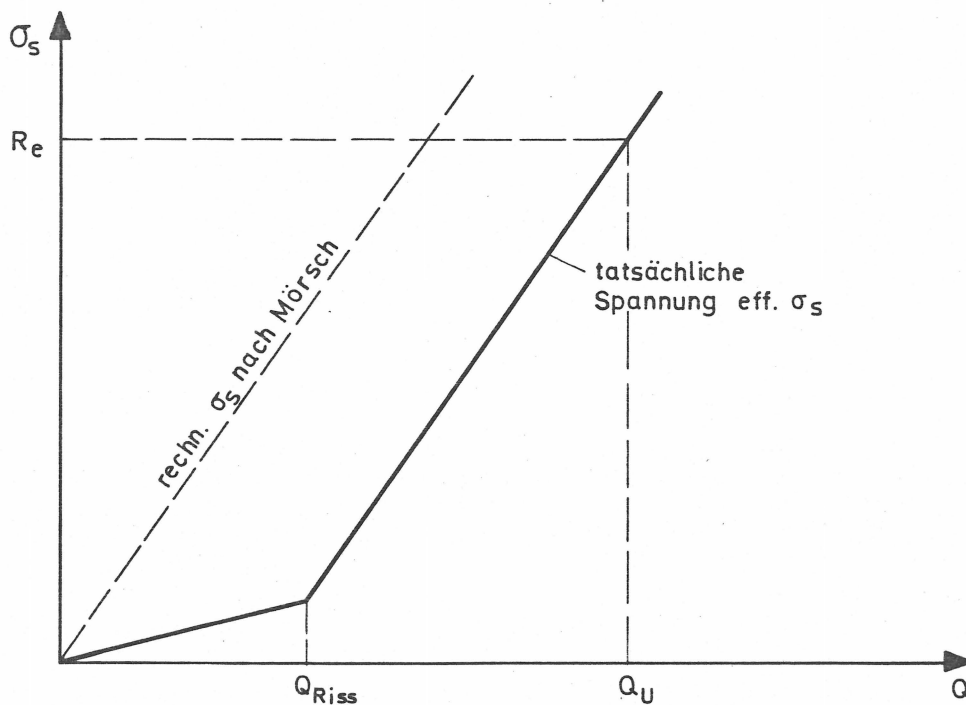


Bild 30. VERGLEICH DER TATSÄCHLICHEN SPANNUNGEN IN SCHUBBEWEHRUNGEN MIT DEN SICH AUS DER FACHWERKANALOGIE BEI ANNAHME UNTER 45° GENEIGTER DRUCKSTREBEN SICH ERGEBENDEN RECHNERISCHEN SPANNUNGEN

Fachwerkanalogie nach Mörsch. Die Größe des Spannungsunterschieds hängt im wesentlichen von den geometrischen Gegebenheiten ab. Ein Teil dieses Spannungsunterschieds wird bei der verminderten Schubdeckung nach DIN 1045 in Anspruch genommen. Da bei nicht vorwiegend ruhender Belastung die Schubbewehrung nach DIN 1045 für volle Schubdeckung, d.h. nach der Fachwerkanalogie mit unter 45° geneigten Druckstreben, zu bemessen ist, wird deutlich, daß noch ausreichende Sicherheitsreserven vorhanden sind, um die oben genannte Abminderung des Sicherheitsbeiwerts um 10 % zuverlässig auszugleichen. Das gilt auch dann, wenn man annimmt, daß sich die Bügelspannungen bei oftmals wiederholter Belastung etwas mehr den sich aus der Fachwerkanalogie nach Mörsch ergebenden Spannungen nähern, z.B. infolge des sich stärker ausprägenden Rißbildes. Läßt man die verminderte Schubdeckung auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung zu, so sind weitergehende Überlegungen anzustellen.

In den beiden Versuchsreihen mit Betonstahl III K ergab sich die Dauerschwingfestigkeit σ_{G50} zu rd 120 bzw. rd 170 N/mm². Für den \varnothing 8 mm mit der Dauerschwingfestigkeit von rd 170 N/mm² errechnet sich der Sicherheitsbeiwert gegen Dauerbruch zu 1,21 bzw. die Abminderung des Sicherheitsbeiwerts zu 15 % gegenüber dem für den Krümmungsbereich von Schrägaufbiegungen festgelegten Sicherheitsbeiwert von 1,43. Diese Abminderung ist nach den oben gemachten Ausführungen unbedenklich, wenn die verminderte Schubdeckung nicht angewandt wird. Für den \varnothing 6 mm war die ertragene Schwingbreite von 120 N/mm² um 14 % kleiner als die zulässige Schwingbreite von 140 N/mm². Auch wenn die verminderte Schubdeckung nicht angewandt wird, ist für diesen Stahl also keine oder nur eine sehr kleine Sicherheit gegen Dauerbruch vorhanden.

Im Abschnitt 4.3 wurde ausgeführt, daß die im Vergleich zum Betonstahl III U kleineren Dauerschwingfestigkeiten des Betonstahls III K auf die im Randbereich dieser Stähle vorhandenen spröden Gefügebestandteile, entarteter Perlit und Zementitbelegungen der Kornflächen, zurückzuführen sind. Das Vorkommen dieser Gefügebesonderheiten hängt wesentlich ab von der Wärmeführung beim Walzen einschließlich der Abkühlung auf dem Kühlbett. In den Dauerschwingversuchen, die im Rahmen der Überwachungsprüfungen nach DIN 488 seit vielen Jahren in großer Zahl durchgeführt

wurden, erwiesen sich die Betonstähle III U und III K hinsichtlich des Dauerschwingverhaltens als gleichwertig. Diese Aussage gilt allerdings im wesentlichen nur für den mittleren und oberen Durchmesserbereich, da bei diesen Versuchen die als Bügel mitgeprüften Stähle \varnothing 8 mm im Krümmungsbereich nur verhältnismäßig gering beansprucht werden, wie im Abschnitt 1 ausgeführt wurde. Es ist denkbar, daß die für das Dauerschwingverhalten ungünstigen Gefügebildungen des Betonstahls III K aufgrund anderer Abkühlungsbedingungen beim Walzen bei den dünnen Abmessungen häufiger und ausgeprägter auftreten als bei den mittleren bis dicken Abmessungen. Es können auch systematische Unterschiede zwischen den einzelnen Werken auftreten, z.B. wenn die dünnen Abmessungen als Stabstahl oder als Draht auf Ringe ausgewalzt werden. Zur Klärung der Frage, ob der Betonstahl III K im unteren Abmessungsbereich systematisch eine kleinere Dauerschwingfestigkeit aufweist als der Betonstahl III U, wie aus den hier vorliegenden Versuchsergebnissen gefolgert werden könnte, sind weitere Dauerschwingversuche mit Betonstahl III K aus verschiedenen Werken erforderlich. Nach den jetzt vorliegenden Kenntnissen kann angenommen werden, daß die Herstellungsbedingungen des Betonstahls III K so eingerichtet werden können, daß dieser im Krümmungsbereich eine etwa gleich große Dauerschwingfestigkeit erreicht, wie für den Betonstahl III U gefunden wurde. Insofern wird angenommen, daß der Wert von 180 N/mm^2 ertragener Schwingbreite von allen Betonstahlsorten (nur Stabstähle) der Festigkeitsgruppen III und IV gewährleistet werden kann.

Hinsichtlich der Sicherheit gegen Dauerbruch im Krümmungsbereich von Endverankerungen sind die Verhältnisse günstiger als bei Bügeln. Nach DIN 1045 sind nur 30 % der zu verankernden Stabkraft dem Haken zuzuweisen. Damit ist der gerade Stabteil vor dem Haken mit 180 N/mm^2 zulässiger Schwingbreite für die Bemessung gegen Dauerbruch maßgebend.

Abschließend ist die Frage zu diskutieren, ob die gewählten Versuchsbedingungen repräsentativ für den im Krümmungsbereich der Bügel von Stahlbetonbalken herrschenden Spannungszustand sind. Die maximalen Spannungen im Bügel sind nur an einem den Bügel kreuzenden Riß vorhanden. Durch den Verbund zwischen Bügel und Beton werden die Stahlspannungen mit zunehmender Entfernung vom Riß abgebaut. Die Fragestellung reduziert sich also im wesentlichen darauf, ob im Stahlbetonbalken Risse ungünstiger, d.h. näher am Krümmungsmaximum, auftreten können als in den Versuchen

durch den verbundfreien Stabbereich bis $1 d_s$ oberhalb des theoretischen Krümmungsanfangs vorgegeben wurde, oder ob aus anderen Gründen die volle rechnerische Spannung in der BÜGELECKE überhaupt vorhanden sein kann. Die hier zu betrachtenden Biegeschubrisse nehmen ihren Ausgang als Biegerisse, die senkrecht zur Balkenunterseite die Zugbewehrung kreuzen und dann im Steg in Richtung der Drucktrajektorien, also etwa unter 45° oder flacher geneigt, verlaufen. Das Bild 31 erläutert die Tragwirkung im Zustand II anhand des Modells der Fachwerkanalogie nach Mörsch. Die Mehrzahl der Risse entsteht an einem Bügel. Verläuft der Riß auf der Seite des Bügels

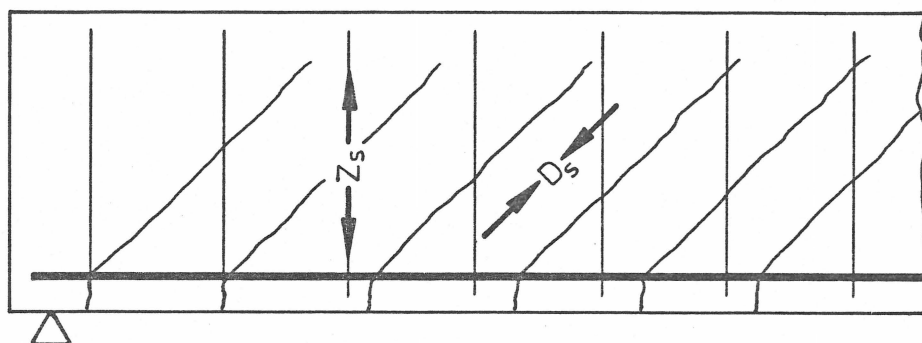


Bild 31. MODELL DER FACHWERKANALOGIE FÜR DIE INNEREN KRÄFTE IM SCHUBBEREICH EINES STAHLBETONBALKENS MIT VERTIKALEN BÜGELN

zum Feld hin (im Bild rechts vom Bügel), schneidet der Riß den Bügel nicht im Krümmungsbereich, er ist also für unsere Betrachtung ohne Bedeutung. Beginnt der Riß auf der Seite des Bügels zum Auflager hin, so wird er den Bügel im Krümmungsbereich oder knapp darüber kreuzen, wie das Bild 32 zeigt. Die Situation ist derjenigen im Versuch vergleichbar, bei dünnen Längsbewehrungsstäben kann der Riß sogar näher am Krümmungsmaximum des Bügels liegen als der verbundfreie Bereich im Versuch. Das Bild zeigt jedoch auch, daß in den Fällen, in denen der Riß den Bügel im oder nahe am Bereich der maximalen Krümmung kreuzt, die Zugkraft im Bügel nur verhältnismäßig klein sein kann, da aus Gründen der Verbundfestigkeit auf der kurzen Bügellänge unterhalb des Risses, unterstützt durch die Hakenwirkung des Bügels, nur eine verhältnismäßig kleine vertikale Zugkraft in den Bügel eingetragen werden kann.

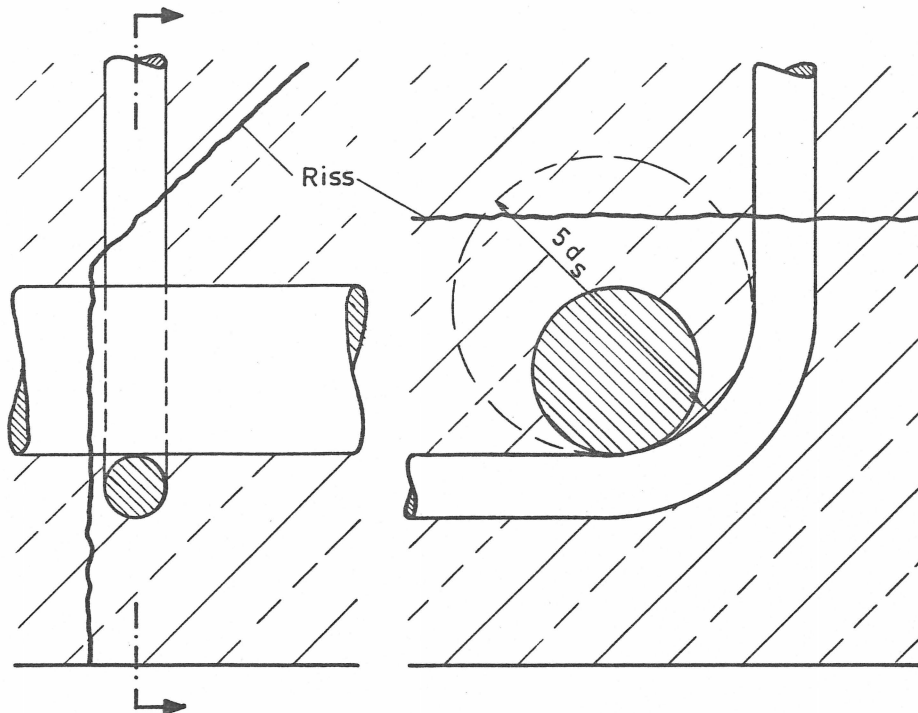


Bild 32. VERLAUF EINES BIEGESCHUBRISSES MIT RISSAUSGANG AUF DER SEITE DES BÜGELS ZUM AUFLAGER HIN IM BEREICH DER BÜGELECKE

Insofern kann ausgesagt werden, daß die Versuchsbedingungen nicht günstiger waren als die Beanspruchungen der Bügel im Schubereich von Stahlbetonbalken. Hinzu kamen im Versuch ungewollte Zusatzbiegebeanspruchungen des Betonstahls am Übergang vom verbundfreien zum einbetonierten Bereich, wenn das freie Stabende nicht genau in der Wirkungslinie der angreifenden Prüfkraft verlief. Ein derartiges Abbiegen des Betonstahls am Riß tritt im Balken nicht oder zumindest nicht in dem Ausmaß auf. Unter Berücksichtigung dieses Einflusses waren die Beanspruchungen des gebogenen Betonstahls im Versuch eher ungünstiger zu bewerten als unter den baupraktischen Gegebenheiten des Stahlbetonbalkens. Die Versuchsergebnisse können also mit einer gewissen Sicherheitsreserve auf die Verhältnisse des Bügels im Schubereich von Stahlbetonbalken übertragen werden. Es ist demnach anzunehmen, daß auch bei verminderter Schubdeckung noch eine ausreichende Sicherheit gegen Dauerbruch des Bügels vorhanden ist. Ergänzende Spannungsmessungen im Krümmungsbereich von Bügeln schubbeanspruchter Stahlbetonbalken unter schwingender Belastung wären jedoch wünschenswert, um die Annahme versuchsmäßig zu überprüfen.

Die Ergebnisse der im abgelenkten, freien Zustand nach dem Prüfverfahren "Rußwurm" durchgeführten Dauerschwingversuche sollen nicht näher diskutiert werden. In der Versuchsreihe 2 (Betonstahl III U \varnothing 8 mm) ergab sich eine zahlenmäßig gute Übereinstimmung zwischen den im einbetonierten und freien Zustand geprüften Proben. Da die Brüche hier jedoch in der Krümmungsmittelpunkt auftraten, war entsprechend dem Krümmungsdurchmesser $5 d_s$ eine kleinere Dauerschwingfestigkeit von rd 120 N/mm^2 zu erwarten. In der Versuchsreihe 1 (Betonstahl III K \varnothing 6 mm) ergab sich die Dauerschwingfestigkeit der im freien Zustand geprüften Proben sogar etwa doppelt so groß wie die Dauerschwingfestigkeit der einbetonierten Proben. Eine Erklärung für dieses unterschiedliche Verhalten kann nicht gegeben werden. Es sei nur darauf hingewiesen, daß bislang noch keine Erfahrungen mit dem Prüfverfahren "Rußwurm" für dünne, enggebogene Betonstähle vorlagen.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Nach DIN 1045 Ausgabe Januar 1972 beträgt die zulässige Schwingbreite im Krümmungsbereich der mit $5 d_s$ bzw. $7 d_s$ gebogenen Haken, Winkelhaken, Schlaufen und Bügel und der mit $15 d_s$ gebogenen Aufbiegungen und Krümmungen einheitlich 140 N/mm^2 , wobei dieser Wert aus Versuchen mit Betonstählen abgeleitet wurde, die entsprechend den Verhältnissen bei Schrägaufbiegungen mit $15 d_s$ gebogen waren. Dies erscheint unkonsequent, da bekannt ist, daß die Dauerschwingfestigkeit mit kleiner werdendem Biegerollendurchmesser abnimmt. Ziel der vorliegenden Untersuchungen war, die Dauerschwingfestigkeit des mit $5 d_s$ gebogenen Betonstahls unter den Bedingungen zu bestimmen, wie sie in der Krümmung der Bügel im Schubbereich von Stahlbetonbalken herrschen. Dazu wurden in 4 Versuchsreihen Dauerschwingversuche mit rechtwinklig abgelenkten Betonstählen von 6 bis 12 mm Nenndurchmesser durchgeführt, die in ausziehkörperähnlichen Prüfkörpern einbetoniert waren. Der belastete Schenkel des Betonstahls war bis $1 d_s$ oberhalb des theoretischen Krümmungsanfangs verbundfrei geführt. Damit war der Betonstahl im Krümmungsbereich dieser Proben eher höher belastet als im Krümmungsbereich der Bügel von Stahlbetonbalken.

Die mit 50 % Überlebenswahrscheinlichkeit ertragene Schwingbreite ergab sich gerundet zu 190 bzw. 200 N/mm^2 für den Betonstahl III U und zu 120 bzw. 170 N/mm^2

für den Betonstahl III K. Die kleineren Dauerschwingfestigkeiten der beiden untersuchten Betonstähle III K waren auf die im Randbereich dieser Stähle vorhandenen spröden Gefügebestandteile Tertiärzementit und entarteter Perlit zurückzuführen. Es ist uns nicht bekannt, wie häufig ein derartiges Gefüge bei dünnen Stäben aus Betonstahl III K vorkommt. Es kann jedoch angenommen werden, daß der Betonstahl III K bei normaler Gefügeausbildung ohne die spröden Bestandteile eine ähnlich hohe Dauerschwingfestigkeit aufweist, wie für den Betonstahl III U gefunden wurde. Unter dem Vorbehalt der geringen Zahl der untersuchten Betonstähle und der Unsicherheit in der Beurteilung der beiden geprüften Betonstähle III K wurde aus den Versuchen eine Dauerschwingfestigkeit σ_{G50} von im Mittel 180 N/mm^2 abgeleitet. Dieses Ergebnis muß durch weitere Versuche unter Einbeziehung aller vorhandenen Betonstahlsorten und möglichst vieler Hersteller statistisch besser abgesichert werden.

Die Dauerschwingfestigkeit von 180 N/mm^2 ist 10 % kleiner als der nach DIN 488 im gebogenen Zustand ($D = 15 d_s$) zu gewährleistende Wert von 200 N/mm^2 . Dennoch kann wie bisher für die mit $5 d_s$ gebogenen Bügel die gleiche zulässige Schwingbreite wie für die mit $15 d_s$ gebogenen Aufbiegungen zugestanden werden. Da nach DIN 1045 die verminderte Schubdeckung bei nicht vorwiegend ruhend belasteten Bauten nicht angewandt werden darf, ist die tatsächliche Bügelspannung deutlich kleiner als die nach der Fachwerkanalogie angenommene Spannung. Damit wird die im Krümmungsbereich der Bügel um 10 % verminderte Sicherheit gegen Dauerbruch voll ausgeglichen. Aber auch bei Anwendung der verminderten Schubdeckung ist zu erwarten, daß die Bügelspannungen im Krümmungsbereich aus Gründen des Verbundes zwischen Bügel und Beton noch mindestens 10 % kleiner sind als rechnerisch angenommen. Hierzu sind Spannungsmessungen im Krümmungsbereich von Bügeln wünschenswert, um die Annahme zu überprüfen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Pfister, J.F. und Hognestad, E.: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 6, Fatigue Tests, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Vol. 6, Nr. 1 (1964), S. 65-84.

- [2] Wascheidt, H.: Zur Frage der Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand.. Diss. TH Aachen 1965.

- [3] Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Stahlbetonbau, Festschrift Rüschi, 1969, S. 79-96.

- [4] Spitzner, J.: Zur Prüfung von Betonrippenstahl unter schwingender Beanspruchung im freien und einbetonierten Zustand. Diss. TH Darmstadt 1971.

- [5] Nürnberger, U. und Sauter, H.-M.: Gefügebedingte Erscheinungsformen von Brüchen. Materialkundlich-Techn. Reihe, Bd. 3, Borotraeger, Berlin-Stuttgart, 1977, S. 429-444.

- [6] Harre, W. und Nürnberger, U.: Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungsbedingungen, Teil II, Schriftenreihe der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut, Heft 75, 1980, S. 68-74.

Tabelle 2. RIPPENABMESSUNGEN, FESTIGKEITSEIGENSCHAFTEN UND CHEMISCHE ANALYSEN DER BETONSTÄHLE

Versuchsreihe Nr.	Betonstahl- sorte	Nenn- durch- messer	Rippenabmessungen								Festigkeitseigenschaften			Analyse						
			Schrägrippen -				Längs- rippen- höhe	Ver- winde- grad	Nei- gungs- winkel	bezog. Rippen- fläche	Streck- grenze	Zug- festigkeit	Bruch- dehnung	C	Si	Mn	P	S	N	
			höhe Mitte	höhe 1/4 Pkt.	abstand	länge														a_s
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Grad		N/mm ²	N/mm ²	%	%	%	%	%	%	
1	III K	6	0,46	0,36	6,2	15	0,88	10,0	38	0,079	503	542	15,0	0,13	0,05	0,63	0,051	0,019	0,005	
2	III U	8	0,57	0,51	5,3	13	-	-	46	0,062	501	698	21,8	0,36	0,49	0,82	0,028	0,049	0,008	
3	III K	8	0,62	0,51	8,1	20	1,05	10,0	40	0,082	483	546	15,0	0,13	0,04	0,64	0,046	0,017	0,006	
4	III U	12	1,15	0,83	7,4	20	-	-	48	0,079	451	700	20,3	0,37	0,35	0,98	0,036	0,031	0,009	

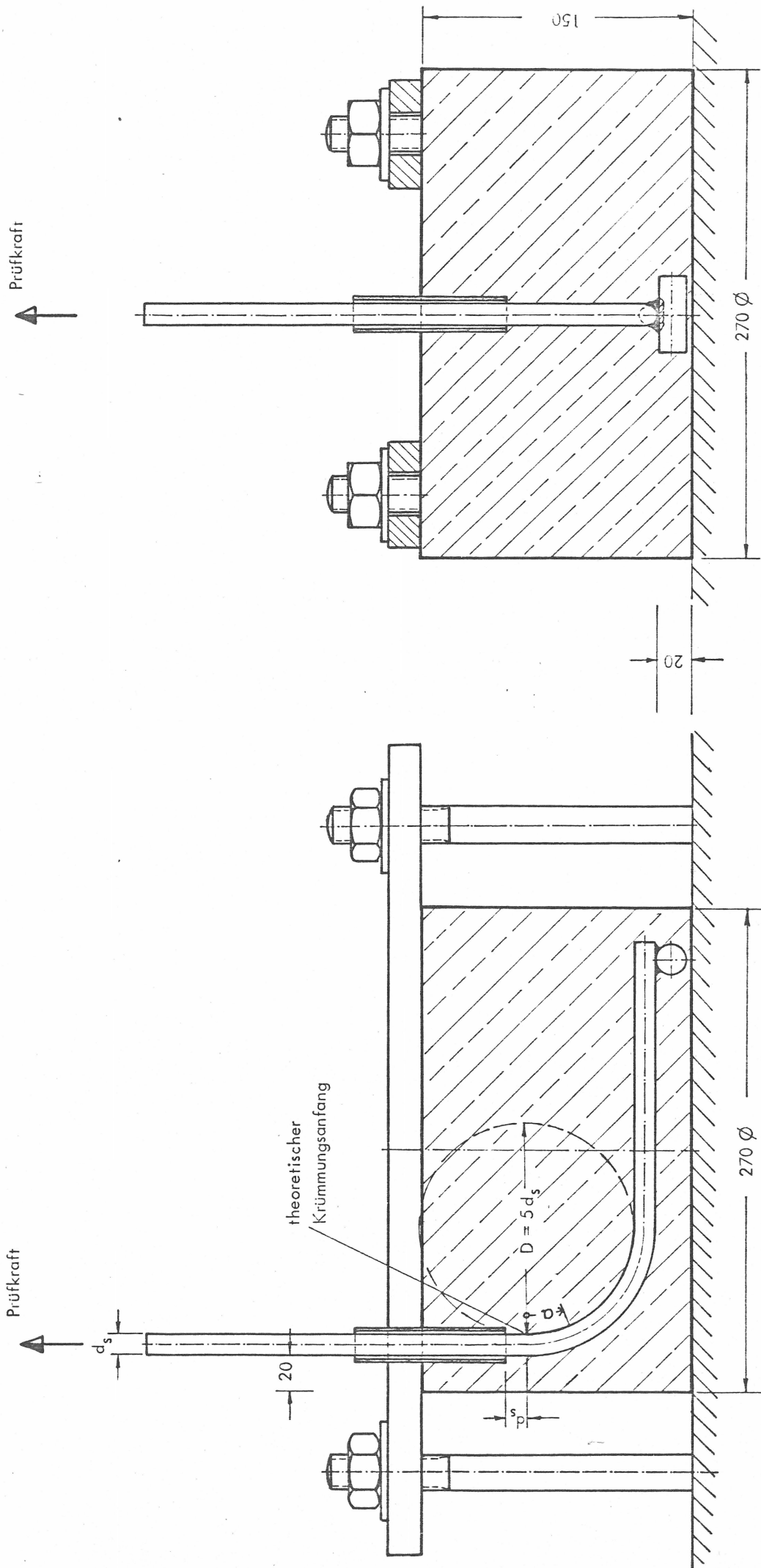


Bild 1. AUSBILDUNG DER PRÜFKÖRPER UND VERSUCHSANORDNUNG FÜR DIE DAUERSCHWINGVERSUCHE IM EINBETONTIERTEN ZUSTAND

Tabelle 4 . ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM
ABGEBOGENEN, EINBETONIERTEN ZUSTAND

VERSUCHSREIHE 1

Betonstahl III K, $\varnothing 6$ mm

Biegerollendurchmesser $D = 5 d_s$

Oberspannung $\sigma_o = 275 \text{ N/mm}^2$

Proben- Nr.	Schwing- breite $2 \sigma_a$ N/mm ²	Schwingspielzahl N	Abstand der Bruchstelle ¹⁾ a mm	Bemerkungen x, \rightarrow ²⁾
2	98	2 050 000	-	\rightarrow
9	98	2 050 000	-	\rightarrow
7	108	1 913 000	7	x
13	108	2 000 000	-	\rightarrow
14	108	2 000 000	-	\rightarrow
17	108	2 068 000	-	\rightarrow
19	108	2 000 000	-	\rightarrow
20	108	2 068 000	-	\rightarrow
1	118	1 590 000	5	x
3	118	878 000	7	x
4	118	814 000	4	x
11	118	1 658 000	4	x
12	118	2 036 000	-	\rightarrow
16	118	2 068 000	-	\rightarrow
5	137	241 000	6	x
6	137	229 000	8	x
10	137	1 273 000	-13	x
18	137	1 897 000	-7	x
2 ³⁾	196	67 300	6	x
9 ³⁾	196	112 600	3	x
12 ³⁾	196	68 300	1	x
13 ³⁾	196	353 000	1	x
14 ³⁾	196	486 000	-13	x
16 ³⁾	196	351 000	-6	x
17 ³⁾	196	134 000	-7	x
19 ³⁾	196	853 000	-2	x
20 ³⁾	196	554 000	-3	x

1) Abstand a der Bruchstelle vom theoretischen Krümmungsanfang, siehe Bild 1, Beilage 2.

2) x = Probe im Krümmungsbereich gebrochen.

\rightarrow = Probe nicht gebrochen.

3) Die Probe war zuvor unter kleinerer Schwingbreite nicht gebrochen.

Tabelle 5 . ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM
 ABGEOGENEN, EINBETONIERTEN ZUSTAND
 VERSUCHSREIHE 2

Betonstahl III U, \varnothing 8 mm

Biegerollendurchmesser $D = 5 d_s$

Oberspannung $\sigma_o = 343 \text{ N/mm}^2$

Proben-Nr.	Schwingbreite $2 \sigma_a$ N/mm ²	Schwingspielzahl N	Abstand der Bruchstelle ¹⁾ a mm	Bemerkungen x, \bar{x}, \rightarrow ²⁾
2	196	2 043 000	-	\rightarrow
4	196	2 080 000	-	\rightarrow
7	196	2 080 000	-	\rightarrow
10	196	2 043 000	-	\rightarrow
13.2	196	2 004 000	-	\rightarrow
15.1	196	474 000	-4	x
16.1	196	2 000 000	-	\rightarrow
16.2	196	1 105 000	-1	x
14.1	206	1 192 000	-11	x
15.2	206	625 000	-22	x
17.2	206	379 000	-14	x
18.1	206	1 000 000	0	x
19.1	206	276 000	-11	x
20.1	206	256 000	-5	x
5	216	1 203 000	-2	x
6	216	122 000	0	x
11	216	98 000	0	x
12	216	2 016 000	-	\rightarrow
14.2	216	642 000	-17	x
1	235	353 000	-5	x
3	235	899 000	-43	\bar{x}
8	235	1 592 000	-25	x
9	235	1 846 000	-159	\bar{x}
2 ³⁾	294	133 000	-242	\bar{x} (Einspannung)
4 ³⁾	294	102 000	-10	x
7 ³⁾	294	92 000	-2	x
10 ³⁾	294	79 000	-6	x
12 ³⁾	294	148 000	-4	x
13.2 ³⁾	294	106 000	-7	x
16.1 ³⁾	294	201 000	-5	x

1) Abstand a der Bruchstelle vom theoretischen Krümmungsanfang, siehe Bild 1, Beilage 2.

2) x = Probe im Krümmungsbereich gebrochen.

\bar{x} = Probe in der freien Länge gebrochen.

\rightarrow = Probe nicht gebrochen.

3) Die Probe war zuvor unter kleinerer Schwingbreite nicht gebrochen.

Tabelle 6 . ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM ABGEBOGENEN, EINBETONIERTEN ZUSTAND

VERSUCHSREIHE 3

Betonstahl III K, $\varnothing 8$ mmBiegerollendurchmesser $D = 5 d_s$ Oberspannung $\sigma_o = 343 \text{ N/mm}^2$

Proben-Nr.	Schwingbreite $2 \sigma_a$ N/mm^2	Schwingspielzahl N	Abstand der Bruchstelle ¹⁾ a mm	Bemerkungen x, \bar{x}, \rightarrow ²⁾
5	167	1 547 000	-15	x
6	167	2 033 000	-	\rightarrow
3	177	1 388 000	-15	x
7	177	942 000	-14	x
9	186	773 000	-23	x
2	196	2 591 000	-20	x
10	196	771 000	-90	\bar{x}
11	196	954 000	-94	\bar{x}
12	196	2 100 000	-	\rightarrow
1	206	459 000	-27	x
8	216	638 000	-19	x
4	294	92 100	-8	x
6 ³⁾	294	108 800	-4	x
12 ³⁾	294	313 000	-222	\bar{x}

1) Abstand a der Bruchstelle vom theoretischen Krümmungsanfang, siehe Bild 1, Beilage 2.

2) x = Probe im Krümmungsbereich gebrochen.

\bar{x} = Probe in der freien Länge gebrochen.

\rightarrow = Probe nicht gebrochen.

3) Die Probe war zuvor unter kleinerer Schwingbreite nicht gebrochen.

Tabelle 7 . ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM
ABGEBOGENEN, EINBETONIERTEN ZUSTAND
VERSUCHSREIHE 4

Betonstahl III U \emptyset 12 mm

Biegerollendurchmesser $D = 5 d_s$

Oberspannung $\sigma_o = 343 \text{ N/mm}^2$

Proben-Nr.	Schwingbreite $2 \sigma_a$ N/mm^2	Schwingspielzahl N	Abstand der Bruchstelle ¹⁾ a mm	Bemerkungen x, x, \rightarrow ²⁾
5	186	2 052 000	-	\rightarrow
10	186	2 052 000	-	\rightarrow
2	196	2 027 000	-	\rightarrow
4	196	1 099 000	-95	\bar{x}
6	196	542 000	-8	x
9	196	1 636 000	-22	x
7	216	733 000	-30	x
8	216	980 000	-9	x
1	235	355 000	-10	x
3	235	413 000	-2	x
2 ³⁾	294	163 000	-21	x
5 ³⁾	294	108 000	-14	x
10 ³⁾	294	244 300	-34	x
11	294	114 900	-10	x
12	294	78 800	-11	x

1) Abstand a der Bruchstelle vom theoretischen Krümmungsanfang, siehe Bild 1, Beilage 2.

2) x = Probe im Krümmungsbereich gebrochen.
 \bar{x} = Probe in der freien Länge gebrochen.
 \rightarrow = Probe nicht gebrochen.

3) Die Probe war zuvor unter kleinerer Schwingbreite nicht gebrochen.

Tabelle 9 . ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM
ABGEOGENEN, FREIEN ZUSTAND

VERSUCHSREIHE 1 B

Betonstahl III K, $\emptyset 6$ mm

Biegerollendurchmesser $D = 5 d_s$

Oberspannung $\sigma_o = 330 \text{ N/mm}^2$

Proben - Nr.	Schwingbreite $2 \sigma_a$ N/mm^2	Schwingspielzahl N	Bemerkungen x, \rightarrow ¹⁾
1	121	2 000 000	\rightarrow
2	121	2 000 000	\rightarrow
3	142	2 000 000	\rightarrow
4	139	2 000 000	\rightarrow
5	204	2 000 000	\rightarrow
6	205	2 000 000	\rightarrow
7	252	640 000	x
1 ²⁾	250	1 240 000	x
2 ²⁾	250	1 710 000	x

1) x = Probe im Krümmungsscheitel gebrochen.
 \rightarrow = Probe nicht gebrochen.

2) Die Probe war zuvor unter kleinerer Schwingbreite nicht gebrochen.

Tabelle 10. ERGEBNISSE DER DAUERSCHWINGVERSUCHE IM
ABGEBOGENEN, FREIEN ZUSTAND

VERSUCHSREIHE 2 B

Betonstahl III U, $\varnothing 8$ mm

Biegerollendurchmesser $D = 5 d_s$

Oberspannung $\sigma_o = 351 \text{ N/mm}^2$

Proben - Nr.	Schwingbreite $2 \sigma_a$ N/mm ²	Schwingspielzahl N	Bemerkungen x, \rightarrow ¹⁾
1	160	2 000 000	\rightarrow
2	180	2 000 000	\rightarrow
3	180	2 000 000	\rightarrow
4	180	2 000 000	\rightarrow
5	180	2 000 000	\rightarrow
6	190	1 674 000	x
7	200	2 000 000	\rightarrow
8	200	1 789 000	x
9	200	1 463 000	x
10	200	1 095 000	x
11	240	161 000	x
12	240	340 000	x
13	240	674 000	x
14	300	107 000	x
15	300	160 000	x

1) x = Probe im Krümmungsscheitel gebrochen.

\rightarrow = Probe nicht gebrochen.

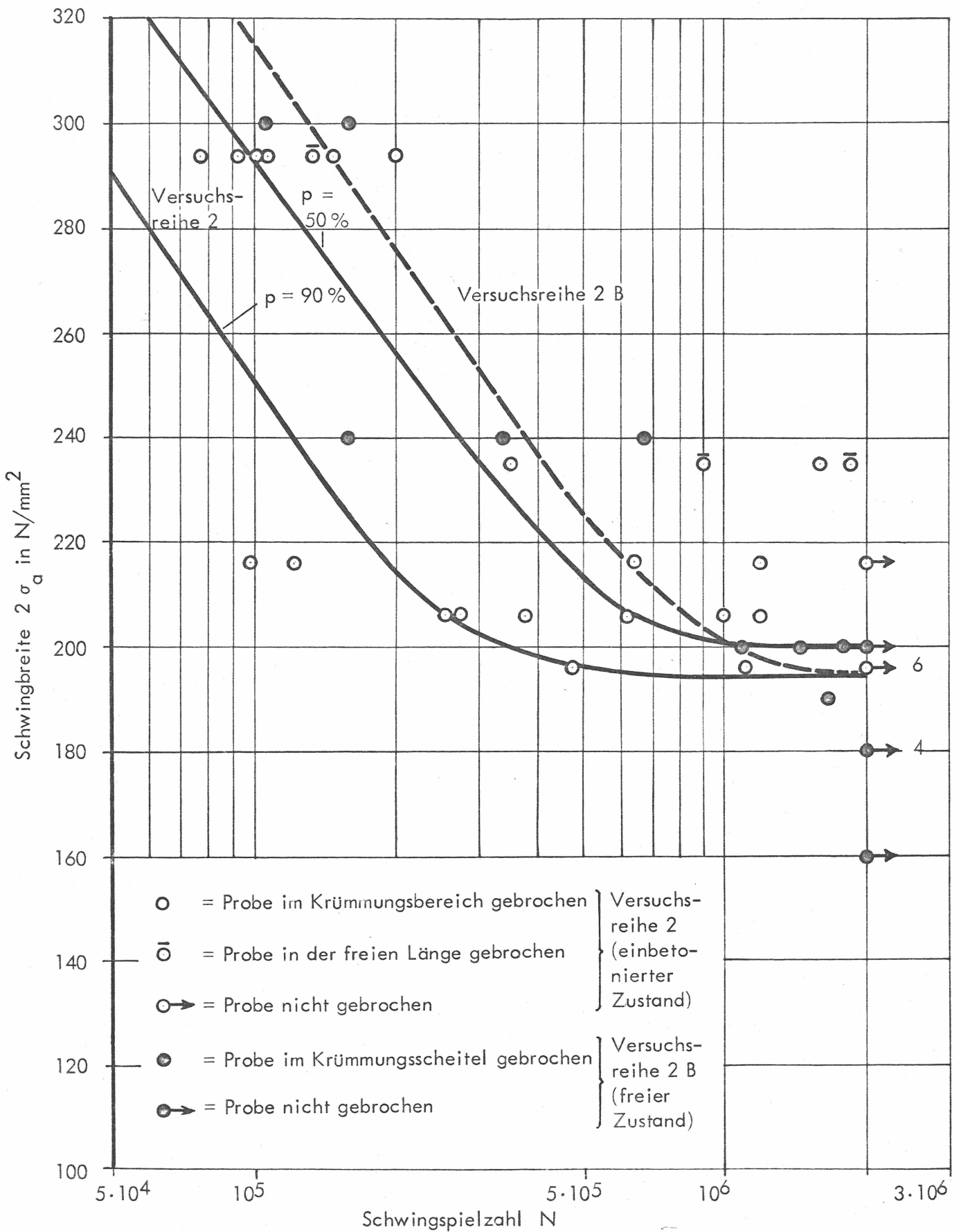


Bild 3. WÖHLERSCHAUBILD DER VERSUCHSREIHEN 2 UND 2 B
 BETONSTAHL III U \varnothing 8 mm, $D = 5 d_s$

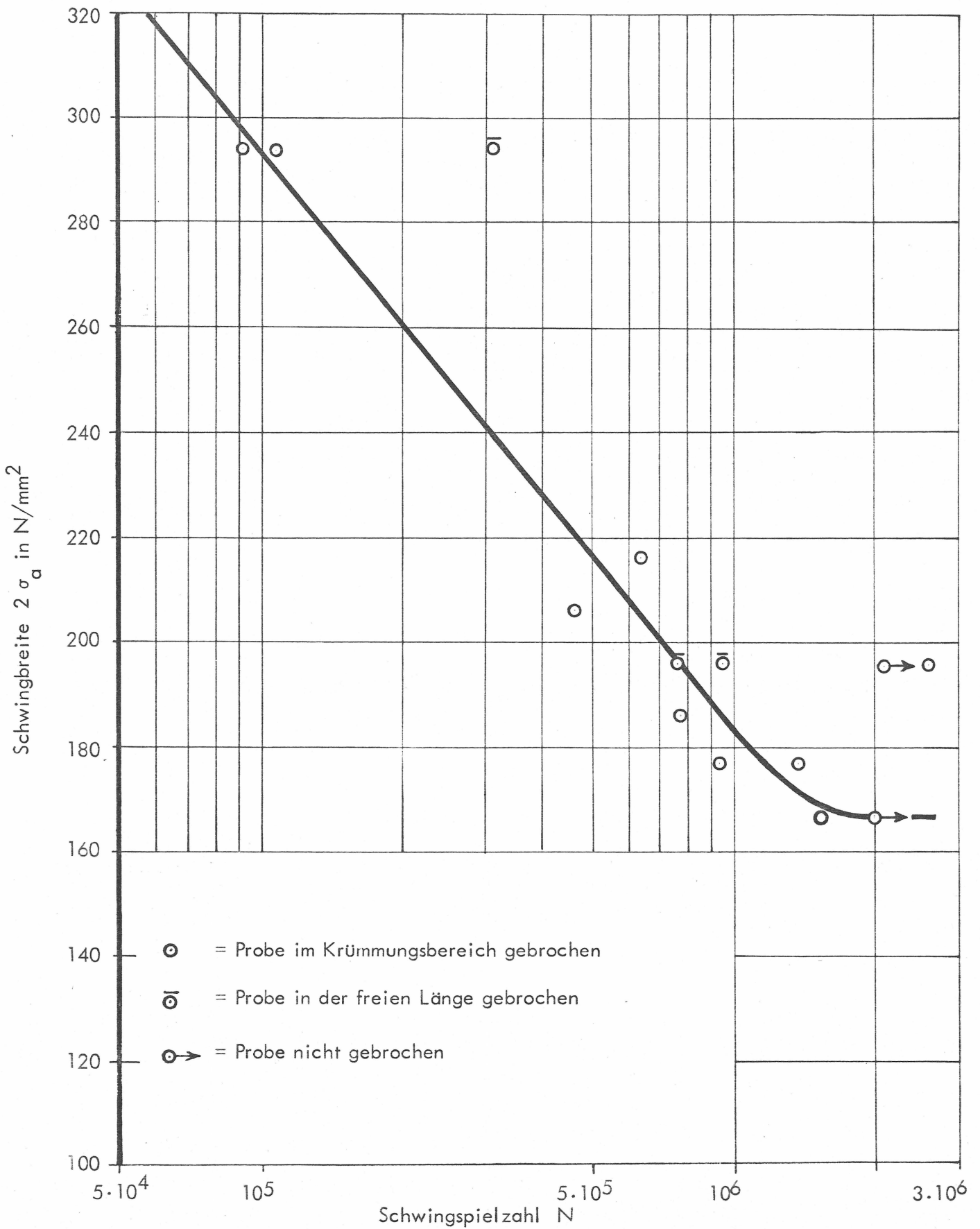


Bild 4. WÖHLERSCHAUBILD DER VERSUCHSREIHE 3
 BETONSTAHL III K \varnothing 8 mm, $D = 5 d_s$

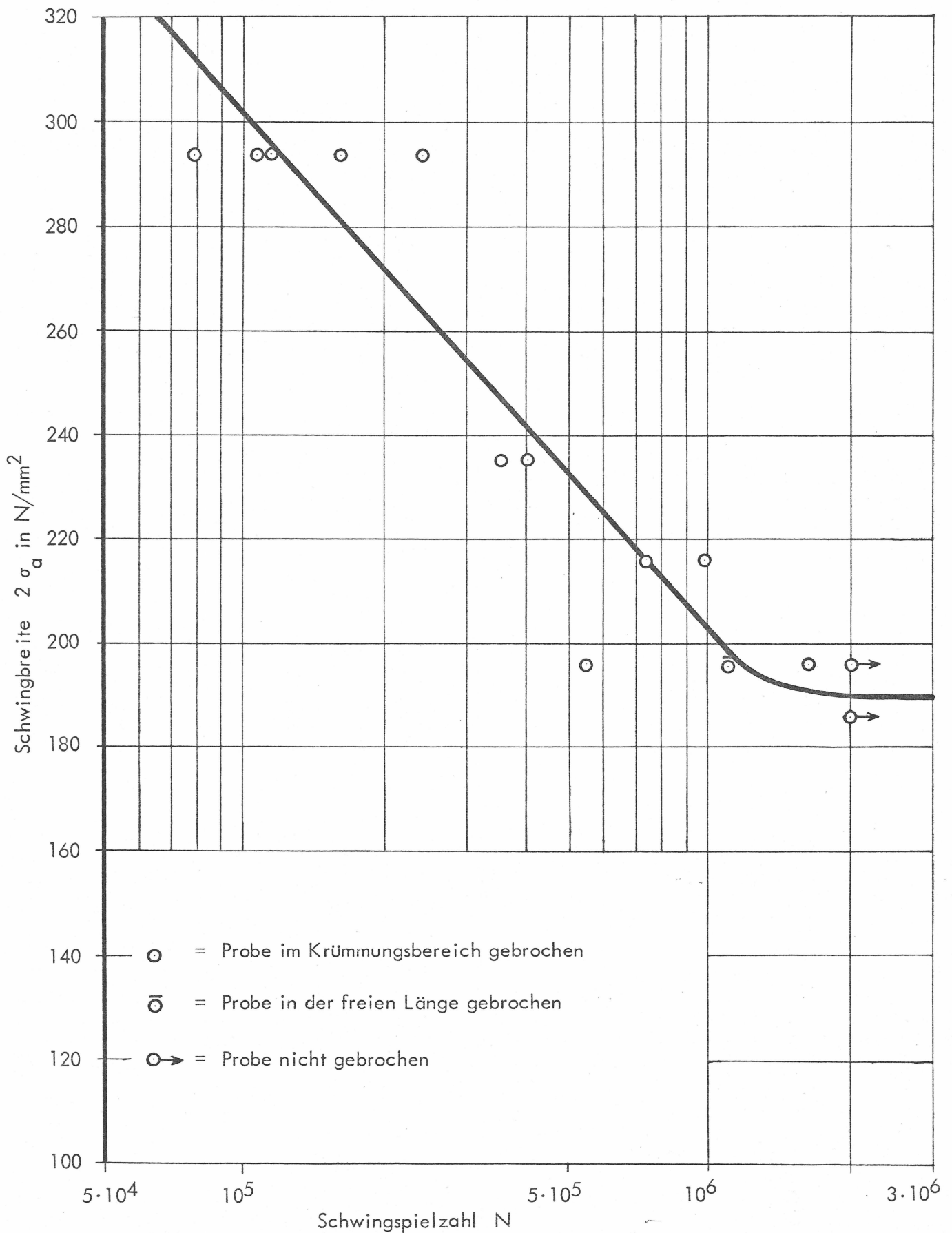
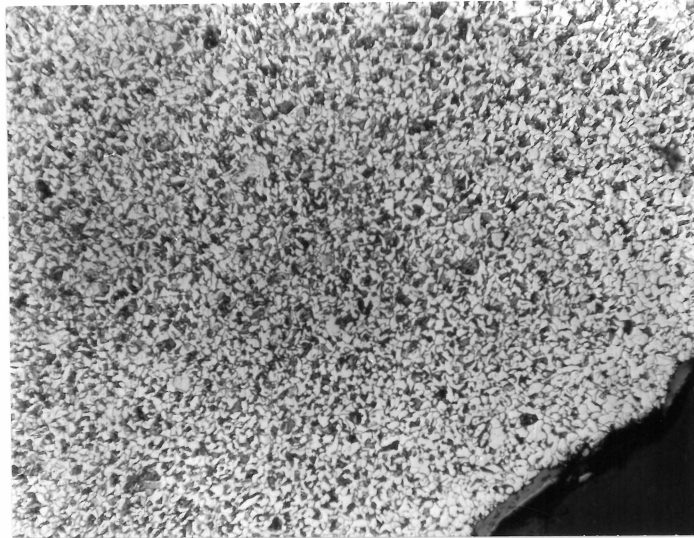
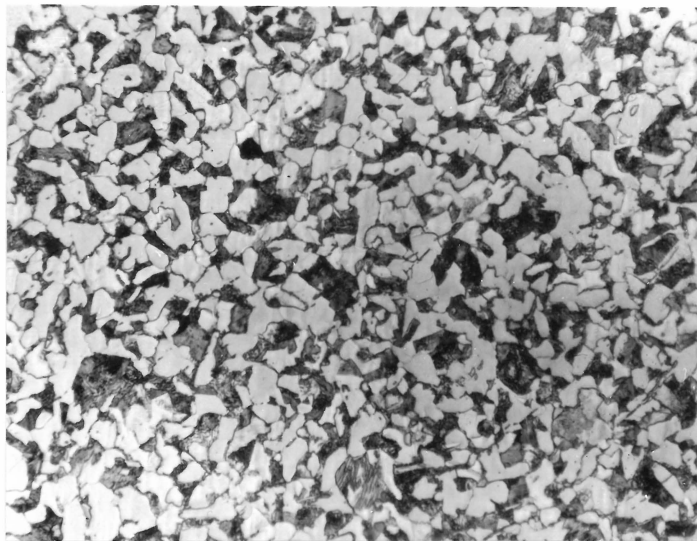


Bild 5. WÖHLERSCHAUBILD DER VERSUCHSREIHE 4
 BETONSTAHL III U \varnothing 12 mm, $D = 5 d_s$



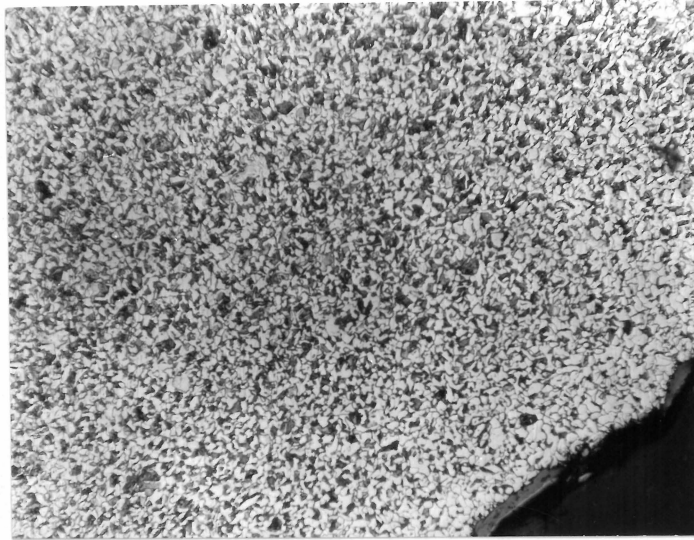
150 x

Bild 6. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III U IM RANDBEREICH



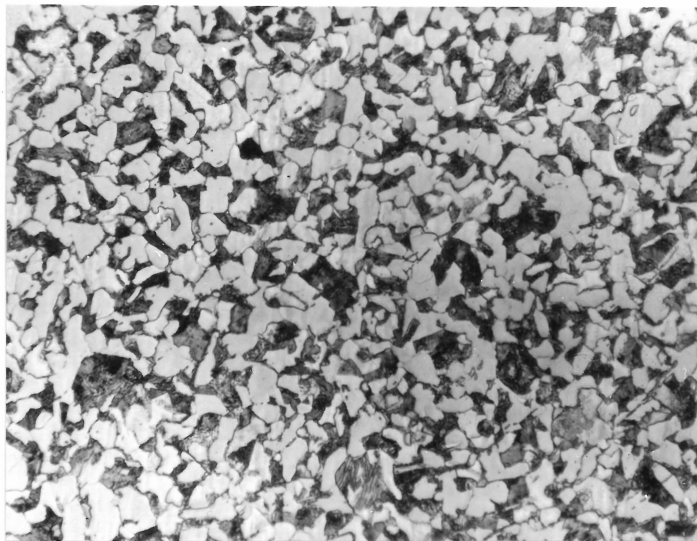
500 x

Bild 7. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III U, AUSSCHNITT
AUS BILD 6



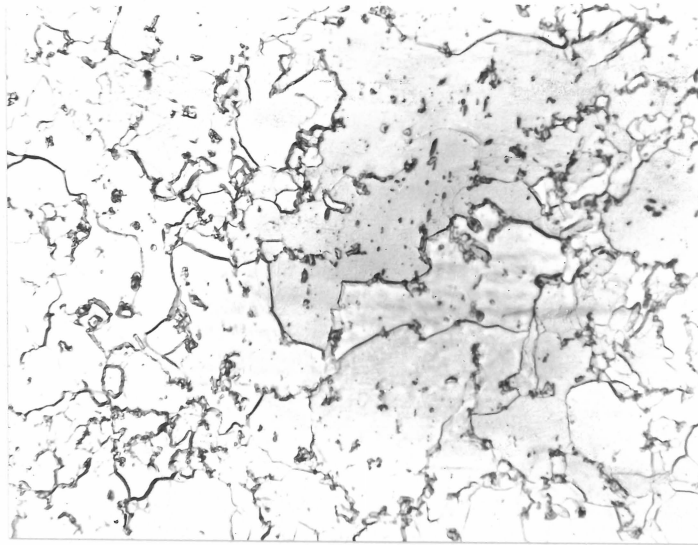
150 x

Bild 6. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III U IM RANDBEREICH

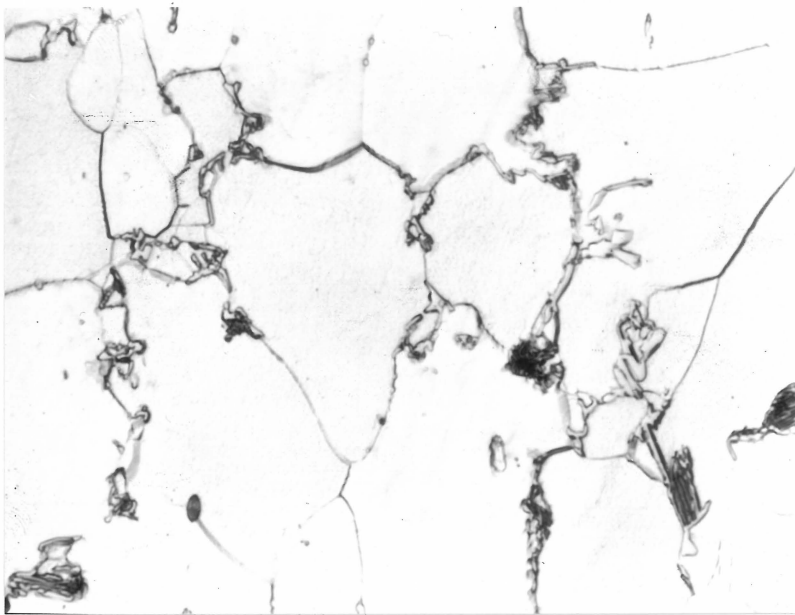


500 x

Bild 7. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III U, AUSSCHNITT
AUS BILD 6

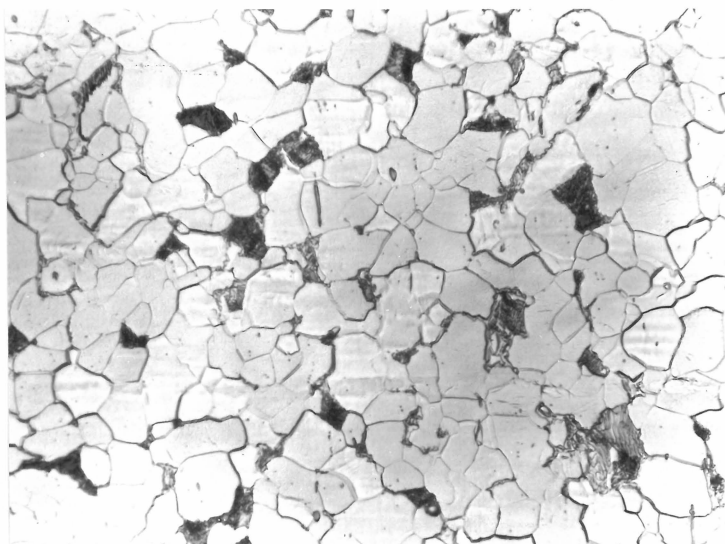


500 x



500 x

Bilder 8 und 9. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III K IM
RANDBEREICH



500 x

Bild 10. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III K IM INNERN

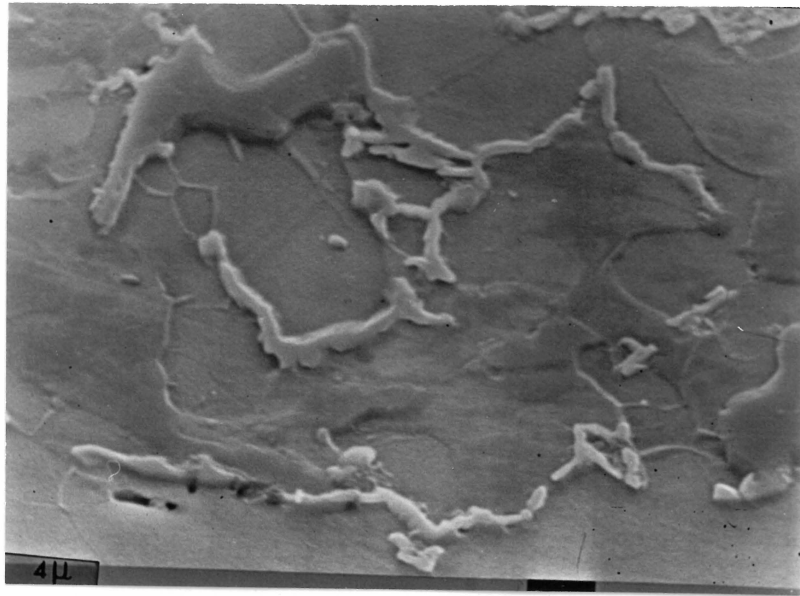


Bild 11. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III K, ENTARTETER PERLIT



Bild 12. GEFÜGE DES BETONSTAHLS III K, BELEGUNG DER KÖRNER MIT ZEMENTIT

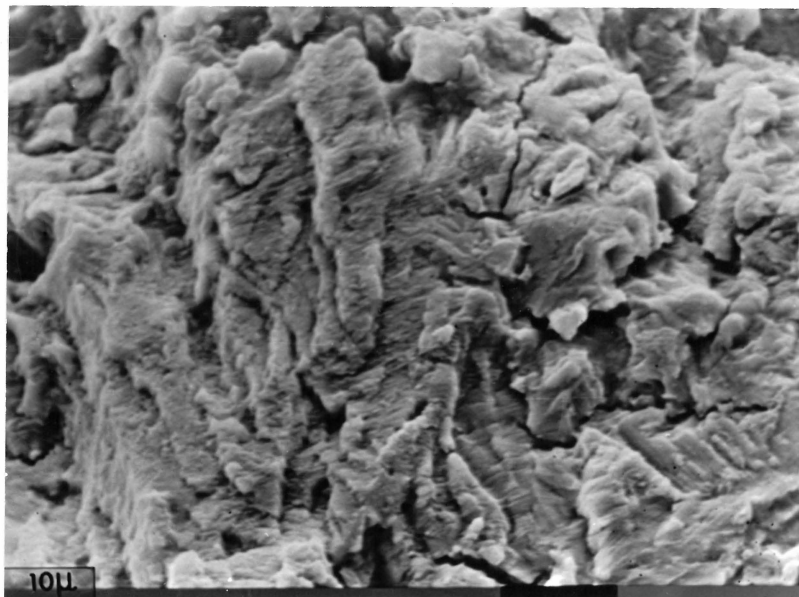


Bild 13. TYPISCHER DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III U

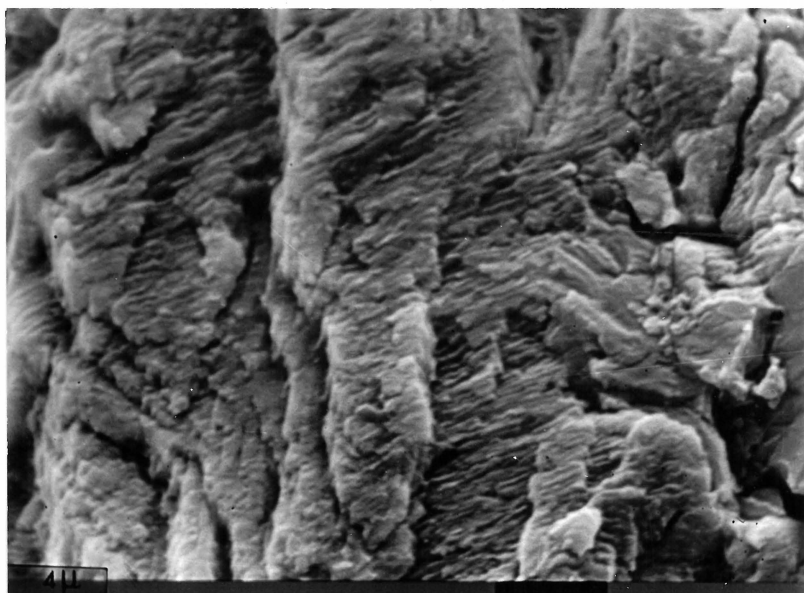
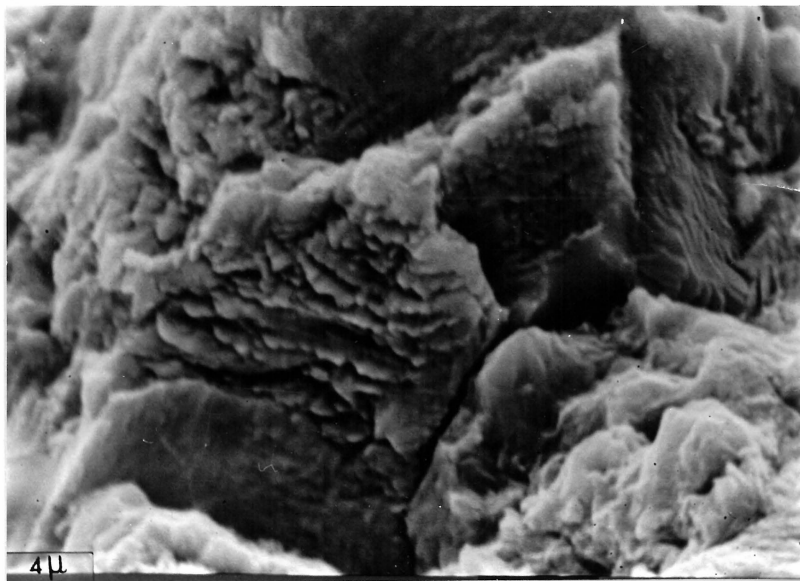
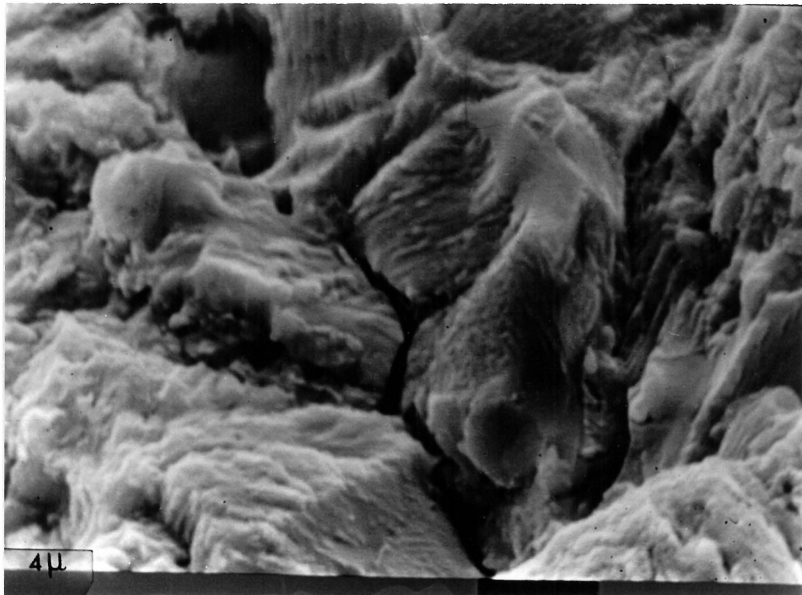


Bild 14. DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III U, AUSSCHNITT
AUS BILD 13



Bilder 15 und 16. DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III U
IN PERLITISCHEN BEREICHEN

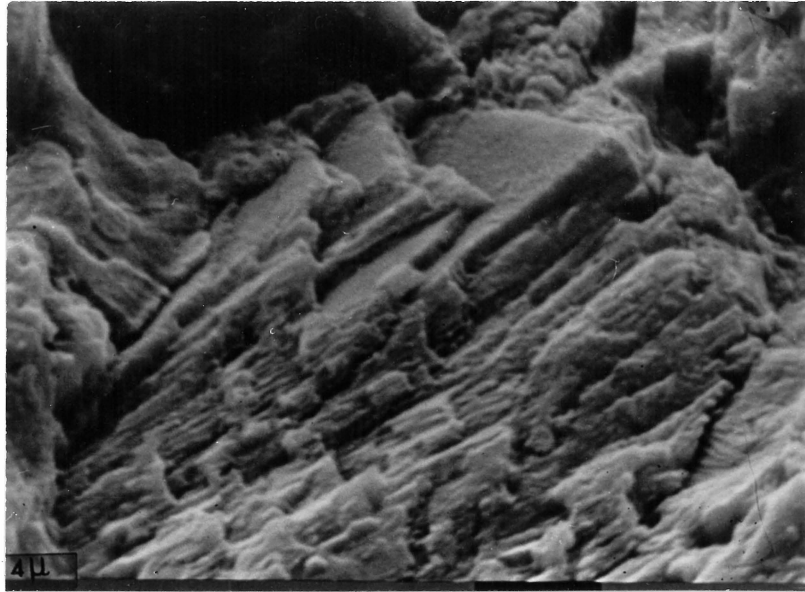


Bild 17. DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III U, SPRÖD DURCH-
TRENNTES PERLITKORN

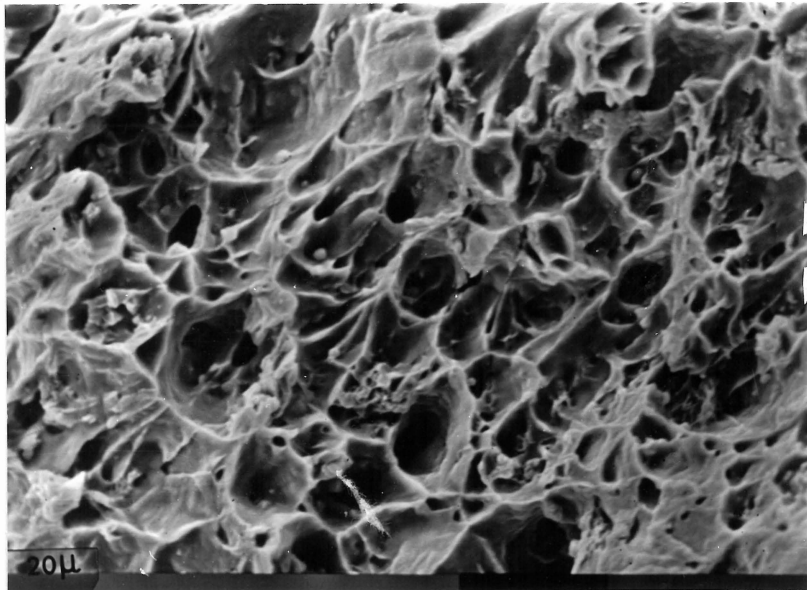


Bild 18. TYPISCHER RESTBRUCH EINES DAUERBRUCHS BEI
BETONSTAHL III U

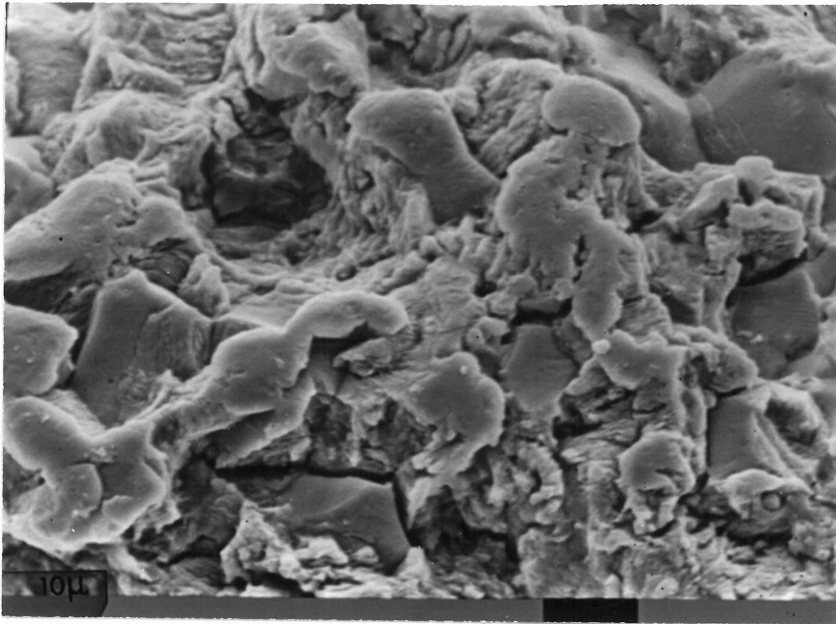


Bild 19

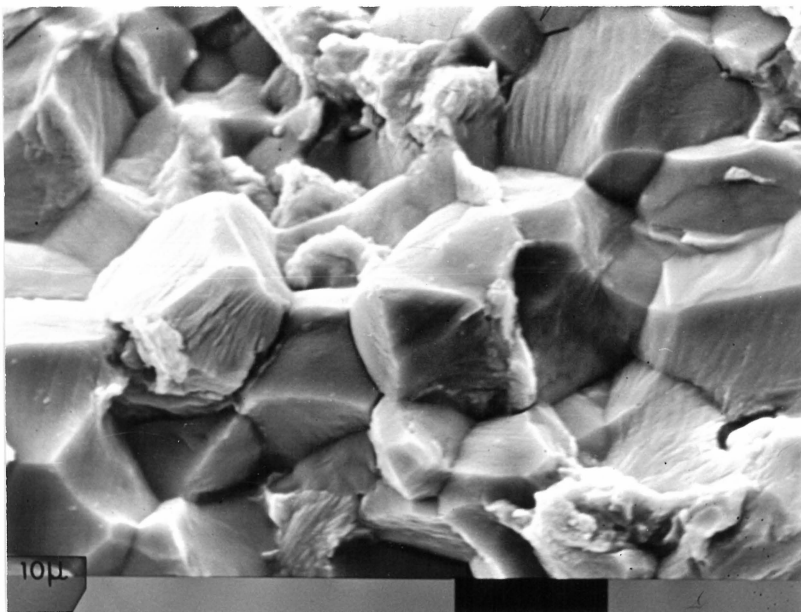


Bild 20

Bilder 19 und 20. DAUERANRISSE DES BETONSTAHLS III K IM VORDEREN RISSBEREICH, ALSO IM BEREICH NAHE DER STABOBERFLÄCHE MIT ENTARTETEM PERLIT (BILD 19) BZW. MIT ZEMENTITAUSSCHEIDUNGEN AUF DEN KORNFÄCHEN (BILD 20)

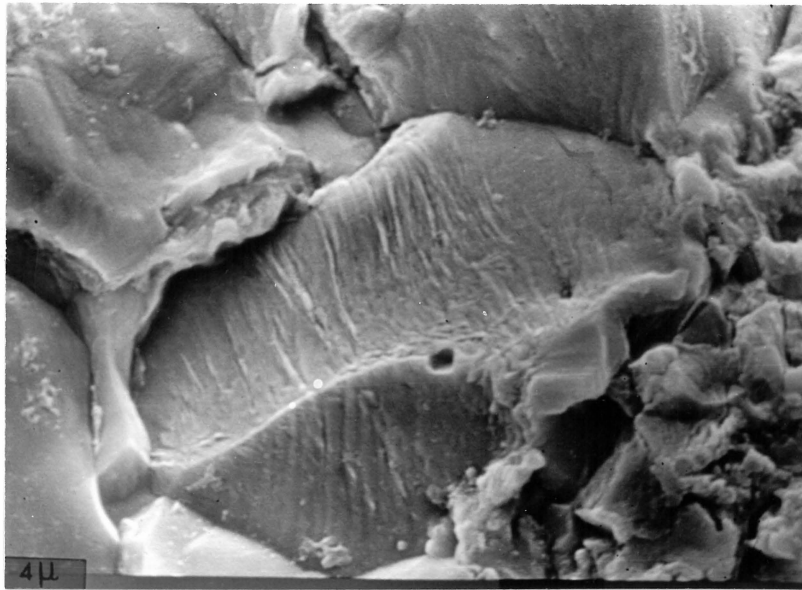


Bild 21. INTERKRISTALLIN GETRENNTE KÖRNER BEI SCHWÄCHERER ZEMENTITBELEGUNG. ES SIND SCHWINGUNGSLINIEN ALS ZEICHEN PLASTISCHER VERFORMUNGEN SICHTBAR

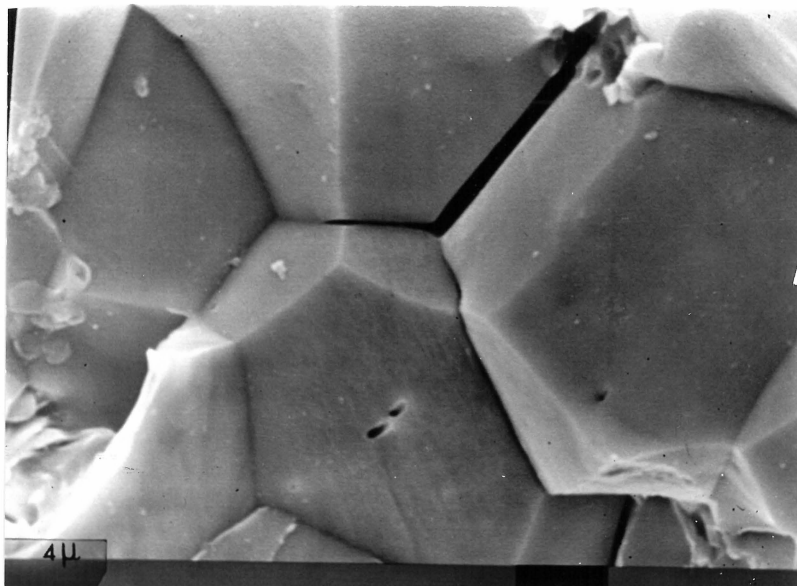


Bild 22. INTERKRISTALLIN GETRENNTE KÖRNER BEI STÄRKERER ZEMENTITBELEGUNG. ES SIND KEINE ANZEICHEN PLASTISCHER VERFORMUNGEN AUF DEN KÖRNERN SICHTBAR

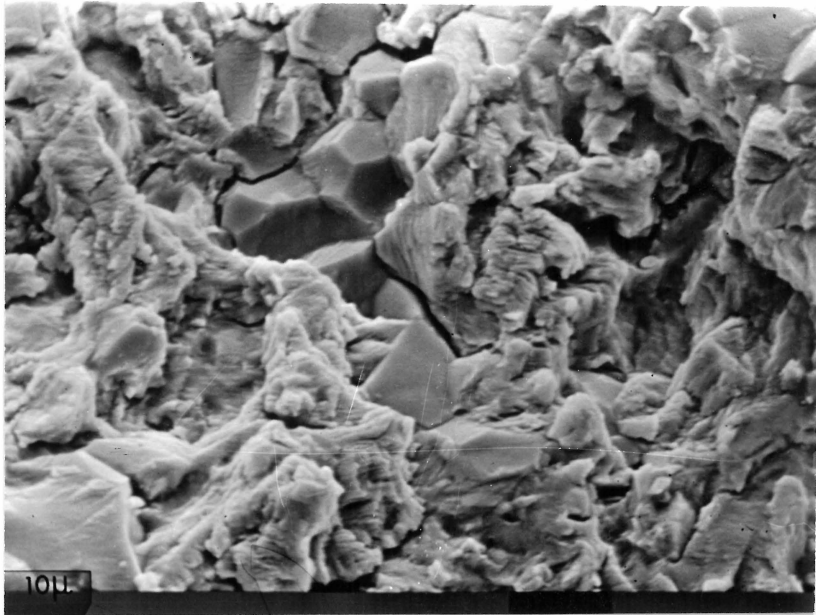


Bild 23. DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III K IN GRÖßERER ENTFERNUNG VON DER STABOBERFLÄCHE MIT ÜBERWIEGEND DUKTILEM RISSVERLAUF

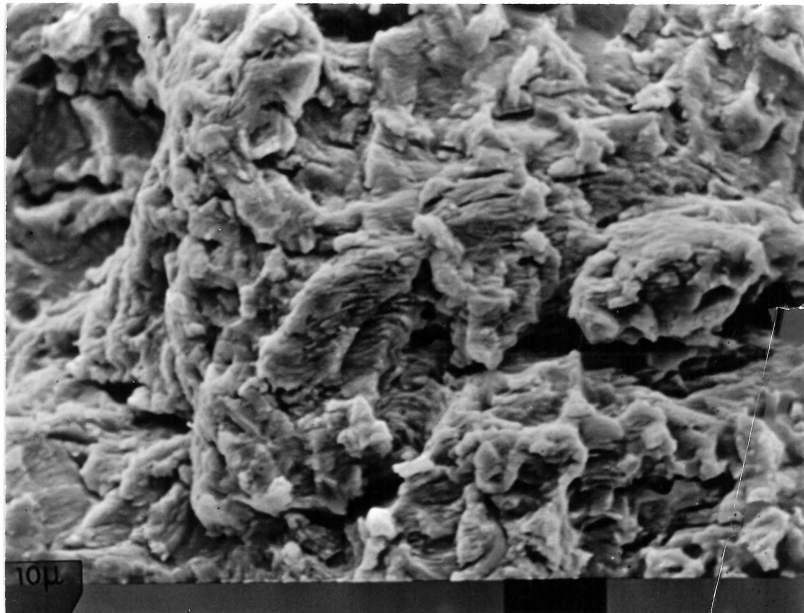


Bild 24

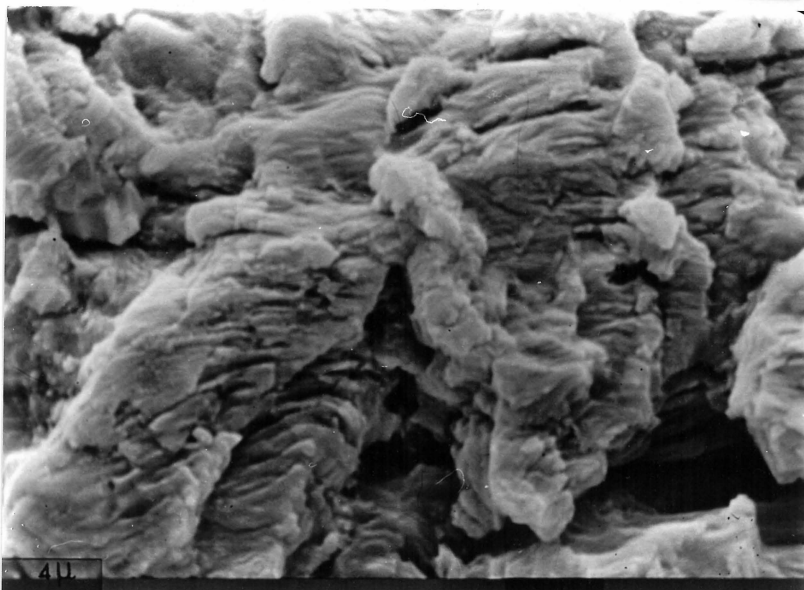


Bild 25
(Ausschnitt aus
Bild 24)

Bilder 24 und 25. DAUERANRISS DES BETONSTAHLS III K IM HINTEREN RISSBEREICH MIT DUKTILEM RISSVERLAUF

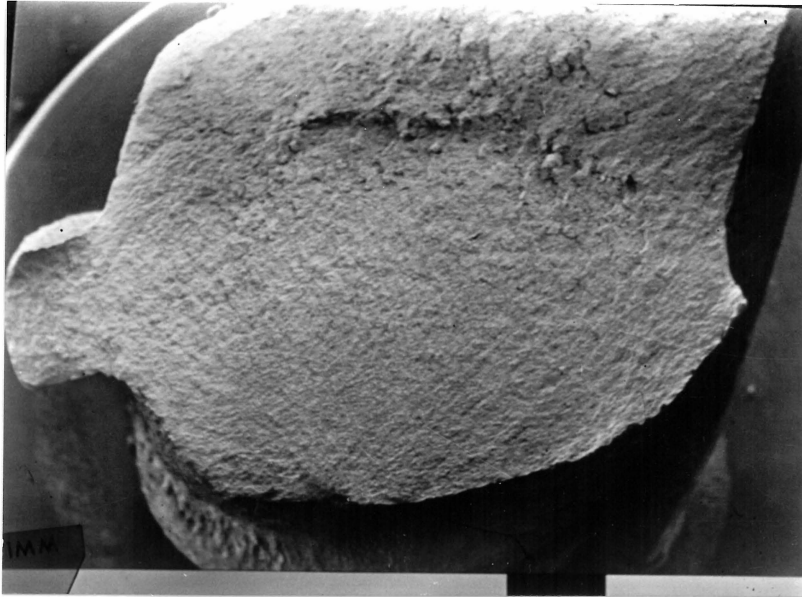


Bild 26. ÜBERSICHTSAUFNAHME EINES DAUERBRUCHS DES
BETONSTAHLS III K \varnothing 6 mm

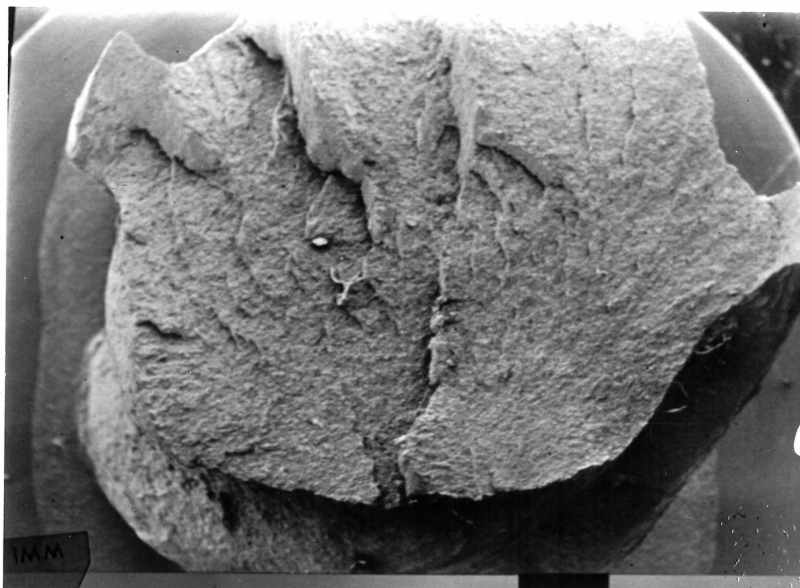


Bild 27. ÜBERSICHTSAUFNAHME EINES SPRÖDBRUCHS DES
BETONSTAHLS III K \varnothing 6 mm

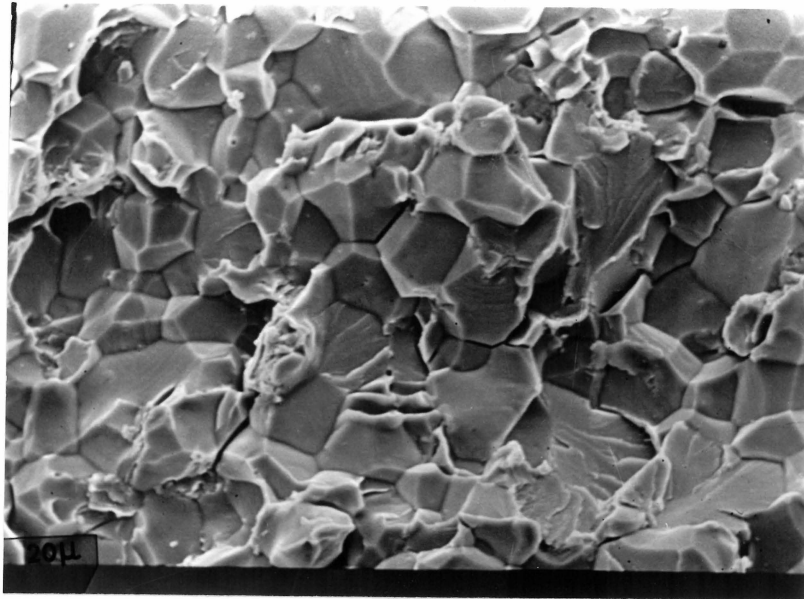


Bild 28

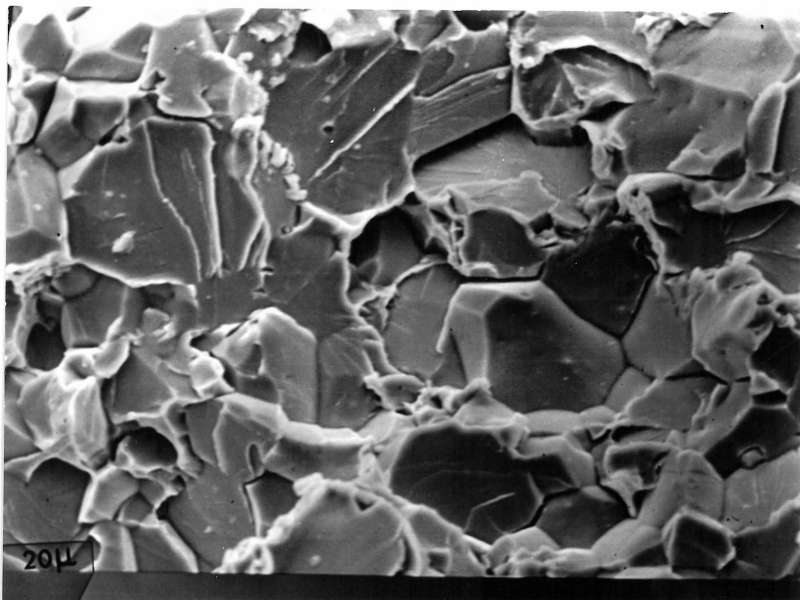


Bild 29

Bilder 28 und 29. SPRÖDBRÜCHE DES BETONSTAHLS III K Ø 6 mm
IM BEREICH DES BRUCHAUSGANGS