Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 50

Artikel: Die Krümmung abgebogener Armierungsstähle
Autor: Bernardi, B. / Sagelsdorff, R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69040

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 07.01.2026

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

Fremdkörper mehr; sie können ungezwungen neben der dort üblichen λ-Formel gebraucht werden, und bekannte ε-Werte bleiben hier wie dort gleicherweise verwendbar. Ferner sind die wirklichen Abhängigkeiten sichtbar geworden, d. h. es wird z. B. offenbar, was eine Änderung der absoluten Rauhigkeit ε oder der kinematischen Zähigkeit ν für einen Einfluss hat.

Insbesondere die von Kropf für die Rohrleitungsberechnung nach dem Vorbild der Manning-Strickler-Formel aufgebaute und hier als Grössengleichung geschriebene Beziehung (8b) für hydraulisch rauhe Rohre verdient es, mehr verwendet zu werden. Sie eignet sich vor allem für rasche Näherungsrechnungen und Optimierungsaufgaben, wie sie der projektierende Ingenieur (auch der Maschineningenieur) zu lösen hat. Selbstverständlich ist es vorsichtig, sich anhand von Bild 1 zu versichern, dass die Rechnungspunkte im Gültigkeitsbereich dieser Beziehung liegen. Bei höheren Genauigkeitsansprüchen wird man schliesslich eine Kontrollrechnung mit dem richtigen λ-Wert nach Gl. (1) durchführen, wobei man sich aber fragen muss, wie genau solche Rechnungen überhaupt sein können, wenn, wie in den meisten Fällen, die Rauhigkeit ε nur sehr grob abgeschätzt werden kann.

Adresse des Verfassers: Prof. *Otto Zweifel*, Eidg. Techn. Hochschule, Sonneggstrasse 3, 8006 Zürich.

Die Krümmung abgebogener Armierungsstähle

DK 624.012.454

Von **B. Bernardi**, dipl. Ing., Zürich, und **R. Sagelsdorff**, dipl. Ing., Eidg. Materialprüfungsanstalt, Dübendorf

1. Praktische Bedeutung

Die Abbiegungen von Armierungsstählen sind in den SIA-Normen für die Berechnung und Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten festgelegt (vgl. Tabelle 1). In der Praxis werden jedoch diese Vorschriften, besonders diejenigen für die Schubaufbiegungen, vielfach nicht eingehalten. Manche Eisenbiegereien besitzen die notwendigen Einrichtungen nicht, um dicke Armierungsstähle normengerecht abzubiegen. So würde z. B. die Schubaufbiegung eines Stabes $d = 30$ mm (Baustahl II) einen Biegedorn resp. Segment von $D_2 = 24 \times 3 = 72$ cm erfordern; die gebräuchlichen Biegemaschinen (meist ausländischer Herkunft) sind jedoch für grosse Krümmungsdurchmesser ($D > 30$ cm) nur ungenügend ausgerüstet, weil im Ausland üblicherweise enger abgebogen wird (vgl. Tabelle 1); solche Abbiegungen müssen deshalb mit improvisierten Mitteln bewerkstelligt werden, wodurch die Leistung der Biegerei wesentlich sinkt. Auch wäre dabei wegen des elastischen Zurückfederns des Stabes ein massgerechtes Abbiegen erschwert (vgl. auch Abschnitt 7). Bei Stäben mit Haken und Schubaufbiegungen werden zudem bei Akkord-Arbeiten die Biegerollen oft nicht ausgewechselt, so dass die Schubaufbiegungen um denselben Dorn wie die Haken gebogen werden. Es ist eben eine Erfahrungstatsache, dass die Krümmung der Abbiegungen auf der Baustelle vom Ingenieur nur selten überprüft wird; ihre Bestimmung ist bei 45° ÷ 90°-Abbiegungen auch nicht ganz einfach und vor allem ziemlich fehlerempfindlich. Anderseits wissen wir, dass überall dort, wo mit einer stichprobeweisen Abnahme gerechnet werden muss (z. B. bei Brückenbauten durch die Kantone oder die SBB), mehr oder weniger normengemässe Abbiegungen angetroffen werden. Diese Zustände wurden z. T. geduldet und führten offensichtlich zu keinen Schäden, solange Armierungsstähle mit normalen zulässigen Spannungen (bis $\sigma_e = 2000$ kg/cm²) angewendet wurden und die Eisenbetonbauten die Belastungsprobe bis zum Bruch ja auch nicht zu bestehen hatten.

Die heutigen Armierungsstähle mit hoher Festigkeit und verbesserten Verbundeigenschaften ermöglichen jedoch eine erhöhte Stahlausnützung. Es wird im folgenden untersucht, wie sich dies bei Abbiegungen auf die Biegbarkeit und die Ermüdungsfestigkeit der Armierungsstähle sowie auf das Absprengen und die Rissbildung des Betons auswirkt. Diesen Problemen wurde nicht überall die gleiche Bedeutung beigemessen, und die Vorschriften der einzelnen Länder über die minimalen Corndurchmesser beim Abbiegen gehen weit auseinander (Tabelle 1).

Tabelle 1. Abbiegevorschriften

		σ_s min (kg/mm²)	D_1	D_2
Schweiz				
SIA-Normen Nr. 162 (1956)				
Baustahl I, nicht profiliert		24	$5 \times d$	$20 \times d$
Baustahl II, profiliert		35	$8 \times d$	$24 \times d$
SIA-Normenentwurf Nr. 162 (1966)				
Armierungsstahl I und II		24 und 45	$6 \div 8 \times d$ [1]	$15 \div 20 \times d$ [1]
[1] Der grössere Wert gilt für Eisenbahnbrücken				
Deutschland				
DIN 1045 und spez. Zulassungen				
Gruppe I	rund	22	$2{,}5 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
	gerippt	22	$4 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
Gruppe II	rund	34 [2] / 36	$5 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
	gerippt	34 [3] / 36	$6 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
Gruppe III	rund	40 [2] / 42	$5 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
	gerippt	40 [3] / 42	$7 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
Gruppe IV	rund	50 [4]	$5 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
	gerippt	50 [4]	$8 \times d$	$10 \div 15 \times d$ [5]
[2] $d \geq 20$ mm [3] $d = 20 \div 26$ mm [4] $d \leq 26$ mm				
[5] Wenn die seitliche Betonüberdeckung weniger als $a_1 = 2d + 2$ cm beträgt, so ist der grössere Krümmungsdurchmesser D_2 zu verwenden.				
Skandinavien – Kam-Stähle (Kam = Rippen)				
Kam 40, naturhart		36 [6] / 38 [7] / 40	$5 \times d$ [10]	$10 \times d$
Kam 50, naturhart		50 [8]	$5 \times d$ [10]	$10 \times d$
Kam 60, naturhart		60 [9]	$5 \times d$ [10]	$10 \times d$
[6] $d = 32$ mm [7] $d = 20 \div 30$ mm [8] $d \leq 19$ mm [9] $d \leq 16$ mm				
[10] Kam-Stähle werden meistens ohne Endhaken verwendet.				
Österreich				
Ö-Norm B 4200/4				
Gruppe 0	naturhart		$2{,}5 \times d$	$16 \div 22 \times d$ [5]
Gruppe I	naturhart	20 [11] / 22	$2{,}5 \times d$	$16 \div 22 \times d$ [5]
Gruppe II	naturhart	33	$5 \times d$	$20 \div 26 \times d$ [5]
Gruppe III	kaltverwunden	40	$5 \times d$	$20 \div 26 \times d$ [5]
Gruppe IV	kaltgezogen	50	—	$24 \div 30 \times d$ [5]
Gruppe V	kaltverwunden	60	$7{,}5 \times d$	$28 \div 34 \times d$ [5]
[11] $d \geq 30$ mm				
USA (ASTM A 15 – 54 T)				
Gruppe weich,	naturhart	rd. 23	$6 \div 8 \times d$ [12]	$6 \div 8 \times d$
Gruppe mittel,	naturhart	rd. 28	$6 \div 8 \times d$	$6 \div 8 \times d$
Gruppe hart,	naturhart	rd. 35	$6 \div 8 \times d$	$6 \div 8 \times d$ [12]
[12] $d = 6 \div 26$ mm: $D_1 = D_2 = 6 \times d$; $d = 28 \div 36$ mm: $D_1 = D_2 = 8 \times d$				
Holland		rd. 22 ÷ 40	$5 \times D$	$10 \times d$
Spanien		rd. 22 ÷ 30	$3 \times D$	$10 \times d$
Grossbritannien		rd. 22 ÷ 35	$4 \times D$	$10 \times d$

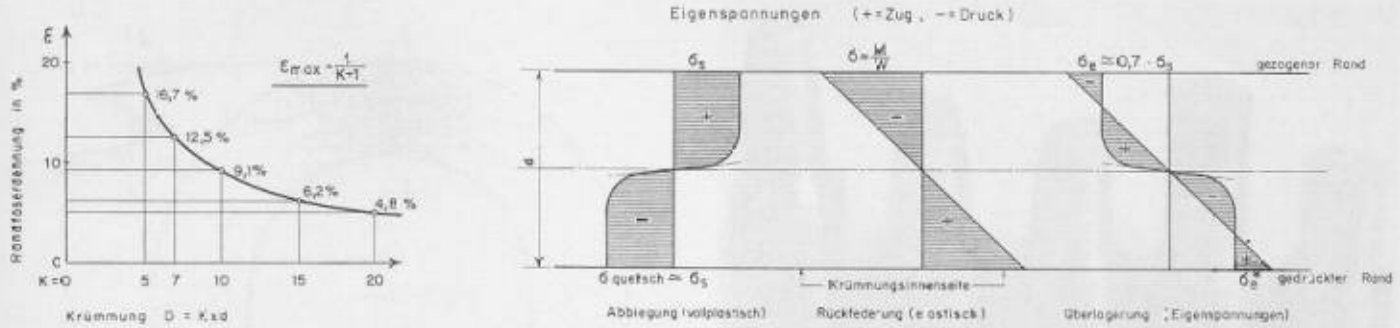


Bild 2. Dehnung der Randfasern und Eigenspannungen beim Kaltbiegen [2]

2. Bezeichnungen

d	Durchmesser des Armierungsstabes
e	Betonüberdeckung
D	Durchmesser der Krümmung bzw. des Biegedornes der Biegemaschine
D_{eff}	effektive Krümmung (nach elastischem Zurückfedern)
D_1	Durchmesser der Krümmung eines Endhakens (180°)
D_2	Durchmesser der Krümmung einer Schubaufbiegung (45°)
D'	Durchmesser des Biegedornes beim Rückbiegeversuch
α	Biegewinkel
β	Rückbiegewinkel
σ_e	Stahlspannung
σ_s	Streckgrenze
σ_e^*	Eigenspannungsspitze
σ_o	obere Spannung im Ermüdungsversuch
σ_u	untere Spannung im Ermüdungsversuch
$\Delta\sigma_e = \sigma_o - \sigma_u$	Spannungsamplitude im Ermüdungsversuch
${}_w\beta_d^{39}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons im Alter von 39 Tagen
τ_b	Schubspannung im Beton

3. Biegbarkeit der Armierungsstähle [1]

Die Krümmung der Abbiegungen ist so festzulegen, dass ein anrissfreies Abbiegen der Armierungsstähle gewährleistet wird. Anrisse könnten ja später, z. B. beim Transport, beim eventuellen Zurückbiegen auf der Baustelle oder im einbetonierten Zustand zum vorzeitigen Bruch führen. Die Mindestkrümmung für ein anrissfreies Abbiegen wird vor allem beeinflusst durch die Stahlqualität, die Oberflächenprofilierung, den Stahldurchmesser, den Alterungszustand und die Temperatur beim Biegen.

Zum Nachweis genügender Verformungsfähigkeit und Sprödbruchsicherheit eignen sich besonders die Alterungs-Rückbiegeversuche, d. h. technologische Versuche, bei denen die Armierungsstähle auf einer Biegemaschine zuerst um einen bestimmten Dorn D' und Winkel α gebogen, dann gealtert und anschliessend wieder um einen bestimmten Winkel β zurückgebogen werden, ohne dass ein Bruch oder Anriss auftritt (Bild 1). Die Alterungs-Rückbiegeprüfung, auf einer Biegemaschine für Armierungsstähle, ist im Entwurf der neuen SIA-Normen vorgesehen mit einem Biegewinkel $\alpha = 135 \div 180°$, einer Alterung bei 100 °C und anschliessender Luftkühlung auf rund 20 °C sowie einem Rückbiegewinkel $\beta_{min} = 90°$. Sie wird die Vorschrift der Kaltfaltprobe und der Tetmajerschen Biegezahl nach Art. 11 der SIA-Normen Nr. 162 (1956) ersetzen.

In Tabelle 2 sind die Dorndurchmesser D' angegeben, bei denen für zweckmässig profilierte Armierungsstähle ein anrissfreies Rückbiegen gewährleistet wird. Bei Rippenstählen darf auch über die Rippen gebogen werden.

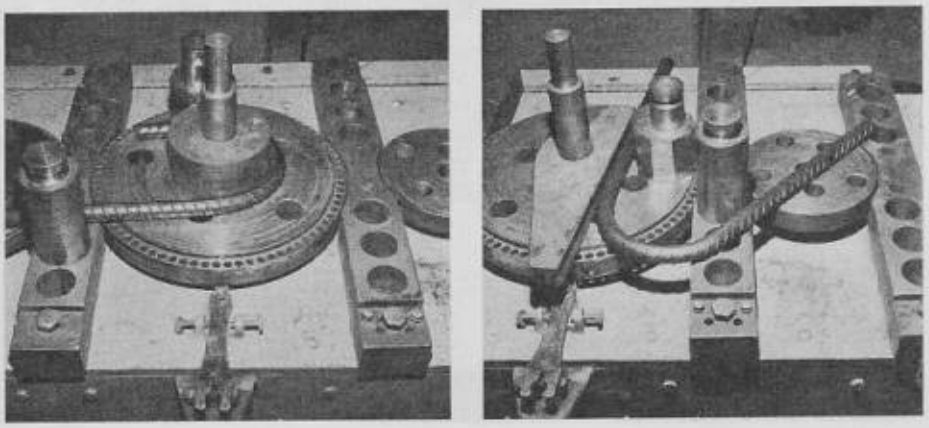
Dabei sei vermerkt, dass in der Werkstoffprüfung von Stählen eine künstliche Alterung definitionsgemäss bei einer Temperatur von 250 °C während einer halben Stunde durchgeführt wird; bei 100° ergibt sich eine mildere «Pseudoalterung». Die Alterungsprüfung ist von Bedeutung, da die Armierungen beim Abbiegen stark plastisch kaltverformt werden, was eine ausgeprägte natürliche Alterung einleitet. Bei alterungsanfälligen Stahlqualitäten (z. B. Thomas-Stähle, kaltgereckte Stähle) bewirkt dies eine erhebliche Zusatz-Versprödung.

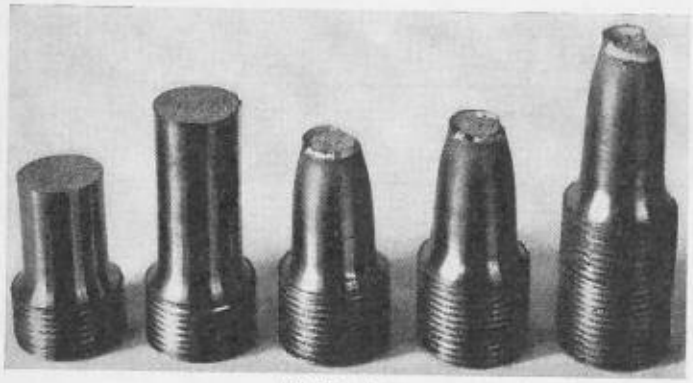
Wird um kleinere Dorndurchmesser D' als in der Tabelle 2 abgebogen, so besteht die Möglichkeit, dass auch zähe Stähle schon bei geringen Rückbiegungen spröd brechen. Dabei geht in all diesen Versuchen der Bruch von der Krümmungsinnenseite aus. Einerseits werden durch die grossen plastischen Verformungen beim Biegen die Randfasern bis über die Gleichmassdehnung verformt (vgl. Bild 2), so dass beim Zurückfedern un-

Tabelle 2. Alterungs-Rückbiegeversuche

Schweiz: $\alpha = 135 \div 180°$, $\beta \geq 90°$	$d = 6 \div 18$ mm	$d = 20 \div 28$ mm	$d = 30 \div 40$ mm
SIA-Normenentwurf Nr. 162 (1966), $\sigma_{s\,min}$ bis 4500 kg/cm² Alterung bei 100 °C während 30 Minuten	$D' = 5 \times d$	$D' = 7 \times d$	$D' = 9 \times d$
naturharte Rippenstähle ($\sigma_{s\,min}$ bis 5000 kg/cm²) gealtert bei 250 °C während 30 Minuten	$D' = 6 \times d$	$D' = 8 \times d$	$D' = 10 \times d$
Euronorm 80 betr. Betonstahl (Entwurf 1964) $\alpha = 90°$, $\beta = 30°$, Alterung bei 100° (30 Min.)	$d < 10$ mm	$d = 10 \div 18$ mm	$d = 20 \div 26$ mm
für $\sigma_{s\,min} = 2200$ kg/cm²	$D' = 4 \times d$	$D' = 5 \times d$	$D' = 6 \times d$
für $\sigma_{s\,min} = 3200$ kg/cm²	$D' = 5 \times d$	$D' = 6 \times d$	$D' = 8 \times d$
für $\sigma_{s\,min} = 4200$ kg/cm²	$D' = 5 \times d$	$D' = 7 \times d$	$D' = 10 \times d$
für $\sigma_{s\,min} = 4800$ kg/cm²	$D' = 6 \times d$	$D' = 8 \times d$	$D' = 12 \times d$
Frankreich: Règles BA 1960, $\alpha = 45°$, $\beta \geq 22\frac{1}{2}°$ keine Alterung, $\sigma_{s\,min} = 4200$ kg/cm²	$d \leq 12$ mm $D' = 5 \times d$	$d = 14 \div 25$ mm $D' = 7 \times d$	$d > 25$ mm $D' = 10 \times d$
Deutschland: Zulassung für Betonrippenstähle	$\sigma_s = 22$ kg/mm²	$\sigma_s = 34$ kg/mm²	$\sigma_s = 40$ kg/mm² $\sigma_s = 50$ kg/mm²
Alterung bei 100° / 30 Min., $\alpha = 45°$, $\beta \geq 22\frac{1}{2}°$, $d_{max} = 26$ mm	$D' = 4 \times d$	$D' = 6 \times d$	$D' = 7 \times d$ $D' = 8 \times d$

Bild 1. Biege- und Rückbiegeversuch auf Biegemaschine, Armierungsstab Box-Ultra, d = 26 mm, Durchmesser des Biegedorns D' = 7 × d





Kaltstauchung

40 % 20 % 10 % 5 % 0 %

Bild 4. Bruchzustände von Zugproben nach vorgehender Kaltstauchung (Versprödung durch Kaltverformung) [1]

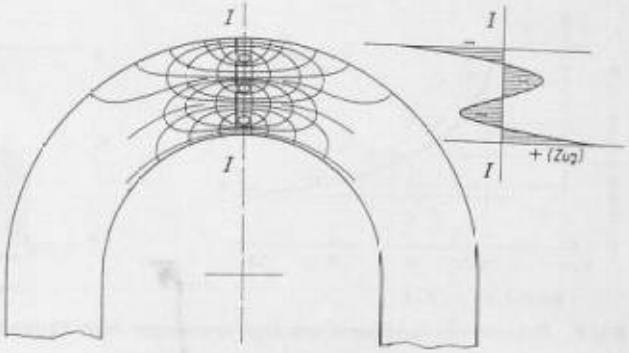


Bild 3. Trajektorien und Verteilung der bleibenden Eigenspannungen nach dem Kaltbiegen [1]. Spannungsspitze $\sigma_z^* \simeq 0{,}7\,\sigma_s$

mittelbar nach dem Biegen hohe Eigenspannungen mit Zugspannungsspitzen in der Krümmungsinnenseite zurückbleiben (Bild 3); anderseits verursachen die grossen Stauchungen beim Biegen eine gewisse Versprödung und eine entsprechende Verminderung des Verformungsvermögens in diesem Bereich (Bild 4). Die ungünstige Superposition von Versprödung, Zug-Eigenspannungsspitzen und Zugspannungen beim Zurückbiegen führt zum Anriss auf der Krümmungsinnenseite.

Beim einfachen Biegeversuch wird auf der Biegemaschine ein Haken von rund 180° um einen Dorn des Durchmessers D kaltgebogen. Diese Prüfung ist weniger streng als die Alterungs-Rückbiegeprobe, falls $D \geq D'/2$. Aus diesem Grunde wird der einfache Biegeversuch im Entwurf der neuen SIA-Normen Nr. 162 (1966) nicht angeführt.

4. Ermüdungsfestigkeit

Die Ermüdungsfestigkeit eines Armierungsstahles wird bei der Abbiegung vermindert. Dieser bis vor kurzem wenig beachtete Effekt kann beispielsweise grösser sein als der Einfluss einer (geeigneten) Oberflächenprofilierung zur Verbesserung des Verbundes.

Die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit abgebogener Armierungen kann an Balken gemäss Bild 5 und 6 erfolgen. Solche Versuche wurden vom Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule München im Jahre 1959 entwickelt [3] und werden neuerdings auch an der EMPA durchgeführt. Die Balken sind so geformt, dass sich im Mittenbereich theoretisch annähernd konstante Stahlspannungen ergeben. Beim Betonieren werden durch Einlegen von Blechen Risse im Beton vorgegeben, damit die effektiven Stahlspannungen in der Zone der Abbiegung nicht von einer unterschiedlichen Mitwirkung des Betons abhängen. Im Versuch wird eine feste Oberlast entsprechend einer rechnerischen Oberspannung von $\sigma_o \sim 34$ kg/mm² eingestellt und bei verschiedenen Unterlasten (σ_u) bis zum jeweiligen Bruch pulsiert (Bild 7). Auf diese Weise werden die Wöhlerkurve und definitionsgemäss die Ermüdungsfestigkeit bei Schwellbeanspruchung $\Delta\sigma_e = \sigma_o - \sigma_u$ ($\sigma_u > 0$), bezogen auf 2 Mio Lastwechsel, bestimmt (Bild 8). Pro Stahltyp wird so je eine Versuchsserie für Durchmesser $d = 26$ mm und $d = 16$ mm durchgeführt. Wie ganz allgemein bei Ermüdungsversuchen sind die unvermeidbaren Streuungen grösser als bei statischen Versuchen, so dass die schlüssige Beurteilung eine ausreichend grosse Anzahl von Prüfergebnissen voraussetzt. Im Vergleich zur 45°-Schubaufbiegung in der Praxis ist zu beachten, dass bei dieser Art der Prüfung der Ermüdungsfestigkeit abgebogener Armierungsstähle die konzentrierte Krafteinleitung über dem Krümmungsbereich sehr ungünstig wirkt.

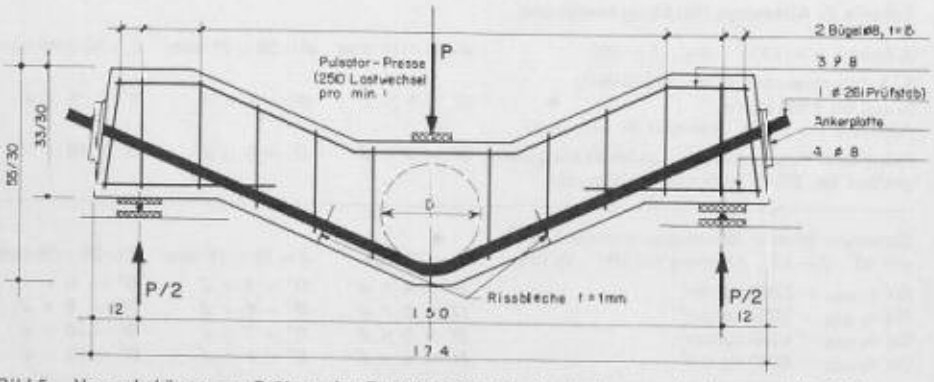
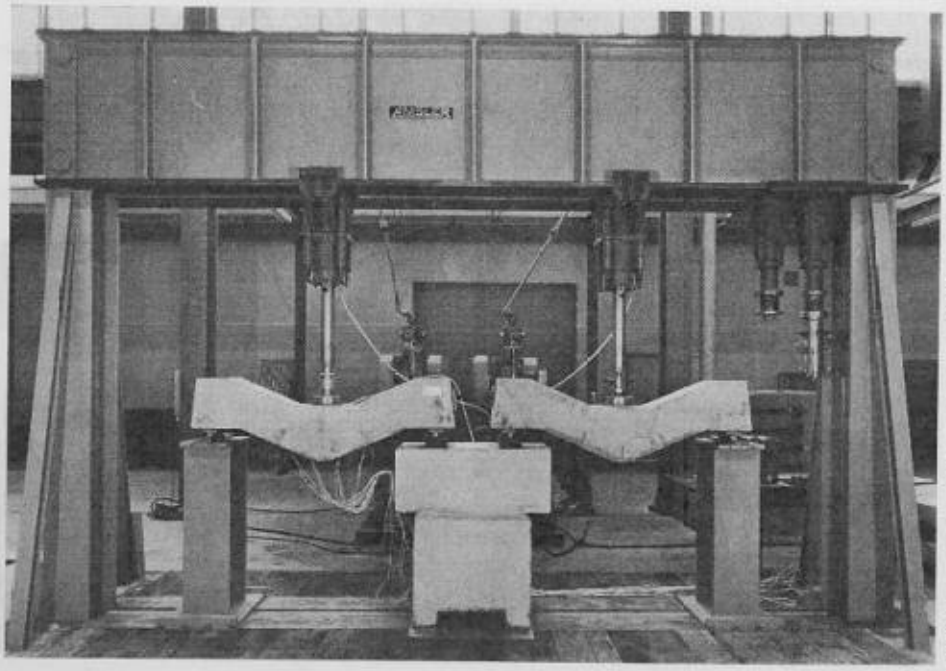


Bild 5. Versuchskörper zur Prüfung der Ermüdungsfestigkeit abgebogener Armierungsstähle [3]

Bild 6. Versuchseinrichtung zur Prüfung der Ermüdungsfestigkeit abgebogener Armierungsstähle



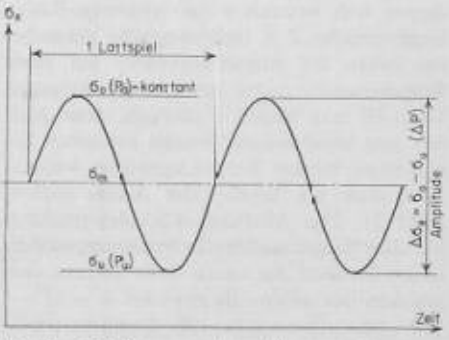


Bild 7. Zeit-Beanspruchungsdiagramm im Ermüdungsversuch

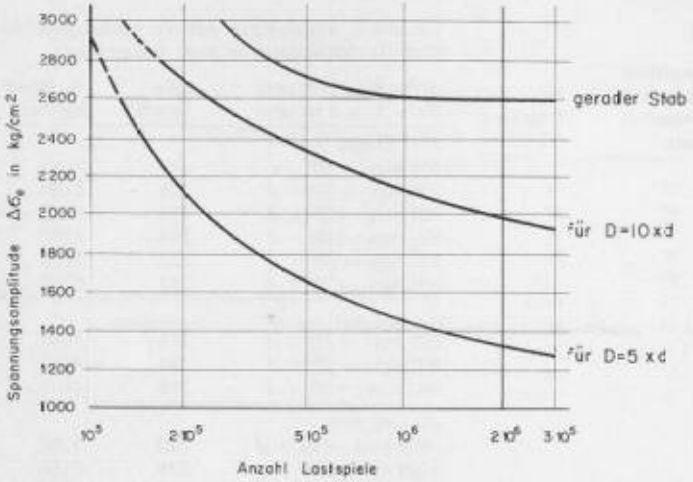


Bild 8. Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_e$ für gerade und abgebogene Rippenstähle ($\sigma_s > 4000$ kg/cm²) in Abhängigkeit von der Anzahl Lastwechsel (Wöhler-Diagramm)

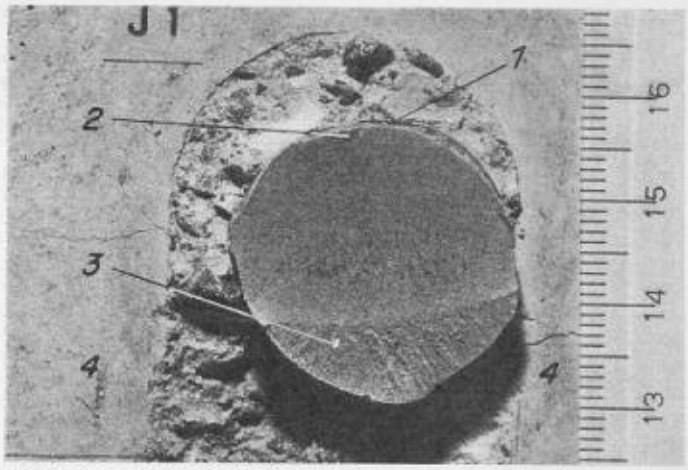


Bild 9. Bruchfläche nach Ermüdungsbeanspruchung. Legende: 1 Krümmungsinnenseite, 2 Bruchausgang, 3 statischer Restbruch, 4 Rissblech

Die Ausgangsstelle des Bruches liegt bei diesen Versuchen, gleich wie bei den Rückbiegeversuchen, durchwegs auf der Innenseite der Krümmung (Bild 9). Nach ausreichender Querschnittsschwächung tritt der vollständige Bruch durch Überschreiten der Zugfestigkeit als statischer Restbruch ein. Dieser Effekt sowie die kleinere Ermüdungsfestigkeit bei den Abbiegungen können gleichfalls mit den erheblichen Zugeigenspannungen auf der Innenseite der Krümmung erklärt werden (vgl. Bild 3), die bei dynamischer Belastung nicht plastisch abgebaut werden. Diese Deutung allein ist jedoch nicht schlüssig, weil ein erheblicher Einfluss der Krümmung ($D = 5$, 10 oder $15 \times d$) auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt wird, obwohl die Zugeigenspannungen bei diesen Verhältnissen praktisch unabhängig von D sind. Somit müssen noch andere Einflüsse wirksam sein. Wesentlich erscheint die Möglichkeit einer Aufweitung der Krümmung durch die Betonverformungen infolge der hohen Lochleibungspressungen, so dass Biege-Zusatzspannungen im Bereich der Abbiegung des Armierungsstahls auftreten [2].

Umfassende Ermüdungsversuche an geraden Stäben, nicht einbetoniert und einbetoniert, sowie an abgebogenen Stählen gemäss Bild 5 wurden in letzter Zeit in Deutschland durchgeführt [2], [3]. Im Auftrage der Monteforno Stahl- und Walzwerke AG laufen an der EMPA analoge Reihenversuche mit zehn verschiedenen Stahlqualitäten, insbesondere Rippenstählen französischer, deutscher und schweizerischer Herkunft. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Durch Abbiegungen wird die Ermüdungsfestigkeit gegenüber geraden Stäben in Funktion der Krümmung wie folgt vermindert (vgl. Bild 8):

bei $D = 15 \times d$ um rund 18%
bei $D = 10 \times d$ um rund 26%
bei $D = 5 \times d$ um rund 50 ÷ 55%

Trotz eindeutigen Unterschieden der Ermüdungsfestigkeiten gerader Stäbe von verschiedenen Stahlqualitäten, bedingt durch eine unterschiedliche Oberflächenprofilierung (mehr oder weniger scharfe Kerbwirkung), liegen die entsprechenden Ergebnisse abgebogener Stäbe bei allen geprüften Stahlqualitäten im Rahmen des Streubereichs in der gleichen Grössenordnung. Die Krümmung bei der Abbiegung (insbes. für $D < 10 \times d$) scheint somit einen grösseren Einfluss auf die Ermüdung zu haben als eine zweckmässige Oberflächenprofilierung.

Abgebogene Rundstähle ($\sigma_s \simeq 50$ kg/mm²) konnten bei Ermüdungsbeanspruchung gemäss Bild 5 nicht im Bereich der Krümmung zum Ermüdungsbruch gebracht werden; denn bei Spannungsamplituden von $\Delta\sigma_e \simeq 18$ kg/mm² wurde der Verbund durch die Ermüdungsbelastung fortschreitend gelockert und der Bruch frühzeitig im Bereich der Auflager eingeleitet. Dies bestätigt die Schlussfolgerung aus zahlreichen Stahlbetonversuchen, wonach bei Ermüdungsbeanspruchung im Hinblick auf den erforderlichen Verbund, die Rissbildung des Betons und die Haftverankerung zweckmässigerweise profilierte Armierungsstähle anzuwenden sind. Die Oberflächenprofilierung ist allerdings so auszubilden, dass die Ermüdungsfestigkeiten (allgemein die «Formversprödung») durch die unvermeidbare Kerbwirkung nicht übermässig beeinträchtigt werden.

Gerade Armierungsstähle mit gutem Verbund (Rippenstähle) weisen einbetoniert und nicht einbetoniert die gleichen Ermüdungsfestigkeiten auf. Gerade Rundstähle oder Armierungen mit ungenügender Verbundwirkung ergeben dagegen einbetoniert eine kleinere Ermüdungsfestigkeit als im nichteinbetonierten Zustand; bei Rundstählen wird ein Abfall der Ursprungsfestigkeit ($\sigma_u = 0$) bis 17% festgestellt [2].

5. Konstruktive Einzelheiten

Haken und Bügel müssen so gebogen werden können, dass sie überall eine genügende Betonüberdeckung aufweisen und dass die Längsarmierung möglichst in die Ecken des Querschnittes verlegt werden kann. Bei den Bügeln wirkt sich hier günstig aus, dass sich die dünneren Durchmesser ($d = 6 \div 12$ mm) beim Biegen besser verhalten als die dicken. Bügel aus profilierten Armierungsstählen mit Mindeststreckgrenzen $\sigma_s = 4400 \div 5000$ kg/cm² sollten jedoch nicht enger gebogen werden als um Dorne $D = 3 \times d$ für $d \div 10$ mm, bzw. $D = 4 \times d$ für $d = 12 \div 16$ mm. Sind aus konstruktiven Gründen noch schärfere Abbiegungen erforderlich, so sind zähe Rundstähle (St. 37) zu verwenden. Innerhalb des gleichen Bauteils können für die Haupt-

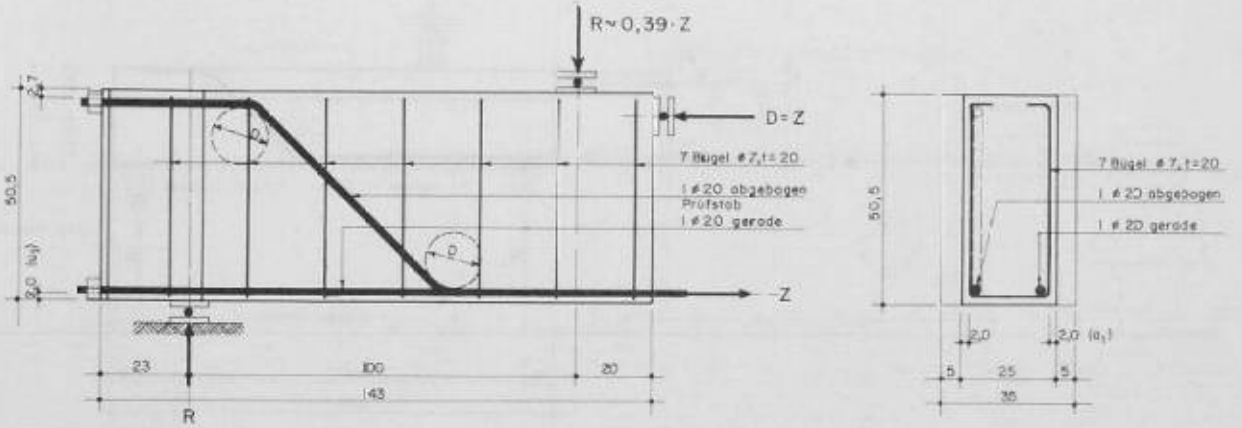


Bild 10. Anordnung älterer Versuche (1940) zur Prüfung abgebogener Armierungen [4]

Tabelle 4. Daten der EMPA-Versuche (gemäss den Bildern 12 bis 15)

Balken Nr.	Abbiegedurchmesser $D_2 = k \times d$ in mm	Seitliche Überdeckung a_1 in cm	Betonqualität: $_w\beta_d$ in kg/cm² / Prüfungsalter in Tagen	Verbügelung
3	90 = 4,5 × 20,1 (80)	3,0 / 3,0 (3)	334 / 28	ja
4	90 = 4,5 × 20,1 (80)	5,0 / 5,3 (6)	315 / 42	ja
5	160 = 8,0 × 20,1 (160)	3,1 / 3,5 (3)	310 / 38	ja
6	220 = 11,1 × 19,8 (240)	3,5 / 2,7 (3)	340 / 31	ja
7	90 = 4,5 × 20,0 (80)	3,6 / 4,0 (3)	174 / 39	nein
8	110 = 5,5 × 20,0 (80)	3,1 / 4,4 (3)	308 / 37	nein
9	100 = 5,0 × 20,0 (80)	3,2 / 3,5 (3)	405 / 170	ja
10	240 = 12,0 × 20,0 (240)	3,5 / 3,1 (3)	405 / 170	ja
11	180 = 9,2 × 19,5 (160)	3,3 / 3,3 (3)	337 / 51	ja
12	180 = 9,2 × 19,5 (160)	3,0 / 3,7 (3)	339 / 56	nein

( ) = Sollwerte

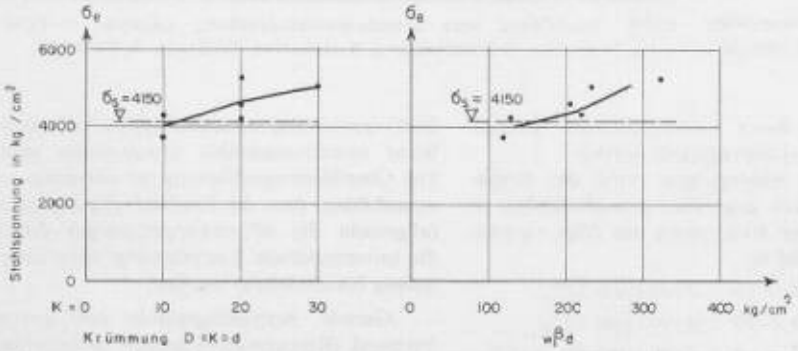


Bild 11. Bruchlast abgebogener Rundstäbe d = 20 mm in Abhängigkeit der Krümmung und der Betonfestigkeit [4]

armierung und die Bügel verschiedene Stahlsorten angewendet werden.)

6. Rissbildung des Betons, Absprengwirkungen und Lochleibungspressungen

Unter Nutzlast dürfen die Rissbreiten das zulässige Mass nicht überschreiten. Dieselben können infolge der Sprengwirkung bei den Abbiegungen grösser sein als bei gleicher Stahlbeanspruchung im Biegebereich.

An der Abbiegestelle (Haken oder Schubaufbiegung) muss eine genügende Sicherheit gegen ein Absprengen des Betons vorhanden sein. Dabei ist zu beachten, dass jede Verankerung – durch Haken oder durch Haftung – und jede Abbiegung eine entsprechende Sprengwirkung ergibt. Eine gute Querbewehrung im Bereich der Verankerung und von Abbiegungen ist deshalb zweckmässig.

Es sind wenige Versuche bekannt, in denen die Auswirkungen der Krümmung abgebogener Armierungen auf den Beton hinsichtlich Sprengwirkung, Lochleibungspressung und Rissbildung des Betons untersucht werden. Deshalb wurden als Beitrag zur Lösung dieses Problems im Auftrage der Monteforno Stahl- und Walzwerke AG an der EMPA 12 Stahlbetonbalken geprüft.

Die einzigen uns bekannten Eisenbetonversuche über den Einfluss der Krümmung von abgebogenen Armierungen wurden 1940 in Deutschland ausgeführt [4]. Da die neuen EMPA-Versuche eigentlich eine Weiterentwicklung dieser Untersuchungen sind, wiederholen wir an dieser Stelle die entsprechenden Versuchsergebnisse mit Rundeisen d = 20 mm. Die Versuchsanordnung ist aus Bild 10 ersichtlich. Die erreichten Bruchlasten sind in Tabelle 3 sowie Bild 11 zusammengestellt. Bei allen Versuchen wurde bei der Bruchlast der Beton an der Abbiegestelle weggesprengt. Es fällt dabei besonders auf, wie klein der Einfluss des Krümmungsdurchmessers ist; so ergab z. B. bei den Versuchen mit normaler Betonqualität ($_w\beta_d$ = 220 kg/cm²) ein dreimal grösserer Durchmesser der Abbiegung nur eine Erhöhung der Bruchlast um 15% (vgl. Bild 11). Die Versuche zeigten ferner einen kleinen Einfluss der Festigkeit des Betons (vgl. Tabelle 4 und Bild 11); die Verbesserung der Würfeldruckfestigkeit um 257% (von 125 auf 321 kg/cm²) bewirkte eine Steigerung der Bruchlast um lediglich 24%. Dafür könnten zwei Nachteile der gewählten Versuchsanordnung verantwortlich sein. Einerseits stimmen die Spannungsverhältnisse im Krümmungsbereich nicht mit der Wirklichkeit überein, indem sich die Abbiegestelle im Versuch in einer Druckzone und nicht in einer Zugzone des Betons befindet. Anderseits liegt im Versuch eine grosse Auflagerkraft rund 45° über der Abbiegestelle und wirkt «direkt» auf die Krümmung. Analog wie bei den Ermüdungsversuchen an Betonbalken mit abgebogenen Armierungen gemäss Bild 5 wirkt auch hier die konzentrierte Lasteinleitung (P) im Krümmungsbereich ungünstig.

Bei den Voruntersuchungen der neuen EMPA-Versuche zeigte es sich, wie schwierig eine schlüssige Versuchsanordnung zu finden ist, welche den Einfluss der Krümmung ab-

Tabelle 3. Ergebnisse der Versuche gemäss Bild 10 (Mittel aus je zwei Versuchen)

Abbiegedurchmesser $D_2 = k \times d$ in mm	$_w\beta_d$ kg/cm²	σ_e Bruch kg/cm²
d = 20 mm		
200 mm = 10 × d	119	3730
200 mm = 10 × d	218	4340
400 mm = 20 × d	125	4270
400 mm = 20 × d	204	4550
400 mm = 20 × d	322	5280
600 mm = 30 × d	232	5050
d = 30 mm		
600 mm = 20 × d	216	3640
600 mm = 20 × d	336	4430
900 mm = 30 × d	218	4190
d = 40 mm		
800 mm = 20 × d	320	3380
1200 mm = 30 × d	336	4110
1600 mm = 40 × d	322	4120

Seitliche Überdeckung a_1 = 18 ÷ 21 mm

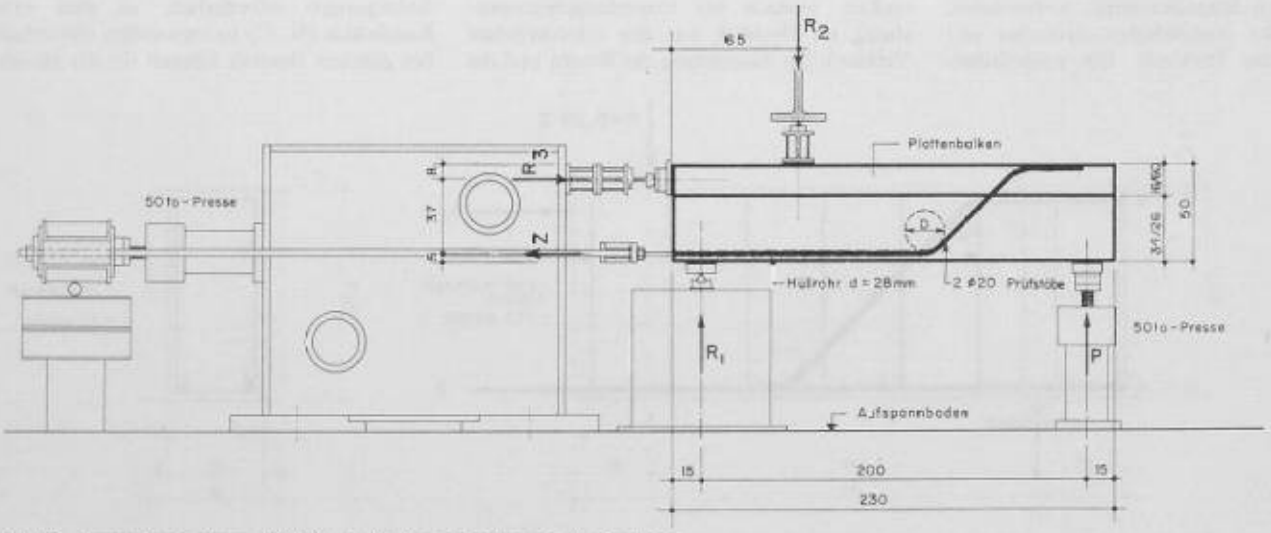
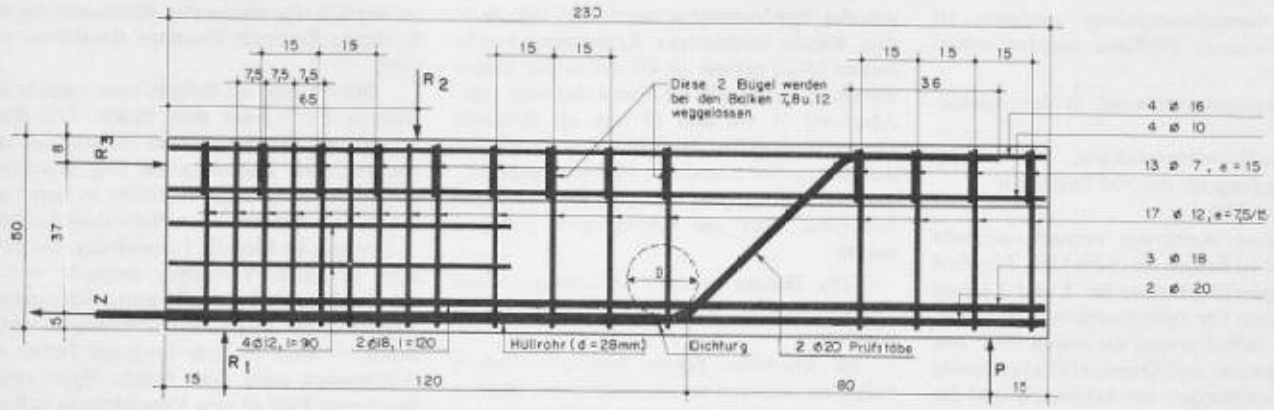


Bild 12. Versuchsanordnung (EMPA) zur Prüfung abgebogener Armierungen



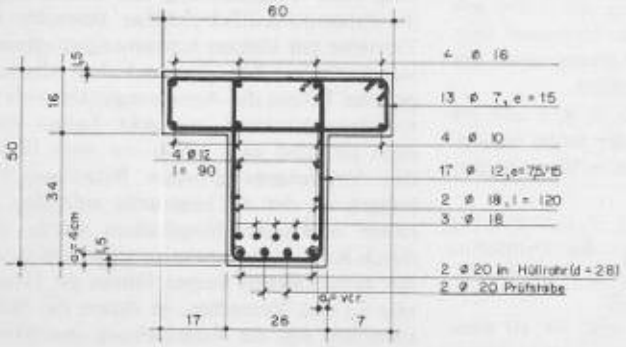
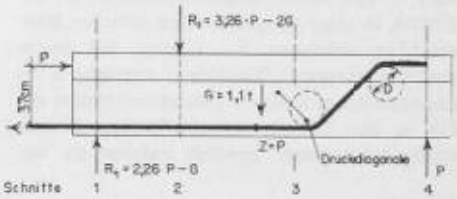


Bild 14. Abmessungen und Armierung der Balken zur Prüfung abgebogener Armierungen. Ansicht und Querschnitt 1:20

gebogener Armierungen eindeutig erkennen lässt. Schliesslich wurde eine Anordnung gewählt, welche auf den ersten Blick kompliziert erscheint, jedoch im Krümmungsbereich die in der Praxis bei Schubaufbiegungen vorkommenden Verhältnisse gut nachbildet (vgl. Bild 12 und 13). Wie die seinerzeitigen Versuche des deutschen Ausschusses für Stahlbeton [4] stellen diese ebenfalls «Ausziehversuche» an Plattenbalken dar. Die zu prüfenden Aufbiegungen wurden durch 2 Stäbe Box-Ultra $d = 20$ mm mit einer Streckgrenze von $\sigma_s = 4920 \div 5360$ kg/cm² gebildet, welche von der Aufbiegestelle an verbundfrei durch Rohre aus dem Balken herausgeführt wurden. Die horizontale Kraft Z wirkte auf diese beiden Stäbe, so dass ihre Beanspruchung unmittelbar vor der Aufbiegestelle (abgesehen von einer allfälligen Reibung im Rohr) genau bekannt war. Um möglichst gleiche Verhältnisse zu erhalten, wie sie in Wirklichkeit bei Schubaufbiegungen auftreten, wurde der Balken gleichzeitig noch mit der Kraft P so belastet, dass sich im Bereich der Aufbiegestelle Biege- und Schubrisse bildeten. Der Beginn der Krümmung lag rund $1{,}5 \times h$ ($h = 50$ cm, Balkenhöhe) von der Auflagereaktion R_2 entfernt, was deren (unerwünschten und ungünstigen) Einfluss stark verminderte.



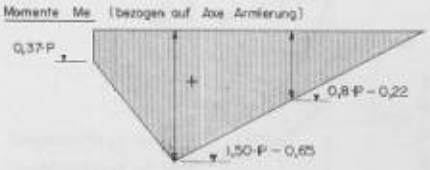
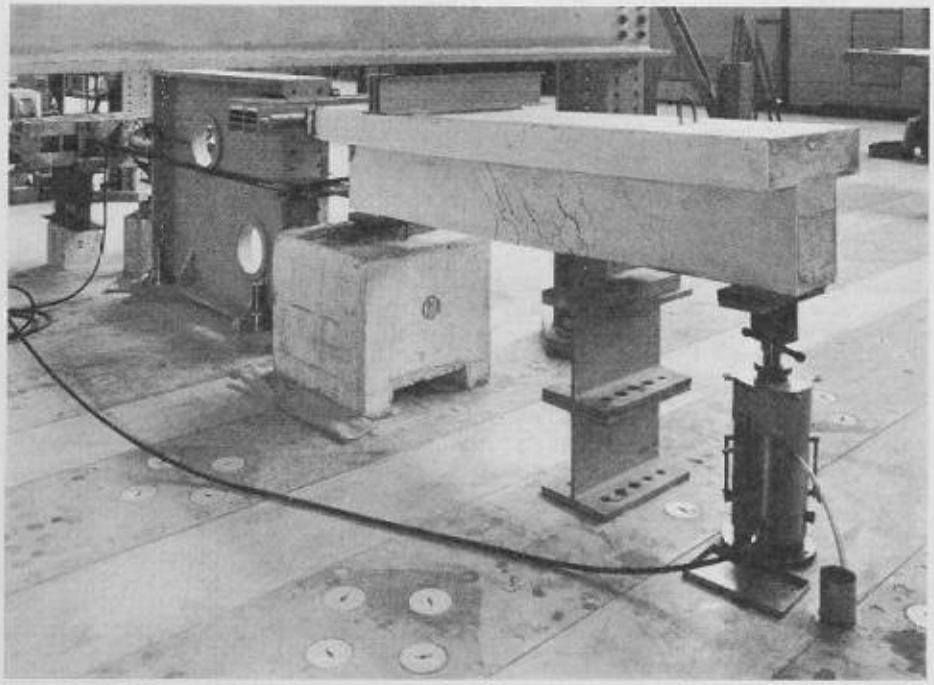
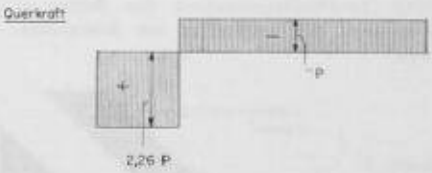


Bild 13. Versuchseinrichtung (EMPA) zur Prüfung abgebogener Armierungen. Ansicht des Balkens Nr. 6 im Bruchzustand





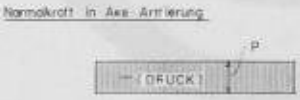


Bild 15. Beanspruchungen bei der Versuchsanordnung gemäss Bild 12

Beanspruchung für P = 18,84 t:

in der Prüfstäben 2 Φ 20 mm:	σ_s = 3000 kg/cm²
in der aufgebogenen Schubeisen 2 Φ 20 (Schub nur durch Armierung aufgenommen):	σ_s = 2080 kg/cm²
in Schnitt 3 (3 Φ 18 + 2 Φ 20):	σ_e = 2990 kg/cm²
	τ_s = 18,3 kg/cm²
in Schnitt 2 (5 Φ 18 + 2 Φ 20):	σ_e = 3354 kg/cm²
	σ_b = 166 kg/cm²
zwischen Schnitt 1 und 2:	τ_s = 41,9 kg/cm²

Das Versuchsprogramm umfasste 10 Balken. Folgende Einflüsse wurden untersucht:

— Krümmungsdurchmesser D der Aufbiegung
— seitliche Betonüberdeckung
— Verbügelung an der Aufbiegestelle
— Betonqualität.

Die effektiven Werte der Versuchsvariabeln sind für die 10 Balken Nr. 3 bis 12 in Tabelle 4 zusammengestellt (Balken Nr. 1 und 2 waren Vorversuche). Die Abmessungen und Armierung aller Balken waren die selben (Bild 14). Die Momenten- und Querkraftflächen sowie die Beanspruchungen der Armierung und des Betons sind im Bild 15 angegeben. Die Krümmungsdurchmesser wurden z. T. sehr klein gewählt ($D = 4{,}5 \div 12 \times d$), um die Auswirkungen scharfer Abbiegungen festzustellen. Dadurch werden hohe Lochleibungspressungen des Betons erzeugt (Bild 16). Diese hohen Pressungen können vom Beton nur deshalb ertragen werden, weil sie lediglich örtlich engbegrenzte Bereiche mit geringer Tiefenwirkung erfassen; nimmt man beispielsweise eine Ausstrahlung unter 45° an, so ist bereits im Abstand d von der Stabkrümmung die dreifache Fläche zur Lastaufnahme wirksam. — Die Armierungsstäbe wurden an der EMPA in einer Biegemaschine üblicher Bauart (Typ «Futura», Fa. Krupp, mit einem drehbar gelagerten Biegedorn) abgebogen. Es mussten dabei kleinere Dorndurchmesser als die in der Tabelle 4 aufgeführten Krümmungsdurchmesser gewählt werden, da wegen des Zurückfederns des Stabes der nach dem Biegen vorhandene Krümmungsdurchmesser (D_{eff}) grösser ist als der in der Biegemaschine eingestellte Dorndurchmesser (vgl. Abschnitt 7). Im Bild 17 sind als Beispiele die Aufbiegestellen der Stäbe $d = 20$ mm für die Balken Nr. 9 und Nr. 10 wiedergegeben; aus den selben geht auch hervor, dass der Box-Ultra über die Schrägrippen gebogen wurde.

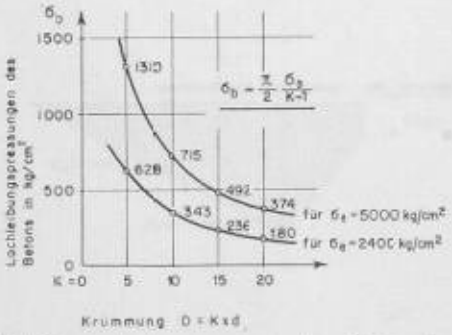


Bild 16. Lochleibungspressung des Betons in Abhängigkeit der Krümmung des Armierungsstabes

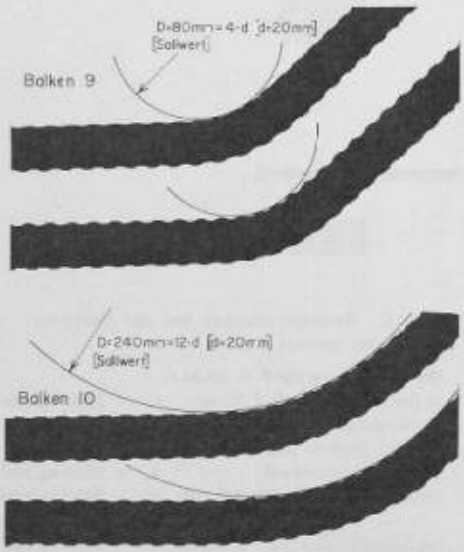


Bild 17. Abbiegungen von Stäben $d = 20$ mm (Box-Ultra)

Die Balken wurden stufenweise ohne Entlastungen bis zum Bruch belastet. Dabei wurden

— die Rissbilder beider Steg-Seitenflächen aufgenommen und die maximalen Rissbreiten im Steg mit einem Messmikroskop bestimmt,
— die relative Verschiebung der Stäbe am Balkenende mit Messuhren gemessen (zur Überprüfung der Beanspruchung und des Fliessbeginnes der beiden Stäbe),
— bei einzelnen Balken (Nr. 7, 8, 9 und 10) die Relativverschiebungen der Stäbe bei der Abbiegestelle mit Messuhren in 10 cm langen Aussparungen ermittelt,
— bei einzelnen Balken (Nr. 7, 8, 9 und 10) die Betonstauchungen längs der Druckdiagonalen bei der Aufbiegung mit einem Deformeter gemessen (vgl. Bild 15).

Bei den Balken Nr. 9 und Nr. 10 wurden, nach Vorversuchen bis zu einer Stahlspannung von $\sigma_e = 3000$ kg/cm², Ermüdungsversuche durchgeführt. Dabei zeigte es sich, dass die gewählte Versuchseinrichtung für Ermüdungsversuche unzweckmässig ist, da die Prüfstäbe vorzeitig an den Schweissstellen ausserhalb des Balkens brachen. Der Balken Nr. 9 ertrug 380 000 Lastwechsel zwischen $\sigma_e = 100$ und 1600 kg/cm² und der Balken Nr. 10 1980000 Lastwechsel zwischen $\sigma_e = 100$ und 1600 kg/cm² und 270000 Lastwechsel zwischen $\sigma_e = 100$ und 2100 kg/cm². Nach dem Wiederanschweissen der gebrochenen Stäbe wurden diese Balken anschliessend statisch bis zum Bruch belastet. Diese statischen Bruchversuche konnten deshalb erst in einem Alter von rund 170 Tagen (statt 28 ÷ 56 Tagen wie bei den übrigen Balken) durchgeführt werden, was den zusätzlichen Anstieg der Betonfestigkeit verursachte ($_{u}\beta_d = 405$ kg/cm² gegenüber 310 ÷ 340 kg/cm²).

In allen Balken trat der Bruch durch Absprengen des Betons an der Aufbiegestelle ein. Beim Balken Nr. 4 mit der grössten seitlichen Überdeckung ($a = 5$ cm $\sim 1{,}5 \times d + 2$ cm), welcher die höchste Last aushielt, wurde gleichzeitig auch die Betondruckzone im Bereich des maximalen Momentes bei der Reaktion R_2 durch Stauchen des Betons zerstört.

Bild 18 zeigt als Beispiel eine Ansicht des Balkens Nr. 3 nach dem Bruch. Die Risse wurden auf den Balken mit Bleistift nachgezeichnet. Die Zahlen geben jene Beanspruchung der aufgebogenen Stäbe in t/cm² an, bei welcher der Riss diese Stelle erreicht hatte. — Wichtig ist hier die Feststellung, die übrigens bei allen Versuchen gemacht wurde, dass im Bereich der Aufbiegung sich normale Rissbilder mit Biege- und Schubrissen ausbildeten. — Bild 19 zeigt noch ein Detail der Aufbiegung nach dem Bruch. Beim eingezeichneten Pfeil ist eine Verschiebung in Richtung einer Vergrösserung des Krümmungsdurchmessers deutlich sichtbar. Besonders die Versuche mit kleinen Krümmungsdurchmessern hatten ergeben, dass nach dem Absprengen des Betons die Armierungsstäbe sich im Krümmungsbereich gestreckt hatten (vgl. auch [2]) und dass schon vor dem Beginn des Absprengens grössere Relativverschiebungen an der Aufbiegestelle auftraten. In einem wirklichen Biegebalken würde dies durch Kräfteumlagerung zu einer Entlastung des aufgebogenen Stabes führen im Gegensatz zu den Versuchen, in denen die Stahlspannung von der Verschiebung unabhängig ist.

Von besonderem Interesse sind die Stahlspannungen in den aufgebogenen Armierungsstählen beim Beginn von grösseren Relativverschiebungen bei der Aufbiegung und beim Beginn des Absprengens des Betons, sowie die maximalen Rissbreiten bei einer Stahlspannung von 3000 kg/cm². Diese Versuchsresultate sind zusammen mit den festgestellten Fliesspannungen in Tabelle 5 zusammengestellt. — Die längs der Druckdiagonalen gemessenen Betonstauchungen überstiegen in den Versuchen nie 1‰. Dies bestätigt, dass der Bruch nicht durch Erreichen der Betonfestigkeit eintrat, sondern durch die Absprengwirkung infolge der konzentrierten Ablenkkraft der Aufbiegung.

Die Versuchsresultate gemäss Tabelle 5 und Bild 20 zeigen, dass das Absprengen des Betons bei um so höheren Stahlspannungen erfolgte:

— je grösser die seitliche Betonüberdeckung war,
— je besser die Verbügelung im Aufbiegebereich,
— je höher die Betonfestigkeit und
— je grösser der Krümmungsdurchmesser.

Tabelle 5. Ergebnisse der EMPA-Versuche (gemäss den Bildern 12 bis 15)

Balken	Stahlspannung σ_e in kg/cm² bei Beginn des Absprengens	Ort des Absprengens und zugehörige seitliche Überdeckung a_1 in cm	Maximale Rissbreite bei $\sigma_e = 3000$ kg/cm²	σ_e beim Beginn grösserer Verschiebungen	Fliessbeginn der Schubaufbiegungen	σ_e am Stab ermittelt
			mm	kg/cm²	σ_e in kg/cm²	kg/cm²
3	5250	Seite 2 (3,0)	0,2	—	4900	4920
4	6000	Seite 1 + 2 (5,0)	0,3	—	4920	4920
5	5000	Seite 1 (3,1)	0,3	—	4900	4920
6	6000	Seite 2 (2,7)	0,3	—	5300	5360
7	3500	Seite 1 + 2 (3,6)	0,65	3000	—	5220
8	4000	Seite 1 (3,1)	0,45	3500	—	5220
9[1]	5500	Seite 2 (3,2)	0,45[1]	4500[1]	5220[1]	5220
10[1]	6000	Seite 2 (3,1)	0,45[1]	4000[1]	4970[1]	5220
11	5500	Seite 2 (3,3)	0,30	—	4905	5030
12	4500	Seite 1 (3,0)	0,30	—	—	5030

[1] Vorgängig auf Ermüdung beansprucht.

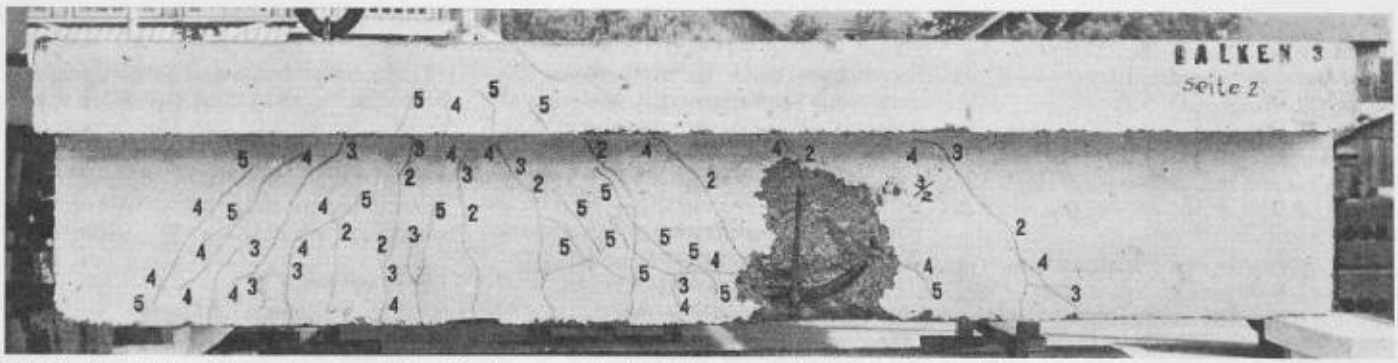


Bild 18. Ansicht des Balkens Nr. 3 nach dem Bruch, verursacht durch Absprengen des Betons bei der Abbiegestelle

Dabei kommen der seitlichen Betonüberdeckung und der Verbügelung eine grössere Bedeutung zu als der Betonfestigkeit und dem Krümmungsdurchmesser.

Die Balken mit Krümmungen der 45°-Aufbiegung von $D = 4{,}5 \div 12 \times d$, einer seitlichen Betonüberdeckung von mehr als 3 cm ($a = 1/2 \times d + 2$ cm), einer Betonfestigkeit von mehr als 300 kg/cm² und mindestens einem Bügel im Krümmungsbereich konnten alle bis über die Fliessgrenze des Stahles beansprucht werden, bevor ein Absprengen des Betons auftrat. Die Rissbildung bei Nutzlast ($\sigma_e \leq 3000$ kg/cm²) lag dabei innerhalb der zulässigen Grenzen ($R_{max} \leq 0{,}3$ mm) mit Ausnahme der Balken Nr. 9 und Nr. 10, die vor dem Bruchversuch noch 380 000 bzw. 2 250 000 Lastwechsel auszuhalten hatten. – Der Beginn grösserer Relativverschiebungen an der Ausbiegstelle begann erst bei Stahlspannungen, die bedeutend über den zulässigen lagen: beim vorgängig auf Ermüdung geprüften Balken Nr. 10 bei $\sigma_e \simeq 4000$ kg/cm² und beim Balken Nr. 9 bei $\sigma_e \simeq 4500$ kg/cm².

Bei fehlender Verbügelung im Abbiegebereich (Balken Nr. 7, 8 und 12) werden ein deutlicher Abfall der Bruchlast bis zu etwa 20% sowie grössere Rissbreiten des Betons ($R_{max} = 0{,}45$ mm gegenüber 0,3 mm) und ein früherer Beginn grösserer Relativverschiebungen bei der Abbiegung festgestellt. Der Balken Nr. 7 schnitt in jeder Beziehung am schlechtesten ab, weil er zusätzlich die schlechteste Betonqualität ($_w\beta_d{}^{28} = 174$ kg/cm², Zementdosierung 180 kg/m³ [$w/c = 1{,}02$] gegenüber $_w\beta_d{}^{28 \div 56} = 310 \div 339$ kg/cm², Zementdosierung 250 kg/m³ [$w/c = 0{,}68$] bei den übrigen Balken) und die geringste Krümmung ($D = 4{,}5 \times d$) aufwies.

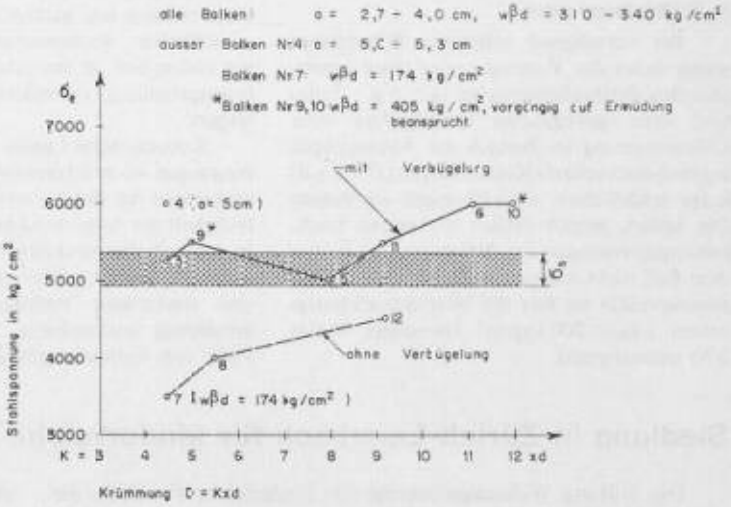


Bild 20. Stahlspannungen σ_e bei Beginn des Absprengens in Abhängigkeit der Krümmung

Bei der Extrapolation der vorliegenden Versuchsergebnisse ist zu beachten, dass die Absprengwirkung zusätzlich durch die Grösse der totalen Ablenkkraft bei der Abbiegung beeinflusst und damit abhängig vom Stabdurchmesser und dem Abbiegewinkel wird: je dicker der Stabdurchmesser und je grösser der Abbiegewinkel, desto ungünstiger sind die Auswirkungen. Dies ist beispielsweise bei 90°-Abbiegungen in Rahmenecken gegenüber Schubaufbiegungen unter 45° zu beachten.

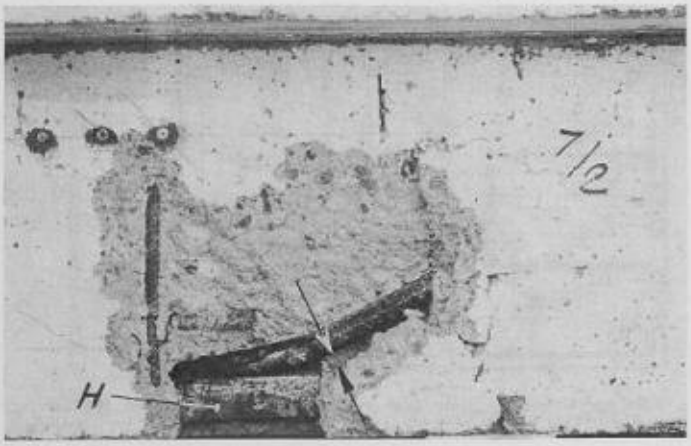
Auch die Grösse der Schubbeanspruchung ist wesentlich, wobei die selbe in den ausgeführten EMPA-Versuchen relativ hoch lag: $\tau_s = 18{,}3$ kg/cm², am gerissenen Querschnitt, bei einer Belastung entsprechend $\sigma_e = 3000$ kg/cm².

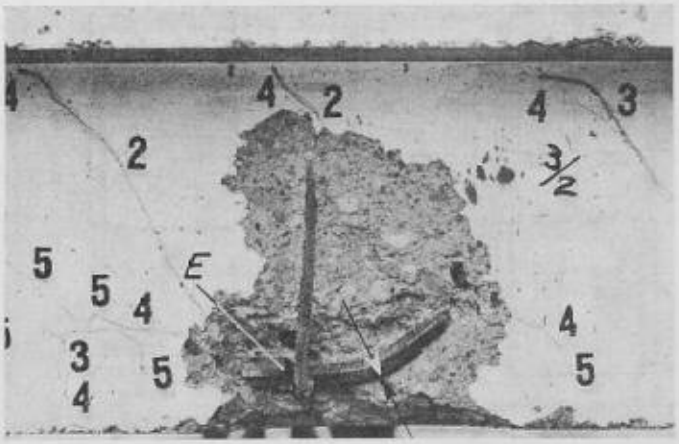
7. Elastisches Zurückfedern

Nach dem Abbiegen um einen bestimmten Dorn (D) federt der Armierungsstab elastisch zurück, so dass die effektive Krümmung D_{eff} grösser ist als der gewählte Norndurchmesser D. Dies ist um so ausgeprägter, je weniger der Stab in den plastischen Bereich verformt wird, d. h. je kleiner der Biegewinkel ist. Dieser Effekt wurde für naturharte Rippenstähle (Box und Box-Ultra) systematisch untersucht: an rund 5000 Abbiegungen, ausgeführt auf einer Biegemaschine «Peddinghaus Perfekt 50». Die Krümmungen wurden mit einem Satz von Mess-Schablonen (Isteg-Gerät) bestimmt. Das Ergebnis kann wie folgt zusammengefasst werden:

— Bei Abbiegungen sowohl um 90° wie um

Bild 19. Details der Bruchstellen der Balken Nr. 2 (links) und 3 (rechts). Legende: H = Hüllrohr, während des Versuches aufgerissen, E = Ende Hüllrohr





180° wurden im Mittel 15% grössere Werte der effektiven Krümmungen gegenüber dem Durchmesser des Biegedorns (für $D = 5 \div 8 \times d$) festgestellt: $D_{eff} \sim 1{,}15 \times D$.

— Für 45°-Abbiegungen waren die effektiven Krümmungen im Mittel 20% grösser für $D \sim 5 \times d$ und 50% grösser für $D \sim 15 \times d$: $D_{eff} \sim 1{,}2\,D$ ($D = 5 \times d$) bzw. $D_{eff} \sim 1{,}5\,D$ ($D = 15 \times d$).

— Die Variation des Stabdurchmessers d und der Stahlqualität ($\sigma_s \sim 3500 \div 5500$ kg/cm²) waren von untergeordneter Bedeutung.

— Die Einzelergebnisse streuten z. T. erheblich.

8. Schlussfolgerungen

Bei vorwiegend ruhenden Belastungen sowie unter der Voraussetzung einer ausreichenden Betonüberdeckung ($a \geq 2\,d + 2$ cm) und einer genügenden Verbügelung oder Querarmierung im Bereich der Abbiegungen ergeben auch scharfe Krümmungen ($D > 4 \times d$) keine schädlichen Auswirkungen im Beton. Die hohen, jedoch örtlich wirkenden Lochleibungspressungen des Betons werden in diesem Fall nicht massgebend. Der Einfluss der Betonqualität ist hier für Würfeldruckfestigkeiten $_w\beta_d \geq 200$ kg/cm² (normaler Beton BN) unbedeutend.

Die minimale Krümmung der Abbiegungen wird bei vorwiegend ruhenden Beanspruchungen durch die Anforderung einer anrissfreien Biegbarkeit der Armierungsstähle festgelegt. Werden die minimalen Krümmungen so gewählt, dass der Rückbiegeversuch anrissfrei bestanden wird ($D \geq D'$), so sind Brüche der Armierungen beim Transport, auf der Baustelle oder in einbetoniertem Zustand mit Sicherheit ausgeschlossen.

Bei oftmals wiederholten Beanspruchungen wird die Ermüdungsfestigkeit der Armierung durch die Krümmung stark beeinflusst. Bei Tragwerken aus Stahlbeton, die auf Ermüdung beansprucht werden, sind gerade (orthogonale) Armierungen mit guter Verbundwirkung und geringer Formversprödung vorteilhafter. Krümmungen von Abbiegungen sollen hier, in Bereichen mit hoher Stahlbeanspruchung, mindestens $D \geq 15 \times d$ betragen.

Konzentrierte Lasten im Bereich der Abbiegungen wirken hinsichtlich der Absprengwirkungen des Betons sowie der Ermüdungsfestigkeit der Armierung besonders ungünstig. In diesen Fällen sind einerseits eine genügende Betonüberdeckung der abgebogenen Stäbe und zusätzliche Verbügelung oder Querarmierung anzuordnen, anderseits sind im Falle von Ermüdungsbelastungen die zulässigen Stahlspannungen zusätzlich herabzusetzen.

Als Folge des elastischen Zurückfederns nach dem Biegen sind die bleibenden Krümmungen grösser als der Durchmesser des Biegedornes der Biegemaschine. Bei 90° ÷ 180°-Abbiegungen wurde im Mittel eine Vergrösserung um 15%, bei 45°-Abbiegungen eine solche von 20% bzw. 50% festgestellt.

Literaturhinweise

[1] *T. Wyss, G. Morini, B. Bernardi:* Die Zähigkeit von Armierungsstählen. «Schweizer Archiv» 1960, Heft 6.

[2] *H. Wascheit:* Zur Frage der Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand. Diss. TH Aachen 1965.

[3] *G. Rehm:* Beitrag zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen. Vorbericht zum 6. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau (IVBH), 1960.

[4] Heft 94 des deutschen Ausschusses für Stahlbeton: Versuche über die Widerstandsfähigkeit des Betons an Abbiegestellen der schief abgebogenen Eisen in Eisenbetonbalken. 1940.

Adressen der Verfasser: *B. Bernardi*, dipl. Bauing., Rötelstrasse 15, 8006 Zürich und *R. Sagelsdorff*, dipl. Bauing., EMPA, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf.

Siedlung in Zürich-Leimbach für kinderreiche Familien

DK 711.58

Die Stiftung Wohnungsfürsorge für kinderreiche Familien, die von der Stadt Zürich gegründet worden ist, hat 1963/65 an der Rellstabstrasse in Unterleimbach eine Wohnkolonie mit 59 Grosswohnungen erstellt. Die gesamten Anlagekosten einschliesslich Land betragen Fr. 5814562.20. Dank einer zinslosen Zuwendung aus dem Stiftungskapital und den Kapitalzinszuschüssen von Bund, Kanton und Stadt können die Mietzinse gegenüber der normalen wirtschaftlichen Berechnung um rund 50% reduziert werden.

Das Gelände liegt am Osthang des Uetliberges, und zwar je zum Teil in der Bauzone W 2½ und W 2½ 17%. Die gesamte Grundstückfläche beträgt rund 15350 m², so dass eine sogenannte Arealüberbauung mit differenzierten Gebäudehöhen möglich wurde. Um die Neubauten den umliegenden bestehenden Häusern im Masstab anzupassen, sind die Wohnungen in verhältnismässig kleinen Gebäudeeinheiten untergebracht worden.

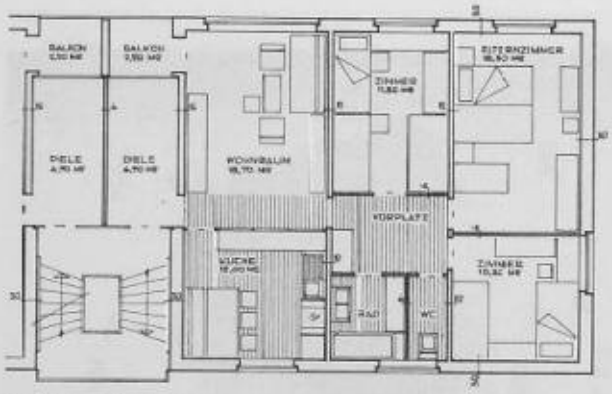
Die Überbauung enthält 47 4½- und 12 5½-Zimmer-Wohnungen und 6 Einzelzimmer in 14 zum Teil zusammengebauten Häusern und eine offene Autoeinstellhalle für 18 Wagen.

Die zwei Wohnungstypen sind aus ökonomischen Gründen aus gleichen Grundelementen aufgebaut. Jede Wohnung ist über eine offene Treppe erreichbar. Eine Wohnung besteht aus drei Zonen: Einer ungeheizten Diele, als Garderobe und Werkstatt dienend, mit vorgelagerter Loggia; einem Wohnteil mit Wohnzimmer und einer mittels Glaswand abgetrennten Wohnküche; einem Schlafteil, enthaltend Schlafzimmer, Badezimmer und separates WC.

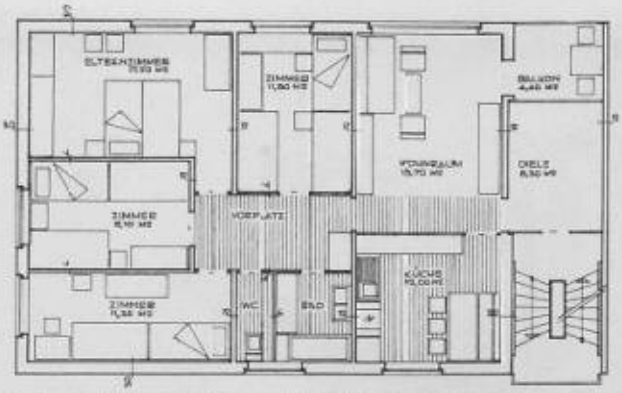
Für Mieter, die in der Wohnungen nicht genügend Betten unterbringen können, stehen in zwei Untergeschossen je drei Einzelzimmer mit Toilette, Einbauschrank und einer gemeinsamen WC-Anlage zur Verfügung.

Offene Abstellräume im Hauseingangsbezirk bieten Platz für Kinderwagen und Fahrräder. Waschküchen mit Automaten und Wäschezentrifugen in deren Vorplatz liegen in den Kellergeschossen. Jeder Wohnung sind geräumige Haushaltkellerabteile zugeordnet. Ferner nehmen zentral gelegene Rollerräume in Untergeschossen eine ansehnliche Anzahl Vehikel auf.

Der Rohbau ist in üblicher Massivbauweise ausgeführt, unter Vermeidung jeglicher komplizierter und verteuernder Details. So hat man beispielsweise auf Rolljalousien verzichtet und einfache Klappladen angebracht, womit die schwierigen Rolladenstürze umgangen werden konnten. Dasselbe gilt auch für den Ausbau. Sämtliche nicht massiven Bauteile wie hölzerne Trennwände, Küchen- und Wandschränke, Fenster und Türen, konnten in grossen Serien hergestellt werden. Auch die beiden Treppentypen kamen vorgefertigt aus der Fabrik auf die Baustelle. Die Bodenbeläge bestehen in sämtlichen Räumen aus PVC-Fliesen. Die sonst üblichen teuren Wandplattenbeläge in Küchen und Bädern sind ersetzt durch mit Pressfugen verlegte PVC-Platten.



4½-Zimmer-Wohnung
Die Treppen sind offen angelegt. Grundrisse 1:200



5½-Zimmer-Wohnung. Diele und Vorplatz sind entsprechend grösser bemessen