

Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten

von

o. Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm
Dipl.-Ing. Rüdiger Tewes
Dipl.-Ing. Rolf Eligehausen

Universität Stuttgart
(Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen)

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Aufgabenstellung	50
2. Versuchsumfang und Ausbildung der Versuchskörper	50
3. Baustoffe und Herstellung der Versuchskörper	50
4. Belastungsanordnung und Meßeinrichtung	53
5. Versuchsdurchführung	53
6. Versuchsergebnisse	55
6.1. Durchbiegung in Plattenmitte	55
6.2. Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich	55
6.3. Mitwirkung der Querstäbe	58
6.4. Messung der gegenseitigen Verschiebung und des Schlupfes	58
6.4.1. Allgemeines	58
6.4.2. Gegenseitige Verschiebung der Querstäbe	58
6.4.3. Verschiebung Längsbewehrung - Beton	59
6.5. Rißverhalten	61
6.6. Bruchverhalten	63
7. Schlußfolgerungen	68
Schriftum	71
Tabelle 1: Ausbildung der Versuchsplatten	72
Tabelle 2: Kennwerte der Längsstäbe	73
Tabelle 3: Kennwerte des Betons	74
Tabelle 4: Versuchsergebnisse	75
Tabelle 5: Gemessene Rißbreiten	76

V o r w o r t

Die hier beschriebenen Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten wurden in den Jahren 1971 bis 1974 von den Verfassern am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt. Die Finanzierung übernahm teils der DEUTSCHE AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON /2,3/, teils die BAUSTAHLGEWEBE GMBH /4,5/, die dankenswerterweise auch die Bewehrungsmatten für alle Versuche kostenlos zur Verfügung stellte sowie die Genehmigung zur Veröffentlichung der für sie durchgeführten Versuche in diesem zusammenfassenden Bericht gab.

Die vom DAfStb finanzierten Versuche wurden unter Mitwirkung einer aus den Herren Ltd.Min.Rat Dipl.-Ing. Goffin, Innenministerium NRW, Düsseldorf, Dr.-Ing. Martin, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau, München, und Prof. Dr.-Ing. Weigler, Institut für Massivbau, Darmstadt, gebildeten Arbeitsgruppe betraut, seitens der Firma BAUSTAHLGEWEBE GMBH war Herr Dipl.-Ing. Herkommer, Düsseldorf, für die Betreuung verantwortlich.

Wir danken den genannten Herren für die durch Anregungen und Kritik geleistete Hilfe sowie die fruchtbare Zusammenarbeit.

G. Rehm
R. Tewes
R. Eligehausen

Synopsis

Es wird über vier vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton und von der Fa. BAUSTAHLGEWEBE GMBH finanzierte Versuchsprogramme berichtet, mit denen überprüft wurde, inwieweit die in DIN 1045 getroffene Regelung für die Stoßausbildung geschweißter Betonstahlmatten unter vorwiegend ruhender Belastung eine ausreichende Gebrauchsfähigkeit und Bruchsicherheit gewährleistet. Die bisher durchgeführten Versuche werden beschrieben und die Ergebnisse erläutert (Tabelle 4). Die hieraus zu ziehenden Schlußfolgerungen ergeben für die Ausführung von Mattenstößen nach DIN 1045 teils deutlich zu geringe Bruchsicherheiten, teils unnötig große Übergreifungslängen (Bilder 27, 28 und 33).

Aus den Versuchsergebnissen wird ein Vorschlag zur Bemessung von Übergreifungsstößen von geschweißten Betonstahlmatten abgeleitet, der für vorwiegend ruhende Belastung gilt (Bild 34)

Die Versuche werden fortgesetzt.

Summary

The results of four experimental programs are reported which had been sponsored by the Deutscher Ausschuss für Stahlbeton and Baustahlgewebe GmbH. It has been tested if the rules given by German standard DIN 1045 for lap splices of welded wire fabric submitted to static load guarantee satisfying service ability and security against failure. The tests carried

out until now are described and the results discussed (Tab. 4). The conclusions to be drawn show that the design of lap splices of welded wire fabric according to DIN 1045 results partly in far too low failure securities partly in unnecessarily long laps (Bild 27, 28 and 33).

A new proposal for the design of lap splices of welded wire fabric submitted to static load is deducted from the test results (Bild 34)

The tests are to be continued.

Résumé

Un rapport est fait sur quatre programmes expérimentaux financés par le Deutscher Ausschuss für Stahlbeton et le Baustahlgewebe GmbH. Les règles de la norme allemande DIN 1045 pour le calcul du recouvrement des treillis soudés soumis à chargement statique étaient contrôlées en considération de comportement dans le stade de service et le stade ultime. Les essais conduits jusqu'à présent sont décrits et les résultats sont commentés (Tab. 4). Les conclusions donnent en partie une trop basse sécurité à la rupture, en partie des trop longs recouvrements (Bild 27, 28 et 33).

Une proposition pour le calcul du recouvrement des treillis soudés sous chargement statique se déduit des résultats d'essai (Bild 34)

Les essais se continuent.

1. Aufgabenstellung

Bei der Neufassung von DIN 1045 /1/ lagen keine ausreichenden Versuchsergebnisse vor, um die in § 18.4.1.6 festgelegten Regelungen für die Ausbildung von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten in allen Einzelheiten zu begründen. Für die Stöße der Tragstäbe wurden Mindestwerte für die Übergreifungslänge sowie die Anzahl der erforderlichen Querstäbe festgelegt. Diese sind vom Stabdurchmesser, der Profilierungsart und dem Ausnutzungsgrad des Stoßes abhängig. Ein Einfluß des Abstandes der Längsstäbe wird im Gegensatz zu der für Stabstahl getroffenen Regelung nicht berücksichtigt. Andererseits schreibt die Norm im Falle einer zu mehr als zwei Drittel ausgenutzten Bewehrung außer einer proportionalen Erhöhung der Mindestübergreifungslänge auch eine Erhöhung der erforderlichen Maschenzahl vor, was insbesondere bei den in der Praxis häufig anzutreffenden großen Querstababständen (250 mm) zu einer unwirtschaftlichen Stoßlänge führen kann.

Die offen gebliebenen Fragen hinsichtlich des Einflusses der Anzahl der im Stoßbereich liegenden angeschweißten Querstäbe sowie des Abstandes der Tragstäbe sollten durch Versuche geklärt werden. Außerdem war die Berechtigung der bestehenden Unterscheidung zwischen glatten, profilierten und gerippten Stählen zu überprüfen. Drei Tastversuche sollten den Einfluß der Stabexzentrizität (1- oder 2-Ebenen-Stoß) auf das Tragverhalten zeigen.

Die Versuche wurden in den Jahren 1971 bis 1974 am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau in Braunschweig durchgeführt, an dem die Verfasser damals tätig waren. Finanziert wurden sie teils vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) /2, 3/, teils von der BAUSTAHLGEBEBE GmbH /4, 5/, die dankenswerterweise auch die Bewehrungsmatten für alle Versuche kostenlos zur Verfügung stellte. Über die in Fortsetzung des Versuchsprogrammes z.Zt. am Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen - Otto-Graf-Institut der Universität Stuttgart - laufenden Forschungsarbeiten wird in einem 2. Teil zu gegebener Zeit berichtet werden.

2. Versuchsumfang und Ausbildung der Versuchskörper

Die wichtigsten Angaben über die Ausbildung der insgesamt 32 Versuchskörper sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Je nach Längsstababstand waren in den 75 bis 110 cm breiten Plattenstreifen 7 bis 19 Längsstäbe angeordnet, wobei der Abstand zwischen dem freien Längsrand und dem ersten Längsstab 2,5 bis 7,5 cm betrug und stets mindestens dem halben Längsstababstand entsprach. Die in einer Platte vorliegenden Verhältnisse sind damit so angenähert, daß der Randeinfluß als gering angesehen werden kann.

Die Plattenabmessungen und Stützweiten wurden mit der vorhandenen Bewehrung so abgestimmt, daß sich vergleichbare Bewehrungsgehalte ($\mu \approx 0,4$ bis $0,7 \%$) und Schlankheiten ($l/h = 17-35$) ergaben. Für die Betondeckung wurde der Minimalwert $\bar{u}_b = 1,0$ cm gewählt und mit Ausnahme der Platten 1.7 und 4.2 eine niedrige Betongüte B_{w28} , Soll ~ 220 kp/cm² angestrebt, um die in der Praxis möglichen ungünstigen Verhältnisse nachzuahmen.

Die Längsstäbe der Betonstahlmatten wurden stets in Plattenmitte im Bereich des maximalen Moments in einem Querschnitt gestoßen. Die Prinzipskizzen der untersuchten Stoßausbildungen sind in Bild 1 zusammengestellt, die

genaue Vermaßung jedes Stoßes findet sich in Tabelle 1, Spalte 11. Wie beim Stoß von Matten üblich lagen die Längsstäbe im allgemeinen senkrecht übereinander, wobei die Stäbe der einen Matte von denen der anderen Matte einen Abstand entsprechend dem Durchmesser der zwischen ihnen liegenden Querstäbe hatten (Bild 1, Zeilen 1-5). Eine Ausnahme bildeten die Versuche 1.21 und 1.23, bei denen die zu stoßenden Längsstäbe in einer Ebene entweder unmittelbar nebeneinander (Bild 1, Zeile 6, Versuch 1.21) oder auf Lücke (Bild 1, Zeile 7, Versuch 1.23) angeordnet waren. Die Querstäbe im Stoßbereich waren entweder lose eingelegt (Bild 1, Zeile 1) oder mit den Längsstäben einer Matte verschweißt (Zeilen 2 bis 7). Ihre Anordnung war entweder mittig übereinander (Bild 1, Zeile 2) oder sie waren in Längsrichtung versetzt (Zeilen 3, 4 und 6). Bei zwei Versuchen lagen die Querstäbe der gestoßenen Matten in einer Ebene, was entweder durch Wenden einer Matte (Zeile 5, Versuch 1.22) oder durch Zerschneiden der Querstäbe einer Matte erreicht werden konnte (Zeile 7, Versuch 1.23).

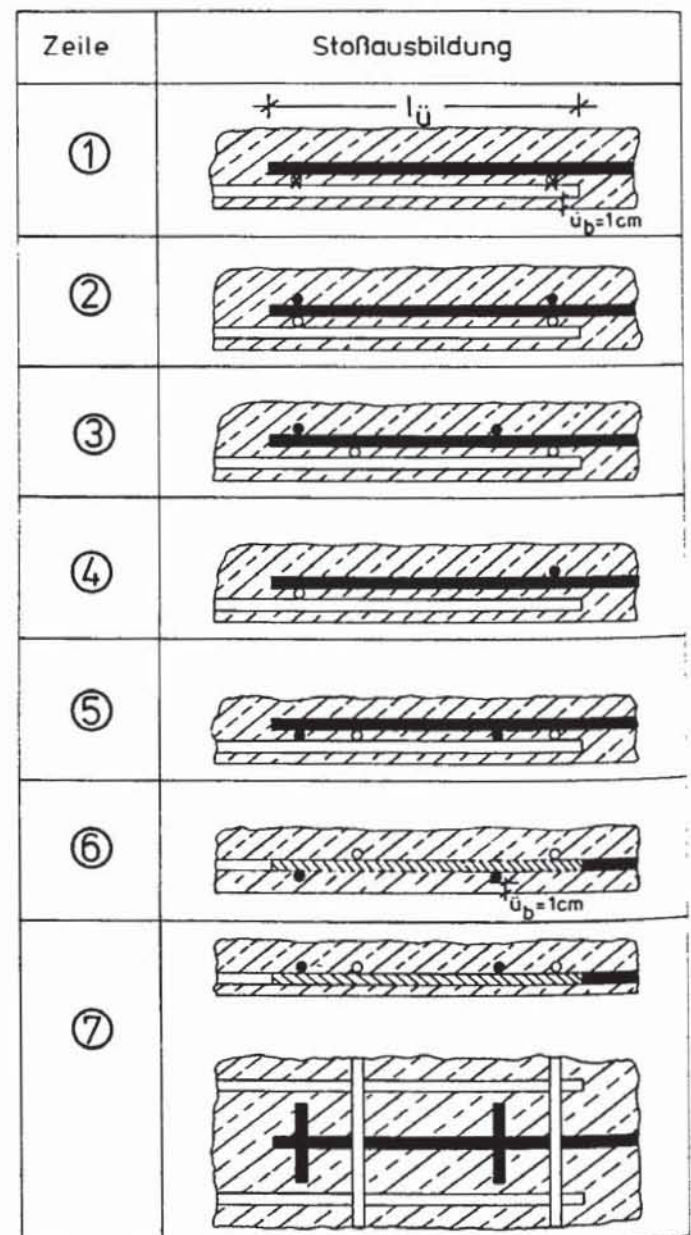


Bild 1: Prinzipskizzen der untersuchten Stoßausbildungen (nähere Beschreibungen im Text)

Variiert wurden

- Achsabstand ($e = 50, 100, 150 \text{ mm}$), Durchmesser ($\varnothing 12; 8,5 \text{ d}; 8,5; 6,5 \text{ d}$) und Oberflächenprofilierung (glatt, profiliert, gerippt) der Längsstäbe sowie deren Anordnung als Einzel- bzw. Doppelstäbe.
- Anzahl ($n = 0 \text{ bis } 8$) und Verteilung der angeschweißten Querstäbe über den Stoßbereich.
- Übergreifungslänge ($l_{\text{Ü}} = k \cdot a_0; k \approx 0,5 \text{ bis } 2,0$)
- in zwei Versuchen die Lage der Längsstäbe (in einer statt in zwei Ebenen, Platten 1.21 und 1.23)
- in zwei Vergleichsversuchen die Betondruckfestigkeit ($\beta_{w28} = 456 \text{ kp/cm}^2$ bei Platte 1.7 und $\beta_{w28} = 535 \text{ kp/cm}^2$ bei Platte 4.2).

Das Grundmaß der Verankerungslänge a_0 wurde dabei nach Gleichung (24) DIN 1045 /1/ σ_{B} berechnet:

$$a_0 = \frac{z_s}{\nu \cdot u \cdot \text{zul}\tau_1} = \frac{d_e}{4 \text{ zul}\tau_1} \cdot \frac{\beta_s}{\nu}$$

Dabei wurde $\text{zul}\tau_1$ für gerippte Bewehrungsstäbe aus Tabelle 20 /1/ für $B_n = \beta_{w,v}$ interpoliert ($\beta_{w,v}$ = Würfelfestigkeit als Mittel aus 3 Einzelwerten am Versuchstag); $\beta_s = 5000 \text{ kp/cm}^2$ = Mindeststreckgrenze des Betonstahls.

3. Baustoffe und Herstellung der Versuchskörper

Die nach DIN 488 ermittelten Kennwerte der verwendeten Stähle sind aus Tabelle 2 ersichtlich. Um auch bei größeren Übergreifungslängen bzw. günstigen Stoßausbildungen keinen vorzeitigen Biegebruch zu erhalten, sollten die Längsstäbe der hierfür verwendeten Bewehrungsmatten eine möglichst hohe Streckgrenze besitzen. Daher wurde in einigen Fällen das Ausgangsmaterial besonders stark kalt verformt. Die gemessenen Werte der Bruchdehnung sanken dementsprechend bei diesen Matten teilweise unter den in DIN 488 geforderten Wert $\delta_{10} = 8 \%$.

Bei den gerippten Stäben wurde die in DIN 488 geforderte bezogene Rippenfläche im allgemeinen eingehalten. Eine Ausnahme hiervon bildeten die für die Versuche 1.4 bis 1.7 verwendeten Matten, bei denen die vorhandenen Werte der bezogenen Rippenflächen der Längsstäbe die nach DIN 488 geforderten Werte bis zu 37 % unterschritten.

Die Scherfestigkeit S der Knotenschweißungen überstieg mit einer Ausnahme deutlich den in DIN 488 geforderten Wert $S \geq \eta \cdot \beta_{s,\text{Soll}} \cdot F_{e,\text{Soll}}$ (mit $\eta = 0,30$).

Die Angaben zur Herstellung des verwendeten Betons sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die in Spalte 3 der Tabelle aufgeführten Normdruckfestigkeiten N_{28} des verwendeten Portlandzementes wurden nach DIN 1164 ermittelt. Die Bezeichnung der Festigkeitsklasse (Spalte 2) läßt erkennen, ob dabei noch die alte Fassung der DIN 1164 (Bezeichnung des Zements - PZ 275) oder die neue Fassung zur Anwendung kam (Ausgabe Juni 1970; Bezeichnungen der Zementfestigkeitsklasse: PZ 350 bzw. PZ 350 F).

Um bei ausreichender Verarbeitbarkeit die angestrebte niedrige Betonfestigkeit zu erreichen, war ein hoher W/Z-Wert von $W/Z = 0,95$ anzusetzen (Spalte 6). Die während des Betonierens durch

eine 2-kg-Darrprobe ermittelten W/Z-Werte der verwendeten Mischung sind in Spalte 7 eingetragen. Sie lagen zwischen $W/Z = 0,91$ und $W/Z = 1,04$. Bei den beiden Versuchen mit hoher Betonfestigkeit wurde ein Wasserzementwert $W/Z \sim 0,55$ gewählt.

Die Zusammensetzung der Zuschläge lag im allgemeinen im brauchbaren Bereich nach DIN 1045. Die verwendeten Sieblinien lagen dabei innerhalb des in Bild 2 dargestellten Bandes. Nur für den Versuch 1.7 wurde eine bessere Kornzusammensetzung gewählt, die ebenfalls in Bild 2 eingetragen ist.

Gleichzeitig mit den Versuchsplatten wurden im allgemeinen jeweils neun Normenwürfel zur Bestimmung der Frischbetonrohichte sowie der Rohdichten und Festigkeiten im Alter von 7 und 28 Tagen sowie am Versuchstag hergestellt und wie die Versuchskörper verdichtet und gelagert. Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgte am Versuchstag an drei Probekörpern (Zylinder $d = 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$) nach DIN 1048, für deren Herstellung und Lagerung das für die Würfel Gesagte gilt. Zur Konsistenzbestimmung des Frischbetons wurde das Verdichtungsmaß und das Ausbreitmaß nach DIN 1048 festgestellt. Die Ergebnisse all dieser Messungen am Frischbeton bzw. an den Festbeton-Probekörpern sind ebenfalls in Tabelle 3 zusammengestellt.

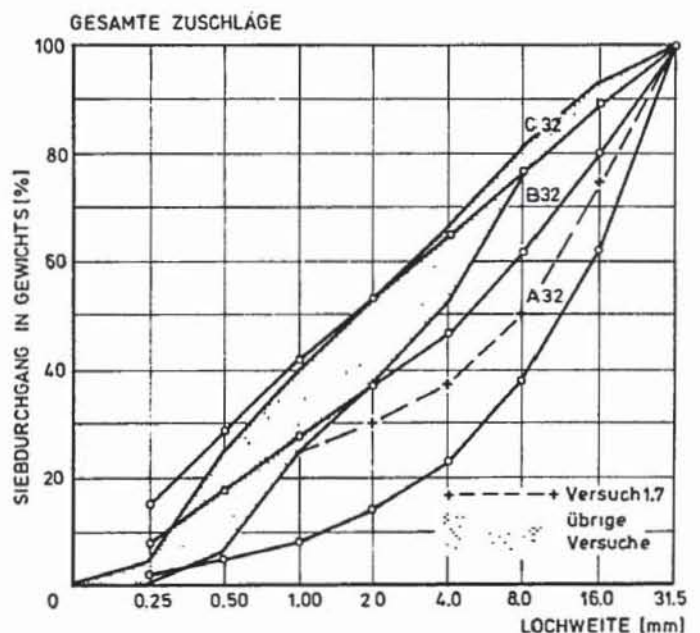


Bild 2: Kornzusammensetzung der Zuschläge

Die Würfelfestigkeit am Versuchstag lag mit Ausnahme der beiden Vergleichsversuche 1.7 und 4.2 zwischen 201 und 266 kp/cm^2 , im Mittel bei 235 kp/cm^2 .

Bei der Herstellung der Versuchsplatten lag die Bewehrung in allen Fällen unten. Der Beton besaß eine plastische Konsistenz. Die Verdichtung erfolgte durch Innenrüttler $\varnothing 38 \text{ mm}$, Frequenz $17000 \text{ Schwingungen/min}$.

Die Versuchsplatten wurden nach dem Betonieren eine Woche lang mit feuchten Tüchern bedeckt und lagerten anschließend bis zum Versuchsbeginn in der Versuchshalle (ca. 20°C , ca. 60% r.F.). Die gleichzeitig hergestellten Probekörper wurden nach dem Einfüllen in die Schalung 30 sec. lang mit dem gleichen Innenrüttler verdichtet und wie die Versuchsplatten gelagert.

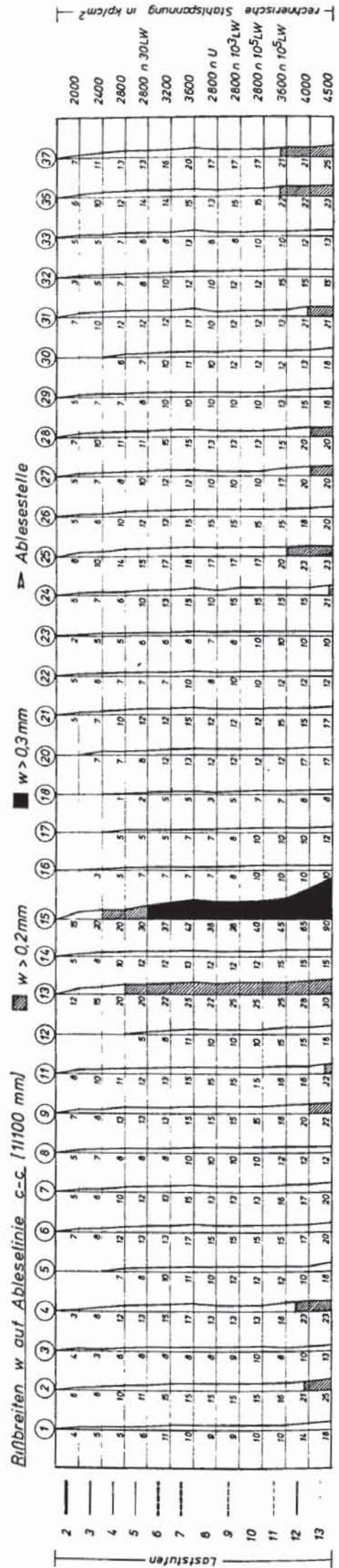
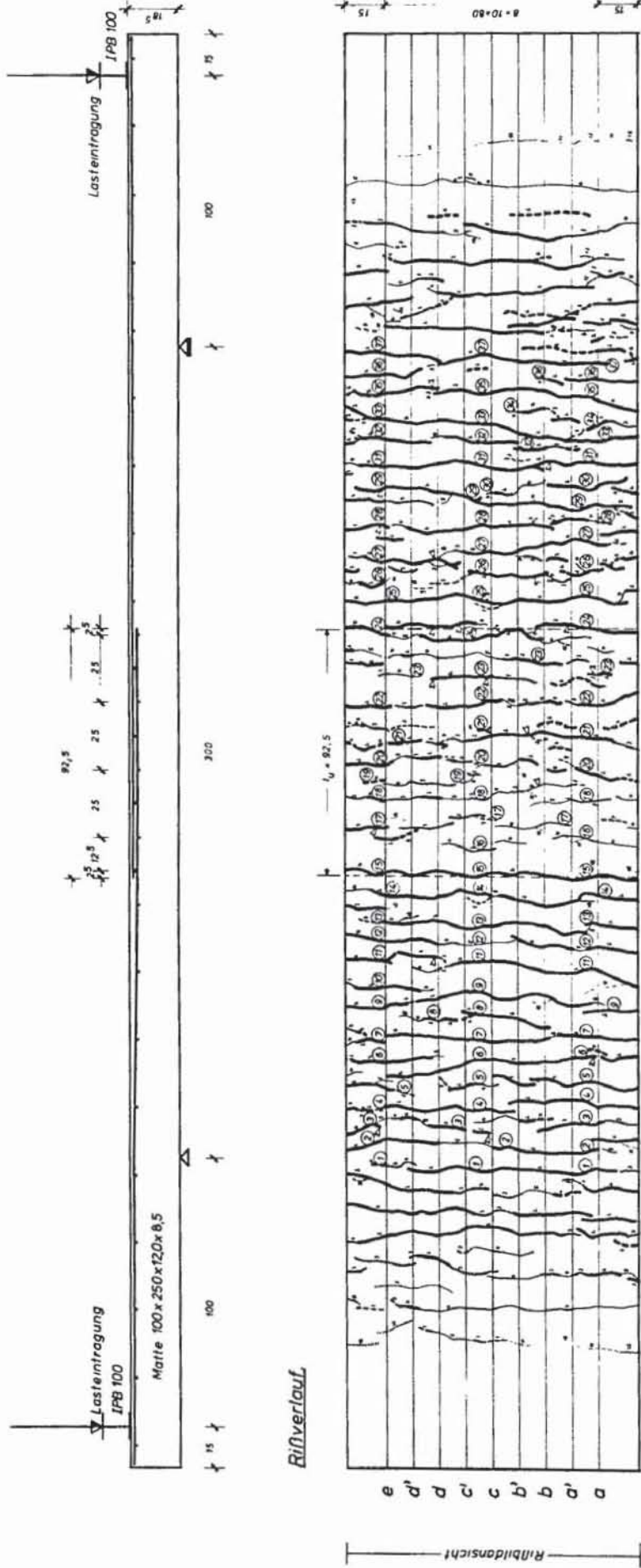


Bild 3: Belastungsanordnung, Rißverlauf und Rißbreiten bei den einzelnen Laststufen des Versuchs 1.8

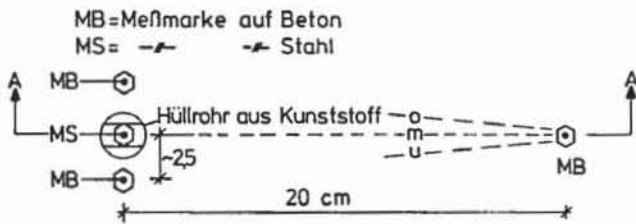
4. Belastungsanordnung und Meßeinrichtung

Um das Ablesen der Rißbreiten und -abstände zu erleichtern, wurden die Platten mit obenliegenden Bewehrung geprüft. Dabei waren sie symmetrisch zur Plattenmitte etwa in den Viertelpunkten auf je einem festen und einem beweglichen Linienauflager abgelegt. Die Lasteintragung erfolgte durch zwei Streifenlasten, die 12,5 bis 25 cm vom Ende des Versuchskörpers entfernt waren. Zur Lasterzeugung dienten zwei hydraulische Preßtöpfe. Die Belastungsanordnung geht aus Tabelle 1, Spalten 2 bis 5 sowie Bild 3 hervor.

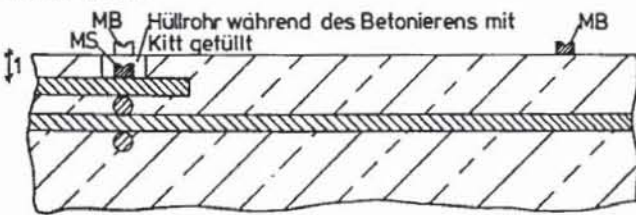
Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Im Bereich des konstanten Biegemomentes zwischen den Auflagern: Messung der Rißbreiten mit einer Rißlupe (Meßgenauigkeit 1/100 mm) auf 4 bis 5 gleichmäßig über die Plattenbreite verteilten Ableselinien, die in Plattenlängsachse über den Längsstäben angeordnet waren. Zusätzlich wurden bei den Platten 1.8, 1.15 P, 1.17 G, die Rißbreiten am Stoßende über jedem Längsstab - mit Ausnahme der beiden an den Plattenlängsrändern gelegenen - gemessen. Bild 3 zeigt den Verlauf der Ableselinien am Beispiel des Versuchs 1.8.

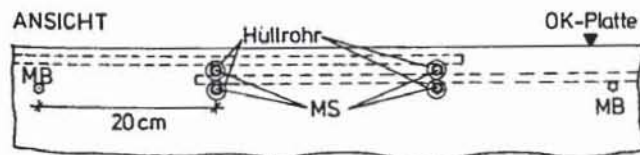
PLATTENOBERVERSEITE



SCHNITT A-A



PLATTENAUSSENSEITE



GRUNDRISS

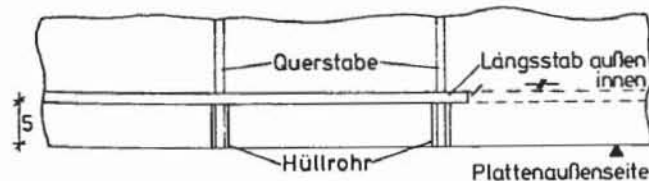


Bild 4: Anordnung der Meßmarken für die Setzdehnungsmessungen

- Messung der Durchbiegung an den Enden der Platte unter den Lasteintragungsstellen sowie in Plattenmitte mittels Meßuhren (Meßgenauigkeit 1/100 mm, Anordnung siehe z.B. Bild 5).
- Messung der Stahldehnung im Stoßbereich sowie im Bereich von 50 cm beiderseits des Stoßes bei den Versuchen 1.5, 1.6, 2.1, 2.2 durch seitliche symmetrisch zur Stabachse aufgeklebte Dehnungsmeßstreifen Typ HBM LE 11 10/120 (Hottinger-Baldwin-Meßtechnik, Folienmeßgitter auf Epoxydharzträger, 10 mm Meßlänge, 120 Ω Widerstand, siehe Kap. 6.2 und Bild 5).
- Messung der gegenseitigen Verschiebung der Bewehrung an den Stoßenden durch mechanischen Setzdehnungsmesser (Meßlänge 20 cm, Ablesegenauigkeit $\sim 0,002$ mm) bei den Versuchen 1.6, 2.1 bis 2.3, 4.1, 4.2. Die entsprechenden Meßmarken waren einerseits auf dem Beton andererseits auf den Stirnflächen der bis an die Seitenflächen der Platten herangeführten Querstäbe mit Siegelack oder Kunstharzkleber befestigt. Eine Skizze der Meßanordnung ist in Bild 4 gegeben.
- Messung der Verschiebung der Rißufer bzw. des Schlupfes der Bewehrung am Stoßanfang und -ende bei den Platten 1.6, 2.1, 2.2 und 4.2. Auch hier erfolgte die Messung mittels des oben beschriebenen Setzdehnungsmessers. Die Meßanordnung geht ebenfalls aus Bild 4 hervor. Bild 5 zeigt die Lage der Meßstellen am Beispiel des Versuchs 2.1.

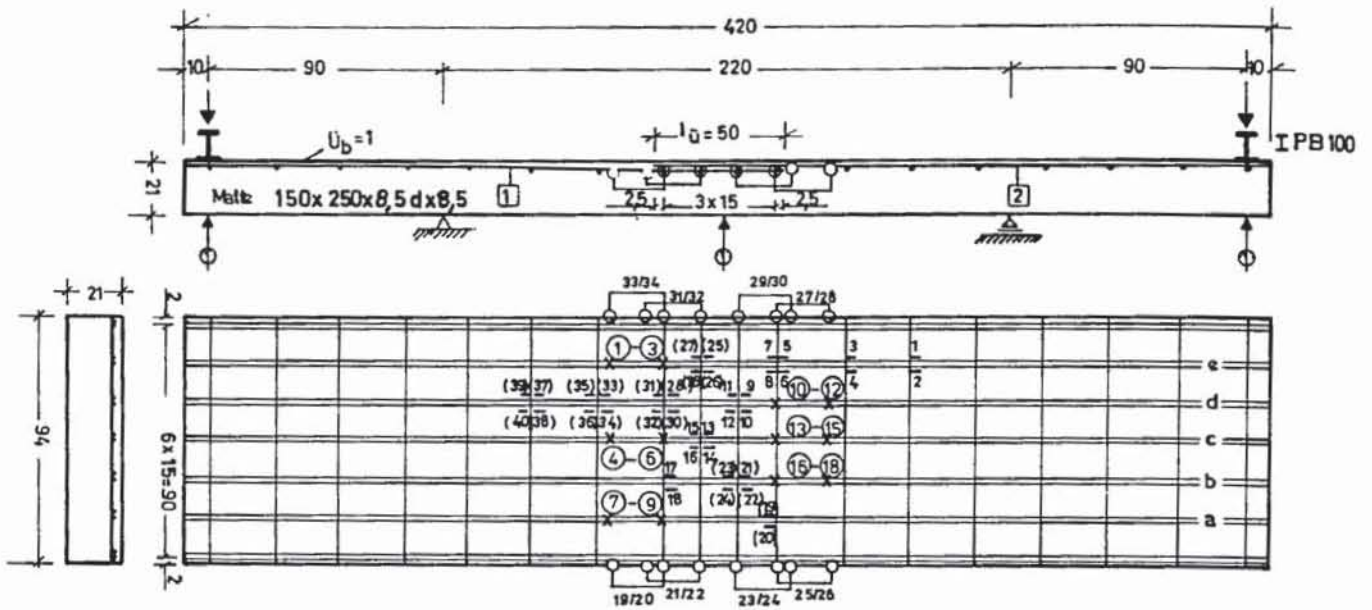
Zur besseren Unterscheidung der beiden Stoßenden wird hier und im folgenden mit "Stoßende" die Stelle bezeichnet, an der die im Stoß außenliegende Bewehrung endet und entsprechend unter "Stoßanfang" das Ende der im Stoßbereich innenliegenden Bewehrung verstanden.

5. Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden 27 - 35 Tage nach Herstellung der Körper durchgeführt (s. Tab. 3, Sp. 14). Die Belastung der Versuchsplatten erfolgte in Laststufen, deren Höhe so festgelegt wurde, daß sich rechnerische Stahlspannungen $\sigma_{eII} = 1000, 2000, 2400, 2800$ (Gebrauchslast), 3200, 3600 (1,3-fache Gebrauchslast), 4000, 5000, 5500, 6000 kp/cm^2 ergaben (ermittelt mit $n = 10$). Anschließend wurde bis zur Bruchlast gefahren, sofern nicht ein Bruch infolge Stoßversagens bereits zu einem früheren Zeitpunkt den Versuch beendete.

Die Steigerung der Belastung von einer Laststufe zur nächsten wurde in etwa 1 min. vorgenommen. Etwa 1 min. nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurden die Durchbiegungen abgelesen. Anschließend wurden die Setzdehnungsmessungen durchgeführt, gleichzeitig durch einen automatisch arbeitenden Umschalter/Kompensator die DMS-Werte abgefragt und schließlich nach dem Anzeichen der neu hinzugekommenen Risse die Rißbreiten abgelesen. Die Dauer der Meßvorgänge einer Laststufe betrug etwa 30 bis 45 min.

Bild 6 zeigt schematisch den Belastungsablauf. Wie aus der Darstellung hervorgeht, wurden nach dem erstmaligen Erreichen der Gebrauchslast ($\sigma_{eII, \text{rechn.}} = 2800 \text{ kp/cm}^2$) die Messungen wie oben beschrieben vorgenommen und anschließend 30 Lastwechsel zwischen der Oberlast entsprechend $\sigma_{eII} = 2800 \text{ kp/cm}^2$ und der Belastung nur durch Eigengewicht durchgeführt. Anschließend wurde unter Gebrauchslast eine erneute Ablesung vorgenommen. Durch diese 30 Lastwechsel sollte ein ausgeprägtes Rißbild erzeugt werden.



⊕ Messung der Durchbiegung; a-e: hierüber Ableselinien der Rißbreiten (siehe Anlage 313)

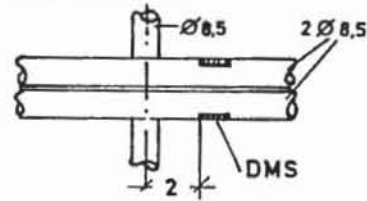
- Anordnung Dehnmeßstreifen 1 bis 18 auf Matte ②, (19) bis (40) auf Matte ①

Jeweils 2 cm von Achse Querstab entfernt

○○ Setzdehnungsmesser, Basis 20 cm

seitliche Messung der Querstabverschiebung

X-X Setzdehnungsmesser, Basis 20 cm, Messung der Knotenverschiebung auf Plattenoberseite



Maße in cm

Bild 5:
Lage der Meßstellen (Versuch 2.1)

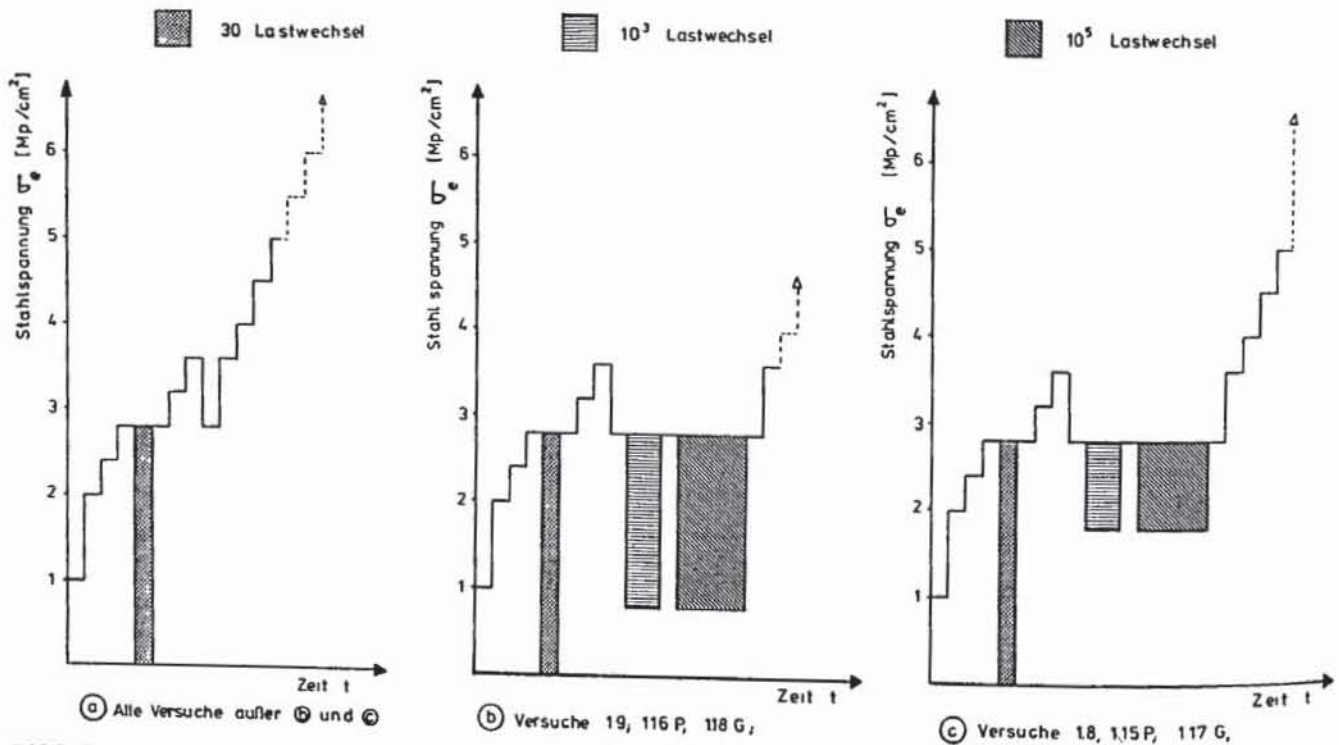


Bild 6:
Schematische Darstellung des Belastungsablaufs

Nach Erreichen der 1,3-fachen Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 3600 \text{ kp/cm}^2$) und der Durchführung der zugehörigen Messungen wurden die Versuchsplatten bis auf Gebrauchslast entlastet und zu dieser Laststufe nochmals die oben beschriebenen Messungen durchgeführt. Dadurch konnte die Veränderung des Rißbildes und der Rißbreiten nach einer kurzzeitigen Überlastung untersucht werden.

Anschließend wurden bei den Versuchen 1.8, 1.9, 1.15 P bis 1.18 G 10^5 Lastwechsel mittels eines Pulsators zur Nachahmung des Einflusses einer Dauerlast auf das Riß- und Verformungsverhalten der Probekörper aufgebracht. Die Oberlast entsprach dabei stets einer rechnerischen Stahlspannung von $\sigma_{eII, \text{rechn.}} = 2800 \text{ kp/cm}^2$. Wie die Darstellung des Belastungsablaufs für diese Versuche in den Bildern 6b und 6c zeigt, entsprach die Unterlast hierbei $\sigma_{eII, \text{rechn.}} = 1800$

(bzw. 800) kp/cm^2 . Die Rißbreiten wurden jeweils nach 10^3 Lastwechseln unter Oberlast abgelesen.

Im Anschluß hieran wurden die Versuchskörper entsprechend den oben angegebenen Laststufen bis zum Bruch weiter belastet.

6. Versuchsergebnisse

Im folgenden kann nur eine tabellarische Übersicht (Tab. 4) und zusammenfassende Auswertung der wichtigsten Versuchsergebnisse gegeben werden. Die ausführlichen Berichte /2/ bis /5/ können beim Deutschen Ausschuß für Stahlbeton eingesehen werden. Über die in diesem Heft enthaltenen Angaben hinaus sind darin für jeden Versuch enthalten

- Kornzusammensetzung der verwendeten Zuschlagstoffe (Sieblinie)
- Darstellung der gemessenen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Stahlspannung für jede Laststufe
- Zeichnung des Versuchsaufbaus und des Rißbildes (M 1 : 10), die die Entwicklung des Rißbildes für jede Laststufe erkennen läßt
- Zusammenstellung sämtlicher gemessener Rißbreiten für alle Laststufen
- Statistische Auswertung der Rißbreiten, getrennt für die Bereiche $M = \text{const.}$ sowie Stoßanfang und -ende für die wichtigsten Laststufen und Darstellung der Summenhäufigkeitslinien der gemessenen Rißbreiten auf Wahrscheinlichkeitspapier
- Fotos der Versuchskörper nach dem Bruch sowie gegebenenfalls Detailaufnahmen
- Zeichnungen (M 1 : 20) mit Anordnung der Meßstellen für die bei einigen Versuchen durchgeführten Dehnungsmessungen mittels Dehnmeßstreifen und/oder Setzdehnungsmessern sowie graphische Darstellung der bei jeder Laststufe gemessenen Werte.

6.1 Durchbiegung in Plattenmitte

In Bild 7 ist für einen ausgewählten Versuch (1.8) die auf die Stützweite bezogene Durchbiegung in Plattenmitte in Abhängigkeit von der Stahlspannung aufgetragen: Die Durchbiegungsdiagramme der anderen Versuche sahen grundsätzlich gleichartig aus.

Ein Zusammenhang zwischen der Stoßausbildung und den Durchbiegungswerten konnte nicht festgestellt werden. Der Verlauf der bezogenen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Stahlspannung ließ auch keinen Schluß auf einen eventuell zu erwartenden Bruch zu.

6.2 Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich

Die Anordnung der Dehnmeßstreifen für die in Kap. 4 beschriebenen Messungen geht für den als Beispiel gewählten Versuch 2.1 aus Bild 5 hervor. An jeder Meßstelle wurden 2 DMS in Höhe der Längsachse an jeder Seite des Stabes angeordnet. Die angezeigten Dehnungswerte wurden gemittelt und mit $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$ in Spannungen umgerechnet. Die Ergebnisse dieser Messungen an den Versuchen 1.5, 1.6, 2.1 und 2.2 sind für die Laststufen $\sigma_{eII} = 2800, 2800$

(30 LW), 3600 kp/cm^2 und die jeweils höchste Laststufe vor Erreichen der Bruchlast in den Bildern 8 und 9 dargestellt. Es ergeben sich folgende Feststellungen:

- Bei der üblichen Stoßausbildung durch Übereinanderlegen der Bewehrungsmatten ist die statische Nutzhöhe h_i der innenliegenden Matte am Stoßende etwa um die Summe der Durchmesser eines Längs- und eines Querstabes geringer als die Höhe h_a der außenliegenden Matte am Stoßanfang. Bei konstantem Biegemoment kann daher das Verhältnis der Spannungen zueinander nach der Gleichung

$$\frac{\sigma_{e, \text{inn}}}{\sigma_{e, \text{auß}}} \approx \frac{1}{\left(1 - \frac{d_{e,L} + d_{e,Q}}{h_a}\right)}$$

abgeschätzt werden. Für die üblichen Stabdurchmesser $\emptyset 5 \leq d_{e,L} \text{ (bzw. } d_{e,Q}) \leq \emptyset 12$ ergibt sich für Platten mit der Dicke d ($7 \text{ cm} \leq d \leq 30 \text{ cm}$)

$$1,04 \leq \frac{\sigma_{e, \text{inn}}}{\sigma_{e, \text{auß}}} \leq 1,80$$

Bei Ansatz der im Wohnungsbau üblichen Plattenstärken und Durchmesser liegt das Verhältnis zwischen 1,07 und 1,15, bei den hier besprochenen Versuchen ergaben sich rechnerische Spannungssteigerungen zwischen 8 und 18 %, die auch durch die Messungen bestätigt wurden.

- Die gemessenen Stahlspannungen am Stoßende (und außerhalb des Stoßbereiches) lagen stets unter den rechnerisch für $n = 10$ ermittelten. Beispielsweise betragen die gemessenen Spannungen unter Gebrauchslast am Stoßende im Mit-

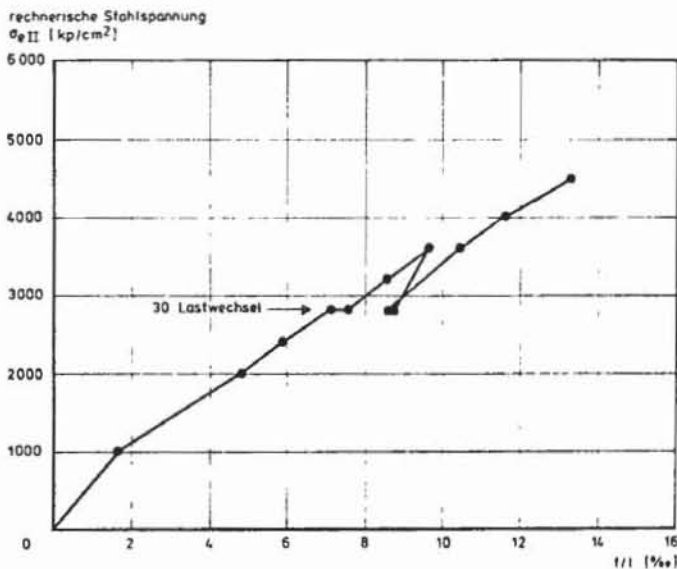


Bild 7: Durchbiegung f in Plattenmitte bezogen auf die Stützweite l in Abhängigkeit von der Stahlspannung (Versuch 1.8)

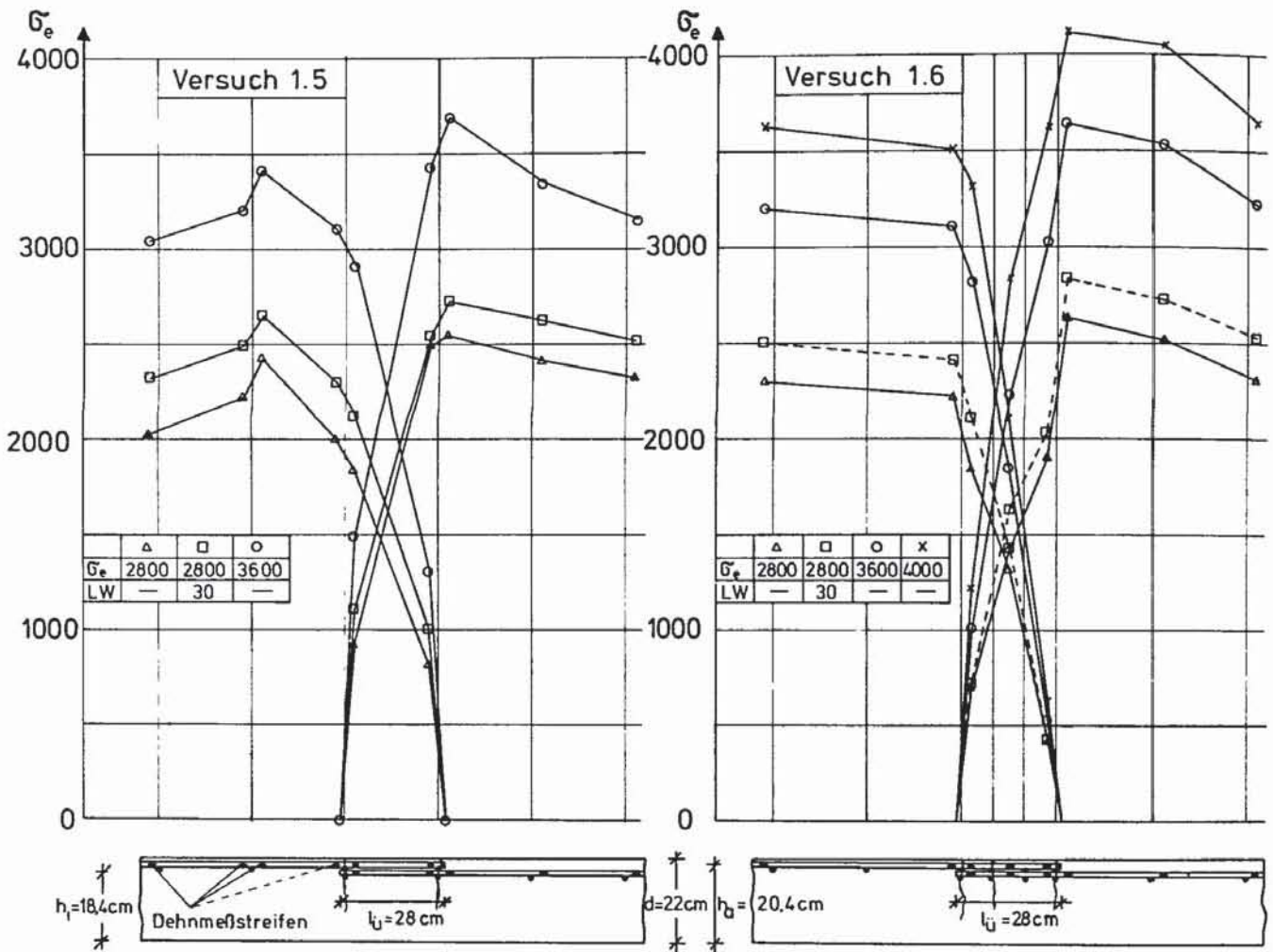


Bild 8: Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich (Versuch 1.5 und 1.6)

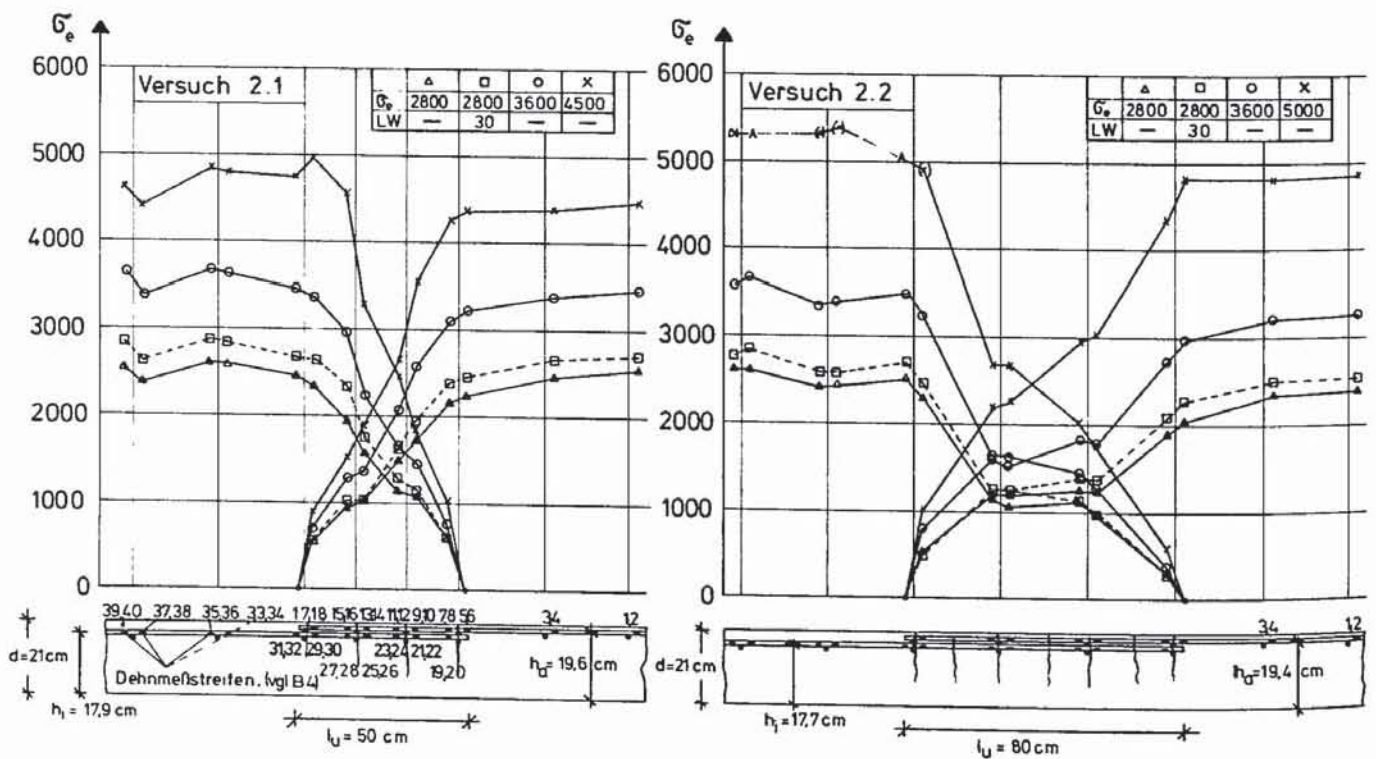


Bild 9: Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich (Versuch 2.1 und 2.2)

tel nur 80 % der rechnerischen Werte. Nach 30 Lastwechseln erhöhte sich der Mittelwert der gemessenen Stahlspannungen auf 87 % des rechnerischen Wertes. Der wesentliche Grund hierfür ist, daß die Messung der Stahldehnung an vorgegebenen Stellen der Längsstäbe erfolgte, die im allgemeinen nicht gerade in einem Riß, sondern irgendwo im Bereich zwischen zwei Rissen liegen werden. Die Stahlspannung nimmt jedoch zur Mitte zwischen zwei Rissen hin wegen der Verbundspannung zwischen den Längsstäben und dem umgebenden Beton ab.

Eine Bestätigung für diese Annahme ist auch im Anwachsen der Stahlspannungen nach 30 Lastwechseln zu sehen. Hierbei kam es sowohl zu einem Fortschreiten der Rißentwicklung als auch zu einer Verschlechterung des Verbundes. Infolgedessen näherte sich die Stahlspannung im Bereich zwischen zwei Rissen dem für den Riß gültigen rechnerischen Wert.

Infolge der Momente aus Eigengewicht der Versuchsplatten war die Stahlspannung an den Auflagern ca. 100 kp/cm² höher als im Stoßbereich. Die gemessenen Spannungen in der außenliegenden Bewehrungsmatte zeigten daher mit Ausnahme der für Versuch 1.5 ermittelten Werte ein Anwachsen zu den Auflagern hin. Gleichzeitig war ein Abfall der Stahlspannung in den Längsstäben der innenliegenden Bewehrungsmatte in Richtung auf die Auflager hin zu verzeichnen, weil die Bewehrung in diesem Bereich allmählich wieder in die äußere Lage ($u_b = 1$ cm) verzogen wurde.

- In Bild 10 sind zwei Extremfälle der Kraftübertragung beim Zwei-Ebenen-Stoß von Betonstahlmatten dargestellt. Bild 10a zeigt den Kraftverlauf für den Fall, daß kein Verbund wirksam ist und die Übertragung der Zugkräfte der gestoßenen Längsstäbe nur durch Abstützen der Querstäbe erfolgt. Senkrecht übereinander angeordnete Querstäbe können sich dabei nicht gegeneinander abstützen, da die auftretenden Biegerisse in der Regel zwischen ihnen hindurch verlaufen. Daher wird die Zugkraft der Längsstäbe erst am Ende der jeweiligen Matte verankert. Sind im Stoßbereich weitere Querstäbe angeordnet, werden sich je nach Rißverlauf mehrere Druckdiagonalen einstellen. Bild 10b zeigt den Kraftverlauf für den zweiten Extremfall, daß sie Querstäbe unwirksam sind und die Übertragung der Kräfte nur durch Verbund erfolgt. Hierbei nimmt die Zugkraft in den gestoßenen Längsstäben zum Stabende hin stetig ab. Beim Stoß von Betonstahlmatten mit angeschweißten Querstäben kommt es zu einer Überlagerung der beiden Kraftübertragungsmechanismen, wie der Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich erkennen läßt (Bilder 8 und 9):

Für kurze Übergreifungslängen war ihr Verlauf im Stoßbereich nahezu linear (siehe Bild 8, Versuche 1.5 und 1.6, $l_u = 28$ cm = 0,55a₀).

Traten im Stoßbereich keine Risse auf (Versuch 1.5), konnte sich der am Stoßanfang angeordnete Querstab der inneren Matte direkt gegen den am Stoßende liegenden Querstab der äußeren Matte abstützen. Infolgedessen ist die am letzten Querstab jeder Matte aufgenommene Kraft unter allen Laststufen deutlich (> 3-fach) größer, als die am direkt darüber bzw. darunter liegenden Querstab abgegebene Kraft.

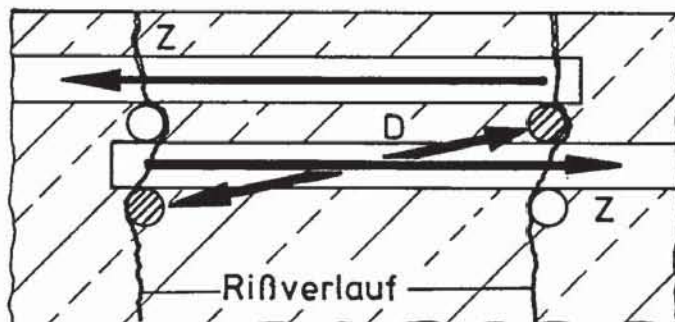
Bei kurzer Übergreifungslänge mit Rißbildung im Stoßbereich (Bild 8, Versuch 1.6) kann es über einen Riß hinweg kein direktes Abstützen von Querstäben verschiedener Matten geben. Wie die Messungen zeigen, ist trotzdem die am Ende jeder Matte im Bereich zwischen zwei Rissen aufgenommene Kraft größer (ca. 1,5-fach) als die im selben Bereich abgegebene Kraft der an-

deren Matte. Das bedeutet, daß ein Teil der durch den Stoß zu übertragenden Kraft über die ungerissene Druckzone ausgeglichen wird.

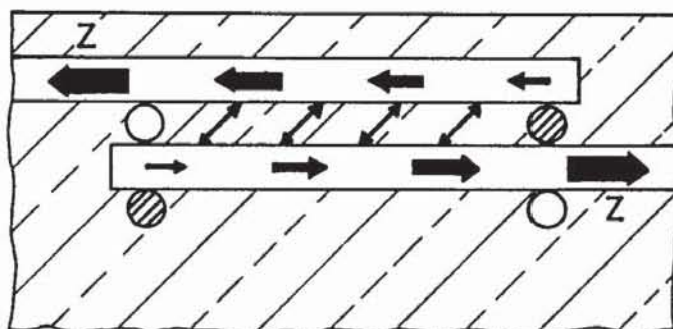
Für mittlere Übergreifungslängen (Bild 9, Versuch 2.1, $l_u = 50$ cm \approx 1,0 a₀) verlaufen die Stahlspannungen unter Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 2800$ kp/cm²) am Stoßanfang und -ende etwas steiler als im mittleren Bereich. Die Verbundspannungen nehmen also zur Stoßmitte hin geringfügig ab. Für höhere Belastungen ($\sigma_{eII} = 3600$ bzw. 4500 kp/cm²) ist der Stahlspannungsverlauf wiederum linear.

Für große Übergreifungslängen (Bild 9, Versuch 2.2, $l_u = 80$ cm \approx 1,5 a₀) ist diese Erscheinung noch ausgeprägter. Unter Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 2800$ kp/cm²) und 1,3-facher Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 3600$ kp/cm²) ist der Stahlspannungsverlauf zu den Stoßenden hin jeweils stark, im mittleren Bereich dagegen gar nicht oder nur schwach geneigt. Die Verbundspannungen haben also ihr Maximum an den Stoßenden und weisen kleine Werte in Stoßmitte auf. Mit zunehmender Stahlspannung wird dann auch der mittlere Bereich des Stoßes stärker zur Verankerung herangezogen. Für $\sigma_{eII} = 5000$ kp/cm² weist der Stahlspannungsverlauf in Stoßmitte nahezu die gleiche Steigung wie an den Stoßenden auf.

Bei mittleren und großen Übergreifungslängen mit mehreren Rissen im Stoßbereich erfolgt der Kraftausgleich in der Regel innerhalb der Bereiche zwischen je 2 Rissen. Das bedeutet, daß die von einer Matte in einem Rißabschnitt (Bereich zwischen zwei Rissen) aufgenommene Kraft etwa gleich groß ist wie die von der anderen Matte im selben Abschnitt abgegebene Kraft.



a)



b)

Bild 10:
Kraftverlauf im Stoßbereich
a) bei Übertragung der Kräfte nur durch Abstützen der Querstäbe
b) bei Übertragung der Kräfte nur durch Verbund

6.3 Mitwirkung der Querstäbe bei der Verankerung der Stahlzugkraft

Die anteilige Lastaufnahme der Querstäbe kann ebenfalls aus den Versuchen (Bilder 8 und 9) abgeschätzt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Verbund der Längsstäbe durch das Ankleben von Dehnmeßstreifen vor und hinter einem Querstab auf eine Länge von insgesamt 6 cm ($\sim 5 d_e$) gestört wurde (vergl. Bild 5).

Die Lastaufnahme der Querstäbe hängt entscheidend davon ab, ob sich die Querstäbe der gestossenen Matten direkt gegeneinander abstützen können. Das ist nur möglich, wenn sie im gleichen Rißabschnitt liegen. Ihre Kraftaufnahme ist dann entsprechend groß (Siehe Spannungsverlauf in **k u r z e n** Übergreifungslängen ohne Rißbildung im Stoßbereich, Bild 8, Versuch 1.5)

Ist ein direktes Abstützen zum nächsten Querstab wegen der dazwischen liegenden Risse nicht möglich, ist die Lastaufnahme der Querstäbe nicht größer als die Kraft, die zwischen den Meßstellen allein durch die Verbundwirkung der Längsstäbe hätte übertragen werden können (siehe Spannungsverlauf in **g r o ß e n** Übergreifungslängen, Bild 9, Versuch 2.2). Die Lastaufnahme eines Knotens wird dann dadurch begrenzt, welche Kraft durch den Verbund der ihm gegenüberliegenden Längsbewehrung übertragen werden kann.

Je nach Übergreifungslänge, Lage der Querstäbe und Rißbildung im Stoßbereich kann die Mitwirkung der Querstäbe zwischen diesen beiden Extremen liegen (z.B. Versuch 1.6, Bild 8).

6.4 Messung der gegenseitigen Verschiebung und des Schlupfes

6.4.1 Allgemeines

Mit den Setzdehnungsmessungen nach Kap. 4 sollte die Relativverschiebung der im Stoßbereich innenliegenden Matte gegenüber der außenliegenden bei den verschiedenen Laststufen ermittelt werden.

Weiterhin wurde versucht, die Verschiebung zwischen außenliegender Längsbewehrung und dem Beton an der Plattenoberseite am Stoßanfang und -ende zu messen. Dabei sollten aus der gegenseitigen Verschiebung der mittleren auf dem Längsstab angebrachten Meßmarke gegenüber den benachbarten, auf dem Beton angebrachten Meßmarken Rückschlüsse auf den Schlupf der Längsbewehrung (Kreuzungspunkt Längsstab/Querstab) gezogen werden.

Es wurde von der Überlegung ausgegangen, daß bei dem üblichen Rißverlauf in Richtung der Querstäbe bei Annahme einer gleichmäßigen Rißbreite zwischen den auf demselben Rißufer befindlichen Beton-Meßmarken theoretisch keine gegenseitige Verschiebung stattfindet. Dabei ist es ohne Bedeutung, wieviele Risse im Bereich der Meßlänge (20 cm) entstehen. Bei einem Rißverlauf zwischen den Meßmarken hindurch wäre zu erwarten, daß die gegenseitige Verschiebung der beiden Betonmeßmarken gerade der gemessenen Rißbreite w entsprechen würde. Aus den bei den einzelnen Laststufen beobachteten Verschiebungen lassen sich die Bewegungen der Meßpunkte relativ zueinander ermitteln. Als Schlupf ist dann der Differenzbetrag aus den Verschiebungen einer Betonmeßmarke gegenüber der Stahlmarke zu bezeichnen.

Die Anordnung der Meßmarken für die beschriebenen Messungen geht aus den Bildern 4 und 5 hervor. Die Meßmarken wurden stets zu Beginn der Versuche auf den gesäuberten Beton bzw. Stahl geklebt, nachdem die Kittfüllung in den Hüllroh-

ren entfernt worden war (Bild 4). Die anschließenden Messungen brachten aus folgenden Gründen nicht immer eindeutig wertbare Aussagen:

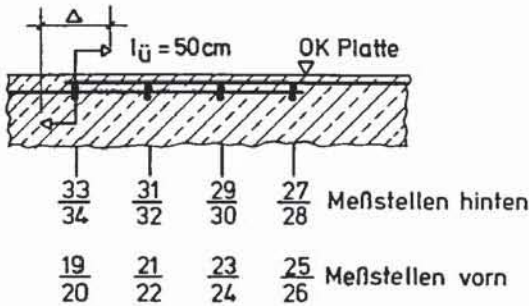
- Bei dem Verfahren mußten Meßmarken in Bereichen angeordnet werden, in denen bei fortschreitender Belastung Risse im Beton an nicht immer vorhersehbaren Stellen auftraten. Infolgedessen kam es des öfteren zum Ausfall einer Meßstrecke durch Ablösen einer Meßmarke.
- Es ist nicht immer möglich, den Verlauf der Risse im Bereich der Meßmarken eindeutig zu verfolgen. Die im Verhältnis zu den Abmessungen der Meßmarken sehr kleinen Rißbreiten lassen insbesondere bei einem Rißverlauf unter einer auf Beton befestigten Meßmarke hindurch nicht immer erkennen, auf welchem Rißufer diese sich beim Aufklaffen des Risses vom Beton gelöst hat.
- Unter der idealisierenden Annahme einer im Meßmarkenbereich konstanten Rißbreite werden die Messungen der Verschiebungen zwischen außenliegender Stoßbewehrung und Beton an der Plattenoberseite nicht durch die Rißbreiten beeinflusst. In Wirklichkeit treten durch das sich im Laufe der Belastungsstufen ändernde Rißbild insbesondere an Rißverzweigungen in der Nähe der Meßmarken nicht kontrollierbare Verschiebungen und Verzerrungen der Beton-"Schollen" auf, auf denen die Meßmarken befestigt sind.

6.4.2 Gegenseitige Verschiebung der Querstäbe

Bild 11 zeigt für den ausgewählten Versuch 2.1 die gemessenen Verschiebungen. Für die übrigen Versuche ergaben sich gleichartige Ergebnisse. Es kann daher folgendes festgestellt werden:

- Mit zunehmender Stahlspannung der Längsstäbe nimmt die gegenseitige Verschiebung der Matten zu.
- Die gemessenen gegenseitigen Verschiebungen zweier im Stoßbereich senkrecht übereinander angeordneter Querstäbe sind an den beiden Längsseiten der Platte etwa gleich groß und damit über die ganze Plattenbreite in erster Näherung als konstant anzusehen.
- Stets ist die gegenseitige Verschiebung am Stoßanfang etwa halb so groß wie am Stoßende und in Stoßmitte noch geringer. Bild 12 zeigt die gegenseitige Verschiebung der Querstäbe im Stoßbereich für den ausgewählten Versuch 2.1 bei verschiedenen Laststufen. Bei der Platte 2.2 mit einem langen Übergreifungsstoß ($l_{\text{Ü}} = 80 \text{ cm} \approx 1,5 a_0$) war die in Stoßmitte gemessene Verschiebung im Gebrauchszustand nahezu Null, nahm jedoch mit zunehmender Belastung zu. Dieses Verhalten stimmt mit dem beobachteten Verlauf der Stahldehnungen überein.
- Die an den Platten-Seitenflächen gemessenen gegenseitigen Verschiebungen der übereinander liegenden Querstäbe waren am Stoßende im Mittel gleich groß wie die vorhandenen Rißbreiten in Höhe der Querstäbe ($\hat{=}$ Achse der im Stoß innenliegenden Längsstäbe, siehe Bild 4). Dabei wurde für die Berechnung der Rißbreiten eine gleichförmige Abnahme von der Plattenoberseite (Meßwert) zur Nulllinie hin angenommen. Traten am Stoßende eng benachbarte Rißverzweigungen auf, wurden deren gemessene Breiten addiert. Unter diesen Annahmen liegen die gemessenen Verschiebungen zwischen 80 und 120 % der so errechneten Rißbreiten.

Am Stoßanfang lagen die entsprechenden Verschiebungen zwischen 70 und 110 % der Rißbrei-



Messung mit SDM, Meßlänge 20 cm,
Anzeige $\frac{1}{490}$ mm

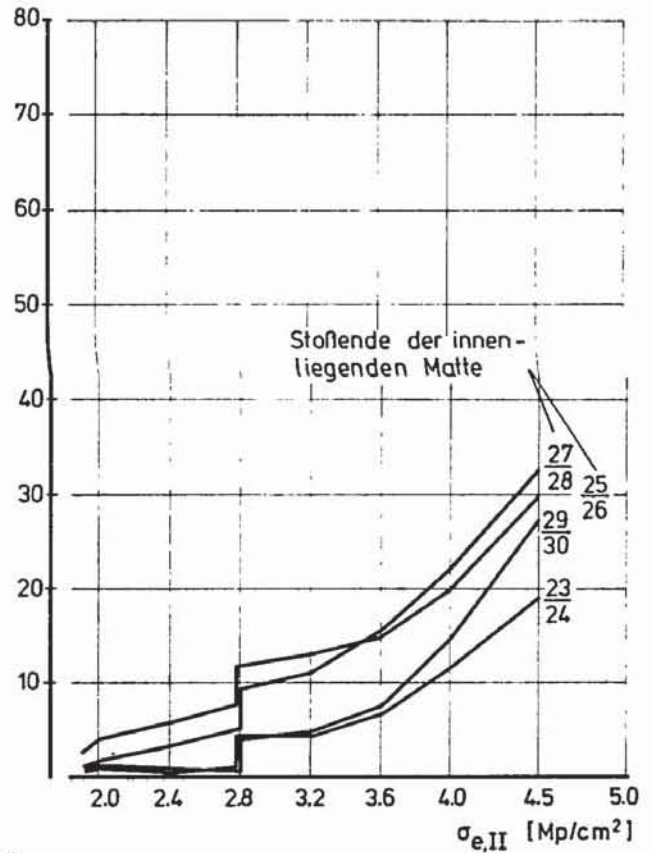
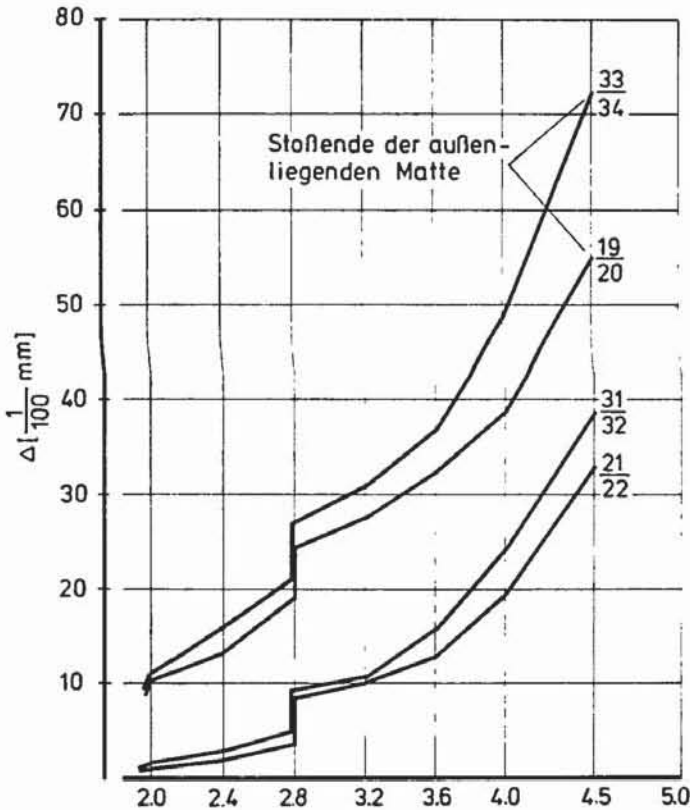


Bild 11: Verschiebungsmessung Plattenaußenseite (Versuch 2.1)

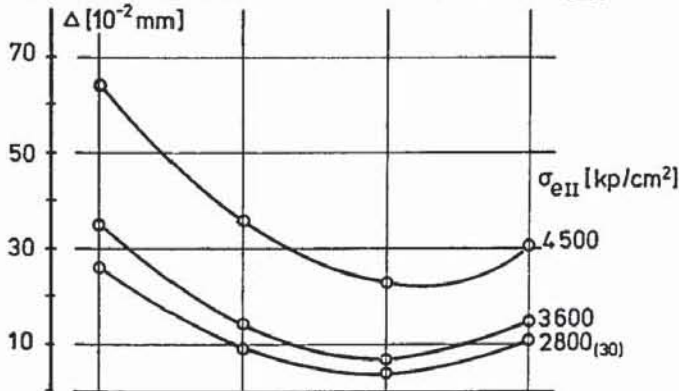
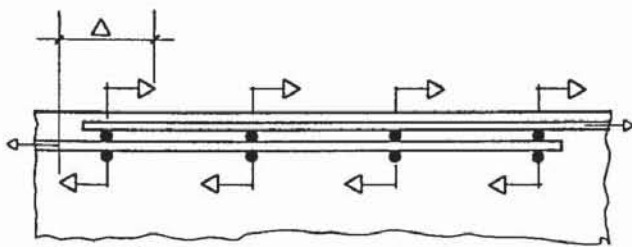


Bild 12: Gegenseitige Verschiebung der Querstäbe im Stoßbereich (Versuch 2.1)

ten, im Mittel bei etwa 90 %. Berücksichtigt man die bei Rißmessungen unvermeidlichen großen Streuungen und die aus der Literatur bekannte Tatsache, daß die Rißbreite in Höhe der Bewehrungsstäbe meist schneller und im Inneren der Platte langsamer abnimmt, lassen diese Meßergebnisse den Schluß zu, daß die gegenseitige Verschiebung der Querstäbe sowohl am Stoßanfang als auch am Stoßende in der Größenordnung der in Höhe der Bewehrung vorhandenen Rißbreite liegt.

6.4.3 Verschiebung Längsbewehrung - Beton

Die Bilder 13 und 14 zeigen die Ergebnisse zweier Meßstellen des als Beispiel ausgewählten Versuchs 2.1. Die Lage der Meßstellen kann Bild 5 entnommen werden. Eine Skizze am Kopfende der Diagramme zeigt den beobachteten Rißverlauf in der Umgebung der Meßpunkte. Aus den mit Setzdehnmessern gemessenen Längenänderungen der Meßstrecken oben (o), Mitte (m), unten (u) lassen sich die gegenseitigen Verschiebungen der Meßpunkte berechnen. Diese sind ebenso wie die Rißbreite in Abhängigkeit von der rechnerischen Stahlspannung in die Diagramme eingetragen. Die Rißbreite wurde unmittelbar neben den Meßpunkten an der in der Skizze durch Pfeile gekennzeichneten Stelle abgelesen.

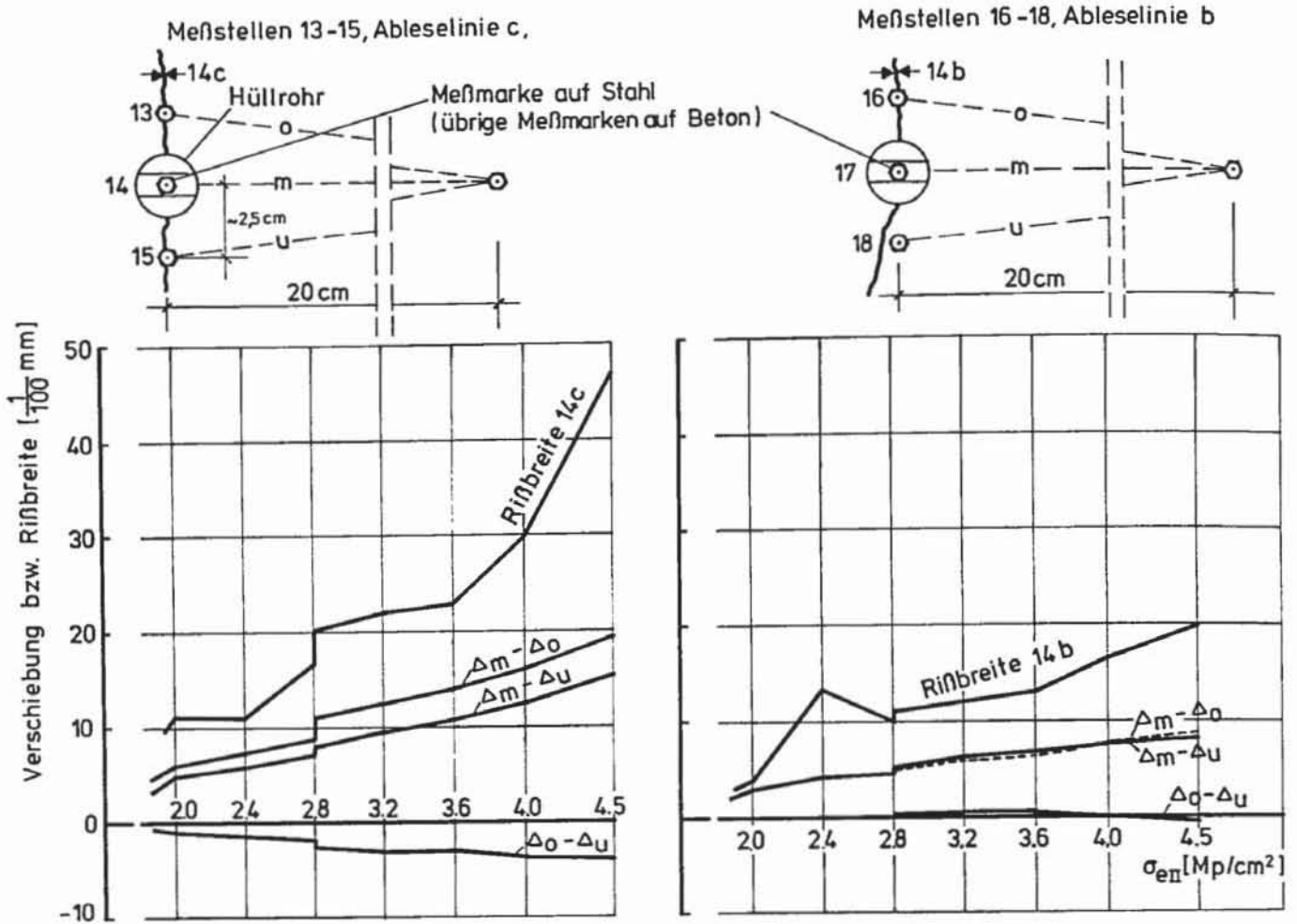


Bild 13: Verschiebungsmessung auf der Plattenoberseite am Stoßanfang (Versuch 2.1; Lage der Meßstellen siehe Bild

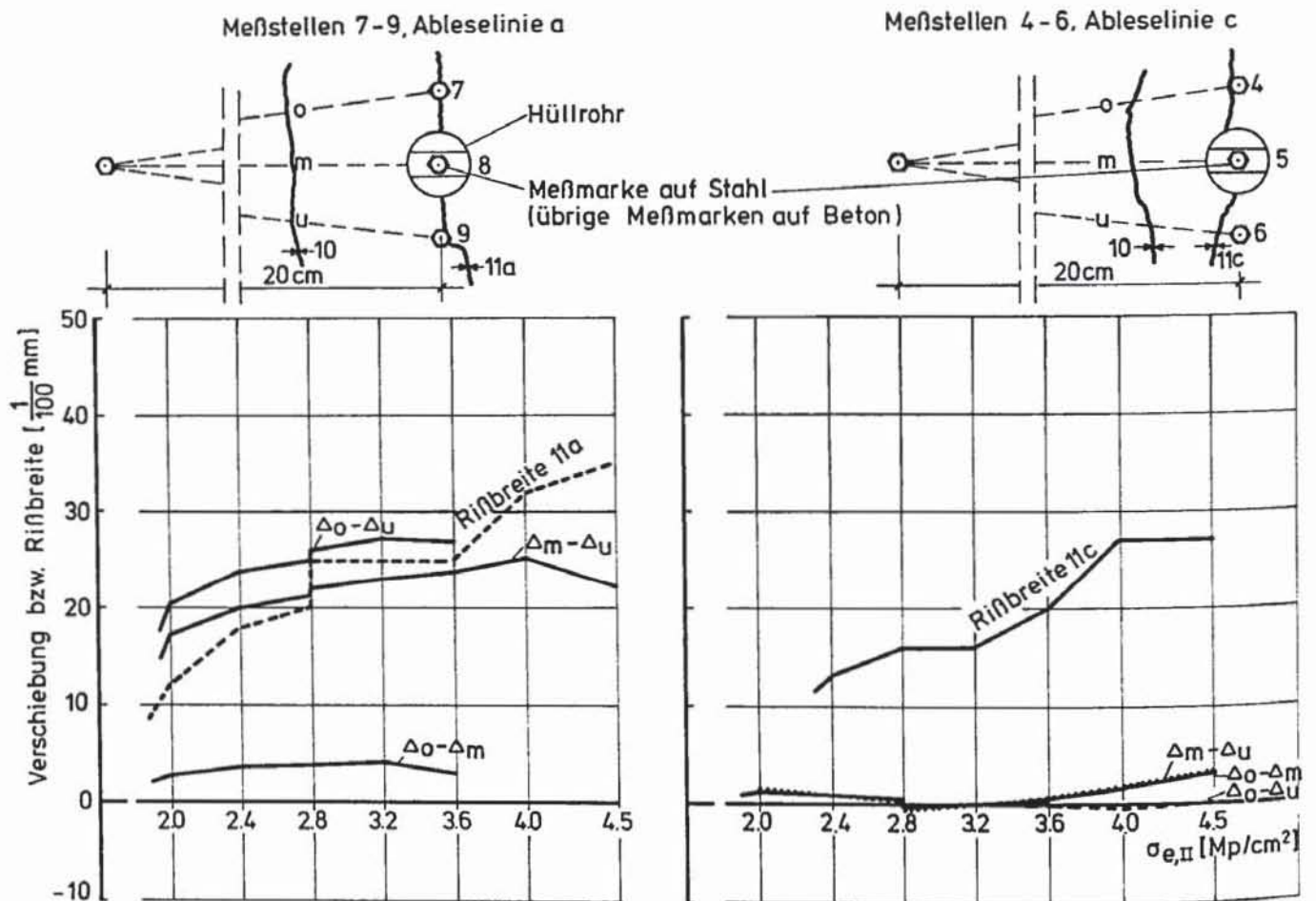


Bild 14: Verschiebungsmessung auf der Plattenoberseite am Stoßende (Versuch 2.1; Lage der Meßstellen siehe Bild 5)

Auch bei Beachtung der im Abschnitt 6.4.1 genannten Gründe für Meßungenauigkeiten erscheinen folgende Aussagen möglich:

- Am Stoßanfang (Ende der innenliegenden Matte) trat in der Regel eine Verschiebung zwischen den Längsstäben der außenliegenden Matte und dem umgebenden Beton in der Größenordnung der halben an der Plattenoberseite gemessenen Rißbreite auf (Bild 13).
- Am Stoßende (Ende der außenliegenden Matte) trat zwischen den Längsstäben und dem vom Stoß abgewandten Rißufer des Risses eine Verschiebung in der Größenordnung der an der Plattenoberseite gemessenen Rißbreite auf. Das bedeutet, daß der Schlupf zwischen dem stoßseitigen Rißufer und dem Längsstab praktisch zu Null wird (Bild 14).

Versucht man, die Ergebnisse aus den Schlupfmessungen am Stoßanfang und Stoßende sowie aus den Messungen der gegenseitigen Verschiebung der Querstäbe untereinander mit den gemessenen Stahldehnungen und Rißbreiten in Einklang zu bringen, treten Widersprüche auf. Dabei liegt die Hauptschwierigkeit in einer hinreichend genauen Erfassung der Rißbreiten, insbesondere bei unübersichtlichem Rißverlauf an den Stoßenden. An einer Verbesserung des Meßverfahrens und der theoretischen Klärung der Zusammenhänge wird gearbeitet.

6.5 Rißverhalten

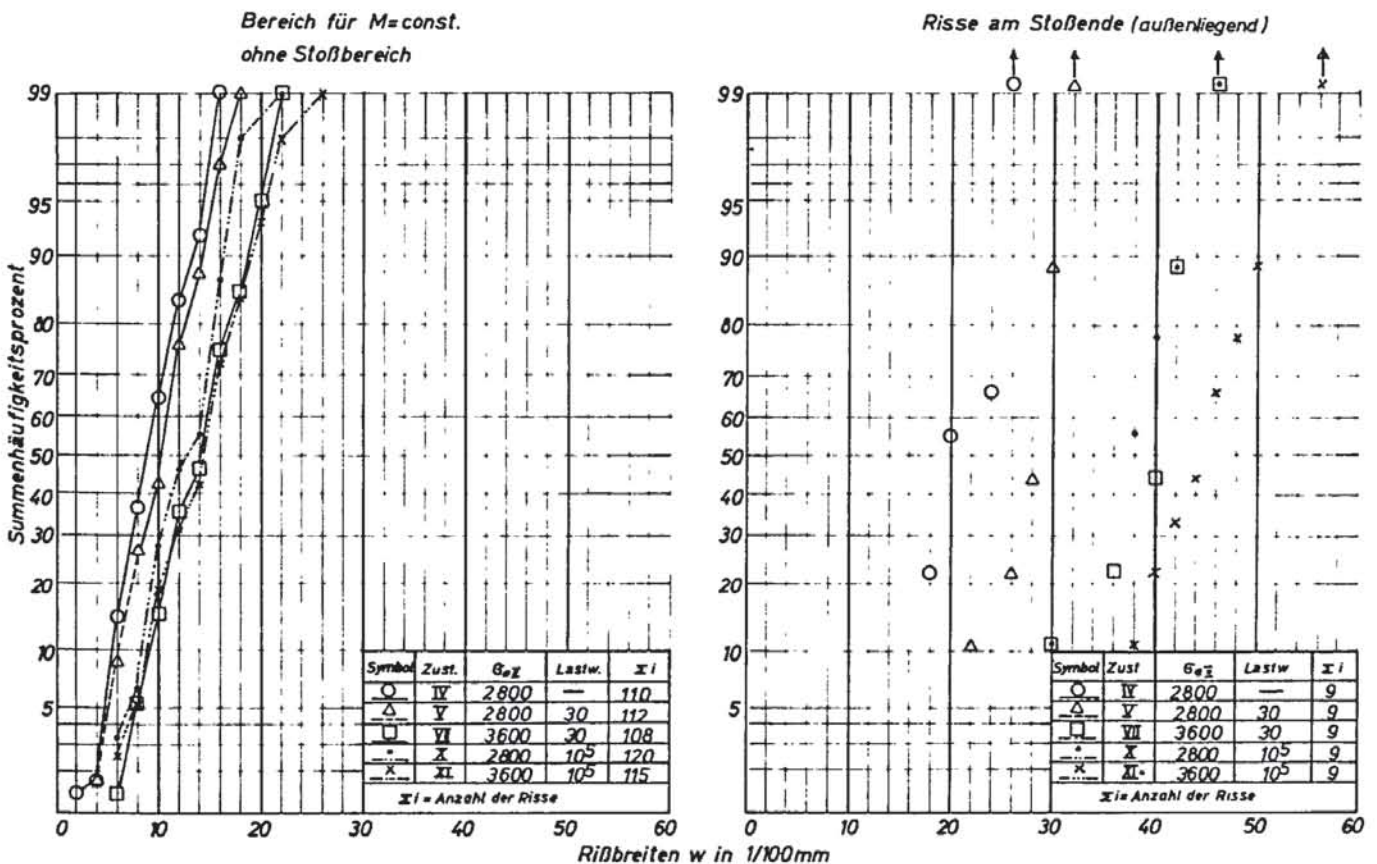
Die Gebrauchsfähigkeit wird im wesentlichen durch die Rißbreiten bestimmt. Die Entstehung des Rißbildes während der einzelnen Laststufen wurde durch unterschiedliche Strichstärken kenntlich gemacht. Bild 3 zeigt den Rißverlauf und die Rißentstehung am Beispiel

des Versuchs 1.8. Die entlang den mit kleinen Buchstaben bezeichneten Ableselinien gemessenen Rißbreiten wurden zunächst in Tabellenform erfaßt (als Beispiel ist die Rißtabelle des Versuchs 1.8 als Tabelle 5 wiedergegeben) und anschließend einer statistischen Auswertung unterzogen, wie dies Bild 15 ebenfalls am Beispiel des Versuchs 1.8 zeigt. Dabei wurden die Risse im Bereich des konstanten Momentes außerhalb des Stoßbereiches und die Risse an den Stoßenden einer getrennten Betrachtung unterzogen.

In Tabelle 4 "Versuchsergebnisse" wird in den Spalten 13 bis 22 ein Überblick über die bei Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 2800 \text{ kp/cm}^2$) und 1,3-facher Gebrauchslast ($\sigma_{eII} = 3600 \text{ kp/cm}^2$) gemessenen charakteristischen Rißbreiten gegeben. Es sind dort die 95 %-Fraktile der Rißbreiten im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßbereiches und die drei maximalen Ablesungen für die Risse an den Stoßenden zusammengestellt.

Für den Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßbereiches lagen die Rißbreiten $w_{95\%}$ unter Gebrauchslast nach 30 Lastwechseln zwischen 0,1 und 0,3 mm. Die bei sechs Versuchen durchgeführten 10^5 Lastwechsel hatten im Mittel eine 15 %ige Zunahme der Rißbreiten zur Folge. Bei vergleichbaren Platten nahm in Übereinstimmung mit /6/ die 95 %-Fraktile der Rißbreiten mit abnehmender Profilierung der Stäbe zu (Bild 16).

Die größten Rißbreiten traten stets am Stoßende auf. Am Stoßanfang war die Rißbreite im allgemeinen kleiner als am Stoßende, jedoch größer als die Breite der benachbarten Risse auf der gleichen Plattenhälfte außerhalb des Stoßbereiches. Begründen lassen sich die größeren Rißbreiten am Stoßende und Stoßanfang mit den unvermeidlichen Gleitungen innerhalb des Stoßbereiches. Für das Stoßende ist zusätzlich zu berücksichtigen, daß die Stahldehnung der innen liegenden



Platte Nr. 1.8

Bild 15: Statistische Auswertung der gemessenen Rißbreiten (Versuch 1.8)

Matte infolge der geringeren Nutzhöhe bei den vorliegenden Versuchen 8 - 18 % größer war als in der äußeren Lage.

Eine Abhängigkeit der Rißbreiten am Stoßende bzw. ihres Verhältnisses zu den außerhalb des Stoßbereichs gemessenen Werten von der bezogenen Übergrifflänge $k = l_u/a_0$ oder der Anzahl der im Stoßbereich angeschweißten Querstäbe konnte nicht festgestellt werden. Eine Auswertung der vergleichbaren Versuche für Betonstahlstahlmatten mit dicken Durchmessern ($d = 12$ mm bzw. 8,5 d) zeigt jedoch eine schwach ausgeprägte Abhängigkeit der unter Gebrauchslast gemessenen Rißbreiten am Stoßende (Mittelwert der drei maximalen Abmessungen) von der erreichten Bruchsicherheit (Bild 17). Da die Stahlspannung auf die äußere Mattenlage bezogen wurde, die Rißbreite am Stoßende jedoch wesentlich durch die Dehnung des Stahls der inneren Lage bestimmt wird, wurden die Rißbreiten in Bild 17 zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Plattendicken auf eine mittlere Dicke ($d = 21$ cm, $h_a/h_i = 1,10$) im Verhältnis $1,10/(h_a/h_i)$ umgerechnet.

In Bild 18 ist für die gleichen Versuche das unter Gebrauchslast beobachtete Verhältnis der Rißbreite am Stoßende zur 95 %-Fraktile der Rißbreiten im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßbereichs in Abhängigkeit von der erreichten Bruchsicherheit aufgetragen. Mit steigender Bruchsicherheit wird danach das Verhältnis der Rißbreiten kleiner.

Der Zusammenhang zwischen dem Anwachsen der Rißbreiten am Stoßende bei Überlastungen und der erreichten Bruchsicherheit ist in Bild 19 für die wichtigsten Laststufen dargestellt. Für Versuche mit geringer Bruchsicherheit ist danach bei zunehmender Belastung ein stärkeres Anwachsen der Rißbreiten am Stoßende zu beobachten, als für Versuche mit höherer Bruchsicherheit.

Die in den Bildern 17 bis 18 dargestellten Ergebnisse zeigen, daß Stoßausbildungen, die eine ausreichende Bruchsicherheit ($\nu \geq 2,1$) ergeben, auch unter Gebrauchslast günstigeres Rißverhalten

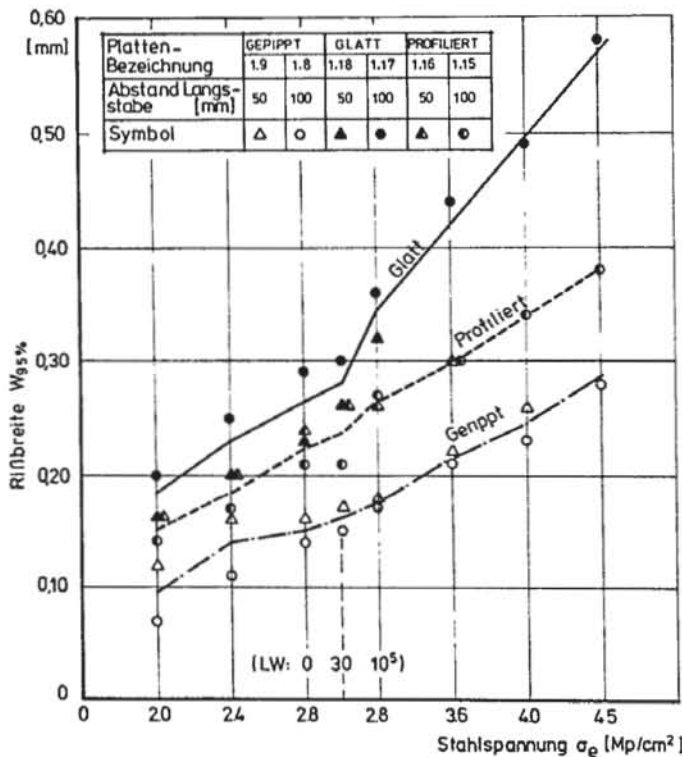


Bild 16: 95%-Fraktile der Rißbreiten im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßes in Abhängigkeit von der Stahlspannung für unterschiedliche Oberflächenprofilierung

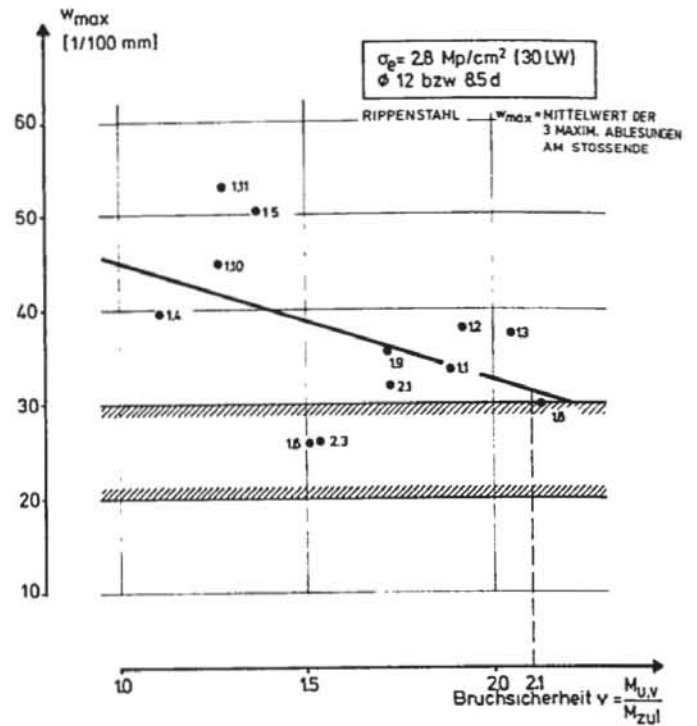


Bild 17: Rißbreite am Stoßende in Abhängigkeit von der Bruchsicherheit (Korrelationskoeffizient $r = -0,49$)

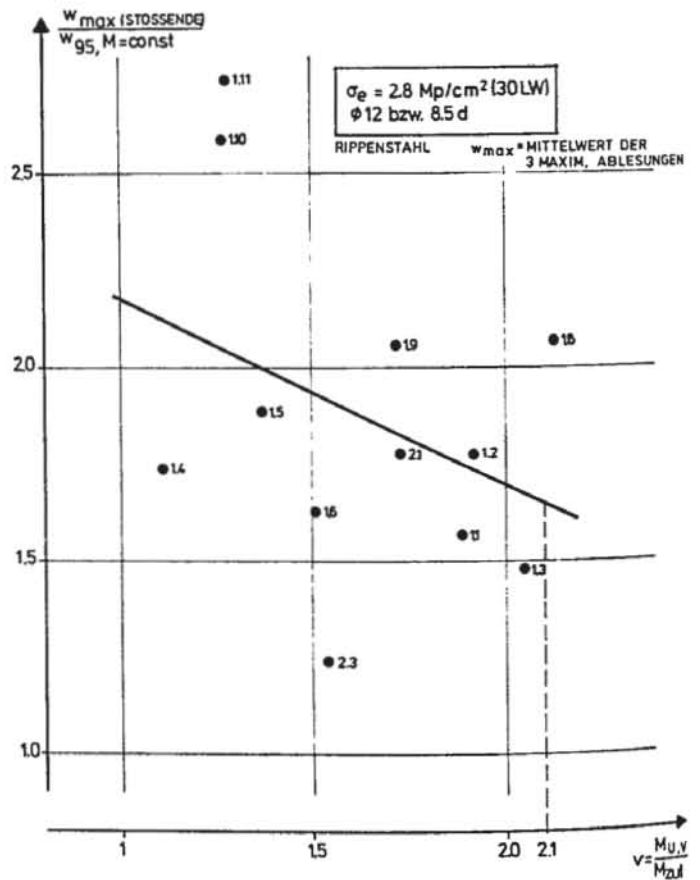


Bild 18: Verhältnis der Rißbreite am Stoßende zur Rißbreite $w_{95\%}$ im Bereich $M = \text{const.}$ in Abhängigkeit von der erreichten Bruchsicherheit (Korrelationskoeffizient $r = -0,37$)

ten als solche mit kleineren Bruchsicherheiten aufweisen. Da andererseits mit zunehmender bezogener Übergreifungslänge die Bruchsicherheit wächst (siehe 6.6, Bilder 27 und 28), wäre nach diesen Ergebnissen für die hier durchgeführten Kurzzeitversuche ein Einfluß der Übergreifungslänge auf die Rißbreite am Stoßende unter Gebrauchslast zu erwarten gewesen. Da jedoch gleichzeitig mit der Übergreifungslänge auch andere, die Rißbreite am Stoßende beeinflussende Faktoren, wie die Zahl und Anordnung der Querstäbe und die Exzentrizität des Stoßes im Verhältnis zur Plattendicke variierten, wurde der Einfluß der Übergreifungslänge verdeckt.

Diese Ergebnisse stehen nicht im Widerspruch zu den in /7,10/ mitgeteilten Beobachtungen, denn dort wurde eine deutliche Abhängigkeit der Rißbreiten am Stoßende von der bezogenen Übergreifungslänge erst nach 10^6 Lastwechsel bzw. Dauerlast registriert. Im vorliegenden Programm wurden jedoch nur bei (insgesamt 6) Versuchen mit konstanter Übergreifungslänge 10^5 Lastwechsel durchgeführt.

Die je nach Übergreifungslänge unterschiedliche Vergrößerung der Rißbreiten an den Stoßenden durch Lastwechsel kann durch den Verlauf der Stahlspannung im Stoßbereich erklärt werden. Während für kurze Übergreifungslängen ($l_u \leq 0,8 a_0$)

schon bei Erstbelastung der gesamte Stoßbereich zur Kraftübertragung herangezogen wird, erfolgt bei größeren Stoßlängen die Kraftübertragung vorwiegend in den Endbereichen. Durch häufig wiederholte Belastung nehmen bei kurzen Über-

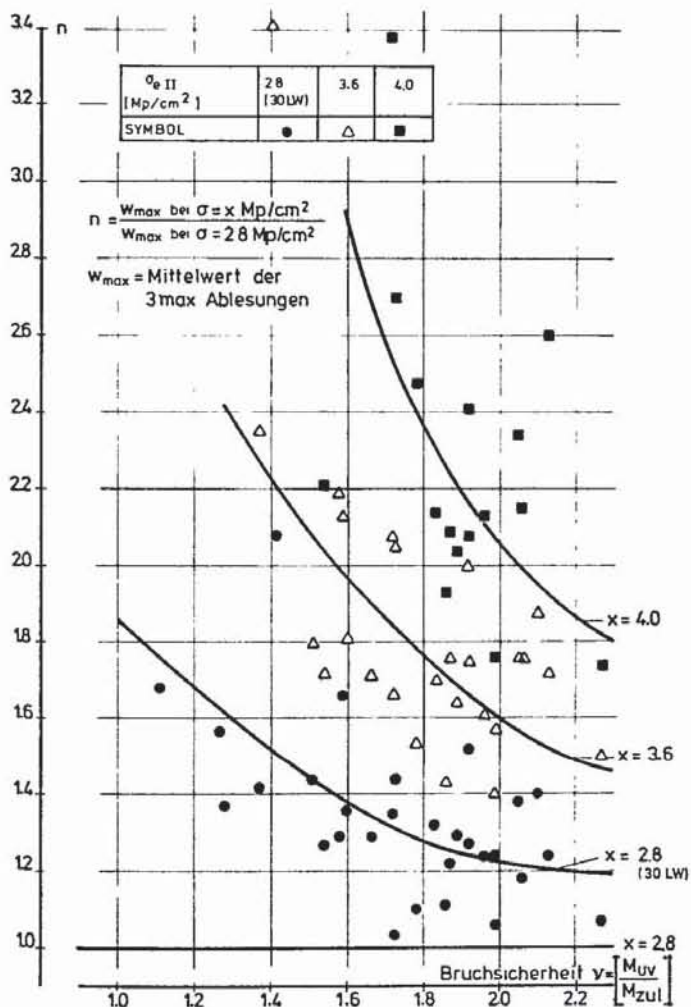


Bild 19: Zusammenhang zwischen erreichter Bruchsicherheit und dem Anwachsen der Rißbreiten am Stoßende mit zunehmender Stahlspannung

greifungslängen die Gleitungen stark zu /16/, während bei großen Übergreifungslängen zunächst die mittleren Stoßbereiche verstärkt zur Kraftaufnahme herangezogen werden können.

Ein deutlicher Einfluß des Längsstababstandes auf die Rißbreiten am Stoßende konnte erst nach 10^5 Lastwechseln festgestellt werden (Bild 20): Für die Platten mit $e = 50$ mm Längsstababstand brachten die 10^5 Lastwechsel unter Gebrauchslast ein deutlich stärkeres Anwachsen des Verhältnisses der mittleren Rißbreite am Stoßende zur mittleren Rißbreite im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßes, als für die Platten mit 100 mm Längsstababstand.

Die Risse im Stoßbereich blieben wegen des erhöhten Bewehrungsgehaltes naturgemäß schmal ($w \leq 0,10$ mm unter Gebrauchslast). Längsrisse bildeten sich im Stoßbereich im allgemeinen erst kurz vor Erreichen des Bruchzustandes aus, meist nur an den Stoßenden der dem Rand am nächsten liegenden Bewehrungsstäbe.

6.6 Bruchverhalten

In Tabelle 4 sind die rechnerischen Gebrauchs- und Bruchmomente sowie die im Versuch gemessenen Bruchlasten und die Bruchursachen zusammengestellt. Das Verhältnis des im Versuch aufgetretenen Bruchmomentes $M_{U,V}$ zum zulässigen Gebrauchsmoment M ergibt die gegenüber Bruch vorhandene Sicherheit $\gamma = M_{U,V} / M_{zul}$.

Die rechnerischen Gebrauchslasten wurden nach /1/ ermittelt, wobei als Betonnennfestigkeit der bei Versuchsbeginn aus drei Probewürfeln

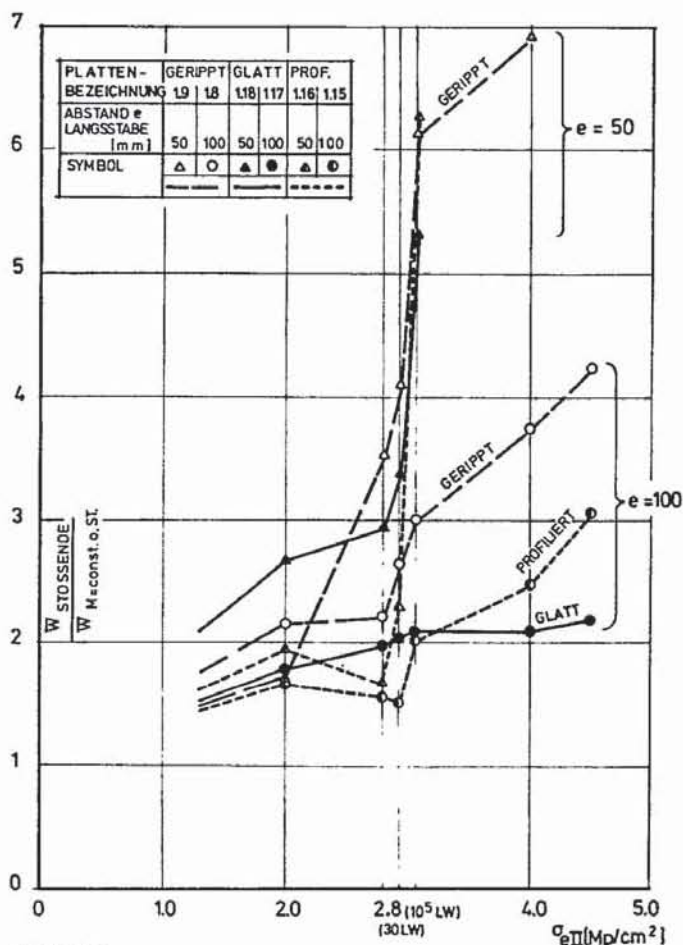


Bild 20: Verhältnis der mittleren Rißbreite am Stoßende zur mittleren Rißbreite im Bereich $M = \text{const.}$ außerhalb des Stoßes in Abhängigkeit von der Stahlspannung und dem Abstand der Längsstäbe

gebildete Mittelwert der Betonfestigkeit genommen wurde. Als Rechenwert der Betonfestigkeit ergab sich so $\beta_R = 0,7 \beta_{w,V}$; für die Streckgrenze des Stahles wurde der geforderte Mindestwert $\beta_s = 5000 \text{ kp/cm}^2$ angenommen. Zur Er-

mittlung der rechnerischen Bruchlasten diene ebenfalls das n-freie Verfahren nach /1/, wobei als Rechenwert der Betonfestigkeit die Prismenfestigkeit $\beta_p = 0,85 \beta_{w,V}$ und für die

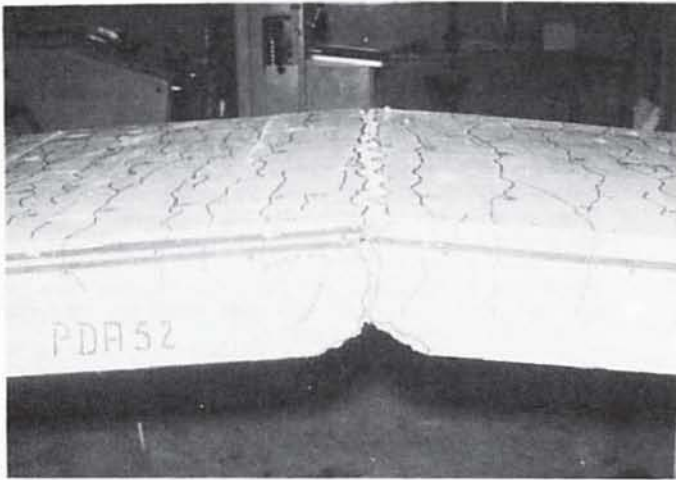


Bild 21:
Biegebruch durch Versagen der Biegedruckzone
(Bruchart BB nach Tab.4; Versuch 1.15P)

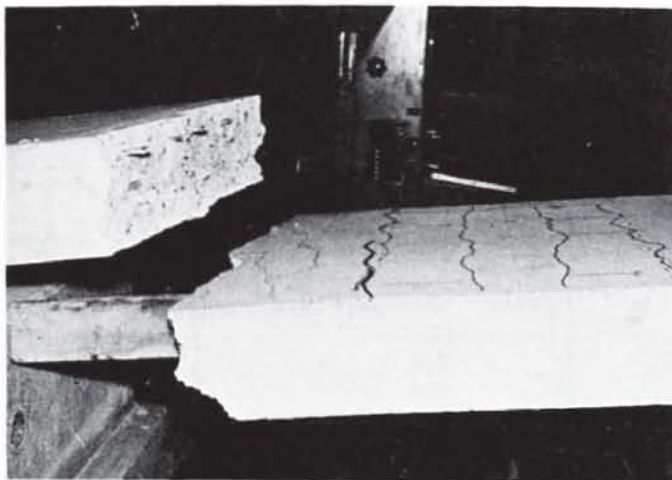


Bild 22:
Biegebruch infolge Stahlbruch der inneren Bewehrungslage
(Bruchart BE nach Tab.4; Versuch 5.1P)

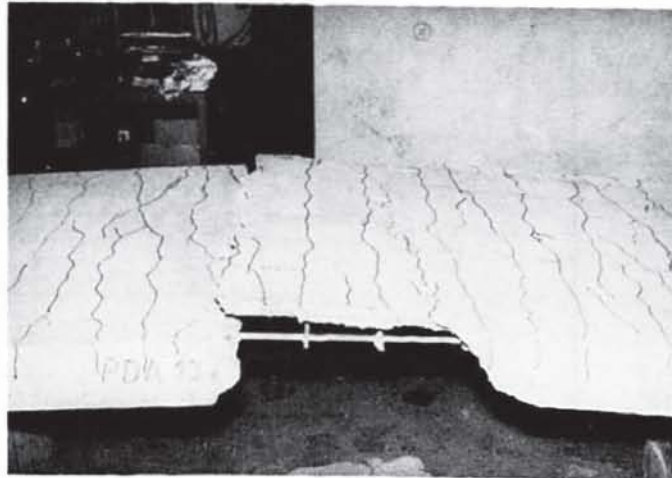


Bild 23:
Stoßversagen durch Abklappen der äußeren Bewehrungslage
(Bruchart SF nach Tab.4; Versuch 1.3)

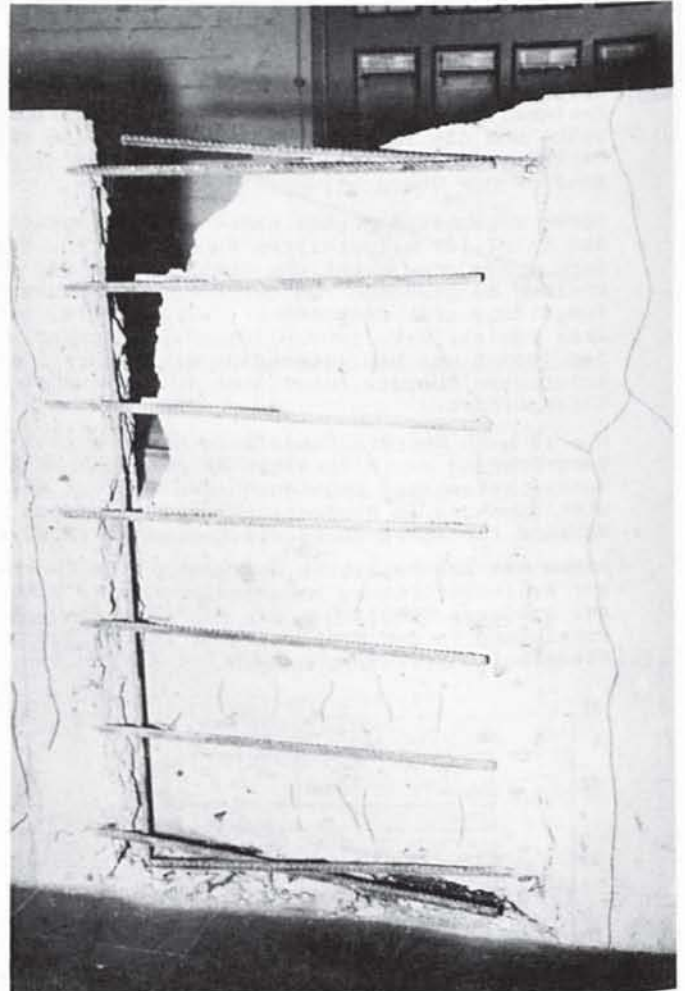


Bild 24:
Stoßversagen infolge trichterförmiger Ab-
sprengungen über den Längsstäben bei gleichzeitige-
m Herausziehen der Bewehrung
(Bruchart STH nach Tab.4; Versuch 1.1)

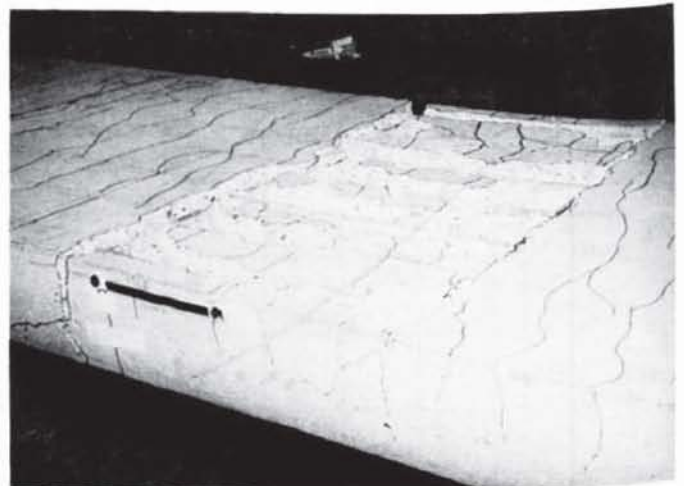


Bild 25:
Stoßversagen infolge Absprengens der Betondeckung über den Längsstäben und im Bereich der angeschweißten Querstäbe bei gleichzeitigem Herausziehen der Bewehrung. Lose liegende, abgeplatze Betonschollen wurden entfernt.
(Bruchart STH nach Tab.4; Versuch 1.2)

Streckgrenze des Stahles der gemessene Wert (siehe Tabelle 2) eingesetzt wurde.

Je nach Bruchursache kann zwischen solchen Versuchen unterschieden werden, die infolge eines Biegebruches versagten und solchen, bei denen es zu einem Stoßversagen kam.

Bei 6 der insgesamt 32 Versuche traten Biegebrüche ein: In der Regel waren hierbei Betondruckbrüche nach vorangegangener großer Verformung unter gleichzeitigem Fließen der Längsbewehrung zu beobachten (Bruchart BB nach Tabelle 4). Dieses "Fließgelenk" bildete sich stets an der Stelle der höchsten Stahlbeanspruchung aus (innere Bewehrungslage am Stoßende; Bild 21). Nur in einem Versuch kam es zu einem Reißen der Stahlbewehrung an dieser Stelle (Bruchart BE, Tabelle 4), ohne daß ein Betondruckbruch voranging (Bild 22).

Bei den übrigen 26 Versuchen war ein Stoßversagen zu beobachten, wobei zwei Bruchvorgänge unterschieden werden konnten:

Für Versuche mit im Abstand $a \leq 25$ cm angeschweißten Querstäben und einer Übergreifung ≥ 1 Masche oder mit engem Längsstababstand $e = 50$ mm kam es zu einem schlagartigen "Abklappen" der äußeren Bewehrungslage auf ganzer Fläche (Bruchart SF nach Tabelle 4; Bild 23). Bei einem Versuch (3.4) war hierbei in der inneren Bewehrungslage bereits die Streckgrenze des Stahls überschritten, wie die bleibenden großen Rißbreiten nach der Entlastung zeigten. Bei Versuchen, bei denen bei großem Stababstand ($e \geq 100$ mm) im Stoßbereich nur lose eingelegte oder nur zwei an den Stoßenden angeschweißte Querstäbe in großem Abstand vorhanden waren, kam es dagegen im Falle eines Stoßversagens nur zu einem teilweisen Absprengen der Betondeckung, vor allem über den Längsstäben und im Bereich der angeschweißten Querstäbe (Bild 24 und 25; Bruchart STH nach Tabelle 4). Gleichzeitig war ein Herausziehen der Bewehrung zu beobachten. Mit fortschreitender Durchbiegung der Versuchsplatte klappte auch bei dieser Bruchart die äußere Bewehrungslage schließlich ab. Die bei der Bruchart Stoßversagen erreichbaren Bruchlasten werden also stets wesentlich von der Betonzugfestigkeit beeinflusst.

Unter sonst gleichen Bedingungen ergibt sich für die üblichen Mattenstöße (2-Ebenen-Stoß, gestoßene Stäbe übereinander) eine geringere Tragkraft als für in einer Ebene ausgeführte Stabstöße, was im wesentlichen auf zwei Ursachen zurückzuführen ist:

- Bei Mattenstößen weisen die Stützkräfte zwischen den zu stoßenden Stäben eine lotrechte Komponente auf, die Zugspannungen hervorruft, welche zusätzlich zu den aus der Verbundwirkung der Stäbe resultierenden Zugspannungen von der Betondeckung aufgenommen werden müssen.
- Die Betondeckung wird im besonders gefährdeten Bereich des Stoßendes zusätzlich durch Umlenkkräfte beansprucht, die sich aus der Krümmung der innenliegenden Matte ergeben.

Der Einfluß der Stabexzentrizität wird bei einem Vergleich der Versuche 1.21 bis 1.23 ($d_e = 12$ mm, $e = 150$ mm)

mit den Versuchen 1.5 und 2.3 deutlich (Bild 26). Bei einer Übergreifungslänge $l_{\bar{u}} = 35$ cm und zwei angeschweißten Querstäben je Matte im Stoßbereich betrug die Bruchsicherheit bei üblicher Stoßausbildung $\nu \sim 1,5$. Durch Anordnung der mit geringem gegenseitigem Abstand verlegten Querstäbe in einer Ebene (Versuch 1.22) wurde die Bruchsicherheit um ca. 20 % gegenüber dem Vergleichsversuch erhöht. Eine noch stärkere Erhöhung (ca. 40 %) ergab sich bei Versuch 1.21 (Längsstäbe in einer Ebene). Die höchste Stei-

gerung der Tragfähigkeit des Stoßes um ca. 50 % wurde bei Versuch 1.23 registriert, bei dem Längs- und Querstäbe in einer Ebene lagen. Zur Herstellung dieses Stoßes mußten allerdings die Querstäbe einer Matte im Stoßbereich abschnittsweise ausgeschnitten werden (Bild 1).

Die je nach Stoßausbildung unterschiedliche Steigerung der Traglast gegenüber den Vergleichsversuchen ist auf die deutlich geringere Lastübertragung der angeschweißten Querstäbe gegenüber dem Verbund der Längsstäbe auch bei günstiger Querstabordnung zurückzuführen (vgl. Abschnitt 6.3).

Der ungünstige Einfluß der Stabexzentrizität wird auch aus einem Vergleich der Ergebnisse mit den in /10/ mitgeteilten deutlich. Danach ist bei einer Betonüberdeckung $\bar{u}_b = 1 d_e$ und innenliegender Querbewehrung für Ein-Ebenen-Stöße von Rippenstahl mit $d_e = 14$ mm bei einem lichten Stababstand $e_{li} \geq 10 d_e$ ($\hat{=} e = 150$ mm) bzw. $e_{li} \approx 2 d_e$ ($\hat{=} e = 50$ mm) eine Übergreifungslänge $l_{\bar{u}} \sim 1,2 a$ bzw. $l_{\bar{u}} \sim 1,6 a$ für eine ausreichende Bruchsicherheit erforderlich. Die hier gefundenen erforderlichen Übergreifungslängen für Mattenstöße üblicher Ausbildung (gestoßene Stäbe übereinander) sind je nach Stababstand 30 bis 50 % größer (Bild 28).

Mit zunehmender Übergreifungslänge nahm die Bruchlast zu, wobei jedoch die Steigerung der Traglast weniger als proportional zur Übergreifungslänge verlief. In Bild 27 bzw. 28 sind die rechnerischen Bruchsicherheiten der mit dünnen ($\phi 8,5$ bzw. $6,5$ d) bzw. dicken ($\phi 12,0$ bzw. $8,5$ d) Stäben bewehrten Versuchsplatten in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $k = l_{\bar{u}}/a$ aufgetragen. Zum Vergleich wurde jeweils auch die bezogene Übergreifungslänge mit eingezeichnet, die sich aus der Mindestübergreifungslänge in cm nach Tabelle 24 DIN 1045 ergibt. Dabei wurde für die Berechnung des Grundmaßes a , die in den Versuchen im Mittel erreichte Betonfestigkeit $f_{w,v} = 235$ kp/cm² zugrunde gelegt.

Für die Versuche mit Doppelstabmatten mußte die Übergreifungslänge auf den Durchmesser des flächengleichen Einzelstabes bezogen werden, um die Ergebnisse sinnvoll einordnen zu können. Das bestätigt die in /7/ getroffenen Feststellungen. Auch dann noch liegen die an Versuchen mit Doppelstabmatten gefundenen Bruchsicherheiten an

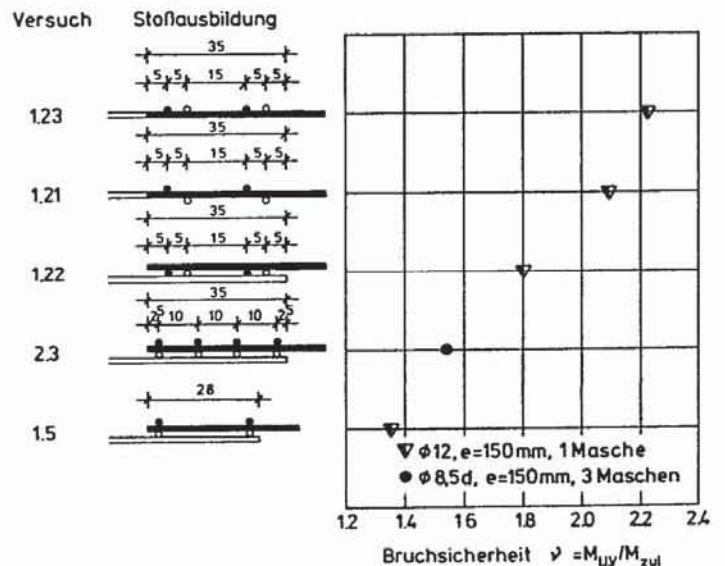


Bild 26: Einfluß von Stabexzentrizität und Stoßausbildung auf die Bruchlast

der unteren Grenze des für Einzelstäbe geltenden Streubereiches, der in den Bildern 27 und 28 näherungsweise durch die eingezeichneten Kurven einseitig abgegrenzt wird. Wie aus Bild 28 hervorgeht, ergeben die in Tabelle 24 der DIN 1045 festgelegten Mindestübergreifungslängen in einigen Fällen deutlich zu geringe Bruchsicherheiten. Das gilt besonders für dicke Längsstäbe in engen Abständen ($e \leq 100$ mm).

Der Einfluss des Längsstababstandes wird aus einem Vergleich von Bild 27 mit Bild 28 deutlich. Zieht

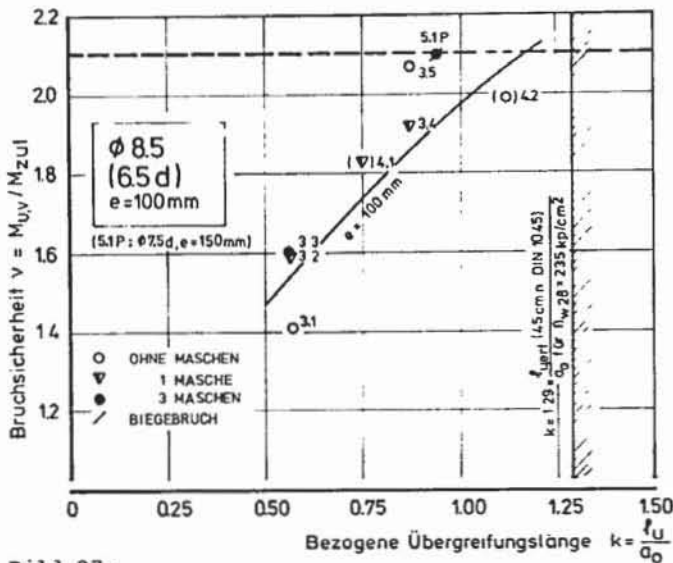


Bild 27: Bruchsicherheit v in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge k für Längsstäbe $\phi 8,5$ bzw. $\phi 6,0d$ (a nach (24) DIN 1045; zul τ_s nach Tab.20 für Rippenstäbe; Doppelstabmatten: $d_e = \sqrt{2} \cdot d_e$)

man die eingezeichneten Begrenzungskurven heran, so kann für ein Verhältnis des Achsabstandes zum Durchmesser der Längsstäbe $e/d_e = 12$ festgestellt werden, daß zum Erreichen einer 2,1-fachen Sicherheit gegen plötzlichen unangekündigten Bruch für die dünnen Durchmesser (Bild 27) eine bezogene Übergreifungslänge $l_u \sim 1,2 a_0$ ausreichend ist, während für dickere Durchmesser (Bild 28) $l_u \sim 1,6 a_0$ erforderlich wird. Bei Übergreifungsstößen von Stabstahl ergibt sich dagegen bei sonst gleichen Verhältnissen eine geringere Abhängigkeit der bezogenen Übergreifungslänge vom Durchmesser der Stäbe $/10/$. Ein wesentlicher Grund für die hier gefundenen Ergebnisse muß daher in der Stabexzentrizität beim konventionellen Stoß in zwei Ebenen gesehen werden, die sich für dickere Durchmesser stärker als für dünne auswirkt. Weiterhin ist zu beachten, daß die Betonüberdeckung stets $u_d = 1$ cm betrug, d.h. die auf den Stabdurchmesser bezogenen Werte waren also unterschiedlich.

Der Einfluss des Längsstababstandes ist aus einem Vergleich der mit Längsstäben $d_e = 12$ mm bewehrten Versuchskörper ersichtlich (Bild 28). Bei Extrapolation der Versuchsergebnisse, die jedoch für die engen Stababstände möglicherweise noch zu günstige Schätzungen liefert, würde sich für einen Achsabstand der Längsstäbe $e = 50$ mm ($e/d_e = 4,2$) eine erforderliche Mindestübergreifungslänge $l_{u,min} \geq 2,8 a_0$ ergeben, während für $e = 100$ mm ($e/d_e = 8,3$) bzw. $e = 150$ mm ($e/d_e = 12,5$) ein $l_{u,min} \sim 2,1 a_0$ bzw. $l_{u,min} \sim 1,6 a_0$ erforderlich erscheint. Diese für Betonstahlmatten geltende Abhängigkeit der Stoßtragkraft vom seitlichen Abstand der Längsstäbe stimmt gut mit der für Stabstahl gefundenen überein $/8,9/$.

Die an Versuchsplatten mit einer Bewehrung aus glatten bzw. profilierten Stäben gemessenen Er-

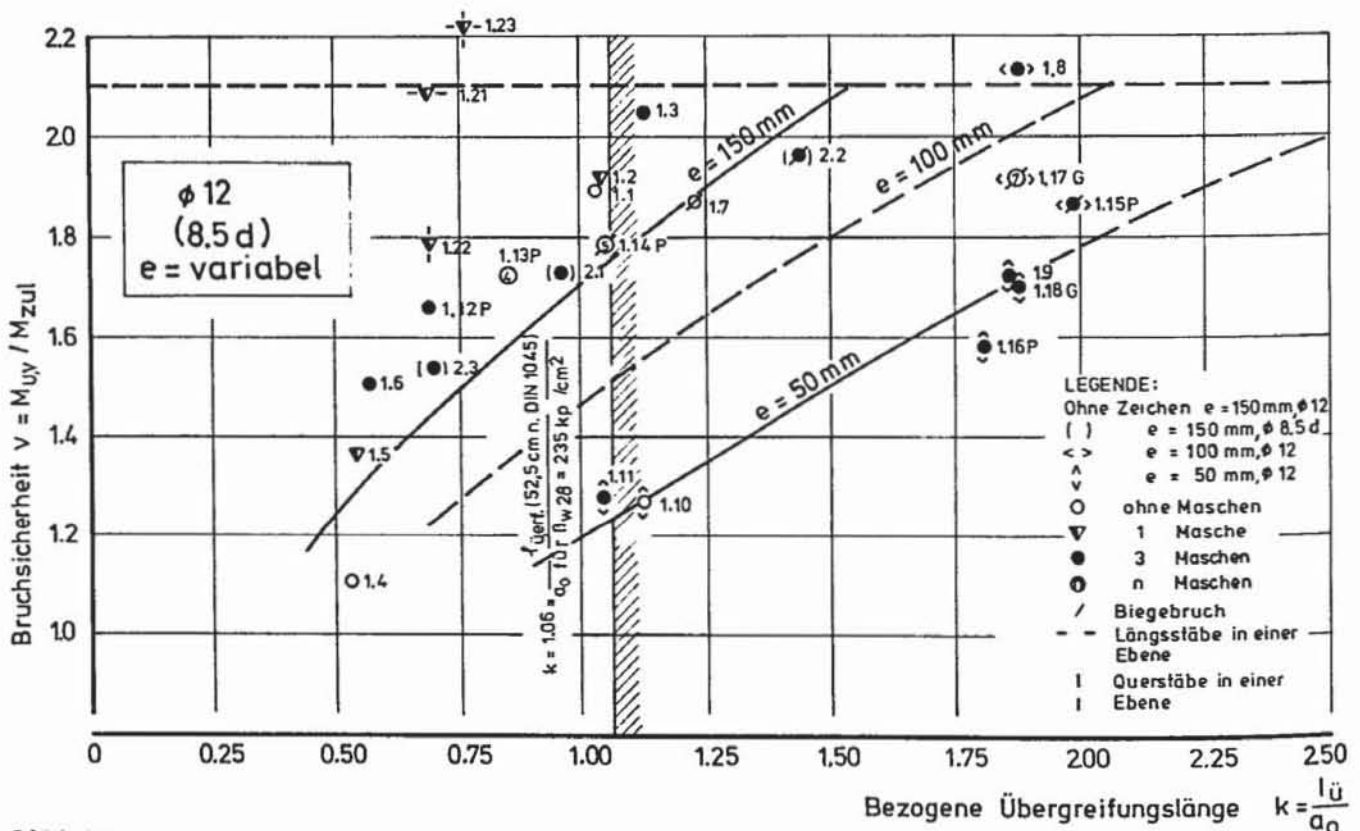


Bild 28: Bruchsicherheit v in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge k für Längsstäbe $\phi 12$ bzw. $\phi 8,5d$ und unterschiedliche Längsstababstände e (a_0 wie Anmerkung Bild 27)

gebnisse ordnen sich in die für gerippte Stäbe ermittelten ein, wenn die bezogenen Übergreifungslängen auch für die glatten und profilierten Stäbe unter Ansatz der nach Tabelle 20 DIN 1045 /1/ für gerippte Stähle zulässigen hohen Verbundspannungen ermittelt werden. Allerdings muß die Verankerung der Kraft durch eine ausreichende Zahl von angeschweißten Querstäben sichergestellt werden.

Die Versuche 1.15 P und 1.17 G mit profilierten bzw. glatten Längsstäben im Abstand $e = 100$ mm versagten wegen der vergleichsweise geringeren Streckgrenze dieser Stähle (Tabelle 2) durch Biegebruch eher als der mit gerippten Stäben bewehrte Versuch 1.8. Da bei Verwendung von Stählen höherer Streckgrenze höhere Bruchsicherheiten zu erwarten gewesen wären, kann die in Bild 28 eingezeichnete gestrichelte Kurve für $e = 100$ mm auch als eine Schätzung für Stöße von glatten bzw. profilierten Matten angesehen werden.

Die Mitwirkung angeschweißter Querstäbe im Stoßbereich von Betonstahlmatten aus Rippenstahl hängt sowohl vom Abstand der Längs- als auch der Querstäbe und der vorhandenen Übergreifungslänge ab. Bei fehlenden Querstäben und großen Längstababständen wird das Versagen des Stoßes durch trichterförmige Abplatzungen des Betons über den Längsstäben hervorgerufen (Bild 24, Versuch 1.1). Demgegenüber läßt Bild 25 für den Versuch 1.2 mit gleicher Übergreifungslänge, jedoch mit je einem angeschweißten Querstab am Stoßanfang und -ende die stärkere Mitwirkung des Betons im Bereich der Querstäbe erkennen, allerdings ohne daß dadurch die Bruchlast nennenswert gesteigert werden konnte (Bild 29). Bei Anordnung von zwei weiteren Querstäben im Stoßbereich kam es zu einem ganzflächigen Absprengen der Betondeckung (Bild 23, Versuch 1.3) und einer Erhöhung der Bruchlast um ca. 10 %. Durch zusätzlich angeordnete Querstäbe ist keine weitere Steigerung der Stoßtragfähigkeit zu erwarten. Angeschweißte Querstäbe im Stoßbereich sind auch dann wenig wirksam, wenn die Betondeckung infolge enger Längstababstände ohnehin ganzflächig abplatzt (Versuche 1.10 und 1.11). Je nach Abstand der Längs- bzw. Querstäbe und der vorhandenen Übergreifungslänge können angeschweißte Querstäbe eine Steigerung der Bruchlast zwischen 0 und 30 % bringen. Bei den zur Erzielung einer ausreichenden Bruchsicherheit erforderlichen Übergreifungslängen ist ihr Einfluß jedoch gering.

Die Wirkungsweise der Querstäbe kann im wesentlichen darin gesehen werden, daß sie die aufgenommenen Kräfte auf eine größere Breite im Beton verteilen und damit eine größere Betonfläche zur Aufnahme der Zugkräfte heranziehen. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch angeschweißte Querstäbe ist demnach nur bei solchen Längstababständen zu erwarten, bei denen ohne Querstäbe eine sehr ungleichförmige Verteilung der Betonzugspannungen vorhanden ist. Dies ist nach den vorliegenden Versuchsergebnissen in Übereinstimmung mit /9/ für lichte Längstababstände $e_{li} \geq 5 d_e$ der Fall. Allerdings wird auch bei Anordnung von angeschweißten Querstäben die Stoßtragkraft nicht proportional dem Längstababstand erhöht, weil eine völlig gleichmäßige Verteilung der eingeleiteten Kräfte in Querrichtung nicht erreichbar ist und damit der Bruch von der maximal beanspruchten Stelle bestimmt wird.

Hinsichtlich der Lage und erforderlichen Zahl der Querstäbe ist für den Stoßbereich grundsätzlich eine andere Betrachtungsweise nötig als für eine einseitige Verankerung /11/. Zur Annäherung an die angestrebte möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung in Stoßlängsrichtung darf der Querstababstand nach den Versuchen ca. 15 bis 25 cm nicht überschrei-

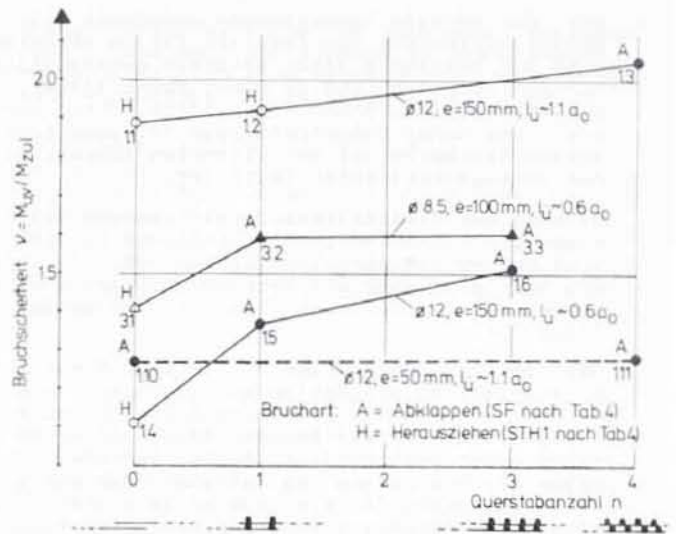


Bild 29: Einfluß der Anzahl der Querstäbe auf die rechnerische Bruchsicherheit für Betonstahlmatten aus Rippenstahl (n = Anzahl der sich im Stoßbereich abstützenden Querstäbe je Matte)

ten. Da infolge der beschränkten Verformungseigenschaften des Betons eine völlig gleichmäßige Verteilung der Spannungen in Längsrichtung des Stoßes jedoch nicht erzielt werden kann, sind die Stoßenden, d.h. die Kräfteinleitungsbereiche als bruchentscheidend anzusehen. Daraus ist zu folgern, daß angeschweißte Querstäbe in Bereichen der Kräfteinleitung am Stoßanfang und Stoßende wirkungsvoller sind als Querstäbe im mittleren Bereich. Weiterhin wird der Einfluß der Querstäbe auf die Bruchlast durch ihre Lastaufnahme bestimmt.

In Übereinstimmung mit Abschnitt 6.3 ist daher auch die Mitwirkung der angeschweißten Querstäbe bei kurzer Übergreifungslänge und direkter Abstützung der Querstäbe ausgeprägter als bei größeren Längen; wie aus Bild 29 ersichtlich bringt die Anordnung von je einem angeschweißten Querstab an den Stoßenden (1 Masche, Versuch 1.5) bei den kurzen Übergreifungslängen ($l_U \sim 0,6 a_0$) eine Steigerung der Bruchsicherheit von ca. 15 - 20 % gegenüber dem Vergleichsversuch (0 Maschen), während bei längeren Übergreifungslängen ($l_U \sim 1,1 a_0$) die Steigerung unerheblich

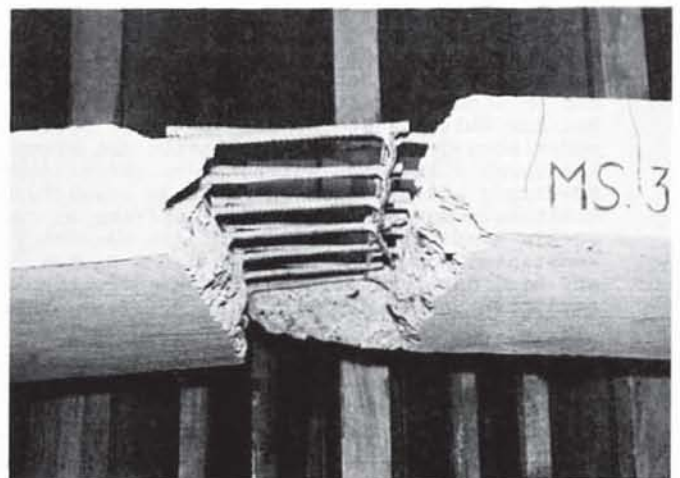


Bild 30: Verformung und teilweises Abscheren des Querstabes am Stoßanfang beim Versuch 1.23 (Längs- und Querstäbe jeweils in einer Ebene)

war. Die höchste Lastaufnahme und damit die größte Steigerung der Traglast ist zu erwarten, wenn die Querstäbe einen geringen gegenseitigen Abstand aufweisen und in einer Ebene liegen. Die dabei auftretenden Stützkräfte können sogar trotz hoher Scherfestigkeit zu einem teilweisen Abscheren der Schweißknoten führen, wie der Versuch 1.23 zeigt (Bild 30).

Die aus den Stützkräften resultierenden Spaltzugkräfte können weiterhin zu Rissen in Richtung der Druckdiagonalen führen (Bild 31), wie die nach dem Bruch des Versuchs 1.3 am Stoßende liegenden Betonschollen erkennen lassen (Bild 32).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei Betonstahlmatten aus gerippten Stäben eine vom Durchmesser abhängige Mindestübergreifungslänge einzuhalten ist, die bei der idealisierenden Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung im Beton nur von dessen Zugfestigkeit und der zur Verfügung stehenden Spaltfläche (= Abstand der Längsstäbe) abhängig ist. Zur Erzielung einer möglichst gleichmäßigen Lastverteilung sind bei großen Längstababständen ($e_{li} \geq 5 d_e$) angeschweißte Querstäbe erforderlich, deren Abstand in Stoßlängsrichtung ca. 15 bis 25 cm nicht überschreiten sollte. Da eine völlig gleichmäßige Spannungsverteilung auch bei einer großen Zahl von Querstäben weder in Stoßlängs- noch in Querrichtung zu erreichen ist, nimmt die Stoßtragkraft weniger als proportional mit der Übergreifungslänge bzw. dem Achsabstand der Längsstäbe zu.

Bei glatten Stäben kann eine Mitwirkung des Verbundes der Längsstäbe nicht in Ansatz gebracht werden. Die Verankerung und Verteilung der eingeleiteten Kräfte muß daher durch die Querstäbe erfolgen. Um auch hier die angestrebte vollflächige Mitwirkung des Betons im Stoßbereich zu erreichen, müssen zur Erzielung einer gleichen Tragfähigkeit wie bei den gerippten Stäben bei gleicher Übergreifungslänge mehr gleichmäßig verteilte Querstäbe in engeren Abständen angeordnet werden. Der günstigste Querstababstand bzw. mögliche Varianten in der Lage der Querstäbe müßten noch durch Versuche ermittelt werden. **Profilierte Stäbe** sind je nach Wirksamkeit der Profilierung zwischen geripptem und glattem Stahl einzuordnen.

Abschließend sei bemerkt, daß die hier hinsichtlich des Bruchverhaltens von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten beobachteten Ergebnisse mit denen vergleichbarer Versuche in /12/ gut übereinstimmen.

7. Schlußfolgerungen

Für das **Gebrauchsverhalten** von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten ist die Breite der am Stoßende auftretenden Risse entscheidend. Bei der üblichen Stoßausbildung durch Übereinanderlegen der zu stoßenden Matten ist wegen der kleineren statischen Nutzhöhe der innenliegenden Bewehrung und der sich am Stoßende auswirkenden Gleitungen der Bewehrung die Rißbreite an dieser Stelle stets größer als im übrigen Bereich des konstanten Momentes. Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß zumindest bei Betonstahlmatten aus gerippten Stäben der Wert $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ dann eingehalten wird, wenn die Stoßausbildung eine erforderliche Bruchsicherheit $\nu = 2,1$ gewährleistet (Bild 17). Die Rißbreite am Stoßende ist jedoch ca. 50 % größer als die 95 %-Fraktile der Rißbreiten im übrigen Bereich $M = \text{const.}$ (Bild 18).

Die wenigen vorliegenden Ergebnisse für Matten aus profilierten und glatten Stäben ergaben für die geprüften Stoßausbildungen zwar ein etwa gleiches Verhältnis der Rißbreite am Stoßende zur 95 %-Fraktile der Rißbreiten im übrigen Be-

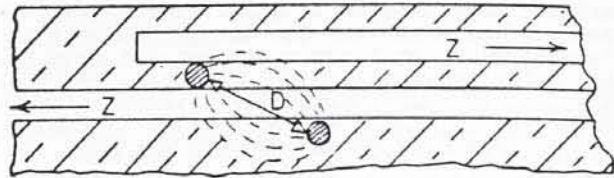


Bild 31: Ausbildung der Druckdiagonalen bei sich gegenüberliegenden Querstäben

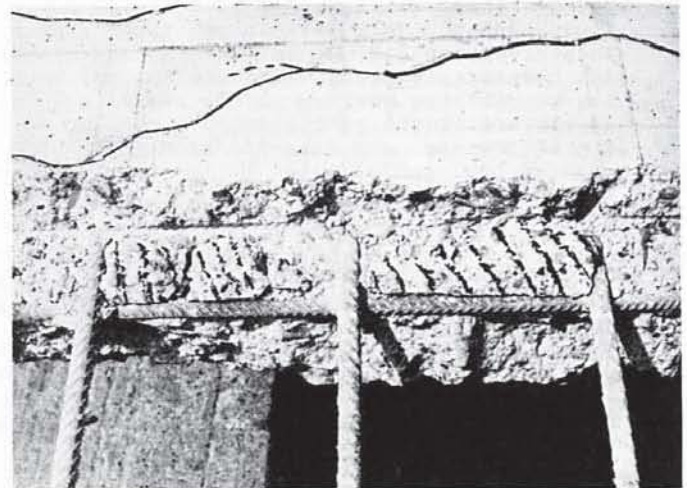


Bild 32: Stoßende (Versuch 1.3) mit lose liegenden Betonschollen im Bereich der Druckdiagonalen des letzten Querstabpaares (Betonschollen im Bild schraffiert)

reich des konstanten Momentes. Das bedeutet aber, daß bei profilierter und in noch stärkerem Maße bei glatter Bewehrung wegen der größeren Rißbreiten im Bereich $M = \text{const.}$ mit noch größeren absoluten Rißbreiten am Stoßende zu rechnen ist als für gerippte Bewehrung.

Es ist darauf hinzuweisen, daß es sich hier um in Kurzzeitversuchen gewonnene Ergebnisse handelt. Bei Dauerlasten etwa in Höhe der rechnerischen Gebrauchslast sind noch größere Werte zu erwarten. Da die Rißbreiten jedoch durch eine entsprechende Bewehrungsführung und -ausbildung (Anordnung des Stoßes in Bereichen geringerer Beanspruchung, Wahl kleinerer Durchmesser etc.) beeinflussbar sind, können die für den Gebrauchszustand zulässigen Werte gegebenenfalls auf diese Weise eingehalten werden. Es erscheint daher berechtigt, die notwendige Übergreifungslänge in einem ersten Schritt vornehmlich im Hinblick auf eine ausreichende Bruchsicherheit festzulegen.

Um einen unangekündigten Bruch auszuschließen, wird für Übergreifungsstöße im allgemeinen ein Wert von $\nu = 2,1$ gefordert. Wie die Versuchsergebnisse zeigen, sind die in Tabelle 24 der geltenden DIN 1045 /1/ vorgeschriebenen Bedingungen hierfür nicht ausreichend.

Dies ist aus Bild 33 ersichtlich, in dem die nach den Versuchen bzw. bei Extrapolation der Versuchsergebnisse für eine Bruchsicherheit $\nu = 2,1$ erforderlichen bezogenen Übergreifungslängen $k = \frac{l_u}{a_0}$ als ansteigende Kurven (durchgezogene Linien) eingetragen sind. Nimmt man an, daß der Einfluß der Betongüte auf die Tragkraft von Übergreifungsstößen durch die zulässigen Verbundspannungen richtig wiedergegeben wird, gelten diese Kurven für alle Betonfestigkeitsklassen. Zusätzlich sind die für Betonstahlmatten aus gerippten Stäben geltenden Werte eingetragen, die aus den in Tabelle 24 /1/ vorge-

schriebenen Mindestübergreifungslängen für verschiedene Betonfestigkeiten errechnet wurden ($k = \frac{\min. l_{ij}}{a_0}$) (gestrichelte Kurven). Mit zunehmendem Durchmesser und abnehmender Betongüte werden die geforderten k-Werte und damit die Bruchsicherheit immer geringer, weil die Mindestübergreifungslängen nach /1/ zwar für verschiedene Durchmessergruppen unterschiedlich, innerhalb einer Durchmessergruppe jedoch gleichbleibend festgelegt sind. Insbesondere für dicke Stabdurchmesser ($d_e \approx 10$ bzw. $\approx 7,0 d$) und enge Längsstababstände als 150 mm ist die geforderte Übergreifungslänge geringer als nach den Versuchen erforderlich, d.h. in diesen Fällen ist die Bruchsicherheit $\nu < 2,1$. Die k-Werte für Stabstähle sind dagegen in /1/ unabhängig vom Stabdurchmesser und der Betongüte geregelt. Nach den Versuchen ist für Betonstahlmatten unter sonst gleichen Verhältnissen sogar eine Erhöhung der k-Werte mit zunehmendem Stabdurchmesser erforderlich. Daher ist die bisherige Regelung nach Tabelle 24 /1/ wenig sinnvoll.

Zur Erzielung einer für den gesamten Anwendungsbereich gleichen Bruchsicherheit ist es auch für Betonstahlmatten notwendig, die Mindestwerte der Übergreifungslänge entsprechend dem wirklichen Tragverhalten und analog der Regelung für Stabstähle in Abhängigkeit vom Durchmesser und vom leichten Abstand der Längsstäbe sowie von der Betongüte festzulegen.

Für die Neubearbeitung des §18 der DIN 1045 wurden daher die in Tabelle 6 zusammengestellten Werte vorgeschlagen. Hierbei wurden außer den hier beschriebenen Versuchen schon zwischenzeitlich in Fortsetzung des Versuchsprogramms erhaltene Ergebnisse sowie einige vergleichbare Versuche aus /14,15/ berücksichtigt. Da eine weitgehende Anpassung an die für Stabstahl geltende Regelung angestrebt wurde und die bisherigen Durchmesserstaffelungen beibehalten werden sollten, wurden die k-Werte in Abhängigkeit von den nach DIN 488 zulässigen Achsabständen der Längs-

stäbe von Betonstahlmatten angegeben. Um wirtschaftliche Stoßausbildungen zu ermöglichen, wurde dabei noch eine weitere Durchmesserstaffelung eingeführt (Einzelstäbe $d_e \leq 6,0$ mm).

Die k-Werte sollten als 95 %-Fraktilewerte ermittelt werden, um zu gewährleisten, daß die erforderliche Bruchsicherheit $\nu = 2,1$ mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit erreicht bzw. überschritten wird. Allerdings waren nur für $d_e = 12$ mm, $e = 150$ mm ausreichend viele Ergebnisse vorhanden, um einen 95 %-Vertrauensbereich berechnen zu können.

Für zwei weitere Kombinationen ($d_e = 8,5$ mm, $e = 100$ mm sowie $d_e = 12$ mm, $e = 100$ mm) mußte diese 95 %-Vertrauensgrenze sinnvoll abgeschätzt werden. Die so ermittelten, durch Versuche belegten k-Werte sind in Tabelle 6 eingerahmt. Die übrigen k-Werte wurden in Abhängigkeit von den bezogenen Stababständen e_{li}/d_e unter Berücksichtigung der eigenen Versuche und der in /8,9/ mitgeteilten Ergebnisse abgeschätzt.

Eine Übernahme der Tabelle 6 in die Neubearbeitung DIN 1045 hätte die Einführung mehrerer k-Werte bedeutet, die sich zudem von den in der Stabstahlregelung festgelegten unterscheiden. Außerdem entstehen Sprünge an den Übergängen einzelner Bereiche. Eine Beschränkung auf nur zwei bis drei leicht zu merkende Werte hätte wiederum in einigen Bereichen unwirtschaftliche Stoßausbildungen zur Folge gehabt. Es wurde daher der Arbeitsgruppe der Vorschlag gemacht /13/, die k-Werte in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt der Matten f_e/m kontinuierlich festzulegen.

Die bei einer solchen Festlegung unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse erforderlichen Werte für die bezogene Übergreifungslänge k sind in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt in Bild 34 dargestellt.

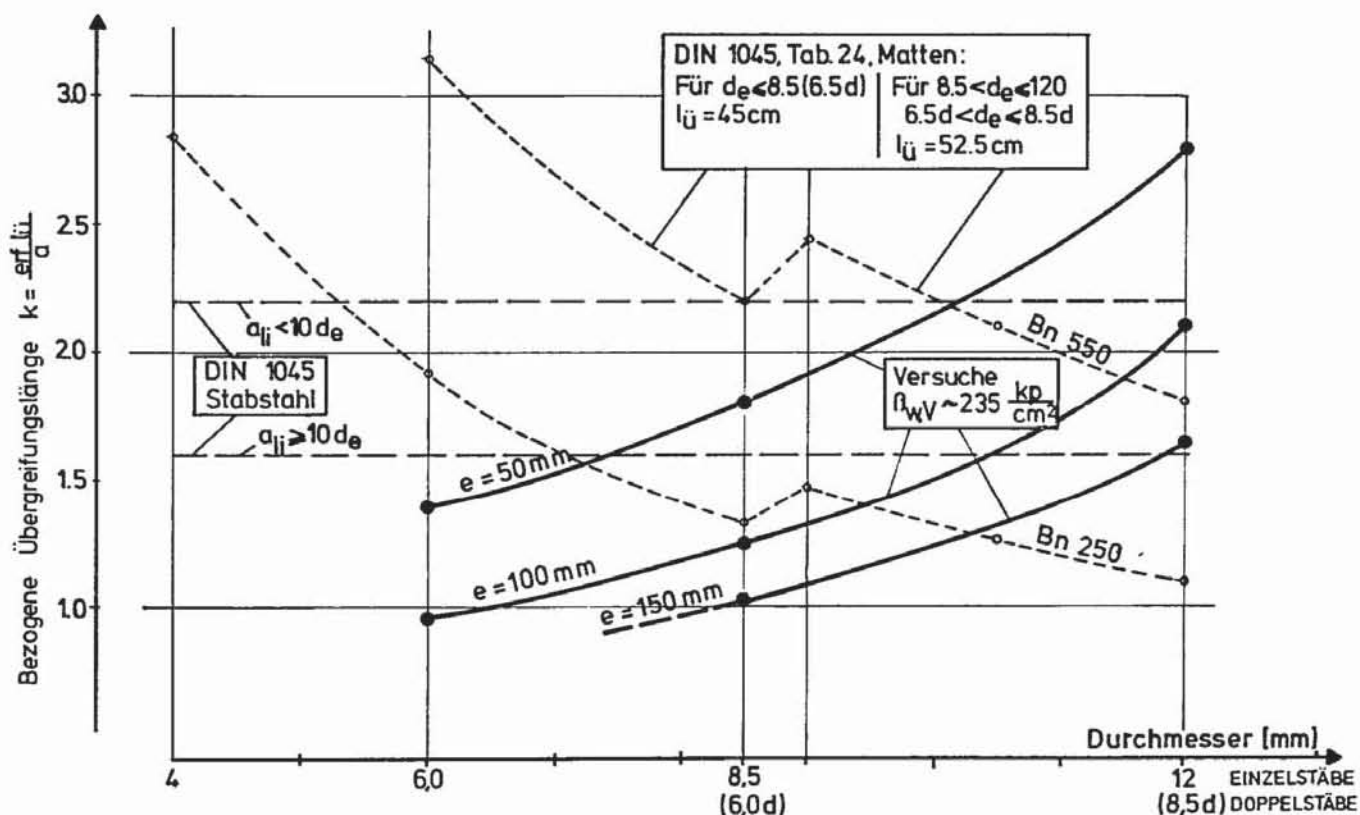


Bild 33: Vergleich der nach den Versuchen erforderlichen k-Werte mit den nach DIN 1045 /1/ für Stabstahl bzw. Betonstahlmatten vorgeschriebenen Werten

	Stabdurchmesser		Achsabstand	$k_{\text{erf.}}$
	Einzelstäbe [mm]	Doppelstäbe [mm]	w_1 [mm]	
1	$\leq 6,0$./.	$w_1 < 100$ $w_1 \geq 100$	$\sim 1,5$ $\sim 1,0$
2	$> 6,0$ $\leq 8,5$	$> 4 d$ $\leq 6 d$	$w_1 < 100$ $100 < w_1 < 150$ $w_1 \geq 150$	$\sim 1,8$ [1,25] $\sim 1,0$
3	$> 8,5$ ≤ 12	$> 6 d$ $\leq 8,5 d$	$w_1 < 100$ $100 < w_1 < 150$ $w_1 \geq 150$	unzulässig [2,15] [1,65]
4	./.	$> 8,5 d$ $\leq 12 d$	$w_1 < 100$	unzulässig

Tabelle 6:

Beiwert k für Übergreifungslängen voll ausgenutzter Stäbe: $l_{\text{ü}} = k \cdot a_0$
(Zwei-Ebenen-Stöße in 1. Lage; Betonstahlmatten aus Rippenstahl)
Vorschlag für Neubearbeitung DIN 1045

Nach der vorgesehenen Neufassung - deren endgültige Formulierung sich z.Zt. noch in der Diskussion befindet - können die Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten entweder als Ein-Ebenen-Stoß oder (unter vorwiegend ruhender Belastung) als Zwei-Ebenen-Stoß ausgeführt werden. Die Übergreifungslänge von Doppelstabmatten ist auf den querschnittsgleichen Einzelstab zu beziehen.

Beim Zwei-Ebenen-Stoß dürfen wie bisher bei ein- oder mehrlagiger Bewehrung alle Stäbe einer Lage in einem Querschnitt gestoßen werden, wenn der Bewehrungsquerschnitt je Matte $f_e \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ ist ($\hat{=} d_e = 12,0$ oder $8,5 d$; $e = 100 \text{ mm}$). Matten mit einem größeren Bewehrungsquerschnitt sind entsprechend den bisherigen Regeln in der inneren Lage zu stoßen, wobei der gestoßene Bewehrungsquerschnitt nicht mehr als 60 % des im Stoßbereich erforderlichen Querschnitts betragen darf. Ein Stoß in der äußeren Lage erscheint weiterhin auch in Bereichen zulässig, in denen die Bewehrung nur gering beansprucht wird. Als Grenzwert wurde hierfür $\frac{\text{erf } F_e}{\text{vorh } F_e} \leq 0,33$ vorgeschlagen. Wie bis-

her sind die Stöße einzelner Lagen gegeneinander mindestens um die 1,3-fache Übergreifungslänge zu versetzen.

Für Ein-Ebenen-Stöße gelten die Regeln für Stabstahl, wobei ein Einfluß der angeschweißten Querstäbe vernachlässigt wird.

Die bisherigen Versuche zeigen, daß zur Erzielung einer ausreichenden Bruchsicherheit die

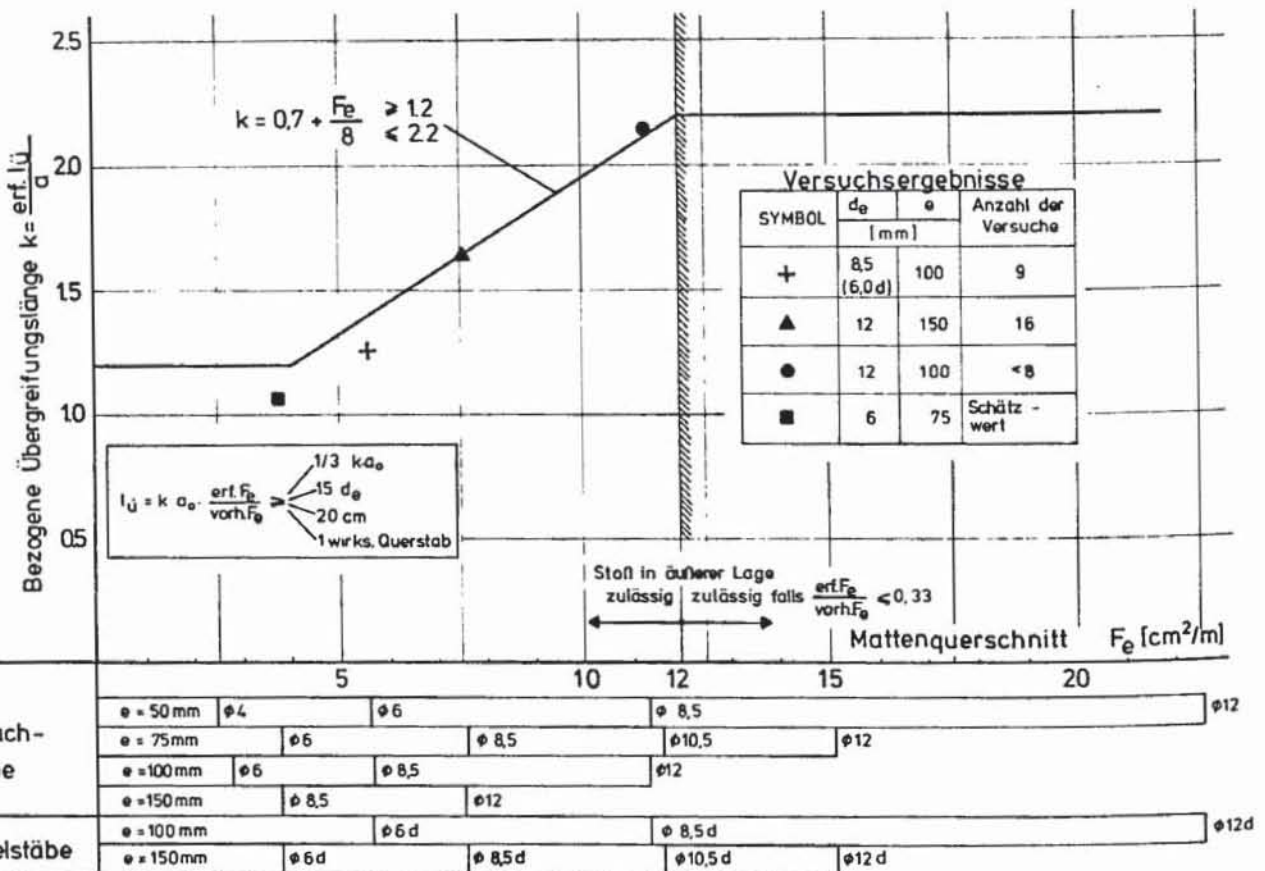


Bild 34: Erforderliche bezogene Übergreifungslängen in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt, Neuvorschlag § 18, DIN 1045 im Vergleich mit Versuchsergebnissen (Übergreifungsstoß von zugbeanspruchten Tragstäben in zwei Ebenen)

absoluten Übergreifungslängen von Betonstahlmatten aus glatten und profilierten Stäben nicht größer als von gerippten Matten sein müssen, wenn die Verankerung und die gleichmäßige Kraftverteilung durch eine genügende Anzahl sich gegenseitig abstützender Querstäbe sichergestellt sind. Die bisher in DIN 1045 geforderten Mindestmaschenzahlen scheinen in dieser Beziehung ausreichend.

Da die Stoßtragkraft wesentlich von der Betonzugfestigkeit abhängt, ist es nach wie vor zu empfehlen, Bewehrungsstöße außerhalb der Bereiche maximaler Beanspruchung des Stahles anzuordnen, um dadurch die Beanspruchung des Betons zu verringern und ein günstigeres Rißverhalten am Stoßende zu erreichen. Für die Neubearbeitung DIN 1045 wurde daher die Empfehlung vorgeschlagen, Stöße von Bewehrungsmatten im allgemeinen in Bereichen anzuordnen, in denen die Bewehrung zu nicht mehr als 80 % ausgenutzt wird. Bei höherer Ausnutzung ist der Hebelarm der inneren Kräfte am Stoßende auf die innere Mattenlage zu beziehen und ein Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite zu führen.

Es sind in jedem Fall noch Anschlußversuche durchzuführen, die die bisher gezogenen Schlußfolgerungen absichern und ergänzen. Es besteht darüber hinaus Grund zu der Annahme, daß die bisherige Regelung nach DIN 1045 für Doppelstäbe $8,5 d \leq d_e \leq 12 d$ (60 % - Stoß in 2. Lage)


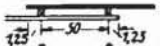
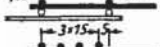

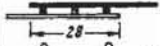
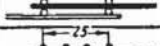
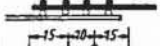
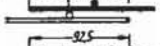
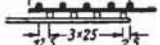
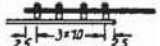

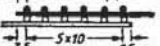
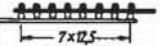

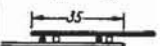

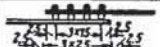
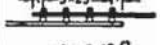
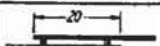
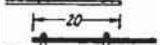
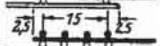
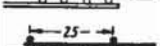
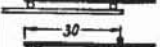
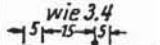

für enge Stababstände bei dicken Durchmessern ebenfalls zu großzügig ist. Auch die in der Neubearbeitung DIN 1045 vorgesehene Ausbildung von Vollstößen mit größtmöglichem Querschnitt in der äußeren Lage, wenn die Ausnutzung ≤ 33 % ist, bedarf einer Überprüfung durch Versuche. Darüberhinaus ist die wirtschaftliche Ausbildung von Stößen von Bewehrungsmatten in Stahlleichtbeton zu untersuchen. Zur Klärung dieser Probleme sind die entsprechenden Forschungsvorhaben bereits in Angriff genommen. Über die Ergebnisse wird zu gegebener Zeit berichtet werden.

Schrifttum

- /1/ DIN 1045
Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Januar 1972
- /2/ Rehm/Eligehausen/Tewes
Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten. Untersuchungsbericht Nr. 15/74 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen, Uni Stuttgart
- /3/ Rehm/Eligehausen/Tewes
Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen von geschweißten Betonstahlmatten aus profilierten Drähten. Untersuchungsbericht des Lehrstuhls für Baustoffkunde, TU Braunschweig, Sept. 1971
- /4/ Rehm/Tewes
Untersuchungen über den Einfluß der Querstäbe auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen aus geschweißten Betonstahlmatten aus kaltgewalztem Betonrippenstahl (KARI-Stahl-Matten) Untersuchungsbericht Nr. 13/74 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen, Uni Stuttgart

- /5/ Rehm/Tewes
Untersuchungen über den Einfluß der Stoßausbildung auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen aus geschweißten Betonstahlmatten aus kaltgewalztem Betonrippenstahl (KARI-Stahl-Matten) Untersuchungsbericht Nr. 14/74 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen, Uni Stuttgart
- /6/ Rehm/Martin
Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau 63 (1968), H. 8, S. 1-8
- /7/ Rehm/Eligehausen
Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen geschweißter Betonstahlmatten aus Betonrippenstahl unter Schwellast Betonwerk + Fertigteiltechnik 1974 H. 10, S. 660-670
- /8/ Stöckl
Übergreifungsstöße von zugbeanspruchten Bewehrungsstäben Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10/1972, S. 229-234
- /9/ Ferguson/Krishnaswamy
Tensile Lap Splices
Part 2: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices
The University of Texas, Report No. 113-3, April 1971
- /10/ Rehm/Eligehausen
Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter nicht ruhender Belastung
In diesem Heft der Schriftenreihe des DAFStb veröffentlicht.
- /11/ Martin/Schießl
Ausziehversuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens zwischen Schweißknoten und Verbund bei Baustahlmatten aus Betonstahl KARI
Heft 3a/3b der BAUSTAHLGewebe - Berichte aus Forschung und Technik
- /12/ Lloyd/Kesler
Splices and Anchorages in One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire Fabric
ACI Journal, Aug. 1970, pp. 636-642
- /13/ Herkommer
Stellungnahme vom 5.3.1976 zur Überarbeitung von Abschnitt 18, DIN 1045
- /14/ Rehm/Rafla
Untersuchungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen an geschweißten Betonstahlmatten aus kaltgewalztem Betonrippenstahl (KARI-Stahlmatten). Versuchsbericht vom 15.7.1970 des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig
- /15/ Ernst
Zum Übergreifungsstoß von Stabstahl und Betonstahlmatten.
S. 74-82 in Festschrift Prof. Franz "Aus Theorie und Praxis des Stahlbetonbaus". Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1969.
- /16/ Rehm/Eligehausen
Verbundverhalten von Rippenstäben unter nicht ruhender Belastung
Untersuchungsbericht Nr. 7512 des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen der Uni Stuttgart vom Februar 1975

Tabelle 1: Ausbildung der Versuchsplatten

7	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1) Be- zeich- nung	Plattenabmessungen und Belastungsanordnung						Bewehrung			Stoßausbildung			Beton- güte $\beta_{w,v}$
	L	l	a	b	d	l/h	Mattenbezeichnung	F_e	$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$	Querstäbe	Maschen- zahl n	Über- greifungs- länge $l_{\bar{u}}$	
—	cm	cm	cm	cm	cm	—	—	cm ²	%		—	cm	kp/cm ²
1.1	425	400	80	105	15,5	28,8	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,54		—	52,5	220
1.2	425	400	80	105	15,5	28,8	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,54		1	52,5	223
1.3	425	400	80	105	15,0	29,9	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,56		3,3	52,5	260
1.4	330	310	85	105	22	15,2	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,37		—	28	206
1.5	330	310	85	105	22	15,2	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,37		1	28	212
1.6	330	310	85	105	22	15,2	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,37		3	28	240
1.7	420	400	80	105	14	32,2	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,61		—	40	456
1.8	530	500	100	110	18,5	29,6	100 · 250 · 12 · 8,5 RK	12,4	0,67		3,5	92,5	236
1.9	600	550	150	105	30	19,4	50 · 250 · 12 · 8,5 RK	21,5	0,72	wie 1.8	3,5	92,5	233
1.10	590	550	150	105	30	19,4	50 · 250 · 12 · 8,5 RK	21,5	0,72	wie 1.1	—	52,5	257
1.11	600	550	150	105	30	19,4	50 · 250 · 12 · 8,5 RK	21,5	0,72	wie 1.3	3,3	52,5	225
1.12P	445	430	115	90	18	26,2	150 · 100 · 12 · 8,5 PK	6,8	0,46		3	35	220
1.13P	445	430	115	90	18	26,2	150 · 100 · 12 · 8,5 PK	6,8	0,46		4	45	206
1.14P	445	430	115	90	18	26,2	150 · 100 · 12 · 8,5 PK	6,8	0,46		5	55	201
1.15P	530	500	100	110	18,5	29,6	100 · 250 · 12 · 8,5 PK	12,4	0,67	wie 1.8	3,5	92,5	267
1.16P	600	550	150	105	30	19,4	50 · 250 · 12 · 8,5 PK	21,5	0,72	wie 1.8	3,5	92,5	219
1.17G	530	500	100	110	18,5	29,6	100 · 250 · 12 · 8,5 GK	12,4	0,67		7,0	92,5	235
1.18G	600	550	150	105	30	19,4	50 · 250 · 12 · 8,5 GK	21,5	0,72	wie 1.8	3,5	92,5	235
1.21	425	400	80	105	15,5	30,5	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,58		1,3	35	225
1.22	425	400	80	105	15,5	28,8	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,54		1,3	35	220
1.23	425	400	80	105	15	29,9	150 · 250 · 12 · 8,5 RK	7,9	0,56		1,3	35	264
2.1	420	400	90	94	21	20,4	150 · 250 · 8,5 d · 8,5 RK	7,9	0,43		3	50	211
2.2	430	400	90	94	21	20,4	150 · 250 · 8,5 d · 8,5 RK	7,9	0,43		3	80	212
2.3	420	400	90	94	21	20,4	150 · 250 · 8,5 d · 8,5 RK	7,9	0,43	wie 1.12P	3	35	226
3.1	245	230	55	80	15	16,9	100 · 250 · 8,5 · 6,0 RK	4,5	0,42		—	20	228
3.2	245	230	55	80	15	16,9	100 · 250 · 8,5 · 6,0 RK	4,5	0,42		1	20	222
3.3	245	230	55	80	15	16,9	100 · 250 · 8,5 · 6,0 RK	4,5	0,42		3	20	222
3.4	245	230	55	80	15	16,9	100 · 250 · 8,5 · 6,0 RK	4,5	0,42		1	30	238
3.5	245	230	55	80	15	16,9	100 · 250 · 8,5 · 6,0 RK	4,5	0,42		—	30	236
4.1	280	260	65	80	17	16,6	100 · 250 · 6,5 d · 6,5 RK	5,3	0,42	wie 3.4	1	30	209
4.2	390	370	90	80	12	34,5	100 · 250 · 6,5 d · 6,5 RK	5,3	0,62		—	25	535
5.1P	395	380	100	75	14,5	29,0	150 · 250 · 7,5 d · 6,5 PK	4,4	0,45		3	42,5	220

1) Die erste Zahl gibt den ϕ der Längstäbe an: 1 $\equiv \phi$ 12; 2 $\equiv \phi$ 8,5d; 3 $\equiv \phi$ 8,5; 4 $\equiv \phi$ 6,5d; 5 $\equiv \phi$ 7,5d
 Nachgestellter Kennbuchstabe: P = profilierte Oberfläche der Stäbe; G = glatte Oberfläche;
 ohne Kennbuchstabe: gerippte Oberfläche.

Tabelle 2: Kennwerte der verwendeten Längsstäbe
(sämtliche Werte nach DIN 488 ermittelt)

1 Platte und Stahl- sorte	2 Durchmesser d		4 Streck- grenze β_S	5 Zug- festig- keit β_Z	6 Bruch- dehnung δ_{10}	7 Scherfestigkeit $\eta = \frac{S}{\beta_S F_e}$ $\beta_S = 5000 \text{ kp/cm}^2$	8-12 Rippen-					13 Summe der Rippen- reihen- abstände e	14 Winkel zur Stab- achse β	15-16 Bezogene Rippenfläche		
	Soll	Ist					-höhen			-breite				-abstand	$f_{R,Soll}$	$f_{R,Ist}$
							α_S bzw.			δ bzw.						
							$t_{prof.}$	a_{SV1}	a_{SV2}	$\delta_{prof.}$	c					
—	mm		kp/cm ²		%		mm					°	—	—		
1.1	12	12,01	6068	6902	6,7	39	0,85	0,72	0,76	1,99	8,1	7,82	41	0,065	0,062	
1.2	"	12,46	6766	7320	6,3	32	0,86	0,76	0,75	2,05	8,1	8,04	40	"	0,066	
1.3	"	12,05	6402	6933	6,3	42	0,94	0,75	0,75	2,48	8,4	6,30	41	"	0,065	
1.4	"	12,04	4981	5903	9,4	65	0,60	0,46	0,50	2,15	8,0	5,50	38	"	0,045	
1.5	"	12,06	5050	5939	9,2	59	0,65	0,56	0,57	2,18	8,4	6,10	53	"	0,049	
1.6	"	12,04	4950	5834	9,8	45	0,58	0,44	0,45	2,10	8,0	5,40	39	"	0,042	
1.7	"	12,06	5050	5939	9,2	59	0,65	0,56	0,57	2,18	8,4	6,10	53	"	0,049	
1.8	"	11,87	6601	6898	6,3	39	0,92	0,80	0,81	1,86	8,3	6,29	41	"	0,068	
1.9	"	11,91	6548	7531	9,9	40	0,91	0,78	0,78	2,11	8,1	8,24	40,5	"	0,064	
1.10	"	12,03	6658	7127	6,1	29	0,96	0,74	0,75	1,66	8,3	6,15	40	"	0,066	
1.11	"	12,03	6658	7127	6,1	29	0,96	0,74	0,75	1,66	8,3	6,15	40	"	0,066	
1.12 P	"	11,82	5588	6169	12,8	46	0,47	—	—	3,77	9,7	9,0	57	—	(0,033)	
1.13 P	"	11,81	5504	6121	11,4	42	0,41	—	—	3,07	9,0	8,6	50	—	(0,029)	
1.14 P	"	11,81	5437	6050	12,6	47	0,49	—	—	3,77	9,7	8,5	57	—	(0,035)	
1.15 P	"	11,80	5549	6087	17,4	19	0,42	—	—	2,70	9,0	5,77	42	—	(0,038)	
1.16 P	"	11,84	5214	5966	11,6	30	0,32	—	—	2,38	8,95	4,69	43	—	(0,030)	
1.17 G	"	—	5970	6508	9,0	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.18 G	"	11,78	5814	6444	10,7	60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
1.21	"	12,54	6035	6704	7,1	54	0,90	0,67	0,69	1,93	8,2	6,60	40	0,065	0,064	
1.22	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
1.23	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
2.1	8,5	8,45	5360	6075	10,2	49	0,58	0,42	0,44	0,95	5,9	2,80	52	0,056	0,058	
2.2	"	8,46	5378	6055	11,6	56	0,57	0,45	0,40	0,95	5,8	2,80	52	"	0,058	
2.3	"	8,56	4990	5733	9,2	59	0,52	0,44	0,46	1,16	8,4	3,72	48	"	0,056	
3.1	"	8,60	5864	6622	8,3	49	0,58	0,45	0,46	1,15	5,8	4,40	52	"	0,058	
3.2	"	8,48	5327	6054	12,4	38	0,53	0,42	0,47	1,70	5,9	2,65	52	"	0,059	
3.3	"	8,47	5484	6162	10,9	45	0,54	0,48	0,43	1,05	5,8	3,80	52	"	0,058	
3.4	"	8,58	5373	6207	9,4	43	0,54	0,45	0,47	1,78	6,0	3,50	49	"	"	
3.5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
4.1	6,5	6,43	5537	6165	9,4	64	0,40	0,34	0,35	0,94	5,7	3,10	48	0,049	0,049	
4.2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
5.1 P	7,5	7,44	5670	6177	10,9	30	0,23	—	—	2,50	7,7	4,7	46	—	(0,022)	

1) Alle Längsstäbe aus BSt 50/55, kaltverformt, Kurzzeichen "K" nach DIN 488. Der der Versuchsbezeichnung nachgestellte Buchstabe gibt die Oberflächengestaltung mit den in DIN 488 vorgeschriebenen Kurzzeichen G = glatt sowie P = profiliert an. Bei den Versuchen ohne Kennbuchstaben wurde geripptes Material verwendet.

Tabelle 3: Angaben zur Herstellung des Betons und Materialkennwerte nach DIN 1048

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Versuchs- bezeich- nung	Zement			Wasser			Zu- schläge	Frischbeton			Festbeton						
	Festigkeit		Menge	Menge	W/Z theor.	W/Z ¹⁾ Darr- probe		Roh- dichte	Verdich- tungs- maß	Aus- breit- maß	Alter 7 Tage		Alter bei Versuch	γ _{Vers.}	Würfel- festigkeit		Spalt- zug- festig- keit
	Nenn- wert PZ	N ₂₈									γ ₇	β _{w,7}			β _{w,28}	β _{w,V} ²⁾	
—	—	kp/cm ²	kg/m ³	—	—	kg/m ³	kg/dm ³	—	cm	kg/dm ³	kp/cm ²	Tage	kg/dm ³	kp/cm ²			
1.1	350 F	472	205	195	0,95	1,03	1951	2,35	1,12	37	2,33	136	30	2,27	225	220	20
1.2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	31	2,28	"	223	19
1.3	"	437	207	197	"	0,98	1976	2,38	1,13	36	2,37	160	28	2,30	260	260	23
1.4	"	456	208	198	"	0,94	1884	2,29	1,13	34	2,28	135	29	2,24	201	206	—
1.5	"	517	210	200	"	0,97	1909	2,32	1,12	35	2,31	128	29	2,24	211	212	16
1.6	"	456	209	200	"	0,91	1885	2,30	1,15	34	2,30	154	28	2,24	240	240	21 _w
1.7	"	428	316	180	0,57	0,60	1903	2,40	1,11	34	2,40	353	28	2,38	456	456	25
1.8	350	548	205	194	0,95	0,91	1950	2,35	1,14	36	2,35	124	29	2,27	247	236	22
1.9	350 F	500	203	193	"	0,95	1934	2,33	1,15	36	2,33	170	29	2,27	233	241	25
1.10	"	474	205	195	"	1,02	1951	2,35	1,11	36	2,34	175	34	2,27	249	257	24
1.11	"	428	207	197	"	0,96	1976	2,38	1,12	37	2,38	149	27	2,31	233	225	20
1.12 P	275	465	213	203	"	0,94	1933	2,35	—	35	2,34	138	27	2,29	226	220	—
1.13 P	"	486	211	201	"	1,00	1917	2,34	1,15	38	2,33	124	28	2,26	266	266	17
1.14 P	350 F	463	208	198	"	0,94	1884	2,30	1,13	34	2,28	135	27	2,24	201	202	—
1.15 P	350	548	204	194	"	0,87	1942	2,34	1,24	36	2,35	127	33	2,26	214	261	26
1.16 P	350 F	508	207	197	"	0,97	1976	2,38	1,11	37	2,36	160	28	2,32	219	219	18
1.17 G	350	548	205	194	"	0,91	1950	2,35	1,14	36	2,35	124	35	2,27	247	235	20
1.18 G	350 F	508	207	197	"	0,95	1976	2,38	1,15	36	2,37	168	28	2,35	235	235	19
1.21	"	443	207	197	"	1,00	1975	2,38	1,15	37	2,37	130	33	2,31	210	225	13
1.22	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	32	"	"	220	"
1.23	"	478	205	195	"	0,97	1950	2,35	1,16	36	2,36	154	29	2,28	243	264	16
2.1	"	471	211	201	"	0,99	1897	2,31	1,11	34	2,29	137	29	2,26	207	223	—
2.2	"	"	"	"	"	0,97	"	"	1,12	34	"	"	31	2,25	207	212	—
2.3	"	502	208	210	1,01	1,01	1890	"	1,11	35	2,31	136	28	2,25	226	226	19
3.1	275	477	211	201	0,95	—	1918	2,33	—	"	2,34	145	"	2,27	228	228	—
3.2	"	486	213	203	"	1,04	1934	2,35	—	"	2,35	138	30	2,28	220	222	—
3.3	"	"	"	"	"	"	"	"	—	"	"	"	31	2,29	"	"	—
3.4	350 F	502	210	200	"	0,94	1900	2,31	1,12	34	2,30	157	29	2,26	234	238	21
3.5	"	428	210	200	"	1,02	1909	2,32	1,12	35	2,32	152	28	2,26	237	237	14
4.1	"	492	"	"	"	"	1900	2,31	1,13	"	2,30	133	"	2,25	209	209	18
4.2	"	502	321	183	0,57	0,54	1935	2,44	1,06	38	2,44	379	"	2,41	537	537	36
5.1 P	275	477	211	201	0,95	—	1918	2,33	—	35	2,34	145	27	2,27	228	220	—

1) Bestimmung durch Darrprobe mit Einwaage 2 Kg

2) β_{w,v} = Würfelfestigkeit als Mittel aus 3 Einzelwerten am Versuchstag (Normwürfel, 20 cm Kantenlänge)

3) Index "W": Bestimmung an Normenwürfeln (sonst: Zylinder ø 15, h = 30 cm), Mittel aus 3 Einzelwerten

Tabelle 4: Versuchsergebnisse

Bezeichnung	Maschenzahl	Stoßausbildung	Gebrauchslasten		Rechnerische Bruchlasten		Rißbeginn		Stoßende 3 max. Ablesungen			Rißbreiten w			Bereich M const. ohne Stoßbereich, w=5%			Lasten		Bruchzustand		Bruchursache				
			$\beta_R=0,7 \beta_{w28}$	$\beta_S=5000$	$\beta_P=0,85 \beta_{w28}$	$\beta_S=MeOwert$	$M_{u,r}$	$P_{u,r}$	σ_{bz}	σ_{bz}	Erstbelastung	nach 30 LW	nach 10 ⁵ LW	Erstbelastung	30 LW	10 ⁵ LW	$\sigma_c=2800 \text{ kp/cm}^2$	$\sigma_c=3600 \text{ kp/cm}^2$	$\sigma_c=3600 \text{ kp/cm}^2$	$M_{u,v}$	$P_{u,v}$		$\sigma_{c,z,v}$	$\tau_{0,u,v}$	$\frac{M_{u,v}}{M_{u,r}}$	$\frac{M_{u,v}}{M_{u,r}}$
Dim.	mm	cm	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp	Mpm	Mp
1.1	32,5	1,03	2,79	3,25	5,93	7,18	1,70	2,20	29	78	28,28,27	38,35,35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.2	32,5	1,04	2,77	3,23	6,57	7,90	1,70	2,20	29	78	32,28,22	45,42,35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.3	3,5	32,5	2,75	3,20	6,13	7,43	1,70	2,20	29	78	30,28,28	42,40,38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.4	1,4	—	2,8	0,54	4,81	7,46	1,96	2,30	23	66	27,23,22	46,39,36	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.5	1	28	0,54	4,24	4,82	7,56	1,59	2,10	23	53	37,37,34	55,51,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.6	3	28	0,57	4,27	4,85	7,46	1,59	2,10	23	64	21,19,15	34,23,22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.7	4	40	1,23	2,59	3,36	4,65	1,74	2,10	23	61	20,20,14	23,22,21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.8	3,5	92,5	1,88	3,97	12,29	11,93	2,39	2,70	38	100	23,25,25	32,30,30	45,42,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.9	3,5	92,5	1,86	3,97	12,29	11,93	2,39	2,70	38	100	23,25,25	32,30,30	45,42,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.10	3,5	92,5	1,72	3,59	9,55	12,29	2,39	2,70	38	77	27,27,25	36,35,35	60,55,55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.11	3,5	92,5	1,71	3,59	9,55	12,29	2,39	2,70	38	91	40,38,35	55,55,45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.12 P	3	35	0,69	2,22	5,68	4,65	1,82	1,87	37	103	16,15,11	20,18,16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.13 P	4	45	0,85	2,22	5,68	4,65	1,82	1,87	37	95	22,21,18	23,22,18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.14 P	5	55	1,03	2,27	5,50	4,50	1,74	1,70	28	80	31,28,22	32,28,27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.15 P	3,5	92,5	1,59	3,59	5,02	7,05	1,79	2,28	36	89	28,28,27	32,30,30	40,40,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.16 P	3,5	92,5	1,81	3,59	5,02	7,05	1,79	2,28	36	74	40,38,35	55,55,45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.17 P	7	92,5	1,88	3,59	4,97	7,12	2,03	2,20	35	92	45,42,40	48,44,43	65,54,52	70,60,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.18 P	3,5	92,5	1,88	3,59	4,97	7,12	2,03	2,20	35	77	50,40,35	55,50,50	120,110,80	62,60,55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.21	1,3	35	0,69	2,64	3,29	5,65	2,22	1,06	11,30	68	17,15,15	20,18,17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.22	1,3	35	0,69	2,64	3,29	5,65	2,22	1,06	11,30	68	26,22,17	30,27,25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.23	1,3	35	0,76	2,74	3,19	5,79	2,00	1,22	12,70	75	17,16,16	17,17,16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.1	3	50	0,96	4,04	4,52	7,63	2,51	1,86	13,10	76	26,20,20	35,30,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.2	3	80	1,44	4,00	4,46	7,58	2,91	1,91	13,60	78	26,23,20	28,27,27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.3	3	35	0,70	4,01	4,49	7,08	2,90	1,86	13,20	73	23,22,17	30,27,22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.1	—	20	0,57	2,91	3,32	6,00	0,82	1,45	27	73	11,8,8	22,18,16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.2	—	20	0,56	2,89	3,03	5,47	1,05	1,85	35	95	10,7,7	15,13,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.3	—	20	0,56	2,89	3,12	5,64	0,89	1,57	30	87	16,11,10	19,17,14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.4	—	30	0,87	2,91	3,03	5,47	1,02	1,80	34	89	13,13,13	18,17,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.5	—	30	0,87	2,91	3,05	5,47	0,91	1,60	30	79	20,17,17	22,21,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.1	—	30	0,75	2,71	3,18	4,71	0,76	1,12	29	63	20,20,20	27,27,25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4.2	—	25	1,12	2,49	2,62	4,53	3,22	0,98	19,20	77	13,12,12	13,13,13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5.1 P	3	42,5	0,94	2,51	2,33	3,00	2,82	0,77	15,30	80	18,17,17	28,23,22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

1) $\sigma_c = \frac{v \cdot u \cdot \sqrt{1}}{v} = \frac{d}{u \cdot \sqrt{1}} \cdot \frac{d}{v}$ nach DIN 1045, Gl. (7a), zul. σ_c für gerippte Bewehrungsstäbe aus Tab. 20
für $R_n = R_y$ interpoliert bei Doppelstäben auf querschnittsgleichen Einzellast bezogen.
($v = 1,75, R_n = 5,0 \text{ MP/cm}^2$)

2) berechnet nach DIN 1045, $R_n = 5,0 \text{ MP/cm}^2, R_{yk} = R_{yk}$

3) berechnet für die äußere Bewehrungslage mit $\beta = 0,85, R_{yk} = R_{yk}$ = vorh. R_{yk}
Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach DIN 1045

4) BB = Biegebruch infolge Betondeckungsbruch
BC = Biegebruch infolge Stahlbruch der inneren Bewehrungslage;
SF 1 bzw. SF 2 = Stoßversagen: Abklappen der äußeren Bewehrungslage auf ganzer Fläche vor ("1") bzw. nach ("2") Erreichen der Streckgrenze der inneren Bewehrungslage.
STH 1 bzw. STH 2 = Stoßversagen: Abklappen infolge Abprengen von Teilbereichen der Betondeckung unter gleichzeitiger Herausziehen der Stäbe vor ("1") bzw. nach ("2") Erreichen der Streckgrenze

5) die maximalen Rißweiten traten nicht nur am Stoßende auf.

Tabelle 5: Vollständige Rißbreitenmessung am Beispiel des Versuchs 1.8

Laststufe rechnerische Stahlspannung in kg/cm^2	Rißbreite = in 1000-mill L-zonen der Abzweigung Bereich $M = \text{const}$		Ort = Abstand des Risses vom Auflager a in cm, gemessen auf Linie c		Riß-Nr.		Ort		Riß-Nr.		Ort		Riß-Nr.		Ort		Riß-Nr.		Ort	
	Iw	Wss	I	W	I	W	I	W	I	W	I	W	I	W	I	W	I	W	I	W
2000	108	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	118	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	128	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	138	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	148	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2400	158	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	168	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	178	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	188	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	198	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2800	208	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	218	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	228	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	238	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	248	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2800 n30LW	258	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	268	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	278	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	288	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	298	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3200	308	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	318	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	328	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	338	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	348	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3600	358	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	368	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	378	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	388	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	398	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2800	408	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	418	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	428	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	438	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	448	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2800 n1000LW	458	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	468	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	478	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	488	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	498	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2800 n105LW	508	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	518	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	528	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	538	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	548	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3600 n105LW	558	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	568	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	578	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	588	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	598	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4000	608	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	618	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	628	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	638	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	648	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4500	658	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	668	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	678	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	688	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	698	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

