

**Verbund von Spannstahl in Beton
(Vorspannung mit sofortigem Verbund)**

T 2172

T 2172

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
INSTITUT FÜR BAUINGENIEURWESEN III
LEHRSTUHL FÜR MASSIVBAU

O. PROF. DR.-ING. HERBERT KUPFER
Nr. 1130/III/K

8000 MÜNCHEN 2, 15.6.1987
Arcisstraße 21
Postfach 2024 20
Tel. (089) 2105-3029
Telex 522854

Bericht
über den
Verbund von Spannstahl in Beton
(Vorspannung mit sofortigem Verbund)

zum Forschungsauftrag:

Übertragungslänge von Spanndrähten
in Beton B 55

Der Bericht darf nur ungekürzt veröffentlicht werden.
Die gekürzte oder auszugsweise Veröffentlichung bedarf
der vorherigen Genehmigung des Instituts für Massivbau.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Überblick	1
2. Mechanismus der Verbundverankerung	3
3. Literatur über Verbund	9
3.1 Allgemeines	9
3.2 Einfluß der Stahloberfläche	13
3.3 Einfluß der Belastungsart	16
3.4 Einfluß des Betons	18
3.5 Einfluß der Lage im Bauteil	20
3.6 Einfluß der Beanspruchungsart	21
3.7 Einfluß der Zeit	24
3.8 Einfluß der Umgebungsbedingungen (Temperatur)	25
3.9 Einfluß einer Querpressung oder Querdehnungsbehinderung	26
3.10 Einfluß einer Längsrißbildung	29
4. Methoden zur Bestimmung der Übertragungslänge	33
5. Prüfvorschriften	44
6. Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge in Beton B 55	51
6.1 Vorgang	51
6.2 Versuchsprogramm	51
6.3 Spannstahl	52
6.4 Ausziehversuche	53
6.5 Balkenversuche	58
6.5.1 Balkenversuche (Serie 1) mit Mindestbetondeckung nach DIN 4227	58
6.5.2 Balkenversuche (Serie 2) zur Bestimmung der erforderlichen Betondeckung bei Verbundverankerung in B 55	61
7. Diskussion der Versuchsergebnisse	68
7.1 Übertragungslänge	68
7.2 Betondeckung	72
8. Zusammenfassung	74
Literatur	76

1. Überblick

Die Übertragungslänge von Spannstählen für Verankerung mit sofortigem Verbund wird entsprechend DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 14.2 aus Gl.(17)

$$l_{\ddot{u}} = k_1 \cdot d_v$$

als Vielfaches des Stahldurchmessers bestimmt.

Der Verbundfaktor k_1 hängt von der Spannstahlart, d.h. von seiner Oberflächengestalt und von der Betondruckfestigkeit ab. Er ist der jeweiligen Spannstahlzulassung zu entnehmen, wobei unterschieden wird, zwischen

- profilierten Spanndrähten bzw. glatten Litzen und
- gerippten Spanndrähten.

Bis 1981 wurden die Versuche zur Bestimmung der k_1 -Werte mit einer auf etwa 55% der zugehörigen Beton-Nennfestigkeit abgeminderten Betondruckfestigkeit durchgeführt. Dadurch ergab sich ein erhöhter k_1 -Wert und somit ein gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen im Bauteil erhöhter Wert für die Übertragungslänge. In der Praxis darf bekanntlich erst bei einer Betondruckfestigkeit von mindestens 0,8 ($\beta_{wN} + 50$) vorgespannt werden. Der so entstandene „Sicherheitsabstand“ sollte die Unsicherheit der Betonqualität im Verankerungsbereich abdecken.

Bei der Bemessung eines Spannbetonbauteils wird die Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ verwendet

- für die Berechnung der in einem betrachteten, auflagernahen Querschnitt vorhandenen Vorspannkraft und
- für die Bestimmung der Lage der „Spaltzugbewehrung“.

Während im ersten Fall große rechnerische Werte für $l_{\ddot{u}}$ einen langsameren Anstieg der Betondruckvorspannung ergeben und somit auf der sicheren Seite liegen, führen sie im zweiten Fall zu einer Verteilung der Spaltzugbügel über eine zu große Länge. Diese Tatsache sollte nach DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 12.6 dadurch kompensiert werden, daß die gesamte Spaltzugbewehrung bei gerippten Spannstählen auf der Hälfte und bei profilierten Drähten und Litzen auf 3/4 der rechnerischen Eintragungslänge $l_{\ddot{u}}$ eingelegt wurde. Trotzdem führte diese Methode unter Umständen zu einer Unterbemessung im Balkenendbereich.

Es war daher wünschenswert in den Spannstahlzulassungen praxisnähere Werte für k_1 anzugeben, welche für die erstgenannte Bemessungsaufgabe zwar noch ausreichend auf der sicheren Seite liegen, die jedoch andererseits für die Ermittlung der Spaltzugbewehrung und deren Lage zu praxisgerechten Ergebnissen führen.

Wegen der bisherigen Versuchspraxis, die k_1 -Werte mit abgeminderter Betonfestigkeit zu bestimmen, fehlten dazu jedoch Versuche mit hohen Betonfestigkeiten.

Das hier mit B 55 durchgeführte und vom Institut für Bautechnik finanzierte Versuchsprogramm sollte diese Ergebnisse liefern.

Um die bei der Wahl der k_1 -Werte für die Spannstahlzulassungen auftretende Problematik darzustellen, wird im vorliegenden Bericht außerdem ein Überblick gegeben, über die Grundlagen der Verbundverankerung sowie über die versuchstechnischen und die bei der Festlegung einheitlicher Prüfmethode auftretenden Fragen.

Das speziell für die hier beschriebenen Versuche ausgesuchte Spannstahl-Probematerial wurde uns freundlicherweise von den Herstellern, der Fa. Klöckner Draht GmbH und der Fa. Fried. Krupp Hüttenwerke AG kostenlos überlassen.

2. Mechanismus der Verbundverankerung

Bei der Kraftübertragung eines Bewehrungsstabes (Betonstahl, Spannstahl) auf den umgebenden Beton wirken folgende Verbundkräfte zusammen:

- Haftung
- Reibung
- Verzahnung der Rippen.

Haftungskräfte wurden durch das Ineinandergreifen der mikroskopischen Unebenheiten der Staboberfläche und des umgebenden Zementmörtels sowie durch physikalische und chemische Bindungskräfte in der Grenzfläche Stahl-Beton aufgenommen. Einen umfassenden Überblick über die verschiedenen Deutungen der Entstehungsweise dieser Kräfte gibt Rehm /R2/. Es handelt sich jedenfalls um „starrten Verbund“, d.h. es treten keine Relativbewegungen zwischen Stahl und Beton auf. Die Haftung kann auch als „ruhende Reibung“ vor dem Verschiebungsbeginn gedeutet werden. Da der Beton erst durch den eingebetteten Bewehrungsstahl unter Spannung gesetzt wird, sind die im Stahlquerschnitt herrschenden und die über den gesamten Betonquerschnitt gemittelten Dehnungen unterschiedlich. Die Dehnungsunterschiede müssen durch eine Verwölbung des Betonquerschnitts aufgenommen werden, damit es nicht zu Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton kommt. Wegen der großen Steifigkeit des Betonquerschnitts und dessen geringer Verwölbungsmöglichkeit kommt es deshalb schon bei kleinen Dehnungsunterschieden zwischen Stahl und Beton zu Relativverschiebungen und zur Zerstörung des Haftverbunds. Die durch Haftung zu übertragenden Kräfte sind deshalb gering. Nach Versuchen von Fuji /F4/ und Berechnungen von Plähn /P8/ unter der Annahme ideal elastischen Verhaltens ergibt sich als obere Grenze für glatte Spannstähle etwa ein Anteil von 5 bis 15% an der gesamten verankerten Spannkraft. Bei gerippten Spannstählen kann die Mitwirkung der Haftung umso mehr vernachlässigt werden.

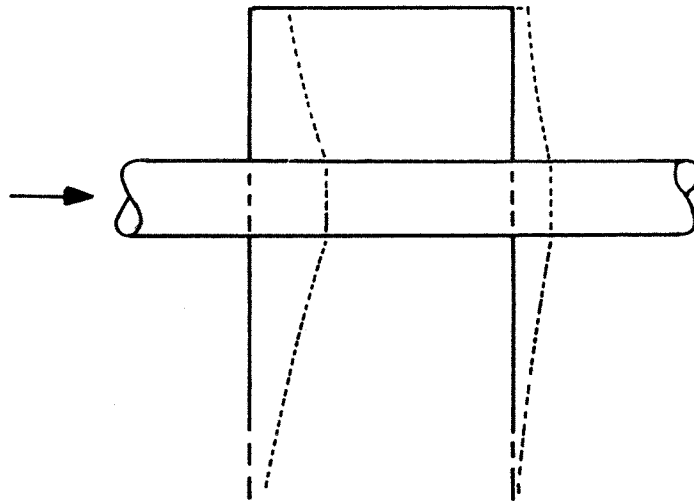


Bild 1: Kraftübertragung durch Haftung von Bewehrungsstahl im Beton:
Unterschiede der mittleren Dehnung von Bewehrungsstahl und
Beton werden durch Verwölbung des Betonquerschnitts ausgeglichen

„Reibungsverbund“ setzt nach Überwindung der Haftung ein. Das Auftreten von Reibungsverbund ist mit Verschiebungen des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton verbunden.

Nimmt man an, daß in diesem Stadium das Coulomb'sche Gesetz gilt, so hängt die Größe der Reibungskraft vom Reibungskoeffizienten und von der normal zur Gleitfuge wirkenden Druckspannung ab. Als Ursachen für diese Normalspannung kommen in Frage

- Das Schwinden des Betons am Umfang des unveränderlichen Stahlquerschnitts und
- die Querdehnung des Stahls infolge der Verkürzung in Längsrichtung beim Entspannen.

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen erklärte Stocker /S2/ den Verbundmechanismus bei Spannstahllitzen unter anderem durch die beim Schwinden des Betons entstehende Normalkraft. Mithilfe der gemessenen Schwindspannungen errechnete er für die gleitende Reibung einen Reibungsbeiwert von $q = 0,25$. Durch zusätzlich aufgebrachten Querdruck erhöhte sich der Reibungsbeiwert auf $q = 0,30$. Er zeigte sich also von der Normalspannung abhängig.

Die Querdehnung des Spannstahls als Ursache für die Querdruckspannungen gab zum erstenmal Hoyer /H1/ an. Ohne den quantitativ befriedigenden Beweis für die Wirkung des "Hoyer-Effekts" liefern zu können, schloß sich auch Ros /R1/ dieser Deutung an. Er leitete dies aus Versuchen an glatten 2- und 3 mm Spanndrähten ab, bei denen sich eine deutliche Vergrößerung der Verbundfestigkeit mit steigender Vorspannung zeigte. Gegenüber nicht vorgespannten Drähten stieg die Verbundfestigkeit bei einer Vorspannung mit etwa 1600 N/mm^2 (8 ‰ Stahldehnung) auf den dreifachen Wert an.

Die den "Hoyer-Effekt" bewirkenden Querdruckspannungen auf den Beton sind rechnerisch außerordentlich hoch. Die Querverformung ist dabei jedoch sehr klein. Deshalb muß eigentlich erwartet werden, daß infolge Kriechen des Betons der Einfluß des "Hoyer-Effekts" erheblich abgebaut wird. Um dies zu klären, wurden hier Verbundversuche an 8 mm-Spanndrähten und 15,3 mm Spanndrahtlitzen durchgeführt /G10/.

Es wurden Versuche an nicht vorgespannten und an vorgespannten Ausziehkörpern mit kurzer Verbundlänge sofort nach dem Entspannen bzw. 28 Tage später durchgeführt.

Sowohl bei den mit $0,80 \beta_Z$ vorgespannten 8 mm-Drähten wie auch bei den mit $0,66 \cdot \beta_Z$ vorgespannten 15,3 mm-Litzen ergaben sich bei den vorgespannten Prüfkörpern etwa doppelt so hohe Verbundspannungen, wie bei den nicht vorgespannten.

Die nach Hoyer mit einem angenommenen Reibungsbeiwert Spannstahl/Beton errechneten Verbundspannungen weichen erheblich von den Versuchsergebnissen ab. Sie liegen bei Drähten mit 175% höher und bei Litzen mit 66% niedriger als die Versuchsergebnisse. Errechnet man bei den Litzen die Verbundspannungen nach Hoyer jedoch nicht mit der für Stahl üblichen Querdehnungszahl $\mu = 0,30$ sondern mit dem hier im Versuch gemessenen Wert $\mu = 0,76$, so beträgt das Verhältnis der nach Hoyer errechneten Verbundspannung zur tatsächlich gemessenen 1,53.

Bei Ansatz der größeren Querdehnungszahl ergibt die Rechnung nach Hoyer also auch bei den Litzen höhere Verbundspannungen als im Versuch gemessen. Dies macht deutlich, daß bei der Berechnung nach Hoyer die Verbundspannungen erheblich überschätzt werden.

Als Ursachen für den in Wirklichkeit geringeren Einfluß des Hoyer-Effekts kommen in Frage:

- die Anreicherung des Zementmörtels unter den Spanndrähten mit Poren als Folge des Absetzvorgangs des Betons, welche einen geringeren E-Modul der Zementmörtel-Grenzschicht bewirkt
- die von Hoyer getroffene Annahme, daß sich der Beton vollständig elastisch verhält. In Anbetracht der hohen, aus der Querpressung resultierenden Ringzugspannungen um die Spanndrähte muß demgegenüber in der Praxis mit der Bildung von Mikrorissen gerechnet werden, wodurch die Querdruckspannungen abgemindert werden.

Aus den gemessenen Verbundspannungen wurden die Übertragungslängen für den Spanndraht und die Litze nach dem Verfahren von Rehm und Martin /R2,M7/ errechnet. Dabei wurden zum Vergleich zwei Berechnungen mit unterschiedlichen Verbund-Grundgesetzen durchgeführt:

- mit dem Verbund-Grundgesetz aufgrund der Ausziehversuche und
- mit einem Verbund-Grundgesetz, das bei kleinen Schlupfwegen dem Grundgesetz der Ausziehversuche entspricht und bis zum Bereich großer Schlupfwege kontinuierlich in das Grundgesetz, welches die Hoyer-Effekt-Versuche ergaben, übergeht. Dadurch wird berücksichtigt, daß der Hoyer-Effekt nur am Balkenende, also im Bereich großer Schlupfwerte in voller Größe wirkt. Zum Ende der Übertragungslänge im Balkeninneren hin verschwindet der Hoyer-Effekt allmählich, da in diesem Querschnitt keine Entspannung, also auch keine Querdehnung des Spannstahls auftritt.

Die Vergleichsrechnungen ergaben, daß durch die Wirkung des Hoyer-Effekts die Eintragungslänge bei 8 mm-Drähten um etwa 15% und bei 15,3 mm-Litzen um etwa 20% abnimmt.

Für die Übertragung von Reibungskräften in der Grenzschicht Spannstahl/Beton kommen auch noch andere Erklärungen infrage, wenn man dem Hoyer-Effekt nicht einen ungerechtfertigt großen Einfluß zuschreibt.

Als "lack of fit" wird von Stocker /S2/ die Wirkung geringer Querschnittsschwankungen bezeichnet, die beim Herausziehen des Stahls aus dem Beton einen Widerstand bewirken.

Der Widerstand glatter Bewehrungsstähle beim Herausziehen des Stahls aus dem Beton kann jedoch auch auf andere Weise, als durch den Hoyer-Effekt, die Wirkung von Schwindspannungen oder den lack-of-fit erklärt werden: Die mikroskopisch feine Verzahnung der Rauigkeit der Stahloberfläche, welche den Haftverbund bewirkt, wird bei einer Verschiebung des Stahls zerstört. Die dabei entstehenden staubfeinen Zementsteinbrösel verklemmen sich in der Fuge zwischen Spannstahl und Beton. Dabei wird ein so großer Reibungskoeffizient erzeugt, daß schon infolge der geringen, auftretenden Querpressung erhebliche Reibungskräfte übertragen werden können. Die Feinteilchen in der Grenzschicht werden bei weiterer Verschiebung allmählich zerrieben, so daß die Querpressung und damit die Reibungskraft abnehmen. So erklärt sich der langsame Abfall der Verbundspannungen beim Herausziehen glatter Stähle aus dem Beton.

Die Verbundwirkung der Rippen bzw. von Einkerbungen auf der Stahloberfläche, wie sie profilierte Bewehrungsstähle aufweisen, beruht auf der Abstützwirkung der Rippenflanken auf die dazwischen eingreifenden Betonkonsolen. Sehr anschauliche Versuchsergebnisse zur Darstellung des Verbundmechanismus legt Goto /G5/ vor. Er injizierte die vor den Rippen entstehenden Risse mit Tinte und zeigte so den heute allgemein bekannten Mechanismus der Rippentragwirkung.

Einen Überblick über die beiden möglichen Verbundbrucharten, entweder keilförmiges Ausbrechen der Betonkonsolen oder Abscheren der Betonkonsolen in der Verbindungslinie zwischen den Rippenköpfen gibt Andreassen in /A5/.

Die Verschiebungscharakteristik bei Belastung und das Bruchverhalten lassen sich weitgehend durch die Formgebung der Rippen beeinflussen. Die Möglichkeiten reichen von „weichem“ Verbund mit langsamer Zunahme der Verbundspannung infolge Schlupf und großer Bruchverschiebung bis zu „hartem“ Verbund mit schneller Verbundspannungszunahme und kleiner Bruchverschiebung. Als allgemein üblicher Maßstab für die Intensität der Profilierung bzw. Rippung hat sich die zuerst von Rehm /R2/ verwendete „bezogene Rippenfläche f_R “ eingebürgert. In der Praxis weisen die für Verbundverankerung zugelassenen Bewehrungsstähle folgende

f_R -Werte auf:

	Nennwert	tatsächliche Werte
- profilierte Spannstähle	$f_R = 0,010$	$f_R = 0,004$ bis $0,020$
- gerippte Spannstähle, rund	$f_R = 0,020$	$f_R = 0,016$ bis $0,040$
" " , oval	$f_R = 0,027$	$f_R = 0,020$ bis $0,040$
- gerippte Betonstähle ($d_s = 28\text{mm}$)	$f_R \geq 0,056$	$f_R = 0,056$ bis $0,110$

Wegen der großen zu übertragenden Kräfte muß bei Spannstählen weicher Verbund erzielt werden, d.h. die Werte der bezogenen Rippenfläche können nicht über etwa $0,035$ gesteigert werden. Größere Werte bewirken zwar kürzere Übertragungslängen. Die dann ebenfalls größeren Ringzugspannungen können jedoch nur von entsprechend großen Betondeckungen aufgenommen werden, die in der Praxis meist nicht anwendbar sind /M6/.

3. Literatur über Verbund

3.1 Allgemeines

Mit Verbundproblemen hat sich schon eine große Zahl von Forschern in aller Welt beschäftigt.

Die bekanntesten Arbeiten über den Verbund von gerippten Betonstählen stammen von Rehm /R2/, Martin /M7, M14/, Edwards /E2/, Ferguson /F2/, Lutz /L2/ und Watstein /W2, W1/, Mirza /M11/, Tassios, Koroneos /T7/, Lahnert, Gerstle /L8/ und Giuriani et al /G13/. Diese Versuche erstreckten sich auf die Messung des Zusammenhangs zwischen Schlupf und Stahlspannung unter den verschiedensten Einflüssen.

Aufgrund meist umfangreicher Versuche wurden Modellvorstellungen über die Wirkungsweise des Verbunds der Bewehrung im Beton abgeleitet. Am bekanntesten sind die Verbundmodelle von Hoyer /H1/ für glatte Spanndrähte, Stocker /S2/ für Spannbetonlitzen, sowie von Rehm /R2/ und Martin /M7/ für gerippte Bewehrungsstähle. Weitere Modelle für Verbundberechnungen stammen von Groeneveld /G11/, Eifler /E4/, Dörr /D1/ und Kokusho /K12/.

Die Arbeiten von Rehm und Martin führten zu der heute allgemein angewandten Theorie des „verschieblichen Verbunds“. Diese besagt, daß die sich zwischen Stahloberfläche und Betonumhüllung einstellende Verbundspannung eine Funktion der Verschiebung der Stahloberfläche gegenüber dem Beton ist. Dies führt dazu, daß man Verbundberechnungen mithilfe einer Näherungsfunktion für diesen Zusammenhang durchführen kann. Diese Näherungsfunktion auch „Verbund-Grundgesetz“ genannt, wird meist in der Form

$$\tau = a + b \cdot \Delta^c \quad \text{angeschrieben.}$$

a, b und c sind dabei Materialkonstante, die durch Versuche bestimmt werden müssen. Geeignete Versuchskörper hierfür sind Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge, wie Rehm sie zuerst verwendet hat.

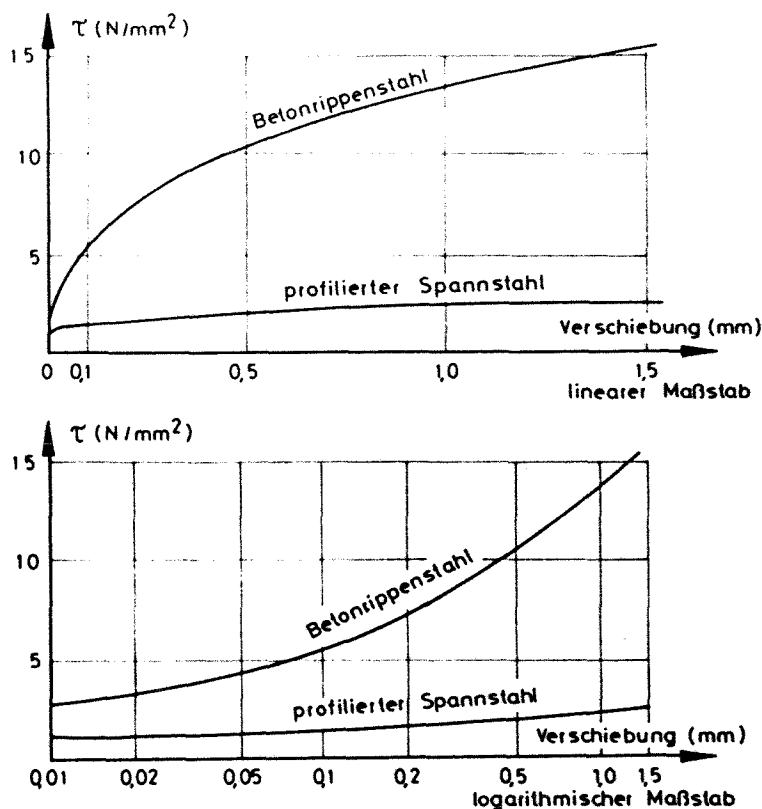


Bild 2: Verbund-Grundgesetze (Verbundlänge $2d_s$)

für Betonrippenstahl ($f_R = 0,065$) $\tau/B_w = 0,032 + 1,135 \cdot \Delta^{0,48}$
 für profilierten Spannstahl ($f_R = 0,010$) $\tau/B_w = 0,032 + 0,300 \cdot \Delta^{0,5}$
 Betondruckfestigkeit 30 N/mm^2
 nach /M7/

Andere Vorschläge für die mathematische Formulierung des Verbund-Grundgesetzes stammen von De Groot et al. /G8/, Nykyri /N6/ und Muguruma, Morita, Tomita /M4/. Reinhardt, Blaauwendraad und Vos /R22/ haben den Zusammenhang zwischen Schlupf und Verbundspannung mit FEM-Berechnungen untersucht. Mit diesem in Delft entwickelten Rechenverfahren können auch die Einflüsse der Betondeckung auf die Längsrißbildung sowie der Temperatur und schlagartiger oder wiederholter Belastung auf das Verbundverhalten verfolgt werden.

Zur Stahlspannungsverteilung im Verankerungsbereich von Betonrippenstählen sind u.a. Versuche von Ferguson /F1/, Mains /M2/, Nilson /N1/, Perry /P3/, Untrauer /U5/, Shah /S16/, Perry und Thompson /P2/, Clark /C1/ und Amstutz /A1/ sowie Literaturzusammenstellungen von Richter /R18/ und Kobarg /K14/ bekannt.

Die Ergebnisse der wesentlich stärker gerippten Betonstähle lassen sich zwar nicht direkt auf die Verhältnisse bei den schwach gerippten Spannstählen übertragen. Es lassen sich jedoch daraus viele Informationen über die Größe der verschiedensten Einflüsse wie

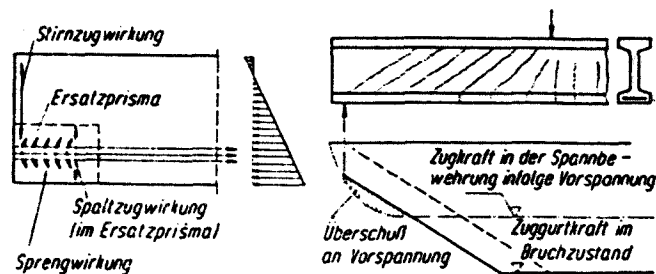
- Lage der Bewehrung
- Betonfestigkeit und
- Längsrißbildung

gewinnen, um nur einige zu nennen.

Verbundversuche an Spannstählen mit Ausziehkörpern (RILEM-Form /8,9/ oder Spannbetonbalken führten insbesondere Ros /R1/, Rüsck und Rehm /R3/, Stocker und Sozen /S2/, Edwards und Picard /E1/, Plähn /P9/ und viele andere /A3, B8, E2, G2, J1, K2, M9, P6, S1, S7, S13, S16, U6, W6/ durch. Bei den außerhalb Deutschlands betriebenen Untersuchungen lag das Schwergewicht bei den Spannbetonlitzen, welche dort fast ausschließlich verwendet werden.

Einen Überblick über den jeweiligen Kenntnisstand zur Frage der Übertragungslänge von Spannstahl geben - ohne eigene Versuche mitzuteilen - Holmberg /H4/, Dekker /D2/ und Bruggeling /B13/ im Rahmen zusammenfassender Berichte verschiedener Kommissionen.

Mit den Fragen der Spannungsverteilung im Verbundverankerungsbereich von Spannbetonbauteilen befaßten sich ebenfalls zahlreiche Forscher. Die bekanntesten deutschen Arbeiten stammen von Ruhnau und Kupfer /R12/ und von Plähn /P8/. Weitere Versuchsergebnisse sind in /A2, G2, G4, K5, P1, P5, S4, S6/ enthalten. Hervorzuheben ist die in /R12/ unternommene Trennung der verschiedenen Ursachen der Zugspannungen im Balkenendbereich, die bis dahin alle gleich, nämlich mit „Spaltzugspannungen“ bezeichnet und miteinander verwechselt wurden. Die gegebene Definition wird veranschaulicht durch das Bild 3.



Schematische Darstellung der verschiedenen Zugwirkungen im Eintragungsbereich eines Spannbetonträgers mit Verbundverankerung der Spannbewehrung

Zugkraftverlauf im vorgespannten Zuggurt eines Spannbett-Trägers

Bild 3: entnommen aus /R12/, Ruhnau, Kupfer

Theoretische Ansätze, z.B. unter Verwendung der Spannungsoptik oder auch der Finite-Elemente-Methode, Verbundprobleme, insbesondere die Spannungsverteilung in der Endverankerungszone zu erfassen, wurden von einer Reihe von Forschern vorgestellt /J2, J3, K9, K13, L1, L3, M3, O1, O3, P5, R4, R13, S4, S6/. Olsson stellte in /O4/, Ingraffea und andere in /I4/ ein Verbundmodell auf der Grundlage der Bruchmechanik vor.

Grundlage für die rechnerische Erfassung der Spannungsverteilung im Endbereich eines Spannbetonbalkens ist die Funktion der Eintragung der Spannkraft. Sie kann durch das Verbund-Grundgesetz rechnerisch nachvollzogen werden und hängt dann in gewissem Maße von der Art des Verbundprüfverfahrens ab. Von den verschiedenen bisher verwendeten Verbundprüfverfahren /W3, S3/ über die Rohrschneider /R10/ einen vergleichenden Überblick gibt, ist der einfach durchzuführende Ausziehversuch (RILEM: Pull-out-Test /8,9/) am zweckmäßigsten /C7, J2, L4, W1/. Eine umfangreiche Versuchsserie mit unterschiedlichen Ausziehkörperformen und Meßanordnungen führte Schmid-Thrö /S17/ durch. Alle diese Versuche beziehen sich auf Betonrippenstähle.

Im folgenden wird ein kurzer Überblick über die Literatur gegeben, in welcher die wesentlichen Einflüsse auf die Verbundeigenschaften der Bewehrung beschrieben sind. Diese Einflüsse können unter folgenden

Stichworten zusammengefaßt werden:

- Stahloberfläche glatt/gerippt, Litzen, Rost
- Belastungsart Zug, Druck
- Beton Sieblinie, Konsistenz, Verdichtung,
Druckfestigkeit
- Lage im Bauteil oben/unten
- Beanspruchungsart langsam/plötzlich, wiederholt,
- Zeit Belastungsalter, Kriechen
- Umgebungsbedingungen Temperatur
- Querverpressung Querdehnungsbewehrung
- Längsrißbildung Betondeckung, Rißbreite, Querbewehrung

3.2 Einfluß der Stahloberfläche

Bei warm gewalzten Stählen ist die Oberfläche erheblich rauher als bei kaltgewalzten oder gar bei gezogenen. Eine noch größere Rauigkeit als bei warm gewalzten Stählen wird durch oberflächliche oder gar narbenförmige Korrosion erzeugt. Der Einfluß der Oberflächenrauigkeit auf die Verbundwirkung durch Haftung im Beton wird durch den Faktor a des Grundgesetzes $\tau/B_w = a + b \cdot \Delta^c$ sehr anschaulich beschrieben. Durch den Wert für a wird die an der Stahloberfläche vor dem Beginn von Verschiebungen, also für den Fall $\Delta = 0 \rightarrow b \cdot \Delta^c = 0$, aufgenommene Haftspannung ausgedrückt. Die Untersuchungen von Rehm /R7/ zeigen den deutlichen Einfluß der Oberflächenrauigkeit in Form folgender Ergebnisse:

Rauhtiefe t_{\max} mm	augenscheinliche Beurteilung	bezogene Haftspannung $\tau/B_w = a$ für $\Delta = 0$
< 0,003	glatt, unbeschädigt	0,030
0,03 ÷ 0,08	stellenweise vernarbt	0,050
0,06 ÷ 0,10	narbig	0,070

Den für den augenscheinlichen Zustand „glatt“ angegebenen Wert $a = 0,030$ fand Martin /M7/ auch für gefräste, glatte Stähle. Er kann auch für glatte, gezogene Spannstähle angesetzt werden /K6/.

Mit dem Einfluß der Oberflächenrauigkeit, d.h. einer korrodierten Stahloberfläche befaßten sich auch Kemp /K4/, Hanson /H3/, Murphy /M10/ und Calavera /C2/. Sie alle stellten eine Erhöhung der Verbundspannungen

als Folge der Oberflächenkorrosion fest. Bei starker, mit Narbenbildung verbundener Korrosion zeigt sich sogar nach der Überwindung der Haftung ein deutlicher Anstieg der Verbundspannungen mit wachsender Verschiebung. Diese Charakteristik gleicht dem Verhalten profilierter oder gerippter Bewehrungsstähle.

Daß jedoch die Erhöhung der Verbundqualität nicht immer so deutlich ausfallen muß, ergibt sich aus Untersuchungen von Base /B8/ an Bauteilen der Praxis. Bei zahlreichen Spannbetonfertigteilen mit sofortigem Verbund stellte er keinen Einfluß des Flugrostes auf der Spannstahloberfläche auf die gemessene Eintragungslänge fest.

Auch durch Sandstrahlen läßt sich die Oberfläche des Stahls aufrauen. Diese Tatsache wird bisweilen bei der Verbundverankerung von Spannbetonlitzen ausgenützt, wenn kurze Übertragungslängen erreicht werden sollen /S5/. Durch das Sandstrahlen nahm bei Versuchen von Kaar und Hanson /K8/ die Übertragungslänge von glatten, gezogenen Spanndrähten um etwa 40% ab.

Bei glattem Bewehrungsstahl kann der Widerstand gegen Herausziehen durch Vergrößerung der Stahloberfläche erhöht werden, soweit die geweckten Reibungskräfte durch chemische oder physikalische Bindungskräfte oder durch den Mechanismus der Zerstörung der Grenzschicht hervorgerufen werden. Diese Tatsache führte zu einigen speziellen Querschnittsformgebungen:

bei den Betonstählen z.B. zu kreuzförmigem Querschnitt oder auch zur Anordnung von Längsrippen

bei den Spannstählen zur Herstellung von Litzen aus mehreren Einzeldrähten oder zu ovalem Querschnitt der Spanndrähte.

Eine weitere Möglichkeit, die Verbundqualität, d.h. insbesondere das Ansteigen der Verbundspannungen mit zunehmender Verschiebung zu verbessern, besteht im Aufwalzen einer Profilierung oder von Rippen auf die Stahloberfläche. Gezogene Spanndrähte mit einer durch Riffelwalzen kaltaufgeprägten Profilierung erreichen höhere Verbundspannungen als glatte Spannstahllitzen. Auch der Verbund von Spannstahllitzen läßt sich durch Verwendung profilierter Drähte noch verbessern /K15/. Über die optimale Gestaltung der Profilierung von Spanndrähten im Hinblick

auf eine möglichst hohe Verbundqualität und andererseits eine möglichst geringe Abminderung der Dauerschwingfestigkeit durch die Kerbwirkung der Profilierung legte Kirmair /K6/ eine Ausarbeitung vor.

Den intensivsten Verbund erzielt man mit warm oder kalt aufgewalzten Rippen. Da die konzentrierte Krafteintragung in den Beton jedoch erhebliche Ringzugkräfte um den Stab hervorruft, muß die Intensität der Rippung auf die Stabzugkraft, d.h. auf die Stahlfestigkeit und auf die Betondeckung abgestimmt werden. Bei Spannstählen muß deshalb der Wert der bezogenen Rippenfläche deutlich kleiner, d.h. nur etwa halb so groß sein, wie er bei Betonstählen sein darf. Allzu intensiv gerippte Spannstähle würden infolge der großen Sprengwirkung entweder Längsrisse hervorrufen oder in der Praxis unerwünscht große Betondeckungen erfordern /K6, M7/. Spannstähle mit einer Gewinderippung, wie sie bei Betonstählen für die Verbundverankerung anwendbar ist, können deshalb nur in Sonderfällen durch Verbund verankert werden /M6/.

Versuche von Soretz und Hölzenbein /H7/ zeigten allerdings, daß weniger der Wert der bezogenen Rippenfläche als vielmehr die Höhe der Rippen das Ausmaß der Sprengwirkung bestimmen. Sie stellten Bewehrungsstäbe mit gleicher bezogener Rippenfläche ($f_R = 0,065$) her, welche jedoch unterschiedliche Verhältnisse von Rippenhöhe a zu Rippenabstand c besaßen.

Die Abmessung $a/c = 0,1 \cdot d_s / 1,2 \cdot d_s$ und

die Abmessung $a/c = 0,05 \cdot d_s / 0,6 \cdot d_s$

grenzten etwa den Bereich der Betonrippenstähle nach DIN 488 ein.

Die Abmessung $a/c = 0,025 \cdot d_s / 0,3 \cdot d_s$ wies demgegenüber nur höchstens halb so hohe Rippen, jedoch im halben Abstand auf.

Bis zu einer Verschiebung von 0,8 mm (bei B 15) bzw. 1,2 mm (bei B 30) ergaben sich identische τ - Δ -Beziehungen. Bei weiterer Beanspruchung führten die Stäbe mit den entsprechend DIN 488 geformten, hohen Rippen zu einem Aufspalten der Versuchskörper bei Verschiebungen um etwa 2 mm. Die Vergleichsstäbe mit den niedrigeren Rippen wurden dagegen aus den Ausziehkörpern herausgezogen, ohne diese zu spalten. Bei Bruchverschiebungen von über 6 mm wurden allerdings nur Höchstlasten von 80% der Lasten bei den Stäben mit den höheren Rippen erreicht. Da für die

Stahlbetonpraxis jedoch größere Verschiebungen als etwa 1 mm nicht relevant sind, sieht Soretz in der geringeren Höchstlast der Stäbe mit niedrigen Rippen keinen Nachteil.

3.3 Einfluß der Belastungsart

Hinsichtlich der Belastungsart des Bewehrungsstabes und des ihn umgebenden Betons sind verschiedene Möglichkeiten gegeben:

Beanspruchungsart		kommt vor	
Bewehrungsstab	Beton	bei Versuchsart	im Bauteil
Zug	Zug	beam-test, konsolförmiger Ausziehkörper [J2]	Betonzugzone zwischen den Rissen, im Verankerungsbereich
	Druck	RILEM pull-out-test [8,9]	Verbundverankerung aufgebogener Bewehrung in der Druckzone
Druck	Zug	-	-
	Druck	Durchstoßkörper	Verbundverankerung im Spannbeton

Der Einfluß der Beanspruchungsart muß quantitativ bekannt sein. Nur dann kann z.B. entschieden werden, ob Verbund-Grundgesetze aus beam-tests denen aus RILEM-Ausziehkörpern gleichgesetzt werden dürfen.

Ein umfangreiches Programm zum Vergleich von beam-tests und pull-out-tests führten Bony, Claude und Soretz /B10/ durch. Die Form der Versuchskörper entsprach RILEM /8/. Es ergab sich vielleicht auch nur wegen der großen Streuungen insbesondere der pull-out-test-Ergebnisse kein statistisch gesicherter Unterschied zwischen den Ergebnissen beider Versuchsarten. Deshalb empfehlen die Verfasser, in erster Näherung die Ergebnisse beider Versuchsarten gleichzusetzen. Im Detail schlagen sie vor, eine Abhängigkeit als Funktion des Schlupfes anzunehmen, die in der folgenden Skizze dargestellt ist.

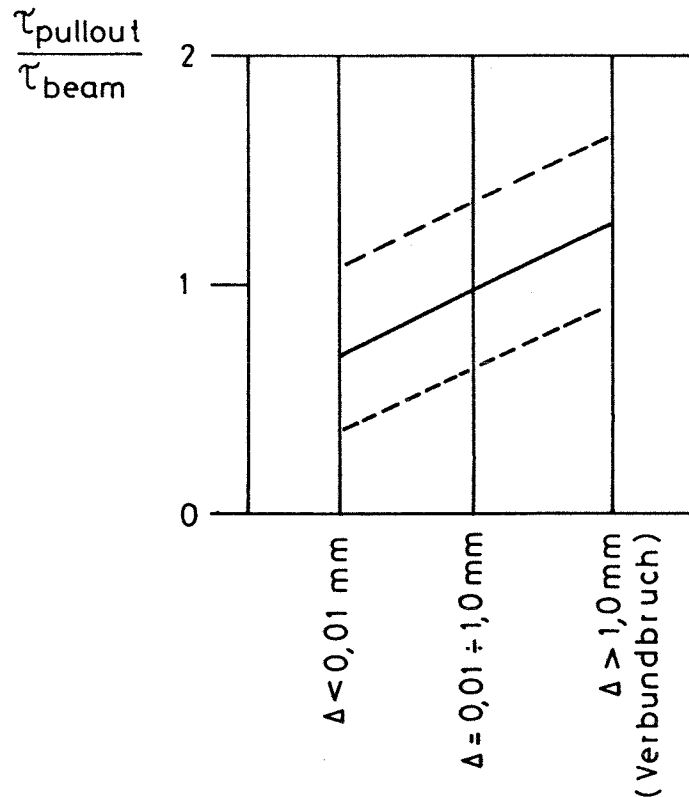


Bild 4: Zusammenhang der Verbundspannungen ermittelt im beam-test bzw. im pull-out-test nach /B10/

Vergleichsversuche mit Ausziehkörpern und Durchstoßkörpern wurden vom Verfasser durchgeführt. Die Versuchskörper entsprachen dem RILEM-pull-out-test mit einer Verbundlänge von 5 Stabdurchmessern. Die 16 mm-Betonrippenstähle wurden einmal wie im Ausziehversuch herausgezogen und bei der zweiten Versuchsreihe durchgedrückt. Die jeweils am unbelasteten Ende gemessenen Schlupfwerte ergaben für beide Versuchsarten dieselben Verbund-Grundgesetze. Dazu ist allerdings anzumerken, daß die Stahlspannungen im Bruchzustand wegen der relativ kurzen Verbundlänge nur etwa der zulässigen Stahlspannung entsprachen. Es darf deshalb nicht ohne weiteres angenommen werden, daß zwischen dem Verbundverhalten von zug- und von druckbeanspruchten Bewehrungsstäben auch im Bereich der Streckgrenze, also bei doppelt so großen Stahldehnungen wie hier im Versuch erreicht, kein Unterschied besteht.

Eine eigene Auswertung der in /M15/ mitgeteilten Versuchsergebnisse zeigte, daß im Bereich kleiner Verschiebungen bis etwa 0,1 mm der pull-out-test und bei größeren Verschiebungen der Durchstoßkörper höhere Verbundspannungen ergeben. Dieser Unterschied kann durch den Hoyer-Effekt erklärt werden, der mit zunehmender Druckkraft im Bewehrungsstab an Einfluß gewinnt.

3.4 Einfluß des Betons

Eine Reihe von Betoneigenschaften wie

- Sieblinie
- Betonzusammensetzung (WZ-Faktor, Wassergehalt)
- Betonkonsistenz
- Verdichtung
- Druckfestigkeit

beeinflussen die Verbundqualität zum Teil wesentlich.

Im Hinblick auf vergleichbare Versuchsergebnisse müssen diese Daten jeweils bekannt sein, bzw. es sollten für Verbundversuche einheitliche Bedingungen vereinbart werden.

Versuche mit Betonen unterschiedlicher Sieblinie sind von Walther /W5/, Plähn /P10/, Jirsa /K13/ und Martin /K13/ bekannt. Übereinstimmend ergaben diese Versuche ein ungünstiges Verbundverhalten bei Feinsandreichen Mischungen. Da sich die Feinteile an der Stahloberfläche anreichern, wird am stärksten der Haftverbund, welcher den Gleitbeginn bestimmt, abgemindert. Walther fand einen Abfall der Verbundspannungen auf 15%. Wegen der niedrigen Rippen sind dünne Stäbe bei hohem Feinteilgehalt stärker betroffen, als dicke Stäbe mit höheren Rippen. Martin fand als Folge zu feiner Sieblinien im Mittel einen Abfall der Verbundspannungen auf die Hälfte. Aus diesen Versuchsergebnissen muß der Schluß gezogen werden, daß die in DIN 1045 angegebenen Richtwerte für den Mehlkorngelalt im Hinblick auf die ebenfalls nach DIN 1045 zulässigen Verbundspannungen zu hoch sind.

Versuche mit Beton gleicher Druckfestigkeit jedoch unterschiedlicher Konsistenz führt Martin /K13/ durch und fand, daß gegenüber dem Beton der Konsistenz K1 ein Beton mit K3 um etwa 30% geringere Verbundspannungen ergibt.

Nach Stocker /S2/ wird jedoch der negative Einfluß der weichen Konsistenz bei glatter Stahloberfläche dadurch abgemindert, daß Beton mit hohem WZ-Faktor stärker schwindet. Dadurch wird eine allseitige Querverpressung auf den Stahlstab erzeugt, welche die durch Reibung zu übertragenden Verbundkräfte erhöht. Denselben Mechanismus macht Stocker dafür verantwortlich, daß die aufnehmbaren Verbundspannungen ein Maximum aufweisen, wenn der Beton bei einer Luftfeuchtigkeit der Umgebung von etwa 50% r.F. erhärtet. Höhere Feuchtigkeit bewirkt geringeres Schwinden und damit geringere Reibungskräfte. Allerdings ist dieser Einfluß nur im Bereich kleiner Verschiebungen merklich ausgeprägt.

Natürlich wurden noch nie gezielte Versuche mit ungenügender Verdichtung des Betons durchgeführt. Man weiß jedoch aus der Versuchserfahrung, daß einzelne Versuchskörper, welche versehentlich mangelhaft verdichtet wurden, so schlechte Versuchsergebnisse lieferten, daß sie als „Ausreißer“ eingestuft und in die entsprechenden Auswertungen nicht einbezogen wurden. Es muß daraus die Lehre gezogen werden, daß schwer zu verdichtende Betone mit Konsistenz K1 entweder mit besonderer Sorgfalt verdichtet werden müssen oder nur bei entsprechend großen Bauteilabmessungen und Stababständen angewendet werden dürfen.

Die Betondruckfestigkeit beeinflusst die erreichten Verbundspannungen sehr deutlich.

Stellt man den Zusammenhang in der Form $\tau = k \cdot \beta_w^\alpha$ dar, so erhält man in Abhängigkeit von der Staboberfläche:

- für gerippte Stäbe nach Rehm /R2/, Martin /M7/ und Hölzenbein, Soretz /H7/ etwa $\alpha = 1$ also direkte Proportionalität
nach Richter /R20/ etwa $\alpha = 0,67$, d.h. Proportionalität zur Betonzugfestigkeit
- für Litzen nach Stocker /S2/ etwa $\alpha = 0,55$ und
- für glatte Drähte nach Martin /M7/ etwa $\alpha = 0,5$, d.h. Proportionalität zur Wurzel aus der Betondruckfestigkeit und
nach Stocker /S2/ etwa $\alpha = 0,4$.

Wegen der großen Streuungen der Versuchsergebnisse ist jedoch im hauptsächlich interessierenden mittleren Festigkeitsbereich jede Annahme der Abhängigkeit zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit

zwischen den Grenzen $\alpha = 0,5$, d.h. $\tau = \tau(\sqrt{\beta_w})$ und $\alpha = 1,0$, d.h. $\tau = \tau(\beta_w)$ ausreichend genau zutreffend.

3.5 Einfluß der Lage im Bauteil

Die Lage des Bewehrungsstabes im Beton übt einen lange bekannten Einfluß auf die Verbundqualität aus. Bei den Betonstählen sind nach DIN 1045 die Verbundspannungen oben liegender Stäbe gegenüber unten liegenden auf die Hälfte zu reduzieren. In der Spannbeton-Norm und in den Spannstahl-Zulassungen wird dagegen kein Unterschied zwischen der Verbundlage „oben“ und „unten“ gemacht. Lediglich in der Veröffentlichung von Wölfel und Krüger /W9/ heißt es:

„Falls in Ausnahmefällen auch die Übertragungslänge für die obere Lage benötigt wird, s o l l mit gegenüber der Zulassung verdoppelten Werten (für k_1) gerechnet werden“.

Die Abminderung der Verbundspannungen auf nur 50% für oben liegende Stäbe ist für glatte Litzen und profilierte Spanndrähte gerechtfertigt. Für gerippte Spannstähle ist sie in Wirklichkeit nicht so groß. Die Annahme der Norm liegt also für gerippte Drähte deutlich auf der sicheren Seite.

Ursache für diese Unterschiede der Verbundqualität für die Lage „oben“ und „unten“ ist der Absetzvorgang des Betons bzw. die Wasseranreicherung nahe der Betonoberfläche. Entsprechende Versuche zum Nachweis dieses Einflusses haben Welch /W4/, Walter /W5/ Untrauer /U5/, Jirsa /K13/ und Richter /R20/ durchgeführt. Den Einfluß des Absetzvorgangs unter oben liegenden Rippenstählen beim Betonieren mithilfe von Vakuum untersuchten Tepfers und Aavik /T8/. Durch die gute, hohlraumfreie Verdichtung und die Verbesserung der Betonqualität ergab sich eine allgemeine Verbesserung der Verbundqualität. Oben liegende Stäbe waren dabei nicht schlechter als unten liegende. Eine Auswertung der bekannten Versuche im Hinblick auf die Übertragungslängen-Beiwerte k_1 in den Spannstahlzulassungen hat Pilhofer /P7/ vorgenommen.

3.6 Einfluß der Beanspruchungsart

Die Beanspruchungsgeschwindigkeit hat in weiten Grenzen keinen Einfluß auf das Verbundverhalten. Hier durchgeführte Ausziehversuche an Betonrippenstählen mit Belastungsgeschwindigkeiten, welche im Verhältnis 1 : 10 : 100 variiert wurden, wobei mit der größten Geschwindigkeit innerhalb von 5 Sekunden der Verbundbruch erreicht wurde, ergaben nur unbedeutende Unterschiede.

Belastungsversuche mit noch größerer Geschwindigkeit, d.h. Schlagbeanspruchung von Paschen und Hjorth /P4,H5/ zeigten, daß die Verbundfestigkeit sich analog der Betondruckfestigkeit verhält. Gegenüber der Kurzzeitfestigkeit ergeben sich bei hochfestem Beton maximal um 30% bei Beton geringer Festigkeit um bis zu 70% höhere Werte sofern die Belastung sofort wieder unter das Bruchniveau des Kurzzeitversuchs gesenkt wurde. Zu ähnlichen Ergebnissen kamen auch Hansen /H2/ sowie Reinhardt und Vos /R16/.

Für die Fertigungspraxis haben diese Ergebnisse Bedeutung wegen des oft angewendeten schlagartigen Entspannens durch Abtrennen der Spanndrähte. Die Auswirkungen dieser Arbeitsweise untersuchten Kolner /K1/, Wagner /W7/ und Vos /K13/. Umfangreiche Messungen von Wagner ergaben, daß bei üblicher Vorspannung und üblicher Arbeitsweise nur etwa 40% der Vorspannkraft allmählich, nämlich während des Durchtrennvorgangs der Spannstähle in den Betonquerschnitt eingetragen werden. Etwa 60% jedoch werden schlagartig beim Reißen des Spannstahls aufgebracht. Dieser Anteil nimmt mit steigender Vorspannkraft zu. Werden die Spanndrähte am einen Ende eines Spannbetonbauteils nacheinander durchgetrennt, so nimmt die Vorspannkraft in den jeweils noch nicht durchgetrennten Spanndrähten zu, wenn nicht auch am gegenüberliegenden Ende eine entsprechende Anzahl von Spanndrähten durchgetrennt wird. Bei dieser Art des Entspannens kann bei den letzten noch nicht durchgetrennten Spanndrähten leicht die Streckgrenze des Spannstahls überschritten werden. Dann nimmt nach /W7/ der Anteil der schlagartig aufbrachten Kraft sogar auf 90% zu. Dies führt zu so hohen Beanspruchungen des Betons, daß die Erhöhung der Festigkeit nicht ausreicht, um die Vergrößerung der Eintragungslänge zu verhindern. Diese Tatsache ist durch zahlreiche Untersuchungen /K1, K3, K8, R1, R3, W7/ bewiesen und allgemein anerkannt /B16/. Die gefundene

Vergrößerung beträgt 10 bis 90%. Die Unterschiede sind auf die voneinander abweichende Versuchsdurchführung zurückzuführen. In der Praxis kann mit einer Vergrößerung von etwa 20 bis 50% gerechnet werden.

Insbesondere hat die Art des Dichtrens der Spanndrähte (Schleifscheibe, Schweißbrenner) und der Abstand des Trennschnitts vom Balkenende Einfluß. Die bei den Festlegungen zu DIN 4227 getroffene Annahme, daß infolge der Erwärmung beim Dichtrens der Spanndrähte die Spannkraft nicht schlagartig eingeleitet werde, entspricht also nicht der Wirklichkeit.

Die vom schlagartigen Entspannen durch Trennen der Spannstähle ausgehende Gefahr für das Spannbetonbauteil besteht jedoch weniger in einer Vergrößerung der Eintragungslänge. Viel größer ist die Gefahr der Zerstörung des Verankerungsbereichs durch Längsrißbildung, wie sie auch verschiedentlich in Fertigteilwerken beobachtet wird.

Der Einfluß wiederholter Belastung auf den Verbund von Betonrippenstählen deutscher Formgebung wurde sehr eingehend von Rehm /R8, R9, R11, R14/ und Tassios /T2/ untersucht. Versuche mit ASTM-Rippenstählen führten Perry und Jundi /P3/, Ismail /I1, I2, I3/, Morita und Kaku /M8/ sowie Laranjeiras /L5/ durch. Ebensolche Stähle unter Erdbebeanspruchung prüften Hassan und Hawakins /H6/, Townsend und Hanson /T1/, Bertero, Popov und Eligehausen /B11, E3/. Sie fanden bei entsprechend hoher Verbundspannung eine vom belasteten Ende her vordringende Plastifizierung des Verbundes, welche bei gleichbleibender Kraft eine Schlupfzunahme am belasteten Ende und eine Umverteilung der Verbundspannungen bewirkt. Dabei gleicht sich die Verbundspannungsverteilung in der Weise aus, daß sich das Maximum der Verbundspannungen vom belasteten Ende entfernt. Je nach Höhe der Beanspruchung kommt es entweder zum Verbundbruch oder nach einer unterschiedlichen Anzahl von Lastwechseln, spätestens aber nach etwa 1 Millionen zur Beruhigung der Schlupfzunahme. Die Tatsache, daß nach bestandenen Ermüdungsversuch noch die unverminderte Bruchlast ertragen wird, läßt darauf schließen, daß eine nicht übermäßig hohe wiederholte Belastung zwar eine Plastifizierung und damit erhöhtes Kriechen des Betons unter den Rippen, nicht aber eine Zerstörung des Verbundbetts bewirkt. In

erster Näherung kann die Ermüdungsfestigkeit des Verbunds analog der des Betons auf Druck angenommen werden.

Ein für die Versuchspraxis interessantes Ergebnis stellt Rehm in /R11/ heraus. Er fand, daß das Verbundkriechen unter Dauerlast gleichartigen Gesetzmäßigkeiten folgt, wie die Schlupfzunahme unter Schwellbelastung. Bei entsprechender Wahl der Beanspruchungsgrenzen des Schwellversuchs kann dieser als Zeittrafferversuch für eine Dauerstandbeanspruchung durchgeführt werden.

Verbundversuche an Spannbeton-Litzen bzw. profilierten Drähten mit wiederholter Belastung führten den Uyl /U2, U3, U4/ sowie Schweizer und Müller /S5, M5/ durch. Es zeigte sich, daß die Übertragungslänge nicht merklich zunahm, solange keine Risse im Beton auftraten. Die im Hinblick auf streuende Betonfestigkeit erforderliche, auf der sicheren Seite liegende Wahl der statischen Übertragungslänge genügt also auch ohne weitere Zuschläge für wiederholte Belastung.

Versuche an Bauteilen aus Stahlbeton und Spannbeton mit dem Ziel, das Verbundverhalten zu erforschen, unternahmen u.a. Kaar und Hanson /K8/, Bresler und Bertero /B 9/ sowie Shipman und Gerstle /S8/. Sie richteten ihr Augenmerk auf die Messung der Durchbiegungszunahme und der Vergrößerung der Rißbreiten. Theoretische Ansätze zur Klärung des Problems stammen von Tassios /T5/, Gyllthoft et. al. /G9/ und Hungspreung /H9/.

Einige für theoretische Ansätze verwertbare Verbundversuche an Spannbetonlitzen mit kurzer Verbundlänge führten Scribner und Kobayashi /S15/ durch. Die wiederholte Belastung wurde dabei mit wechselnder Ziehrichtung aufgebracht. Die Autoren weisen auf den Unterschied zwischen gerippter und glatter Stahloberfläche hin. Während bei gerippten Stählen der Verbund schon bei kleinen Schlupfwegen geschädigt oder sogar zerstört wird, ist bei glatter Stahloberfläche auch nach erheblichen Verschiebungen noch nahezu dieselbe Last wie bei Schlupfbeginn aufnehmbar.

3.7 Einfluß der Zeit

Das Betonalter bei Aufbringen der Verbundbeanspruchung beeinflusst die aufnehmbaren Verbundspannungen über den Einfluß der sich verändernden Betondruckfestigkeit hinaus, da auch die Betonzugfestigkeit eine Rolle spielt. Das Verhältnis von Betonzugfestigkeit zu Betondruckfestigkeit verändert sich während der Erhärtung des Betons. Versuche zum Einfluß des Betonalters wurden u.a. von Keuning /K2/, Kaar /K3/, Vintzeleou /K13/, Nagataki, Yoneyama, Yonekura /N4/ und Stocker /S2/ durchgeführt. Die umfangreichen Untersuchungen des letztgenannten erstreckten sich auf Ausziehversuche mit Spannbetonlitzen. Es ergab sich der im folgenden Bild dargestellte Zusammenhang zwischen den Verbundspannungen bei gleicher Verschiebung und dem Alter der Versuchskörper. Die zum Vergleich aufgetragene Erhärtungskurve des Betons zeigt, daß insbesondere im Bereich kleiner Verschiebungen eine überproportionale Erhöhung der Verbundspannungen mit zunehmendem Alter bis zu 130 Tagen auftrat.

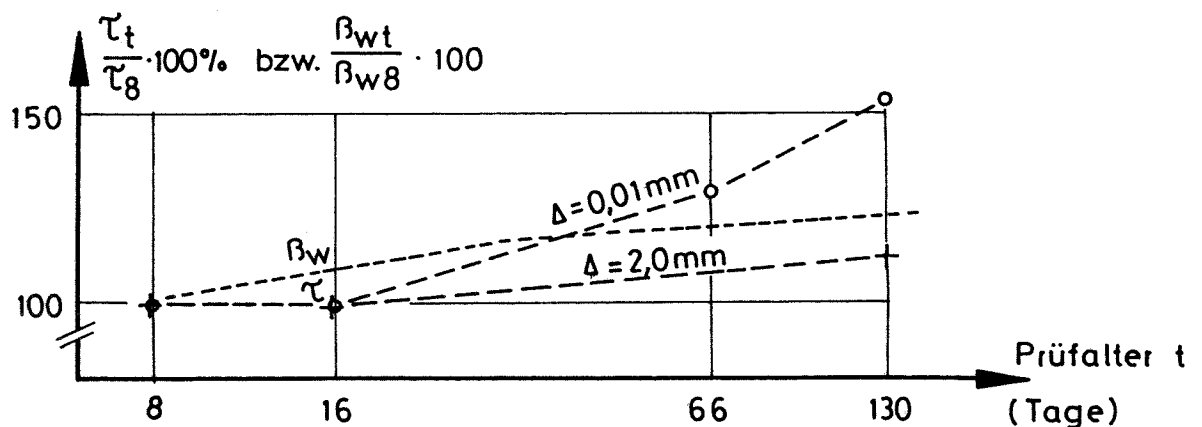


Bild 5: Einfluß des Prüfaltes auf die Verbundspannungen von Spannbetonlitzen im Ausziehversuch nach /S2/

β_w = Erhärtungskurve des Betons aus Z 45F

τ = Verbundspannungen, die beim Ausziehversuch erreicht wurden
 und zwar bei Verschiebungen $\Delta = 0,01$ mm und $\Delta = 2,0$ mm

Dieselbe Tendenz stellte Vintzeleou /K13/ an Ausziehkörpern fest, die im Alter von 1 Monat und 20 Monaten geprüft wurden. Die älteren Körper verhielten sich deutlich besser.

Zum Einfluß der Belastungsdauer, d.h. zum „Verbundkriechen“ von Betonrippenstählen liegen umfangreiche Untersuchungen von Franke /F5/, Janovic /J3/ und Kepp /K13/ vor. Dort werden sowohl die Zusammenhänge zwischen den zahlreichen Einflußparametern und der zeitlichen Schlupfzunahme wie auch die unter Umständen erst nach langer Zeit auftretenden Verbundbrüche infolge Längsrißbildung in der Betondeckung erläutert. Der Zeiteinfluß bei der in der Praxis nicht zugelassenen Verbundverankerung glatter Spanndrähte wurde von Plähn /P1/ studiert. Unter Abwägung der Einflüsse des Betonkriechens und der Spannstahlrelaxation kommt er zu dem Schluß, daß nach dem Spanndrahtschlupf beim Entspannen später keine Schlupfzunahme mehr erfolgt, wenn der Beiwert der ruhenden Reibung ausreichend höher liegt, als der der gleitenden Reibung. Auf gerippte Spanndrähte läßt sich dieses Ergebnis jedoch nicht übertragen, da es nur für den Reibungsverbund, nicht aber für den Verbund durch Verzahnung der Rippen mit dem Beton gilt.

Zahlreiche Ergebnisse über die Veränderung der Übertragungslänge im Laufe der Zeit wurden bei dem früher üblichen Verfahren der Bestimmung der Übertragungslänge an Spannbetonbalken im Rahmen von Zulassungsversuchen gewonnen (vgl. hierzu Abschnitt 4).

Mit der hier weniger relevanten Frage des zeitabhängigen Verbundverhaltens von Spanngliedern in Hüllrohren befaßte sich Trost /T6/.

3.8 Einfluß der Umgebungsbedingungen (Temperatur)

Der Einfluß hoher Temperatur auf die Verbundqualität wurde ebenfalls schon vielfach untersucht. Versuche an Betonrippenstählen wurden von Schneider und Diederichs /S10/, Rostasy und Sager /R19/, Hertz /H10/ sowie Morley und Royles /M17/ durchgeführt. Es ergab sich, daß der Zusammenhang zwischen Verbundspannungen und Betondruckfestigkeit bei hohen Temperaturen etwa derselbe ist, wie bei normalen Temperaturen. Der Abfall der Betondruckfestigkeit bei hohen Temperaturen bewirkt also einen ebensolchen Abfall der Verbundspannungen.

Der Einfluß tiefer Temperaturen ist ebenfalls durch die Veränderung der Betondruckfestigkeit zu beschreiben. Eine Reihe von meist japanischen Forschern /Y1, G7, S12, S14, B14/ untersuchte an Ausziehkörpern und an Stahlbetonbalken die Verbundqualität von Rippenstählen und glatten Betonstählen bis zu Temperaturen von -196° C. Es zeigte sich, daß auch

für tiefe Temperaturen angenähert derselbe Zusammenhang zwischen Verbundspannungen und Betondruckfestigkeit angesetzt werden kann, wie bei normaler Temperatur. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit bei tiefer Temperatur bewirkte also eine entsprechende Verbesserung der Verbundqualität. Eine Besonderheit stellt dabei der deutliche Einfluß der Porenstruktur (WZ-Faktor) und des Wassersättigungsgrades des Betons dar. Die mit tiefer Temperatur zunehmende Sprödigkeit des Betons vergrößert außerdem die Gefahr der vorzeitigen Sprengrißbildung.

3.9 Einfluß einer Querpressung oder Querdehnungsbehinderung

Eine Querpressung beeinflusst die Verbundqualität stets positiv. Entsprechende Untersuchungen an Betonrippenstählen mit einachsigem Querdruck haben Mains /M2/, Watstein /W1/, Untrauer und Henry /U1/, Robins und Standish /R21/, Schmidt-Thrö /S18/, Perry und Thompson /P2/, Vos /V1/, Andreasen /A5/ sowie Amstutz /A1/ durchgeführt. Die Versuche wurden meist an Ausziehkörpern mit unterschiedlichen Verbundlängen durchgeführt. Meist wurde die Querpressung während des Versuchs in einem konstanten Verhältnis zur zunehmenden Stahlspannung erhöht. Der jeweilige Höchstwert der Querpressung betrug bei Erreichen der Streckgrenze im Bewehrungsstahl z.B. bei den Versuchen von Schmidt-Thrö 15 N/mm^2 , das entspricht etwa 30% der Betondruckfestigkeit. Bei allen Forschern zeigten sich etwa übereinstimmende Ergebnisse. Eine Erhöhung der Querdruckspannungen um jeweils 10% der Betondruckfestigkeit ergab eine Erhöhung der aufnehmbaren Verbundspannung um jeweils 20%. Auf die Verankerungslänge übertragen, bedeutet dies, daß bei einer Querdruckspannung in Höhe von 30% der Betondruckfestigkeit bereits ein Drittel der Verankerungslänge ohne Querdruck ausreicht.

Verbundversuche mit Spannstahllitzen unter Querdruckbeanspruchung führten Stocker /S2/, Scribner, Kobayashi /S15/ und den Uyl /U6/, Versuche an glatten Stählen führte Robins /K13/ durch. Aufgrund des maßgeblich von der Reibung bestimmten Verbundverhaltens glatter Stähle war die durch die Versuchsergebnisse bestätigte Proportionalität zwischen Verbundspannung und Querdruckspannung zu erwarten. Die umfangreichen Untersuchungen von Stocker unter Anwendung von zweiachsigem Querdruck ergaben den in Bild 6 dargestellten Zusammenhang.

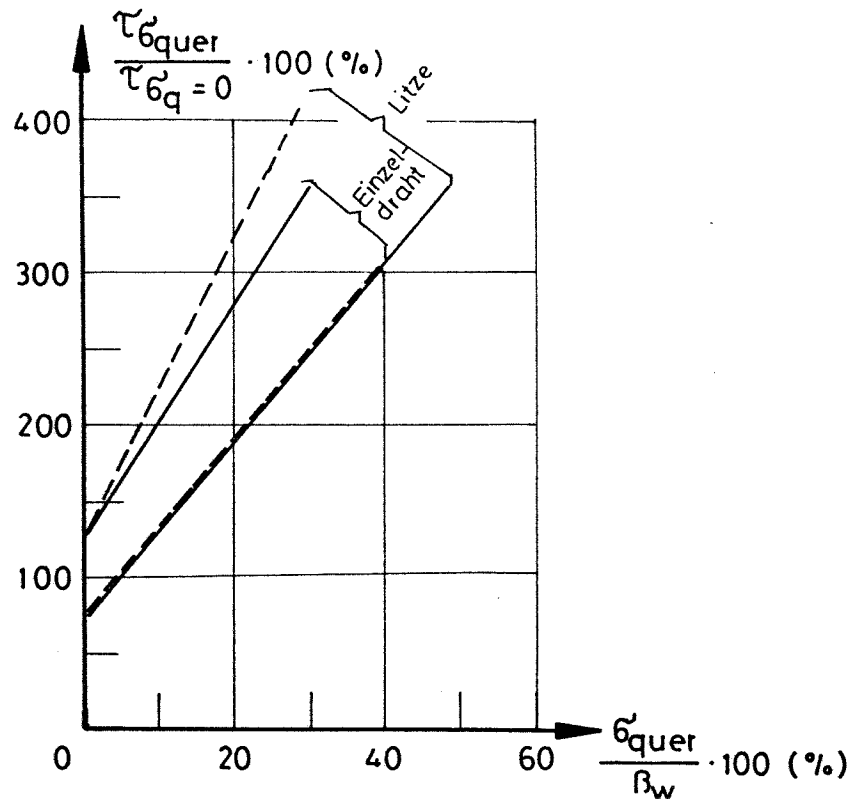


Bild 6: Einfluß einer (zweiachsigen) Querpressung auf die Verbundspannungen von glatten Einzeldrähten und Spannbetonlitzen nach /S2/

Scribner und Kobayashi /S15/ teilen jedoch mit, daß bei Litzen der Einfluß der Querpressung bei wiederholter Belastung und bei großen Verschiebungen nur noch unbedeutend ist. Analog dazu ist auch die von einer Querbewehrung in diesem Fall zu erwartende Verbesserung gering.

Für glatte Spannstähle in Hüllrohren stellten Trost und Mitarbeiter /T4/ unter Querdruck eine deutliche Erhöhung der durch Reibungsverbund gegebenen Verbundfestigkeit fest. Eine Erhöhung der Querdruckspannung um 10% ergab, ähnlich wie bei den übrigen bekannten Versuchen eine Erhöhung der Verbundfestigkeit um 30%.

Eine Literaturzusammenstellung zum Einfluß des Querdrucks auf die Verbundverankerung von Rippenstählen stammt von Kobarg /K14/.

Die Wirkung der Querpressung stellt sich oft bei der Herstellung von Spannbett-Trägern ein, wenn sich die Fertigteile beim Entspannen durch die Verkürzung der vorgedrückten Zugzone so weit vom Schalungsboden abheben, daß sie nur noch an den Balkenenden aufliegen. Das dort konzentriert eingetragene Eigengewicht der Fertigteile erzeugt eine hohe Querpressung im Endquerschnitt. Diese Querpressung wirkt einer Längsrißbildung infolge Verbund-Sprengwirkung entgegen. Es wurde in solchen Fällen schon beobachtet, daß noch nicht beim Entspannen sondern erst beim Abheben des Fertigteils von der Schalung Längsrisse im Eintragungsbereich auftraten.

Weit weniger wirksam als ein Querdruck ist eine Querdehnungsbehinderung.

Zum Kräftegleichgewicht der Verbundverankerung sind Ringzugkräfte um den Bewehrungsstab erforderlich. Die Dehnungen aus diesen Ringzugspannungen addieren sich zur Querdehnung des Betons infolge der Längsdruckkräfte, die gegen das Herausziehen des Stabes wirken. Die Querdehnungsbehinderung wirkt dem Ansteigen der Ringzugspannungen entgegen und zögert so das Erreichen der Betonzugfestigkeit, d.h. die Sprengrißbildung hinaus.

Eine Querdehnungsbehinderung kann

- durch Auflagerreibung z.B. am Auflager eines Balkens oder
an der Stirnfläche eines Ausziehkörpers
- durch benachbarten Beton z.B. beim Ausziehkörper mit verbundfreier
Vorlänge oder
- durch Bewehrung z.B. Bügel im Balkenendbereich

hervorgerufen werden.

Eine Querdehnungsbehinderung ist beim Ausziehversuch im allgemeinen unerwünscht, da sie die Aussagefähigkeit des Versuchsergebnisses einschränkt. Für die Ableitung von Biegerißbreiten aus Berechnungen mithilfe des verschieblichen Verbundes wären derartige „Verbund-Grundgesetze“ unbrauchbar. Bei entsprechend geformten, d.h. konsolförmig ausgebildeten Ausziehkörpern nach Janovic /J2/ wird die Querdehnungsbehinderung ausgeschaltet. Damit werden praxisgerechte Grundgesetze gewonnen, welche auch die verbundorientierte Berechnung von Biegerißbreiten nach Noakowski /N5/ ermöglichen.

Querbewehrung beteiligt sich im ungerissenen Beton nur mit der $\frac{E_s}{E_b} = n$ -fachen Betonzugspannung an der Aufnahme von Zugkräften. Ihre Wirkung ist bis zum Auftreten von Längsrissen im Beton gering. Eine wesentliche Verzögerung der Längsrißbildung darf also von einer Querbewehrung nicht erwartet werden. Erst nach der Längsrißbildung wird die Querbewehrung unter nennenswerte Spannung gesetzt und verhindert so das Aufklaffen der Risse.

3.10 Einfluß einer Längsrißbildung

Zum Kräftegleichgewicht der Verbundverankerung sind Ringzugkräfte um den Bewehrungsstahl erforderlich. Wird dadurch die Zugfestigkeit des den Stab umgebenden Betons überschritten, so kommt es zur Längsrißbildung. Dadurch wird die Verbundwirkung verschlechtert und u.U. die Verbundverankerung gefährdet.

Das einzig wirksame Mittel, derartige Längsrisse zu verhindern ist eine ausreichende Betondeckung. Den Zusammenhang zwischen der Rippengeometrie und der zur Verankerung der jeweils gewünschten Stabzugkraft erforderlichen Betondeckung hat am eingehendsten Martin /M7/ untersucht. Auch für profilierte und gerippte Spannstähle gibt er in Abhängigkeit von deren Zugfestigkeit den zur Sprengrißbildung führenden Wert der Betondeckung an. Ausgehend von der Forderung, daß die Stahlbruchlast ohne Längsrißbildung verankert werden muß, kommt Martin zu den folgenden erforderlichen Betondeckungen:

profilierte Drähte ($f_R \sim 0,010$): erf $c = 2 d_z$

gerippte Drähte ($f_R \sim 0,025$): erf $c = 2,5 \cdot d_z$

Bei diesen „gerippten Drähten“ handelt es sich um die für Verbundverankerung zugelassenen Spannstähle mit schwacher Rippung. Für Spannstähle mit Gewinderippung analog den Betonrippenstählen (bezogene Rippenfläche $f_R \sim 0,070$) wurden hier ebenfalls Verankerungsversuche durchgeführt. Zur rissefreien Eintragung der zulässigen Vorspannkraft ($0,55 \cdot \beta_z$) war eine Betondeckung von mindestens $5,5 \cdot d_v$ erforderlich. Allerdings betrug die Übertragungslänge in B 45 dabei nur $30 \cdot d_v / M6/$.

Zur Berechnung der Ringzugspannungen um einen im Beton verankerten, glatten Spanndraht nahmen Plähn und Kröll /P8/ linear elastisches Verhalten des Betons an. Es ergaben sich Werte, die ein Vielfaches der einachsigen Zugfestigkeit des Betons betragen. Dieses Ergebnis zeigt, daß befriedigende Ergebnisse nur bei wirklichkeitsnahen Annahmen für das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons zu erzielen sind. Martin setzte bei seinen Berechnungen in /M7/ plastisches Verhalten des hoch beanspruchten Betonbereichs von den Rippen eines Bewehrungsstabes an. Die Ergebnisse sind für die Praxis gut brauchbar. Es zeigte sich, daß nicht das mit elastischem Betonverhalten errechnete Zugspannungsmaximum am Stab für die Rißbildung maßgebend ist, sondern der Mittelwert der Spannungen am Stab und an der Betonoberfläche. Dieses Ergebnis gilt wiederum nur für übliche Dicken der Betondeckung.

Eine Abschätzung der auftretenden Spannungen und Dehnungen des Betons erlauben die Versuchsergebnisse von Neuner, Stöckl, Grasser /N2/, welche Betonringe von 22 cm Innendurchmesser unter Innendruck prüften.

Auf die unbedingte Notwendigkeit, Längsrisse im Verankerungsbereich der Spannstähe zu vermeiden, wurde bereits hingewiesen. Neben dem Versagen der Verankerung von profilierten Drähten und Litzen bzw. dem unkontrollierten Anwachsen der Übertragungslänge von gerippten Drähten hat diese Forderung noch eine weitere Begründung:

Längsrisse ermöglichen den Korrosionsangriff auf den Stab entlang der gesamten Rißlänge. Im Gegensatz zu den Verhältnissen an Querrissen ist dann bei Längsrissen stets die Gefahr des Abplatzens der Betondeckung gegeben.

Trotz dieser Tatsachen wurde das Auftreten von Längsrissen im Bereich der Übertragungslänge von Fertigteilherstellern verharmlost und sogar toleriert /W8/.

Die Gefahr des plötzlichen Verankerungsbruches infolge Längsrißbildung kann durch eine Querbewehrung vermindert werden. Die Begrenzung der Längsrißbreite durch Querbewehrung kann jedoch allenfalls bei gerippten Spannstähen einen Verankerungsbruch verhindern.

Aus Versuchen von Untrauer und Warren /U5/, Orangun, Jirsa und Breen /O2/, Beeby, Olsson und Morita /K13/, Donida, Gambarova, Lorenzini /D4/ sowie von Janovic /J2, J3/ können quantitative Angaben über die Verbundwirkung von gerippten Stäben bei Längsrissen entlang der Stäbe gemacht

werden. Eine Auswertung der beiden Versuchsreihen /U5, 02/ hat Ferguson /F6/ vorgenommen. Er gibt konkrete Hinweise für die Wahl der Betondeckung und des Abstands in der Konstruktionspraxis. Er beurteilt zu kleine Stababstände besonders kritisch, da sie zum Abplatzen der gesamten Betondeckung und damit zum sofortigen Ausfall der Verankerung führen. Ohne weitere Untersuchungen nimmt er an, daß die Stababstände doppelt so groß sein müssen, wie die Betondeckung. Unter der Voraussetzung, daß eine starke Bügelbewehrung die Schrägrißbreiten klein hält, kommt Ferguson zu einer erforderlichen Betondeckung von $c = 2d_s$ und einem doppelt so großen Mindestabstand der Rippenstäbe. Bei kleinerer Betondeckung und kleineren Stababständen a von z.B. $a = d_s$ bzw. $a = 2d_s$ wurden nämlich bei den Versuchen von Untrauer, Warren /U5/ beim Bruch infolge Abplatzen der Betondeckung nur 40% der Soll-Bruchlast der Biegebalken erreicht.

Bei der Anwendung dieser Ergebnisse auf gerippte Spannstähle ist zu berücksichtigen, daß die bezogene Rippenfläche der Spannstähle nur halb so groß, die Streckgrenze und damit die zu verankernde Stahlspannung etwa dreimal so groß ist, wie bei den verwendeten Betonrippenstählen. Durch diese Versuchsergebnisse wird auch die Forderung der DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 14.2(3) (Dez. 79) gerechtfertigt, nach der die Verankerungslänge (= „Übertragungslänge“ für die Bruchlast) in der Zone a , d.h. außerhalb des Bereichs mit Biegerissen liegen muß.

Besonders in letzter Zeit wurde dem Problem der Längsrißbildung vermehrte Aufmerksamkeit geschenkt. Zu erwähnen sind die Arbeiten von Losberg, Olsson /L6/, Morita, Kaku /M12/, Tepfers /T3/ und insbesondere von Gambarova, Zasso /G14/. In der letztgenannten Arbeit werden für Betonrippenstähle (ϕ 18 mm, Rippenhöhe 1,3 mm) sogar die Verbund-Grundgesetze in Abhängigkeit von der Breite des Längsrisses angegeben. Es zeigt sich, daß die Verbundsteifigkeit, das ist die Steigung der Grundgesetzkurve, bis zu einer Längsrißbreite von 0,4 mm kontinuierlich auf ein Viertel des Anfangswerts abnahm. Dagegen war der Einfluß des Längsrisses auf die Stahlspannung beim Verbundbruch nicht nennenswert, d.h. die volle Bruchlast konnte noch verankert werden. Die Versuche wurden an Ausziehkörpern durchgeführt, deren Längsrißbreite durch eine verformungsgesteuert aufgebrachte Querdruckkraft während des Versuchs konstant gehalten wurde. Die Kraft, welche nötig war, um eine konstante Längsrißbreite aufrecht zu erhalten, war nur von der Stabzugkraft, nicht aber

von der Breite des Längsrisses abhängig. Sie entspricht der Kraft, welche die Querbewehrung zur wirksamen Beschränkung der Längsrißbreite aufnehmen muß.

Auch die Versuche von Janovic /J3/ und Robinson /R5/, Giurani, Plizzari /G15/, Losberg, Olsson /L7/ sowie theoretische Untersuchungen von Andreasen /A5, A4/ und Olsson /O4/ zeigten, daß bei Rippenstäben durch Querbewehrung ein plötzliches Verbundversagen im Moment der Längsrißbildung verhindert werden kann.

Bei gerippten Spannstählen ist jedoch in Abhängigkeit von der Breite der Längsrisse mit einer erheblichen Vergrößerung der Übertragungslänge zu rechnen. Durch die langsamere Eintragung der Vorspannkraft kann dadurch jedoch die Querkrafttragfähigkeit entscheidend geschwächt werden.

Eine besondere Maßnahme, die Konzentration der Ringzugspannungen im Verankerungsbereich der Spannstähle zu vermeiden, stellt die gestaffelte Verankerung dar. Dabei wird der Endbereich bei einem Teil der Spanndrähte durch Umwickeln, Einfetten, Führen in Leerrohren oder ähnliches vom Verbund ganz oder zum Teil ausgeschlossen /H8/. Für diesen Fall verlangten die USA-Vorschriften eine rechnerische Annahme der doppelten Übertragungslänge. Neuerdings /A10/ wurde diese allgemeine Forderung jedoch fallen gelassen, unter dem Hinweis, einen geeigneten Wert anzunehmen.

Abschließend sei der Vollständigkeit halber noch auf umfangreiche Versuchsreihen zum Verbundverhalten von Rippenstäben hingewiesen, bei denen mithilfe der verschiedensten Formen von gefrästen Stahlproben alle wesentlichen Einflüsse der Rippengeometrie und des Betons untersucht wurden. Die Versuche wurden durchgeführt von Rehm, Martin, Noakowski /R7/ Kokubu, Okamura /K7/, Skorogobatov, Edwards /S9/, Jokela, Pukki /J4/ und Andreasen /A4/. Auf weitere Literatur über Ergebnisse von Verbundversuchen /R20, M16, S19/, allgemeine Betrachtungen über den Verbund von Rippenstäben /B15, D3, E5, F3, G12, K10, O2, R6, R15, 7 / und über Probleme der Bestimmung der Übertragungslänge bei Spannbettvorspannung /B1 bis B7, B12, Z1/ soll hier nur verwiesen werden.

4. Methoden zur Bestimmung der Übertragungslänge

Als „Übertragungslänge“ eines durch Verbund verankerten Spannstahls ist diejenige Länge definiert, innerhalb welcher die Vorspannkraft auf den umgebenden Beton übertragen wird.

Im Unterschied dazu ist der Begriff „Eintragungslänge“ definiert als diejenige Länge, innerhalb welcher die Eintragung der Vorspannkraft im gesamten Betonquerschnitt eine lineare Spannungsverteilung bewirkt. Sie ist deshalb zusätzlich abhängig von den Abmessungen des Betonquerschnitts.

Die Eintragungslänge ist also größer als die Übertragungslänge und zwar um diejenige Strecke, welche erforderlich ist, die Vorspannkraft aus der direkten Umgebung des Spannstahls auf den gesamten Betonquerschnitt zu verteilen.

Für die Bestimmung der Übertragungslänge kommen grundsätzlich zwei Methoden infrage:

- Die Bestimmung der Eintragungslänge an einem Spannbetonkörper durch Messung der Betonverformungen an der Betonoberfläche. Anschließend wird die Übertragungslänge rechnerisch aus der Eintragungslänge abgeleitet.
- Die Berechnung der Übertragungslänge mithilfe des durch Ausziehversuche bestimmten Verbund-„Grundgesetzen“.

Dagegen ist es nicht möglich, die Übertragungslänge wie von Maquoi im FIP-Report / 6 / vorgeschlagen, allein aus der Messung des Endschlupfes der Spanndrähte beim Entspannen zu bestimmen. Die Bedeutung dieser Messung wird später noch eingehend erläutert.

Die erstgenannte Methode ist das international übliche Verfahren, welches von RILEM / 9 / und FIP / 5, 6 / sowie in vielen Ländern, z.B. den USA / 10 / und auch in der BRD / 4 / durch entsprechende Vorschriften eingeführt ist. Die in der BRD gültigen Richtlinien / 4 / haben folgende Merkmale:

Der Probekörper hat meist quadratischen Querschnitt und ist mit einem oder mehreren Spanndrähten zentrisch vorgespannt. Das Entspannen erfolgt langsam. Auf den Seitenflächen des Spannbetonbalkens sind

Meßmarken aufgebracht. Damit werden die Betonstauchungen beim Eintragen der Vorspannkraft und während eines gewissen Zeitraumes danach gemessen. Die Meßergebnisse werden in einem Diagramm aufgetragen, aus welchem der Wert der Eintragungslänge abgelesen werden kann. Eine schematische Darstellung eines solchen Diagramms zeigt das nachfolgende Bild 7.

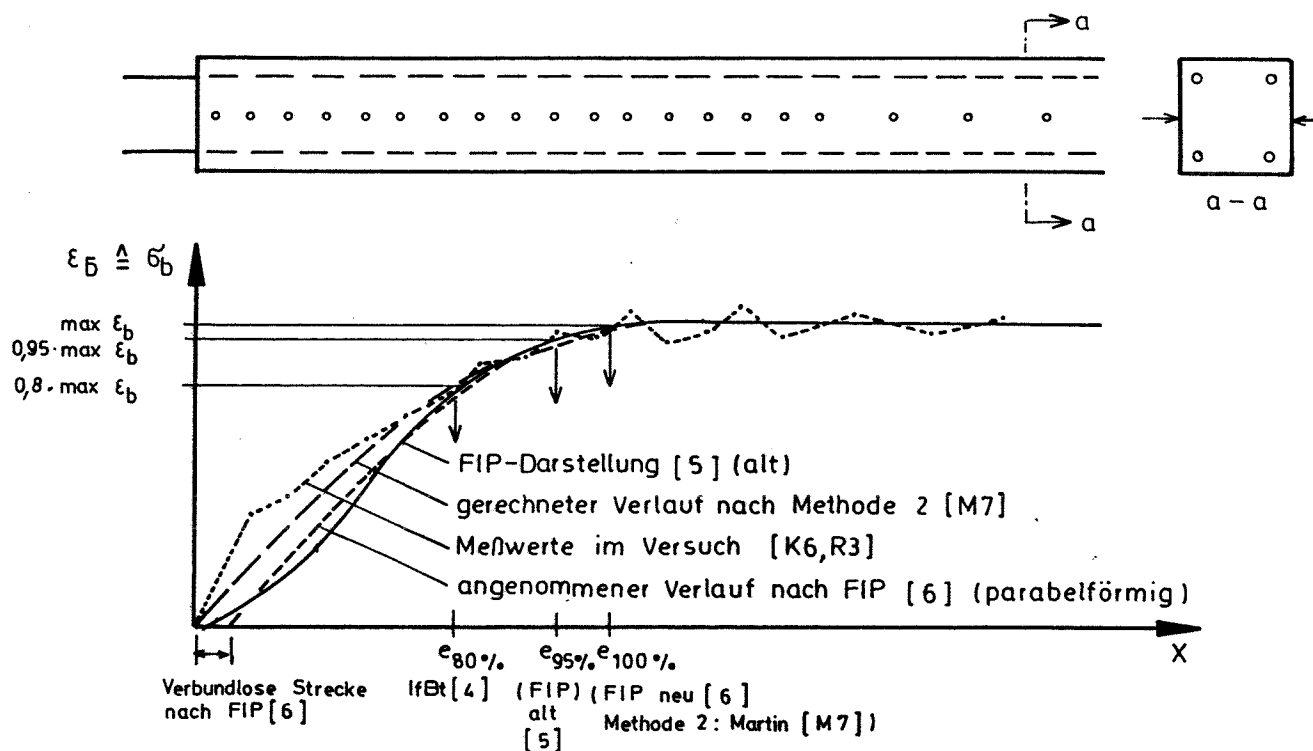


Bild 7: Bestimmung der Eintragungslänge durch

Messung der Betonstauchung an einem Spannbeton-Probekörper

Das Ende der Eintragungslänge ist nicht durch einen Knick des Kurvenzuges bestimmt, da die Kurve stetig in die Horizontale einschwenkt. Wegen der Streuung der Meßergebnisse läßt sich der tatsächliche Wert der Eintragungslänge nur ungenau ablesen. Die Vorschriften sehen deshalb vor, die Eintragungslänge e

- bei $\epsilon_b = 0,95 \cdot \max \epsilon_b \rightarrow e_{95\%}$ (FIPalt /5,6/ $\approx e_{100\%}$ (FIP neu /6/))
- bei $\epsilon_b = 0,80 \cdot \max \epsilon_b \rightarrow e_{80\%} \rightarrow 1,35 \cdot e_{80\%} \approx e_{100\%}$ (BRD /4 /)

zu bestimmen.

Im ersten Fall, der alten FIP-Methode, wurden innerhalb der als „Eintragungslänge“ („transfer length“) definierten Strecke nur 95% der Vorspannkraft in den Betonquerschnitt eingetragen. Die Eintragungslänge wird der Übertragungslänge („transmission length“) gleichgesetzt.

Im zweiten Fall, der vom IfBt für die BRD vorgeschriebenen Methode, wird das Verhältnis $e_{100\%} : e_{80\%} = \text{konst} = 1,35$ angenommen. Obwohl dieser Verhältniswert in Abhängigkeit von der Spannstahloberfläche (glatt - profiliert - gerippt) tatsächlich zwischen 1,25 und 1,70 liegen kann, ist dieses einfach anzuwendende Verfahren für die Praxis genau genug.

In einer neueren Arbeit hat Bruggeling /B16/ auch den Zusammenhang

$$e_{(100\%)} = 2 \cdot e_{70\%}$$

als geeignet vorgestellt. Die so ausgewerteten Ergebnisse von Balkenversuchen vorgespannt mit Litzen von Glesniewicz /G6/ zeigten gute Übereinstimmung mit Rechenergebnissen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Der Faktor 2 ergab sich also für den Fall von glatten Litzen. Für profilierte Drähte und erst recht für gerippte Drähte führt er vermutlich zu merklichen Abweichungen von den tatsächlichen Werten für $e_{100\%}$. Er sollte deshalb hierfür nicht angewendet werden.

Betrachtet man den in Bild 7 schematisch dargestellten Verlauf der Kurven für die Betonstauchung, so fällt die große Abweichung der FIP-Kurve /5/ von den Meßwerten in der Nähe des Balkenendes auf. Der Verlauf der FIP-Kurve ist weder theoretisch noch durch Versuchsergebnisse zu begründen. Er beruht wohl auf einem Versehen. Im neuen FIP-Report Nr. 7 /6/ ist dieser Fehler inzwischen richtiggestellt. Im neuen FIP-Report Nr. 7 /6/ ist eine parabelförmige Zunahme der Spannstahl- bzw. Betonspannungen angenommen. Am Balkenende wird eine verbundlose Strecke angesetzt, die der Zerstörung des Verbunds, insbesondere bei schlagartigem Entspannen Rechnung tragen soll. Außerdem wird nunmehr die Eintragungslänge $e_{100\%}$ im Diagramm der gemessenen Betonverformungen abgelesen.

In der BRD wird aus der durch Messung der Betonverformung ermittelten Eintragungslänge die Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ des Spannstahls mithilfe DIN 4227, Gleichung 13 errechnet:

$$e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{\ddot{u}})^2}$$

Dabei ist die Störungslänge "s" nach DIN 4277.1: Die bis zur Einstellung eines geradlinigen Spannungsverlaufs im Querschnitt nötige Länge. Sie entspricht im vorliegenden Fall dem halben Abstand der Spanndrähte.

Bei der Beurteilung des so gewonnenen Werts für die Übertragungslänge ist zu berücksichtigen, daß er an einem Balken bestimmt wird, der mit „unten“ und mit „oben“ liegenden Spannstählen vorgespannt ist. Der Verbund der „oben“ liegenden Spannstähle kann durch die Art der Verdichtung der Balkenoberfläche erheblich beeinflußt werden. Bei einer Verdichtung durch Klopfen auf die Abstreichseite des Betons erreicht der Verbund der „oben“ liegenden Spannstähle die Qualität der unten liegenden (vgl. auch /S19/. Da diese Arbeitsweise jedoch nicht reproduzierbar ist, wurde in der IfBt-Richtlinie /4/ nur das glatte Abziehen der Oberfläche ohne Verdichtung der Abstreichseite vorgeschrieben.

Die 2. Methode, die rechnerische Bestimmung der Übertragungslänge beruht auf Überlegungen von Rehm /R2/ zu denen Martin /M7/ das konkrete Rechenverfahren angab. Mithilfe von Ausziehversuchen mit kleiner Verbundlänge (Lage „oben“, „unten“, „mittig“) wird das „Verbund-Grundgesetz“, d.h. der Zusammenhang von Verbundspannung τ und Verschiebung δ des Spannstahls bestimmt. Die gewonnene τ - δ -Kurve wird im ganzen interessierenden Bereich durch eine oder abschnittsweise durch mehrere Näherungsfunktionen der Form $\tau = a + b \cdot \delta^c$ ersetzt. Durch numerische Integration mithilfe eines einfach zu erstellenden Rechenprogramms wird der Verlauf der Verbundspannungen, des Spannstahlschlupfs und der Spannstahlspannung schrittweise errechnet. Aus den so ermittelten Kurven können Übertragungslänge und Endschlupf des Spannstahls für jede beliebige Vorspannung angegeben werden. Der Einfluß der Betonverformung wird dabei vernachlässigt.

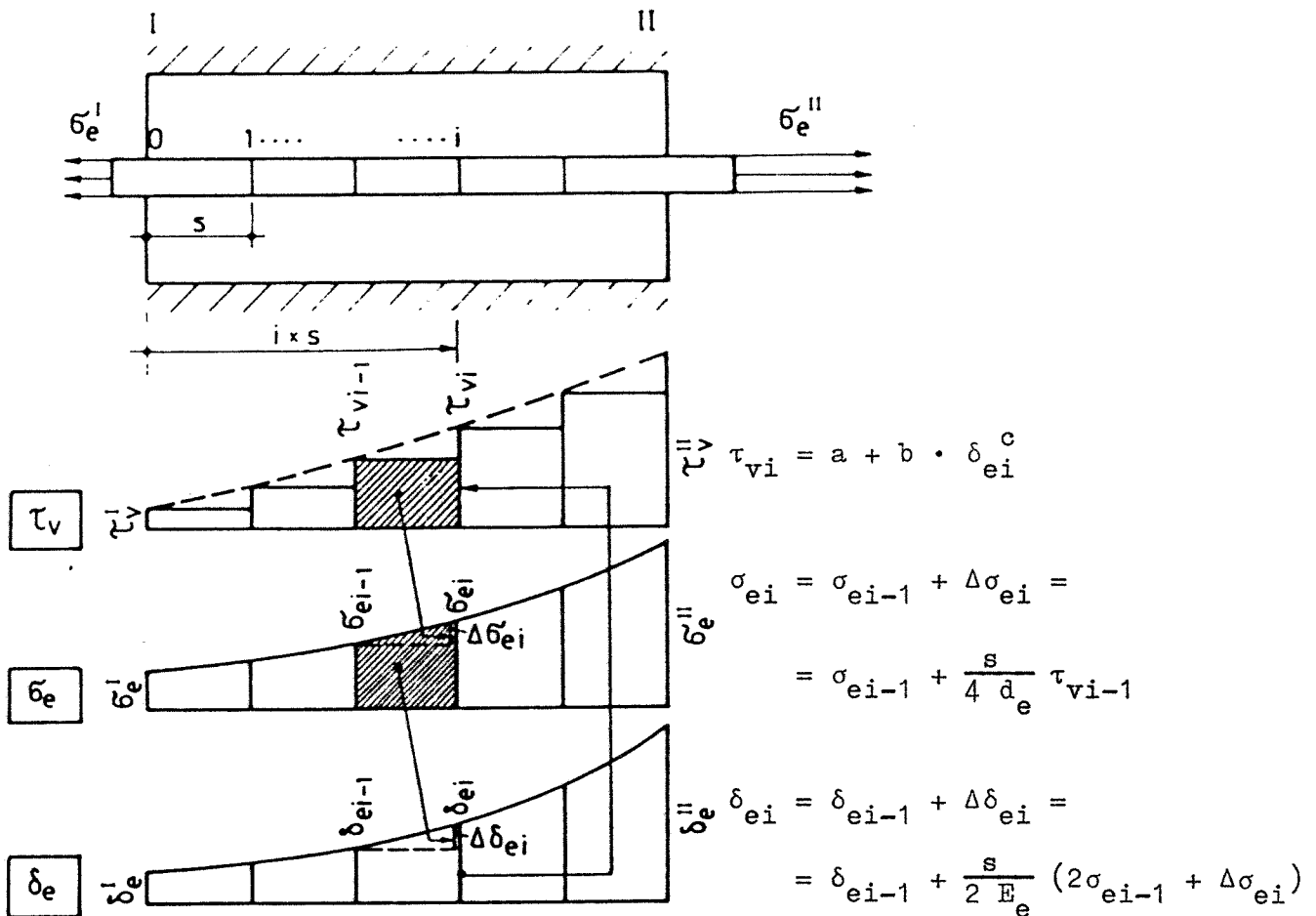


Bild 8: Schema der rechnerischen Bestimmung der Übertragungslänge nach Martin /M7/, entnommen aus /N3/

Selbstverständlich ist es auch möglich das Rechenprogramm so zu konzipieren, daß ein beliebiger Zusammenhang zwischen τ und δ punktweise eingegeben wird. Die Integration erfolgt dann entsprechend einer τ - δ -Funktion, die beliebig genau dem im Versuch gemessenen Zusammenhang angeglichen werden kann. Dadurch wird der Nachteil beseitigt, daß die Näherungsfunktion manchmal nur schwer bzw. ungenau den Meßwerten angepaßt werden kann. Diese Schwierigkeit tritt insbesondere bei Versuchen mit glatten Drähten auf.

In /N3/ gibt Noakowski eine eigene geschlossene Lösung für die Berechnung der Übertragungslänge aus der Näherungskurve des Verbund-Grundgesetzes an. Die Näherungsfunktion darf dazu nur zwei Parameter aufweisen und muß die Form $\tau = b \cdot \delta^c$ haben. Die Übertragungslänge

errechnet sich dann unter Berücksichtigung der Verformungen des Betons aus der Formel

$$l_{\ddot{u}} = \left[\frac{1+c}{1-c} \frac{d_z}{4 \cdot \beta \cdot w} \cdot \sigma_z \left(\frac{2}{1-c} \cdot \frac{E_z}{\sigma_z} \right)^c \right] \frac{1}{1+c}$$

Dabei sind d_z der Spannstahldurchmesser und σ_z die Spannstahlvorspannung nach dem Entspannen.

Der Endschlupf ergibt sich aus der Formel

$$\delta = \frac{1-c}{2} \cdot l_{\ddot{u}} \cdot \frac{\sigma_z}{E_z}$$

Diese Formel entspricht der von Maquoi / 6 / für die Bestimmung der Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ aus dem gemessenen Endschlupf δ angegebenen Formel

$$\delta = \frac{1}{\beta} \cdot l_{\ddot{u}} \cdot \frac{\sigma_z}{E_z}$$

Nunmehr kann die von Maquoi aufgrund von Versuchsergebnissen, jedoch ohne theoretische Grundlage getroffene Wahl $\beta = 3$ sinnvoll durch den Zusammenhang

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1-c}{2}$$

auf den Parameter c des Verbund-Grundgesetzes zurückgeführt werden. Mit dieser Verbesserung kann nunmehr auch die FIP-Methode / 6 / allgemein angewendet werden, wenn die unbegründete Annahme von Maquoi $\beta = \text{konst} = 3$ durch die genannte Bestimmungsgleichung für β ersetzt wird. Der Beiwert β wird damit auf das Verbund-Grundgesetz des jeweils vorliegenden Spannstahls zurückgeführt. Der von Maquoi angenommene Wert von $\beta = 3$ ist nach den obigen Überlegungen nur für $c = 0,33$ zutreffend, d.h. für Spannstähle mit einer bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0,013$. Dies entspricht etwa der Verbundqualität von Litzen und profilierten Drähten. Die Versuche, auf welche sich Maquoi bezieht, wurden tatsächlich durchwegs an Litzen durchgeführt. Die unveränderte Anwendung auf gerippte Spanndrähte ($f_R \geq 0,020$) bringt erhebliche Fehler mit sich. Die Annahme von Maquoi, daß β , welches den „Völligkeitsbeiwert“ des Verlaufs der Spannstahlspannung darstellt, konstant ist, stellt also eine theoretisch nicht begründbare und höchstens für Spannbetonlitzen und profilierte Drähte brauchbare Näherung dar. Von Maquoi wurde der Wert $\beta = 3$

aus der Annahme eines parabelförmigen Verlaufs der Stahlspannung abgeleitet.

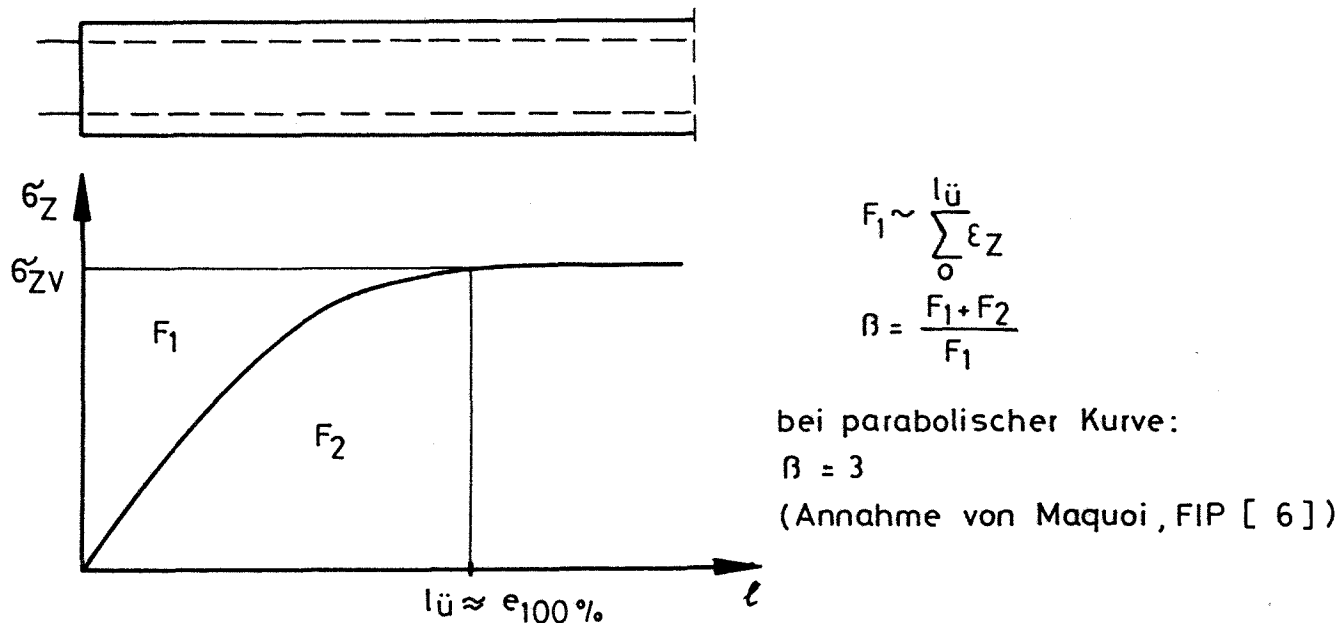


Bild 9: Ableitung des Faktors β der FIP-Formel für die Bestimmung der Übertragungslänge aufgrund von Endschlupfmessungen aus dem Stahlspannungsverlauf innerhalb der Eintragungslänge

Allen Rechenmethoden auf der Grundlage von Ausziehversuchen haftet jedoch ein Mangel an, der sich in der Abweichung des rechnerischen Stahlspannungsverlaufs vom tatsächlich gemessenen im Bereich nahe dem Balkenende ausdrückt (vgl. hierzu Bild 1). Bei der Ermittlung der Verbund-Grundgesetze im Ausziehversuch wird der Hoyer-Effekt nicht erfaßt. Nahe dem Balkenende hat er jedoch insbesondere bei Litzen einen deutlichen Einfluß. Infolge der Erhöhung der Verbundspannungen durch den Hoyer-Effekt nimmt in diesem Bereich die Stahlspannung schneller zu, als die Rechnung mit Verbund-Grundgesetzen ergibt.

Von den verschiedenen genannten Methoden werden nur beim Balkenversuch mit Betonverformungsmessung die Gegebenheiten praxisgetreu erfaßt. Es bleibt jedoch der Nachteil bestehen, daß die Verbundqualität unten und oben liegender Bewehrung gemeinsam untersucht wird. Um die Ergebnisse vergleichen zu können, ist es deshalb nötig, die Querschnittsabmessungen

der Balken einheitlich vorzuschreiben. Dieser Forderung genügt nur die IfBt-Richtlinie / 4/.

Durch genaue Festlegung der zu verwendenden Betonzusammensetzung läßt sich der Streubereich der Versuchsergebnisse vermindern. Es empfiehlt sich deshalb die über die IfBt-Richtlinie / 4 / hinausgehende Detaillierung der Betonzusammensetzung im FIP-Report / 6 / zu verwenden. Es sind dort genaue Anweisungen für drei Betonfestigkeitsklassen angegeben.

Bei den Rechenmethoden aufgrund von Verbund-Grundgesetzen spielt die Versuchsdurchführung beim Ausziehversuch eine große Rolle. Verschiedene Verbundprüfverfahren können zu deutlich unterschiedlichen Grundgesetzen führen. Rohrschneider gibt in /R10/ eine Zusammenstellung der bisher praktizierten Versuchsarten. In einer Serie von Vergleichsversuchen mit unterschiedlichen Ausziehkörperformen sowie Berechnungen der Verankerungslänge nach den verschiedenen vorgeschlagenen Methoden zeigte Schmid-Thrö /S17/, daß man dabei zu deutlich unterschiedlichen Ergebnissen kommt.

Der Einheitlichkeit halber sollten also die in der IfBt-Richtlinie / 4 / angegebenen Abmessungen und Versuchsbedingungen eingehalten werden. Bezüglich des Rechenverfahrens schreibt die IfBt-Richtlinie / 4 / vor, die Integration der Verbundspannungen mit dem Wert $\tau_{0,001}$ zu beginnen, d.h. mit derjenigen Verbundspannung τ , bei welcher die Stahlverschiebung 0,001 mm beträgt. Auf diese Weise wird insbesondere wenn das Verbund-Grundgesetz in der Form $\tau = b \cdot \delta^c$ verwendet wird, wenn also das additive Glied a fehlt, vermieden, daß zu große Übertragungslängen errechnet werden. Dies wäre der Fall, wenn keine Mindestverschiebung angesetzt wird, weil dann die Stahlspannungszunahme im Bereich sehr kleiner Schlupfwege ebenfalls sehr gering wird, so daß der Punkt für $l_{ü,100\%}$ zu weit ins Balkeninnere verschoben wird.

Obwohl die errechneten Werte für die Übertragungslänge gut mit den an Balken gemessenen Werten übereinstimmen, wird in der IfBt-Richtlinie /4/ der Balkenmethode der Vorzug gegeben. Auf die Prüfung von Balken wird also auch in der BRD nicht verzichtet. Im Ausland stellt die Messung an Balken sowieso das einzig übliche Verfahren dar.

Wegen der hohen Kosten von Balkenversuchen kann diese Methode nach den IfBt-Richtlinien jedoch auf den „Normalfall“ der Bestimmung der

Eintragungslänge beschränkt werden. Der Einfluß von Parametern, wie z.B. unterschiedlicher Betonfestigkeit, Betonzusammensetzung, Lage des Spannstahls oder Oberflächeneigenschaften des Spannstahls (Rauhigkeit, Rippenabmessungen) kann mithilfe von Ausziehversuchen und Berechnungen untersucht werden.

Die IfBt-Richtlinie /4/ verlangt nur die Prüfung eines Balkens. Statistisch abgesicherte Grenzen für den Wert der Übertragungslänge können deshalb nicht angegeben werden. Der Streubereich könnte jedoch auch aufgrund von Ausziehversuchen abgeschätzt werden.

Die FIP-Methode /6/ widmet dagegen der sicheren Erfassung der Streuungen große Aufmerksamkeit. Sie baut dabei auf Arbeiten von Olesniewicz /01/ auf.

Als Versuchskörper sind mindestens drei Balken zu prüfen. Zusätzlich muß auch der Endschlupf der Spannstähle beim Entspannen gemessen werden. Es stehen dazu im Normalfall 24 Werte zur Verfügung. Die Streuung dieser Werte darf nur $\pm 15\%$ betragen. Daraus werden nach der angegebenen Formel die jeweiligen Werte der Übertragungslänge ausgerechnet. Mithilfe der τ -Verteilung werden daraus die 10- bzw. 90%-Toleranzgrenzen für eine statistische Sicherheit von 95% bestimmt. Der untere Grenzwert wird dann der Berechnung der Spaltzugbewehrung zugrunde gelegt; der obere wird als Übertragungslänge bei den Spannungsnachweisen verwendet.

Außerdem wird von FIP /6/ empfohlen, die Schlupfmessungen als Qualitätskontrolle im Fertigteilwerk durchzuführen.

Da mithilfe der oben angegebenen, verbesserten Auswertung der Schlupfwerte, diese gegenüber dem FIP-Report /5/ sogar noch größere Bedeutung haben, sollte auch hierzulande auf diese Information nicht verzichtet werden. Die zur Auswertung erforderlichen Ausziehversuche sind im Rahmen der Prüfung nach der IfBt-Richtlinie sowieso durchzuführen. Für die Abschätzung des Streubereichs der Übertragungslängen sollten deshalb auch die Ergebnisse der Schlupfmessungen herangezogen werden. Auf diese Weise könnte die Voraussetzung dafür geschaffen werden, auch im Rahmen der Prüfung nach der IfBt-Richtlinie statistisch gesicherte Grenzwerte für die Übertragungslänge oben und unten liegender Spanndrähte zu ermitteln. Die derzeitige Fassung der IfBt-Richtlinie enthält keine Ansätze zur statistischen Behandlung dieser Probleme.

Etwas abweichend von den europäischen Vorschriften wird in den USA die folgende empirische Formel für die Verankerungslänge von Spannbetonlitzen angewendet (ACI 318-83 /10/):

$$l_d = \left(f_{ps} - \frac{2}{3} \cdot f_{se} \right) \cdot d_b$$

Dabei sind

$l_d = l$ = Verankerungslänge für die Nennbruchspannung /in/

$f_{ps} = \beta_z$ = Zugfestigkeit der Litze /ksi/ z.B. 250; 270 /ksi/

$f_{se} = \sigma_{zv,sk}$ = Vorspannung nach Kriechen und Schwinden /ksi/

$d_b = d_v$ = Nenndurchmesser /in/ z.B. 0,375; 0,500; 0,600 /in/

Die ACI-Gleichung kann mit Gl.18 in DIN 4227/1 verglichen werden, wenn eingesetzt wird:

$$f_{ps} = 1770 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] : 6,9 = 255 \left[\text{ksi} \right]$$

$$f_{se} = 0,74 \cdot 0,90 \cdot f_{ps} \quad \text{wobei} \quad 0,74 \cdot f_{ps} = \text{zul } \sigma_{zv} \text{ nach ACI}$$

0,90 = Abminderung durch Kriechen und Schwinden

$$\text{USA: } \left(255 - \frac{2}{3} \cdot 0,74 \cdot 0,90 \cdot 255 \right) \cdot d_b = \text{DIN 4227: } \frac{1}{0,55} \cdot k_1 \cdot d_v$$

der nach USA-Vorschriften errechnete k_1 -Wert ist dann $k_{1,USA} = 78$.

Er entspricht den BRD-Zulassungen für B 35: $k_{1,B35} = 75$

d.h. in USA wird unabhängig von der tatsächlichen Betongüte mit dem in der BRD für B 35 anzusetzenden k_1 -Wert gerechnet.

Die Vernachlässigung des Einflusses von Kriechen und Schwinden auf die k_1 -Werte in der BRD ist durch Versuchsergebnisse gerechtfertigt.

Eine einheitliche Forderung in allen Vorschriften ist Rissefreiheit der Versuchsbalken. Dies ist begründet durch die Tatsache, daß bei Litzen und profilierten Drähten die Übertragungslänge nach einer Längsrißbildung unkontrollierbar anwächst. Die „rißüberbrückende“ Wirkung ist bei Litzen und profilierten Drähten gering. Deshalb kann hier auch durch Querbewehrung zur Rißbreitenbegrenzung das Anwachsen der Übertragungslänge nicht wirkungsvoll begrenzt werden.

Ein weiterer Grund ist die Korrosionsgefahr, welche im weiteren Verlauf zu Betonabplatzungen führen kann. Der falschen Vorstellung, daß die Gefahr der Längsrißbildung durch das Einlegen einer starken, umschnürenden

Sprengzugbewehrung (Definition vgl. /R12/) begegnet werden könnte, muß entschieden widersprochen werden. Zum einen erhöht eine Bewehrung die vom Betonquerschnitt aufnehmbare Zugkraft nur wenig; zum anderen kann diese Bewehrung die Öffnung eines Längsrisses nicht wirksam genug bremsen. Ihre Verankerung durch die in den benachbarten Querschnittsecken liegenden rechtwinkligen Abkrümmungen ist so weich, daß sie sich der Kraftaufnahme durch Schlupf entzieht.

Das einzig sinnvolle Mittel, der Längsrißgefahr zu begegnen, ist deshalb die ausreichende Dimensionierung des Betonquerschnitts, d.h. der Betondeckung und der Stababstände. Die IfBt-Richtlinie /4 / fordert deshalb, daß diese Abmessungen „gegebenenfalls“, d.h. wenn Zweifel bestehen, ob die in DIN 4227 angegebenen Werte ausreichen, überprüft werden müssen. Die Verantwortung liegt in diesem Falle also beim Konstrukteur.

5. Prüfvorschriften in der BRD

In den Vorschriften der verschiedenen Länder sind unterschiedliche Verfahren zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen enthalten. Im wesentlichen werden die folgenden drei Methoden genannt:

- Messung der Verformungen eines Spannbetonbalkens beim Aufbringen der Vorspannkraft,
- Berechnung mithilfe von Verbund-Grundgesetzen, die in Ausziehversuchen zu bestimmen sind,
- Berechnung mithilfe des beim Entspannen gemessenen Endschlupfs.

Die Vor- und Nachteile bzw. die Richtigkeit und der Anwendungsbereich dieser Methoden wurden in Abschnitt 4 bereits diskutiert.

Im folgenden werden deshalb nur noch die Vorschriften in der BRD erläutert.

Die älteste in der BRD angewendete Vorschrift stammt aus dem Jahr 1953 /1/. Derzeit werden die im Jahr 1980 eingeführten Vorschriften /4/ angewendet.

Im Verlauf der Jahrzehnte blieben die folgenden Einzelheiten in den Vorschriften unverändert:

- Die Übertragungslänge gemessen an Spannbetonbalken wird mit der Formel

$$l_{\bar{u}} = 1,35 \cdot e_{80\%}$$

ermittelt (vgl. Abschnitt 4).

- Hinsichtlich der Verbundqualität werden die durch Verbund zu verankernden Spannstähle in zwei Klassen eingeteilt:
 - profilierte Drähte, Litzen
 - gerippte Drähte

Geändert wurden dagegen im Verlauf der oftmaligen Neufassung der Spannstahzulassungen und der Vorschriften folgende Einzelheiten:

- Früher waren bei „plötzlichem Aufbringen der Vorspannkraft“ (Abzwicken, Durchschleifen oder Durchbrennen der Spanndrähte) die k_1 -Werte für die Ermittlung der Übertragungslänge um 25% zu erhöhen. Bei den nach 1983 erteilten Spannstahzulassungen wurde dagegen zwischen langsamem und plötzlichem Aufbringen der Vorspannkraft nicht mehr unterschieden.

Dies läßt sich jedoch durch die bekannten Versuchsergebnisse nicht rechtfertigen /vgl. Abschnitt 4/.

- Der Einfluß der Lage der Spannstähle im Querschnitt soll neuerdings analog den Vorschriften in DIN 1045 erfaßt werden. Bei Verankerung im Verbundbereich II, d.h. Lage „oben“ soll von einer doppelt so großen Übertragungslänge ausgegangen werden /w9/. In die Spannbeton-Norm hat diese Empfehlung bisher allerdings noch keinen Eingang gefunden.
- Die Betondruckfestigkeit der Versuchskörper bei den Versuchen im Rahmen der Zulassungsprüfungen mußte bei der Prüfung früher etwa die Hälfte der Serienfestigkeit betragen. Die Vorschrift verlangte eine Druckfestigkeit β_w in Höhe von zwei Dritteln der beim Aufbringen der Vorspannkraft erforderlichen Druckfestigkeit, d.h.

$$\beta_w = 0,8 \cdot \beta_{ws} \cdot 2/3 = 0,53 \cdot \beta_{ws}$$

Neuerdings haben die Prüfkörper eine Würfelfestigkeit, die der Nennfestigkeit derjenigen Betonfestigkeitsklasse entspricht, für welche die Ergebnisse herangezogen werden.

Für die Betondruckfestigkeitsklassen nach DIN 1045 erfolgte die Prüfung der Versuchskörper früher und derzeit bei folgenden Probekörperfestigkeiten:

Tabelle 1: Prüfkörperfestigkeit bei Verbundversuchen für die Zulassung von Spannstählen

Festigkeitsklasse		B 25	B 35	B 45	B 55
Serienfestigkeit	N/mm ²	30	40	50	60
Prüfkörperfestigkeit	früher "	16	21	26,5	32
	jetzt "	25	35	45	55

Die früheren Zulassungsversuche mit abgeminderter Prüfkörperfestigkeit ergaben deutlich größere Übertragungslängen als im Bauteil zu erwarten waren. Damit sollte die örtliche Streuung der Betondruckfestigkeit im Bauwerk abgedeckt werden.

- Bereits in der ersten Ausgabe der DIN 4227 von 1953 /2 / war verlangt, im Bereich der Eintragungslänge eine „Querbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte“ anzuordnen. Die Bemessung und Verteilung dieser Bewehrung innerhalb der Eintragungslänge erfolgte entweder nach dem von Rüschi und Kupfer /R17/ oder dem von Plähn und Kröll /P5/ vorgeschlagenen Weg. Die Anleitung nach /R17/ wurde von Kupfer 1981 überarbeitet und in neuer Form veröffentlicht /K11/. Seit Einführung der DIN 4227, Ausgabe Dezember 79 /3 / ist die Methode des Nachweises der Verbundverankerung und die Bemessung und Verteilung der Querbewehrung dort verbindlich geregelt.

All diesen Bemessungsmethoden war gemeinsam, daß die Querbewehrung nicht gleichmäßig über die Eintragungslänge hinweg verteilt, sondern am Balkenende konzentriert wurde. Dies ist aus zwei Gründen erforderlich:

- Die tatsächliche Übertragungslänge bzw. die Eintragungslänge im Bauteil sind erheblich kleiner, als der Wert, welcher sich aus den Spannstahzulassungen ergibt. Dies war früher wegen der Abminderung der Prüfkörperfestigkeit noch deutlicher als bei der Prüfung nach den derzeit gültigen Richtlinien /4/.
- Der Schlupf beim Entspannen und damit die Verbundspannungen, welche die Ringzugspannungen verursachen, sind am Balkenende am größten. Sie klingen im Verlauf der Übertragungslänge auf Null ab.

Nach der derzeit gültigen Regelung /3 / ist die Querbewehrung bei gerippten Drähten für die halbe und bei profilierten Drähten und Litzen für drei Viertel des Ausgangswerts der Eintragungslänge zu „bemessen und entsprechend zu verteilen“.

Eine Gegenüberstellung aller wesentlichen Größen gibt Anlage 1.

Diese Größen sind:

- $l_{ü}$ = Übertragungslänge
- k_1 = Verbundfaktor der verschiedenen Spannstahlsorten
- c = Betondeckung
- e = Eintragungslänge
- $Z_{Bü}$ = Bemessungswert für die Bügelzugkraft infolge Spaltzugwirkung im Bereich der Eintragungslänge
- f = maßgebender Rechenwert für die reduzierte Eintragungslänge innerhalb der die Spaltzugbügel einzulegen sind

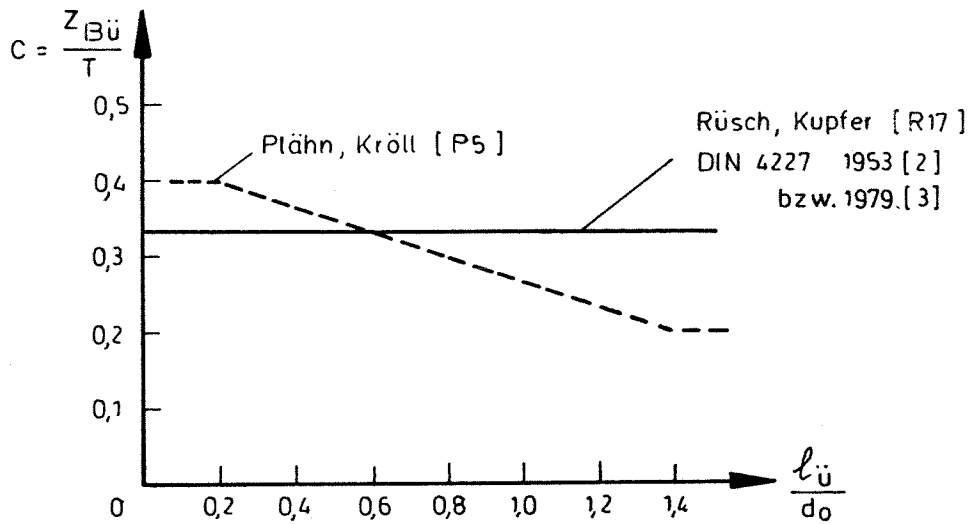


Bild 10: Bügelzugkraft für die Bemessung der Querbewehrung im Balkenendbereich

Bild 10 zeigt, daß nach DIN 4227 die einzulegende Querbewehrung nur von der Schubkraft, nicht aber von den geometrischen Größen Übertragungslänge oder Bauteilhöhe abhängig ist.

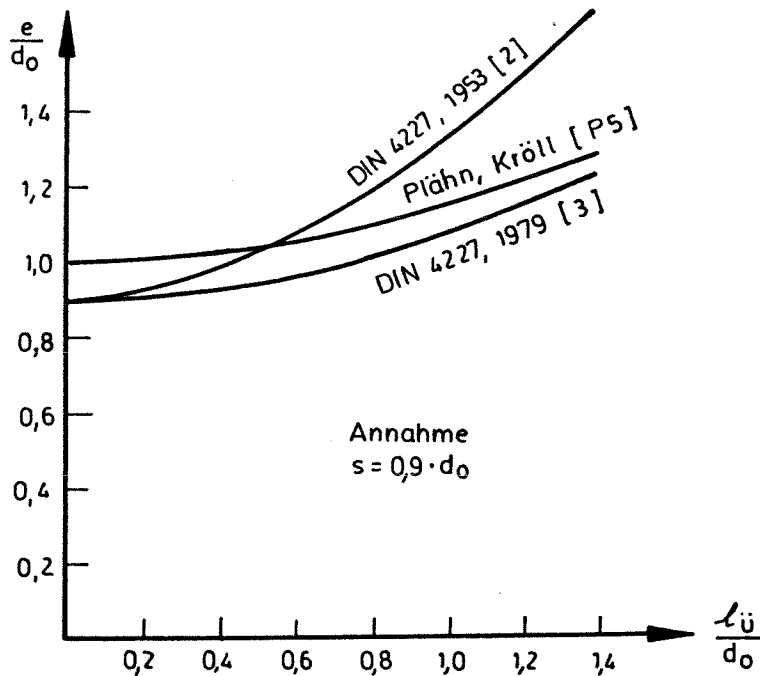


Bild 11: Eintragungslänge e nach Normen bzw. Literatur /P5/

Wie aus Bild 11 ersichtlich ist, trägt die derzeit gültige DIN 4227 / 3 / der Tatsache Rechnung, daß der Einfluß der Übertragungslänge auf die Eintragungslänge erheblich geringer ist, als die Rechnung nach der früheren DIN 4227 / 2 / ergab. Das Verfahren nach Plähn und Kröll /P5/ lieferte demgegenüber schon immer gut zutreffende Werte.

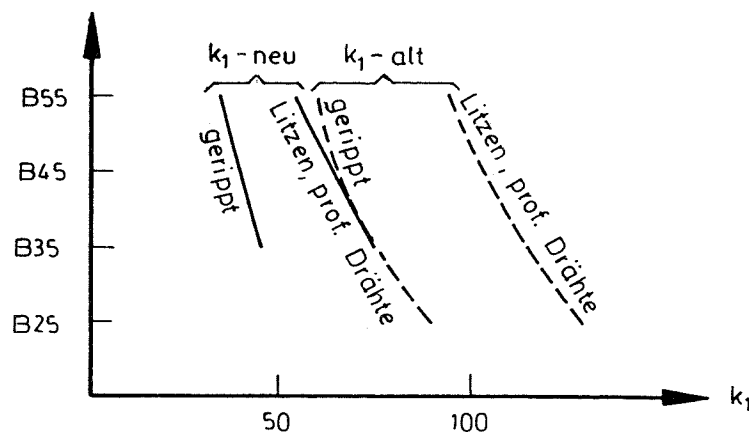


Bild 12: Verbundbeiwerte k_1 nach alten und nach derzeit gültigen Spannstahlzulassungen

Bild 12 zeigt, daß die Verbundbeiwerte k_1 in den derzeit gültigen Spannstahlzulassungen nur noch etwa 60% der früheren Werte betragen. Diese Reduzierung folgte aus der Änderung der Prüfvorschrift, d.h. dem Wegfall der extremen Abminderung der Prüfkörperfestigkeit gegenüber der Bauwerksfestigkeit.

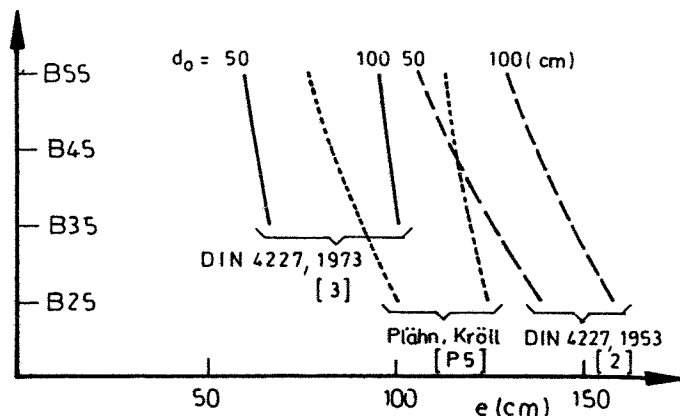
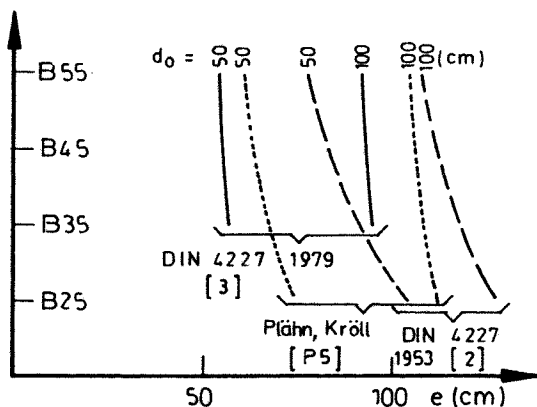
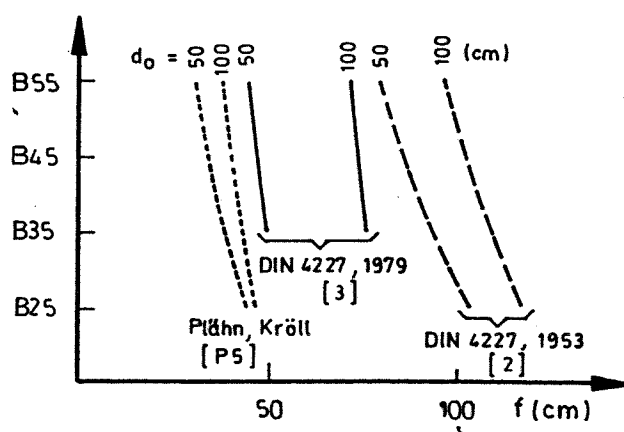
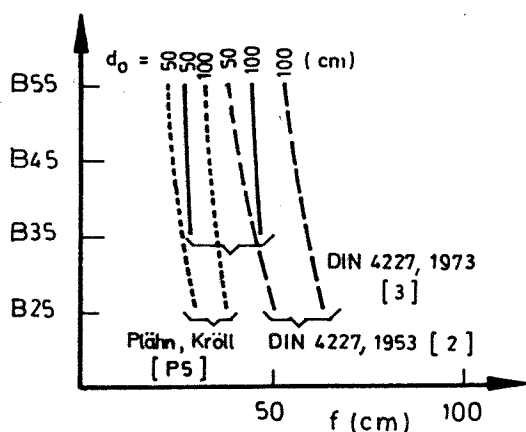


Bild 13a: gerippte Drähte

Bild 13b: profilierte Drähte, Litzen

Eintragungslängen der Spannstähle nach alten und derzeit gültigen Vorschriften



f = maßgebender Wert für die reduzierte Eintragungslänge

Bild 14a: gerippte Drähte

Bild 14b: profilierte Drähte, Litzen

Länge des Balkenbereichs, welcher der Verteilung der Querbewehrung zugrunde zu legen war (DIN 4227, 1953) bzw. ist (DIN 4227, 1979)

Die Darstellungen in den Bildern a und b zeigen die deutliche Reduzierung der Eintragungslängen gegenüber früheren Vorschriften auf etwa zwei Drittel sowie die Verkürzung des Bereichs der Querbewehrung, d.h. die Kon-

zentration der Bewehrung auf das Balkenende. Insbesondere bei den profilierten Drähten und den Litzen ist die Änderung gegenüber den früheren Vorschriften sehr groß. Im Gegensatz dazu lieferte das Verfahren von Plähn und Kröll /P5/ schon von jeher ähnlich praxisnahe Ergebnisse, wie die derzeit gültige Norm DIN 4227, 1979 /3/. Die Bügelbewehrung war bei diesem Verfahren sogar noch mehr, als in DIN 4227, 1979 /3/ auf die Balkenenden konzentriert (vgl. Bild b).

Die Rechenwerte für die Eintragungslänge, welche sich aufgrund der neuen DIN 4227, 1979 /3/ ergeben, sind durch Versuche gut abgesichert und entsprechen den Verhältnissen im Bauwerk genau genug. Trotzdem bieten sie ausreichende Sicherheitsreserven gegenüber unvermeidbaren Streuungen der Betondruckfestigkeit im Bauwerk. Eine Diskussion der neuen k_1 -Werte in den Spannstahzulassungen und deren Auswirkungen gab Pilhofer /P7/.

Die Betondeckung war nach den früheren Vorschriften DIN 4227, 1953 /2/ ebenfalls von den k_1 -Werten abhängig. Die in den Zulassungen der Spannstähle angegebenen Zusammenhänge

$$c = \frac{n}{k_1}$$

führten jedoch mit den dort festgelegten Werten für n zu dem kuriosen Ergebnis, daß die Betondeckung mit steigender Betondruckfestigkeit abnahm. Dieser Widerspruch zu den Versuchsergebnissen wurde bei der Neufassung der DIN 4227, 1979 korrigiert. Demnach ist die Betondeckung nur noch abhängig von der Verbundqualität und dem Durchmesser der Spannstähle.

Allerdings stellen die aus DIN 4227, 1979 /3/ folgenden Werte Mindestwerte dar, die keinesfalls unterschritten werden dürfen. Um die unvermeidlichen Streuungen abzudecken, sind deshalb entsprechende Vorhalte-
werte erforderlich.

Um Längsrißbildung infolge zu geringer Betondeckung zu vermeiden, empfiehlt es sich, größere Betondeckungen als in DIN 4227, 1979 angegeben, zu wählen. In Abschnitt 6 wird hierzu eine Empfehlung gegeben.

Die Prüfungen, welche im Rahmen der Zulassungsversuche an Spannstählen hinsichtlich der Verbundeigenschaften durchzuführen sind wurden in den Jahren 1975 bis 1980 von der IfBt-Arbeitsgruppe „Verbundverankerung von Spannstählen“ erarbeitet /4/. Wölfel und Krüger haben das Ergebnis in /W9/ vorgestellt.

6. Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge in Beton B 55

6.1 Vorgang

Wegen der früher üblichen Prüfung mit abgeminderter Betondruckfestigkeit lagen bisher keine Versuche an Prüfkörpern mit Betondruckfestigkeiten über 35 N/mm^2 vor. Aufgrund neuerer Überlegungen sollen die Werte für die Übertragungslänge der Spannstähle in den Zulassungen nicht abgemindert, sondern den tatsächlich vorhandenen Betondruckfestigkeiten entsprechen. Es waren deshalb Versuche mit Betondruckfestigkeiten von etwa 45 bis 50 N/mm^2 durchzuführen. Einzelheiten sind bereits in Abschnitt 1 erläutert.

Die Finanzierung der Versuche übernahm im Rahmen von 3 Teilaufträgen das Institut für Bautechnik, Berlin.

6.2 Versuchsprogramm

Eine ausführliche Zusammenstellung des Versuchsprogramms und der wesentlichen Ergebnisse enthält die Tabelle 8, Anlage 2. Eine kurze Übersicht gibt die folgende Tabelle 2.

Tabelle 2: Übersicht über das Versuchsprogramm

Versuchsart	Spannstahl	Betonfestigkeitsklasse	Lage	Betondeckung mm	Anzahl der Körper
Ausziehkörper	∅ 7,5 mm, schwach profiliert	B 55	oben	15	3
			unten	"	3
	stark profiliert	"	oben	"	3
			unten	"	3
	∅ 12 mm, schwach gerippt	"	oben	30	3
			unten	"	3
stark gerippt	"	oben	"	3	
		unten	"	3	
Spannbetonbalken 1. Serie	∅ 7,5 mm, stark profiliert	B 55	-	15	1
	∅ 12 mm, stark gerippt	"	-	30	1
2. Serie	∅ 7,5 mm, stark profiliert	B 35	-	25	1
		B 55	-	"	1
	∅ 12 mm, stark gerippt	B 35	-	45	1
		B 55	-	"	1

Die Prüfung der Ausziehkörper und der ersten Spannbetonbalkenserie wurde bereits in einem früheren Bericht behandelt /M13/.

Nachdem die Spannbetonbalken der ersten Serie, obwohl sie mit der Mindestbetondeckung nach DIN 4227, Teil 1, Ausgabe 1979 hergestellt waren, durch Aufspalten versagten, wurde eine zweite Serie Spannbetonbalken geprüft. Dabei wurde eine um etwa 50% dickere Betondeckung angewendet.

Diese Versuche wurden mit Beton der Festigkeitsklassen B 35 und B 55 durchgeführt, um zu überprüfen, ob die gewählte, vergrößerte Betondeckung in jedem Fall des Aufspalten verhindert.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden in Ergänzung zum 1. Bericht /M13/ im vorliegenden Bericht mitgeteilt.

6.3 Spannstahl

Die Versuche beider Serien wurden mit zwei Spannstahlarten durchgeführt

- \varnothing 7,5 mm, St 1470/1670, rund, profiliert (gezogen)
- \varnothing 12 mm, St 1420/1570, rund, gerippt (vergütet)

Der Einfluß einer schwachen bzw. starken Profilierung bzw. Rippung wurde durch die Verwendung entsprechenden Probematerials bei den Ausziehversuchen bestimmt. Die Rippenhöhen dieser Proben lagen etwa an der unteren bzw. oberen Grenze der in den Zulassungen angegebenen Toleranzbereiche.

Für die Spannbetonbalken wurden nur Spannstähle mit starker Profilierung bzw. Rippung verwendet, da hier ein wesentliches Untersuchungsziel die Sprengrißgefahr war. Alle charakteristischen Kennwerte der Abmessungen und die Festigkeiten des Versuchsmaterials enthalten die Tabellen 9 und 10, Anlagen 3 und 4.

Die statistische Auswertung der Jahresproduktion 1976 bzw. 1977 der Spannstahlhersteller zeigte, daß die Rippenhöhen a folgenden Fraktilenwerten entsprachen:

\varnothing 7,5 mm	schwach profiliert	$a = 0,14$ mm = 50% Fraktile
	stark profiliert	$a = 0,18$ mm = 90% Fraktile
	Toleranzband laut Zulassung	$a = 0,10$ bis $0,20$ mm
\varnothing 12 mm	schwach gerippt	$a = 0,60$ mm = 5% Fraktile
	stark gerippt	$a = 0,80$ mm = 95% Fraktile
	Toleranzband laut Zulassung	$a = 0,50$ bis $0,80$ mm

6.4 Ausziehversuche

Mit beiden Profilierungsvarianten beider Spannstahlsorten wurden mit der Lage „oben“ und „unten“ je 3 gleichartige Versuche durchgeführt. Einen Überblick über die insgesamt 24 Ausziehversuche gibt Tabelle 8, Anlage 2. Die Abmessungen der Versuchskörper sind auf den Bildern 32a, b, Anlage 7 dargestellt. Die Verbundlänge der Stahlproben betrug $5 \cdot d_v$, die Betondeckungen entsprachen den in den Normen geforderten Mindestwerten:

Ø 7,5 mm profiliert: $c = 15$ mm nach DIN 1045, Tab. 10, Zeile 2, Spalte 6
Maßgebend ist die aus Korrosionsschutzgründen erforderliche Betondeckung.

Ø 12,5 mm gerippt : $c = 30$ mm nach DIN 4227, Teil 1(1979), 6.2.4 (Gl.2)
Maßgebend ist die zur Aufnahme der Ringzugspannungen infolge Verbundwirkung erforderliche Betondeckung.

Die Betondruckfestigkeit der Prüfkörper betrug zum Zeitpunkt der Ausziehversuche im Alter von 7 bzw. 10 Tagen 47,4 bzw. 45,5 N/mm². Damit lag sie bei etwa 77% der Serienfestigkeit. Nach DIN 4227 ist es bei Erreichen von 80% der Serienfestigkeit, für B 55 also bei $0,8 \cdot 60 = 48$ N/mm² erlaubt, die Vorspannkraft auf den Beton zu übertragen.

Die Betonzusammensetzung und die Entwicklung der Betondruckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit sind auf den Anlagen 5 und 6 zusammengestellt.

Für den Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit nach der allgemein zugrunde gelegten Gleichung:

$$B_{sz} = \alpha \cdot B_w^{2/3}$$

ergibt sich aus den Versuchsergebnissen für das Betonalter von 7 bzw. 10 Tagen:

$$\alpha = 0,20 \pm 0,02 [B \text{ in N/mm}^2] \text{ bzw. } \alpha = 0,4 \pm 0,05 [B \text{ in kp/cm}^2]$$

Der bei den Ausziehversuchen gewonnene Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und dem Schlupf des Stahlstabes, gemessen am unbelasteten Ende, das „Verbund-Grundgesetz“ ist in den Bildern 33 und 35 auf den Anlagen 8 und 9 dargestellt.

In den Versuchen wurden die Ausziehkörper kontinuierlich bis zur Höchstlast beansprucht.

Bei den Versuchskörpern mit den profilierten 7,5 mm-Drähten wurden die Spannstähe nach Überschreiten der Höchstlast aus den Betonwürfeln herausgezogen. Die dabei aufzubringende Kraft war abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.

Bei den Versuchskörpern mit den gerippten 12 mm-Drähten entstanden unter der Höchstlast Sprengrisse entlang den Spannstähen. Die Kraft fiel dann schnell auf sehr kleine Werte ab. Im Verlauf der Verbreiterung der Sprengrisse wurden die Betonwürfel in einzelne Bruchstücke zerteilt.

Die aufgenommenen Verbundspannungen zeigten einen großen Einfluß der Lage der Stäbe beim Betonieren und einen geringeren Einfluß der innerhalb der zulässigen Toleranzen liegenden, unterschiedlichen Profilierungstiefe bzw. der Rippenhöhe.

Der Einfluß der Lage, der aus dem Absetzen des Betons im Bereich der oben liegenden Stahlstäbe herrührt, war erwartungsgemäß bei den profilierten Drähten etwas größer als bei den gerippten Drähten. Je größer die Rippenhöhen sind, desto unempfindlicher wird die Verbundqualität gegenüber dem Absetzeffekt bei der Lage „oben“.

Der Einfluß der unterschiedlichen Profilierungstiefe bzw. Rippenhöhe war dagegen so gering, daß nicht differenziert werden muß, zwischen Proben deren Rippenhöhen an der oberen bzw. an der unteren Grenze des Toleranzbereichs der Zulassung liegen. Die Versuchsergebnisse dieser Proben wurden deshalb stets gemeinsam ausgewertet.

Der Variationskoeffizient der Verbundspannungen betrug für die jeweils 3 gleichartigen Versuche etwa 0,22. Infolge der gemeinsamen Auswertung der zwei Serien mit minimaler bzw. maximaler Rippenhöhe, also von jeweils 6 Versuche, erhöhte sich der Variationskoeffizient nur geringfügig auf 0,25.

Aus den Verbund-Grundgesetzen wurden durch Rechnung nach Martin /M7/ die Zusammenhänge zwischen der Spannstahtspannung, der Verschiebung und der Verbundspannung einerseits und der Verbundlänge andererseits ermittelt. Die Ergebnisse zeigen die Bilder 15 und 16.

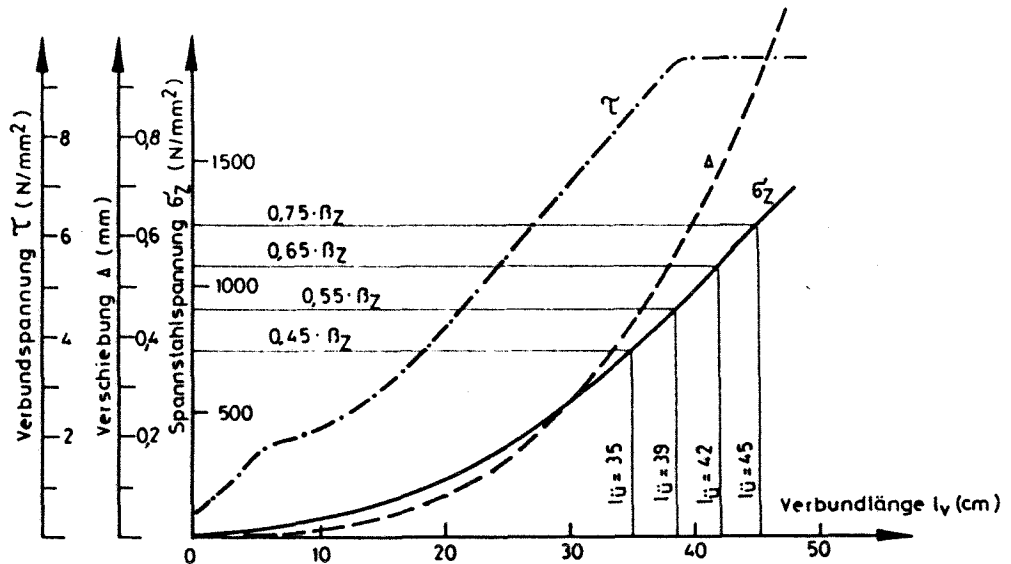


Bild 15: Zusammenhang zwischen Verbundspannung, Verschiebung bzw. Stahlspannung und Verbundlänge
 Spannstahl 1470/1670, ϕ 7,5 mm, rund, profiliert ($a = 0,15$ mm)
 Betonfestigkeitsklasse B 55, $\beta_w = 48$ N/mm², Lage „unten“
 Rechnung nach Martin /M7/ aufgrund der Ergebnisse der Ausziehversuche

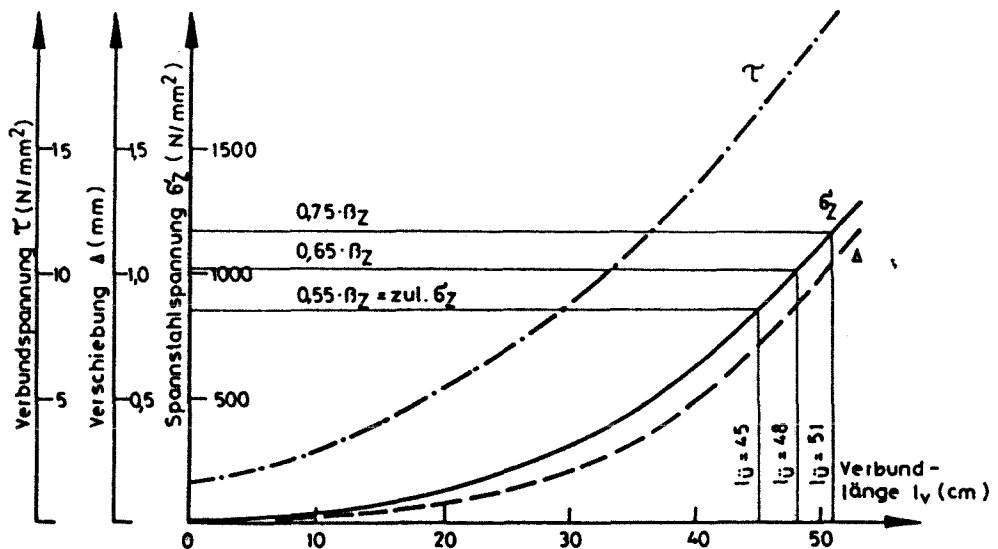


Bild 16: Zusammenhang zwischen Verbundspannung, Verschiebung bzw. Stahlspannung und Verbundlänge
 Spannstahl 1420/1570, ϕ 12 mm, rund, gerippt ($a = 0,70$ mm)
 Betonfestigkeitsklasse B 55, $\beta_w = 48$ N/mm², Lage „unten“
 Rechnung nach Martin /M7/ aufgrund der Ergebnisse der Ausziehversuche

In den Bildern 15 und 16 sind die Zusammenhänge nur für die Lage „unten“ dargestellt. Die in den Zulassungen angegebenen k_1 -Werte beziehen sich ebenfalls nur auf die Lage „unten“. Für die in den Zulassungen angegebenen Mittelwerte der Profilierungstiefe bzw. Rippenhöhe ergeben sich aus den Bildern 15 und 16 folgende Übertragungslängen bzw. k_1 -Werte:

Tabelle 3: Übertragungslängen und k_1 -Werte für B 55, Lage unten

Spannstahl	Spannstahl- spannung	Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ [cm]	$k_1 = \frac{l_{\ddot{u}}}{d_v}$
ϕ 7,5 mm (ϕ 5 mm) profiliert St 1470/1670	$0,75 \cdot B_z$	45 (31)	60 (62)
	$0,65 \cdot B_z$	42 (28)	46 (56)
	$0,55 \cdot B_z$	39 (25)	52 (50)
ϕ 12 mm gerippt St 1420/1570	$0,75 \cdot B_z$	51	42
	$0,65 \cdot B_z$	48	40
	$0,55 \cdot B_z$	45	37

In der Tabelle sind in Klammern die k_1 -Werte für profilierte Spanndrähte ϕ 5 mm eingetragen, die sich bei einem vergleichbaren Versuchsprogramm ergeben hatten.

Die Profilierung dieses Versuchsmaterials wies Tiefen auf, die an der unteren Grenze des Toleranzbereichs der Zulassung lagen. Die Betondruckfestigkeit dieser Ausziehkörper betrug bei der Prüfung $46,8 \text{ N/mm}^2 = 78\%$ der Serienfestigkeit eines B 55.

Die an den profilierten 5 mm-Drähten bestimmten k_1 -Werte unterscheiden sich nicht merklich von den an 7,5 mm-Drähten ermittelten. Sie sind deshalb als Bestätigung dieser Versuchsergebnisse zu werten.

Die Versuchsergebnisse legen nahe, analog DIN 1045 zwischen der Verbundlage „II“ („oben“) und „I“ („unten“) zu unterscheiden. Die in den Spannstahlzulassungen nur für die Lage „unten“ angegebenen k_1 -Werte bedürfen also einer Ergänzung.

Die Verhältniswerte $k_{1,oben} : k_{1,unten}$ liegen je nach Oberflächengeometrie der Spannstähe zwischen 1,3 und 2,0. Für die hier beschriebenen Versuche mit B 55 sind die Werte in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 4: Einfluß der Verbundlage „oben“ : „unten“ auf die Übertragungslänge in B 55

$k_{1,oben} : k_{1,unten}$					
Spannstahl	profiliert			gerippt	
ϕ [mm]	5	7,5		12	
Rippenhöhe [mm]	0,09	0,14	0,18	0,6	0,8
bezogene Rippenfläche	0,008	0,009	0,012	0,021	0,028
Stahlspannung					
$0,75 \cdot B_z$	1,49	1,64	1,97	1,36	1,29
$0,65 \cdot B_z$	1,54	1,66	2,01	1,39	1,30
$0,55 \cdot B_z$	1,60	1,66	2,06	1,41	1,31

Das erwartete Ergebnis, daß tiefere Profilierung bzw. höhere Rippen den Einfluß der Verbundlage verringern, zeigte sich nicht eindeutig. Wegen der großen Streuungen kann nur zwischen den unterschiedlichen Werten

- für profilierte Spanndrähte $k_{1,oben} : k_{1,unten} = 1,8 \pm 0,2$
 - für gerippte Spanndrähte $k_{1,oben} : k_{1,unten} = 1,35 \pm 0,10$
- differenziert werden.

Die von Wölfel und Krüger /W9/ empfohlene, für die Spannstähe einheitliche Abminderung von $k_{1,oben} : k_{1,unten} = 2 : 1$ liegt demnach auf der sicheren Seite. Sie sollte aus Gründen der Einfachheit und der Analogie zu DIN 1045 auch in die Spannbetonbestimmungen bzw. die Spannstahzulassungen eingeführt werden.

Da bei den Ausziehversuchen bereits 10 cm über dem Schalungsboden liegende Stäbe als Verbundlage „oben“ definiert wurden und auch deutlich von den „unten“ liegenden Stäben abweichende Verbundqualität aufwiesen, kann der Verbundbereich I hier einfacher und enger festgelegt werden. Demnach gilt Verbundbereich I nur für horizontale Stäbe unmittelbar über dem Schalungsboden.

6.5 Balkenversuche

6.5.1 Balkenversuche (Serie 1) mit Mindestbetondeckung nach DIN 4227

Die Versuchsbalken („Serie 1“) wurden mit Spannstählen mit maximal zulässigen Profilierungskennwerten bewehrt (vgl. Anlagen 3 und 4). In Anlehnung an ein vergleichbares Versuchsprogramm der TU Braunschweig mit Spannbetonlitzen wurden die Spanndrähte in einer Ebene angeordnet (siehe Bild 17).

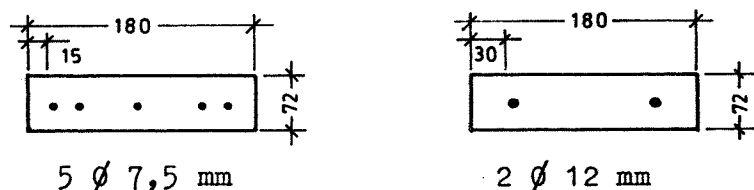


Bild 17: Anordnung der Spanndrähte in den Versuchsbalken der Serie 1

Die Versuche sind im Bericht /M13/ ausführlich beschrieben. Deshalb soll hier nur eine kurze Zusammenfassung gegeben werden.

Die Betondeckung der Spannstähle entsprach den Mindestanforderungen nach DIN 4227, Abschnitt 6.2.3 (\varnothing 7,5 mm $\bar{u}_b = 15$ mm; \varnothing 12 mm $\bar{u}_b = 30$ mm). Der lichte Abstand der Spanndrähte war größer als nach der Norm erforderlich. Die Abmessungen der Balken zeigen die Bilder 37 und 38 (Anlage 10).

Die Betonfestigkeit zum Versuchszeitpunkt betrug ca. 80% der Nennfestigkeit (vgl. Anlagen 5 und 6).

Beide Versuchsbalken versagten trotz langsamem Eintragen der Vorspannkraft bereits vor Erreichen der derzeit zulässigen Vorspannung von $0,55 B_Z$ (bei 80% bis 99% dieser Spannung) durch Aufspalten des Betons an der Endverankerung. Dadurch vergrößerte sich die Verankerungslänge um ein unbestimmtes Maß. Die gewählte Mindestbetondeckung reichte nicht aus, um die derzeit zulässige Vorspannung von $0,55 B_Z$ zu verankern.

Die Ergebnisse der Verformungsmessungen an den Balken mit den 7,5 mm Drähten zur Bestimmung der Eintragungslänge zeigt Bild 39, Anlage 11. Wegen der vorzeitigen Sprengrißbildung in den Balken bei einer eingetragenen Vorspannung von etwa $0,55 \cdot B_Z$ waren damit jedoch keine wertbaren Ergebnisse zu erzielen.

Beim Balken mit den 12 mm Drähten traten die Sprengrisse bereits bei einer eingetragenen Vorspannkraft von $0,45 \cdot B_Z$ auf. Sie führten zum völligen Aufspalten des ganzen Balkens. Betonverformungsmessungen wurden deshalb nicht mehr durchgeführt.



Bild 18: Balkenversuch mit profiliertem Spanndraht $\varnothing 7,5$ mm
Sprengrisse an der Endfläche A des Versuchskörpers nach
Ablassen der Vorspannkraft (75% der Stahlzugfestigkeit)

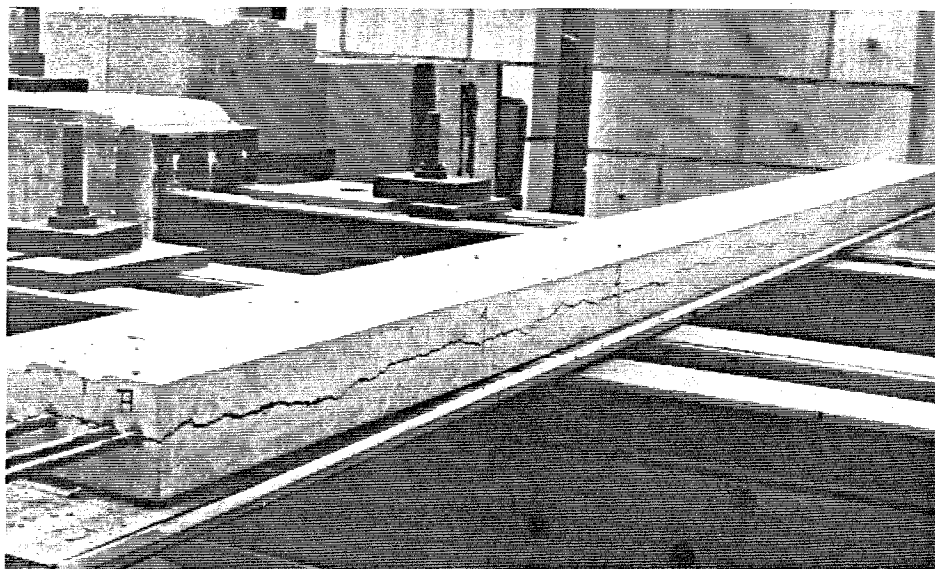


Bild 19: Balkenversuch mit profiliertem Spanndraht $\varnothing 7,5$ mm
Versuchskörper durch Sprengrisse zerteilt nach
Ablassen der Vorspannkraft (75% der Stahlzugfestigkeit)

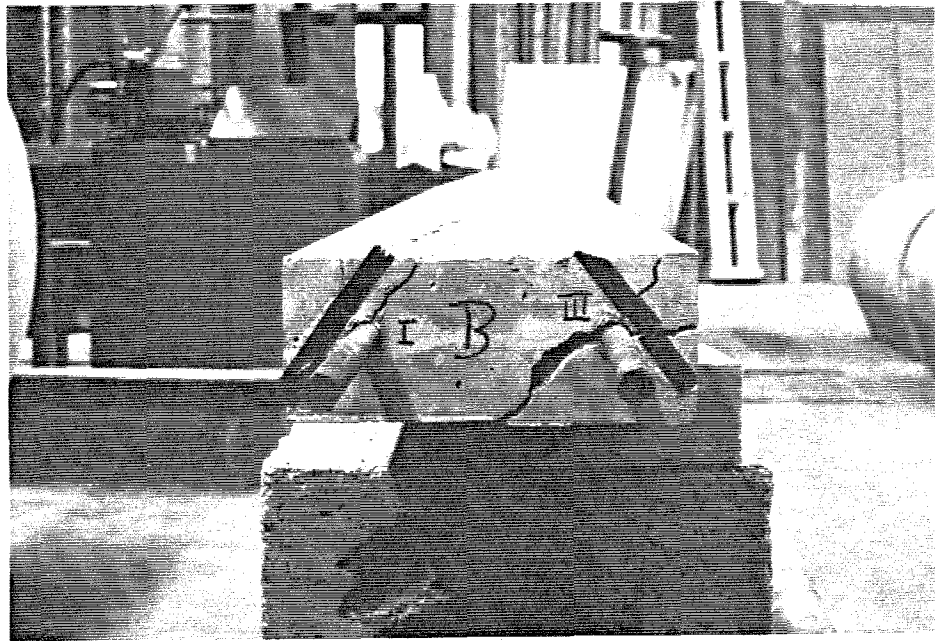


Bild 20: Balkenversuch mit geripptem Spannstahl \varnothing 12 mm
Sprengrisse an der Endfläche B des Versuchskörpers
nach Ablassen der Vorspannkraft

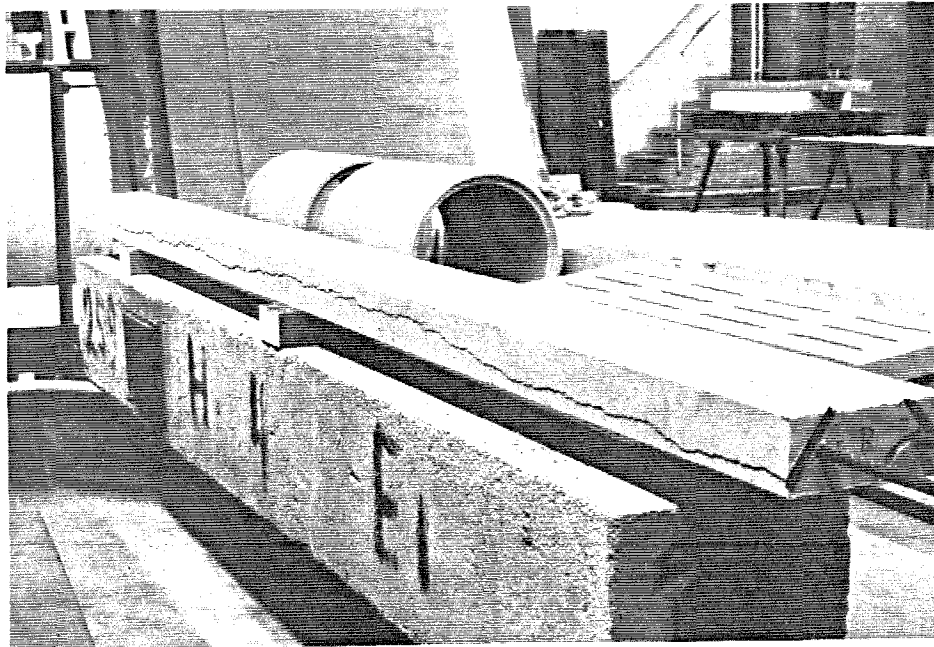


Bild 21: Balkenversuch mit geripptem Spannstahl \varnothing 12 mm
Versuchskörper durch Sprengrisse zerteilt
nach Ablassen der Vorspannkraft

6.5.2 Balkenversuche (Serie 2) zur Bestimmung der erforderlichen Beton- deckung bei Verbundverankerung in B 55

Da trotz Einhaltung der Mindestbetondeckung und Mindestabstände nach DIN 4227 bei den vorangegangenen Balkenversuchen der Serie 1 bereits bei bzw. vor Erreichen der derzeit zulässigen Vorspannkraft Sprengrisse im Beton der Verankerungsbereiche der Spannstähle auftraten, sollte durch zusätzliche Balkenversuche (Serie 2) geklärt werden, wie weit die Betondeckung vergrößert werden muß, um die Spanndrähte sicher zu verankern.

Außerdem sollte mit diesen neuen Versuchen die Eintragungslänge an Balken bestimmt werden, was wegen des vorzeitigen Versagens der Balken der Serie 1 dort nicht möglich gewesen war.

Für die Verankerungsversuche wurden dieselben Spannstahlarten gewählt, wie für die Balken der Serie 1. Ihre Profilierungs- bzw. Rippungswerte lagen an der oberen Grenze des Toleranzbereiches der laufenden Fertigung (vgl. Anlagen 3 und 4). Dadurch sollte eine möglichst große Sprengwirkung erzielt werden.

Die Balkenform wurde durch folgende Kriterien bestimmt:

- Stahlzugvorspannung maximal $0,75 B_Z$
- Ausnutzung der zulässigen Betondruckspannungen
- Erhöhung der Betondeckung der Spanndrähte gegenüber den derzeit gültigen Normen um 10 mm (profilierete Drähte) bzw. 15 mm (gerippte Drähte)
- Anordnung eines Spannstahls in jeder Querschnittsecke des Balkens wie bei früheren Verbundversuchen
- Anordnung einer Spaltzugbewehrung jeweils an einem Balkenende
- Die Vorspannkraft sollte langsam und in mehreren Stufen ($0,45 B_Z$, $0,55 B_Z$, $0,65 B_Z$, $0,75 B_Z$) eingetragen werden.

Mit jeder Spannstahlart wurde sowohl ein Balken aus B 35 als auch aus B 55 hergestellt. Alle Betonkennwerte sind auf den Anlagen 5 und 6 zusammengefaßt.

Die Zuschlagsieblinie lag im Bereich der Sieblinie C 16. Der Zementgehalt betrug 400 kg/m^3 Beton. Die unterschiedliche Betonfestigkeit wurde durch Variation des W/Z-Wertes erreicht (B 35 W/Z = 0,60; B 55 W/Z = 0,50). Die Betone entsprachen somit hinsichtlich ihrer Verarbeitbarkeit und Zusammensetzung den in unserem Hause für Verbundversuche

üblichen Qualitäten. Alle Versuchskörper wurden bis zur Prüfung im Alter von 7 Tagen bei ca. 20° C feucht gelagert.

Die Balken mit unterschiedlicher Betonfestigkeit aber gleicher Spannstahlart wurden hintereinander im Spannbett angeordnet. So konnten die Versuchskörper gemeinsam betoniert, vorgespannt und entspannt werden. Die unterschiedlichen Abstände der Spanndrähte in den hintereinander liegenden Balken wurden durch Abstandhalterplatten gewährleistet.

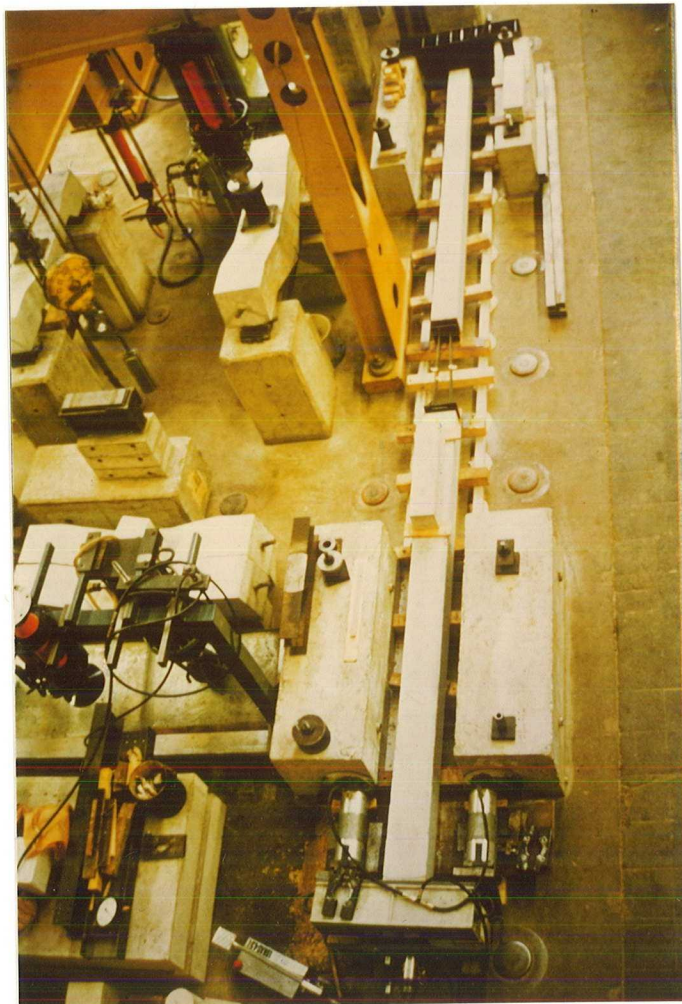


Bild 22: Versuchsbalken (Serie 2) im Spannbett

In Bild 40, Anlage 12 ist die Versuchsanordnung mit den Abmessungen der Balken dargestellt. Die Betondeckung betrug beim profilierten Spannstahl 25 mm ($= 3,33 d_z$), beim gerippten Spannstahl 45 mm ($= 3,75 d_z$). Damit waren die Überdeckungen um 10 mm bzw. 15 mm größer als die Mindestwerte nach DIN 4227.

An einem Balkenende wurde jeweils eine Spaltzugbewehrung auf 25 cm Länge angeordnet. Sie bestand aus 1,5 mm dickem, geglühtem Draht, der mit einer Ganghöhe von 1,5 cm so gewickelt war, daß er die 4 Spanndrähte umschloß.

Das gegenüber liegende Balkenende blieb unbewehrt.

Um die Relaxationsverluste der Stahlspannung im einbetonierten Zustand gering zu halten, wurden die Spanndrähte kurzzeitig auf $0,9 \sigma_Z$ vorgespannt, danach auf die gewünschte Spannbettvorspannung abgelassen. Die Stahlspannung wurde laufend mit einer Kraftmeßdose, die Stahldehnung durch Dehnungsmessungen am Spann Stahl kontrolliert.

Zur Messung der Betonverformungen wurden an den Balkenseitenflächen auf halber Querschnittshöhe über die ganze Balkenlänge Meßmarken angebracht. Die so gemessenen Verformungen entsprachen dem Mittel aus Betonstauchung „oben“ und „unten“.

Nach Erreichen der angestrebten Betonfestigkeit (ca. $0,8 \cdot \sigma_{WN}$) wurde die Vorspannkraft in die Versuchsbalken aus B 35 und B 55 gleichzeitig langsam und stufenweise eingetragen. Jeweils bei Erreichen von $0,45 \sigma_Z$, $0,55 \sigma_Z$, $0,65 \sigma_Z$ und $\approx 0,75 \sigma_Z$ wurden die Betonverformungen der Balken mit einem Setzdehnungsmesser bestimmt. Die sich daraus ergebenden Verformungskurven sind in den Bildern 41 bis 44 (Anlagen 13 bis 16) dargestellt.

Bei der Laststufe 2, welche einer eingetragenen Stahlspannung von $0,55 \cdot \sigma_Z$ entsprach, wurden vor dem weiteren Entspannen auf die Laststufe 3 ($0,65 \cdot \sigma_Z$) 25 Stunden Pause eingeschaltet. Während dieser Zeit trat eine deutliche Kriechverformung des Betons ein.

Bei der Laststufe 4 ($0,75 \cdot \sigma_Z$), welche der vollständigen Entspannung der Spanndrähte entsprach, wurden auch nach 50, 150 und 500 Stunden (= 21 Tagen) weitere Verformungsmessungen durchgeführt. Auch im Verlauf dieser Zeit trat nochmals eine deutliche Kriechverformung des Betons ein.

Insgesamt war die Summe der Kriechverformungen des Betons etwa gleich groß wie die Summe der beim Entspannen jeweils sofort aufgetretenen elastischen Verformungen (vgl. Anlage 17).

Bei allen angegebenen Verformungen sind die an unbelasteten Vergleichskörpern gemessenen Schwindverformungen des Betons abgezogen.

Beim profilierten Spannstahl $\emptyset 7,5$ mm sowie beim gerippten Spannstahl in B 35 konnte die gesamte Stahlvorspannung von $0,74 \beta_Z$ an den Balkenenden ohne Ribbildung verankert werden.

Dagegen traten bei den Versuchsbalken mit geripptem Spannstahl $\emptyset 12$ mm bei der Variante mit B 55 auf der Balkenseite B etwa bei einer Vorspannkraft entsprechend $0,63 \beta_Z$ an beiden Balkenenden nahezu gleichzeitig Sprengrisse im Beton auf (Länge 30 - 35 cm). Bei weiterer Steigerung der Vorspannkraft (ca. bei $0,69 \beta_Z$) zeigten sich auch auf der Balkenseite A Sprengrisse im Verankerungsbereich der Spannstähle. Nach völligem Entlasten der Vorspannpresen, d.h. bei einer zu verankerenden Vorspannkraft entsprechend $0,73 \beta_Z$, war der Balken an allen Spannstählen von beiden Enden her auf einer Länge von 80 cm bis 140 cm aufgesprengt. Die Umschnürungsbewehrung an einem Balkenende konnte die Sprengribbildung nicht verhindern. Die Bilder 23 und 24 zeigen die Verankerungsbereiche der Versuchsbalken mit Spannstahl 1420/1570 $\emptyset 12$ mm nach dem Ausbau aus dem Spannbett (eingetragene Stahlvorspannung $0,73 \beta_Z$). Die Ribbreiten sind jedoch an dem Balkenende mit Umschnürungsbewehrung deutlich kleiner. Die auf den Seitenflächen der Balken gemessenen Verformungen entsprachen jeweils dem Mittelwert der Betonstauchungen des Balkenquerschnittes. Demzufolge sind die sich ergebenden Eintragungslängen etwa Mittelwerte aus der „Lage oben“ und der „Lage unten“.

Die Ergebnisse der Verformungsmessungen an den Balken wurden hinsichtlich der Eintragungslänge e auf 2 Arten ausgewertet:

- Es wurde diejenige Strecke graphisch ermittelt, bei der die Betonverformung 80% der Verformung in Balkenmitte betrug. Sie wird mit e_{80} bezeichnet.
- Es wurde diejenige Strecke bestimmt, bei der die über die Balkenmitte konstante, maximale Betonverformung erreicht wurde. Sie wird mit e_{100} bezeichnet.



Balkenende mit Umschnürungsbewehrung



Balkenende ohne Umschnürungsbewehrung

Bilder 23 und 24: Verankerungsbereich der Spannstähle $\varnothing 12$ mm in B 55
nach Eintragung der maximalen Vorspannkraft ($= 0,73 B_z$)
Betondeckung der Spannstähle 45 mm ($3,75 d_z$)

Entsprechend den derzeit gültigen Vorschriften / 4 / wurde die Eintragungslänge aus der Beziehung

$$1,35 \cdot e_{80} = e$$

bestimmt und dem direkt abgelesenen Wert e_{100} gegenübergestellt.

Aus den Werten für e wurden die Verbundfaktoren k_1 aus der Beziehung

$$e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2} \quad k_1 = \frac{\sqrt{e^2 - s^2}}{d_v}$$

bestimmt. Wegen der im Vergleich zu e kleinen Werte der Störlänge s konnte mit ausreichender Genauigkeit

$$k_1 = \frac{e}{d_v} \quad \text{das bedeutet} \quad e = l_{\ddot{u}}$$

gesetzt werden.

Die Auswertungen wurden zuerst für die Balkenenden ohne bzw. mit Umschnürungsbewehrung getrennt durchgeführt, um deren Einfluß zu erkennen.

Für die Beurteilung der Zuverlässigkeit der so bestimmten k_1 -Werte wurde auch deren Streuung bzw. der Variationskoeffizient der Mittelwerte bestimmt.

Damit die Ergebnisse auch für die Eintragung anderer Spannungen als nur der zuerst zulässigen Vorspannung verwendet werden können, wurden alle Auswertungen für die Stahlspannungen

$$0,45 \quad - \quad 0,55 \quad - \quad 0,65 \quad - \quad 0,75 \cdot B_Z$$

durchgeführt.

Während die ausführlichen Ergebnisse der Auswertungen in der Tabelle Anlage 18 angegeben sind, enthält die folgende Tabelle 5 einen Auszug der wesentlichen Werte.

Tabelle 5: Übertragungslängen und k_1 -Werte
 für Spannstahl \emptyset 7,5 profiliert und \emptyset 12 gerippt, in B 55
 und in B 35, aufgrund der Verformungsmessungen an Spannbeton-
 balken

Spannstahl	Beton	Spannstahl- spannung	Übertragungslänge bestimmt aus		k_1 -Werte bestimmt aus	
			$1,35 \cdot e_{80}$	e_{100}	$1,35 \cdot e_{80}$	e_{100}
St 1470/1670 \emptyset 7,5 mm profiliert ($\bar{a} = 0,18$ mm)	B 35	0,75	70	82	94	110
		0,65	67	82	90	110
		0,55	66	67	88	90
		0,45	65	65	87	87
	B 55	0,75	28	50	37	67
		0,65	28	45	38	60
		0,55	31	42	41	57
		0,45	32	42	44	57
St 1420/1570 \emptyset 12 mm gerippt ($\bar{a} = 0,80$ mm)	B 35	0,75	76	95	64	79
		0,65	74	92	62	77
		0,55	63	76	53	63
		0,45	53	67	44	56
	B 55	0,75	(76)	(80)	(63)	(66)
		0,65	47	60	40	50
		0,55	35	45	29	37
		0,45	34	47	28	39

(..) = nach Längsrißbildung am Balkenende

Die hier angegebenen Werte sind nicht direkt mit den in der Tabelle 3 angegebenen vergleichbar, da dort nur für die Lage „unten“ gerechnet worden war.

Ein Vergleich der Werte und eine Beurteilung der Versuchsmethoden wird im Abschnitt 7 gegeben.

7. Diskussion der Versuchsergebnisse

7.1 Übertragungslänge

Die Diskussion der hier beschriebenen Versuchsergebnisse muß sich auch erstrecken auf die Diskussion

- der Bestimmungsmethode für $l_{\ddot{u}}$
 - errechnet aufgrund von Ausziehversuchen
 - ermittelt durch Verformungsmessungen an Balken
- der Versuchsbedingungen für die Prüfkörper
 - Betondruckfestigkeit reduziert (früher)
 - Betondruckfestigkeit nicht reduziert (neuerdings)
- der Bestimmungsmethode für e aus $l_{\ddot{u}}$
 - $e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2} / 2$ (früher)
 - $e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{\ddot{u}})^2} / 3$ (derzeit)

Hinsichtlich der Versuchsbedingungen und der Bestimmungsmethode für e liefern die beiden folgenden Kombinationen zufällig übereinstimmende Ergebnisse für e :

- Betondruckfestigkeit der Prüfkörper reduziert $e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{\ddot{u}})^2}$
- Betondruckfestigkeit nicht reduziert $e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2}$

Diese Tatsache erklärt sich aus der Entstehung der Gleichung

$$e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{\ddot{u}})^2} / 3:$$

Mit den großen k_1 -Werten infolge der reduzierten Betondruckfestigkeit der Prüfkörper ergaben sich früher sehr große Werte für $l_{\ddot{u}}$. Aufgrund theoretischer Untersuchungen /P5/ und der anschließenden Diskussion wurde in der Gleichung 13 in DIN 4227 der Wert $l_{\ddot{u}}$ durch $0,6 \cdot l_{\ddot{u}}$ ersetzt. Damit ergaben sich für e Werte, welche den tatsächlichen Verhältnissen in Bauteilen entsprechen.

Auch die Neufestlegung der Prüfvorschrift, die Reduzierung der Betondruckfestigkeit fallen zu lassen, verfolgte dasselbe Ziel. Tatsächlich betragen die nunmehr in den Spannstahlzulassungen genannten k_1 -Werte etwa 60% der früheren.

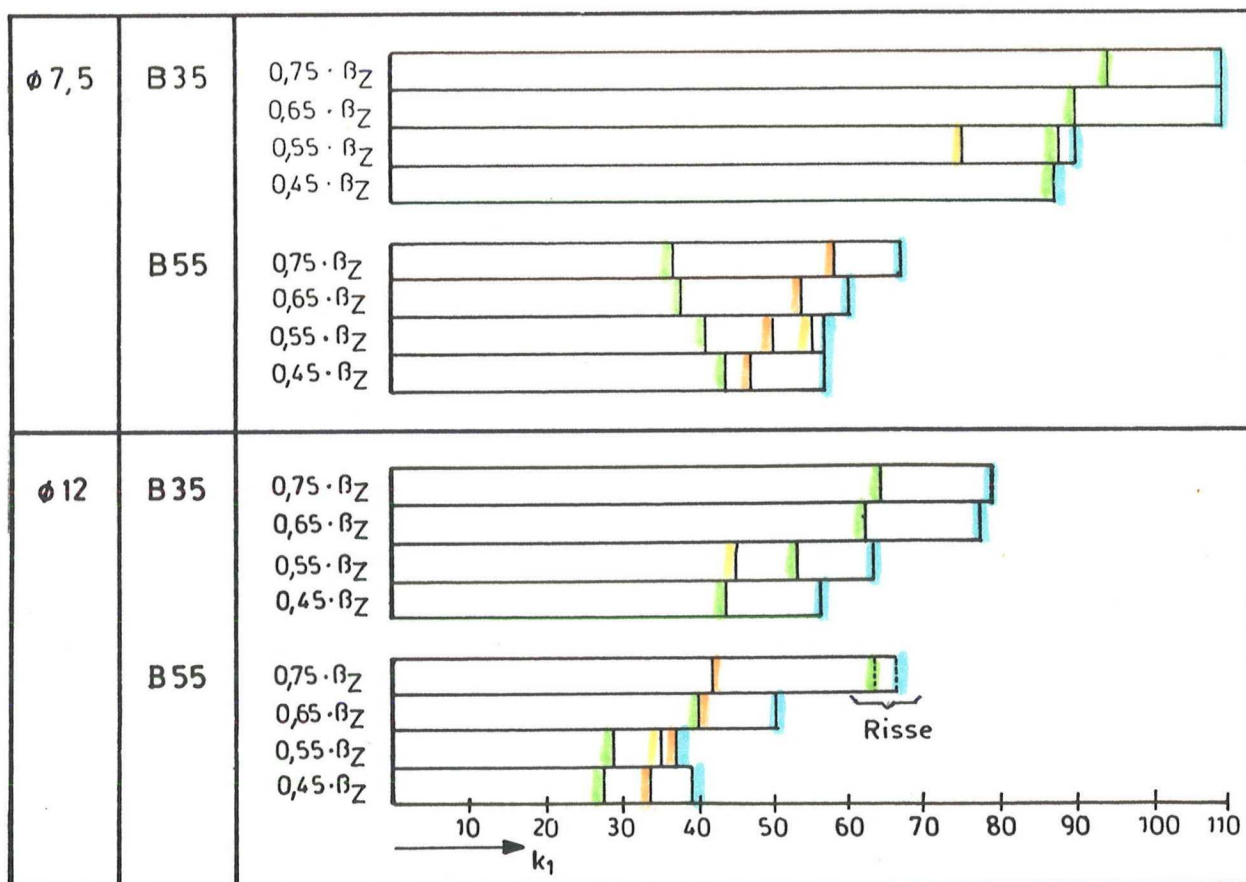
Nach der Änderung der k_1 -Werte in den Spannstahlzulassungen ist es daher angebracht, wieder mit der früher üblichen Gleichung, d.h. ohne Abminderung von $l_{\ddot{u}}$ auf $0,6 \cdot l_{\ddot{u}}$ zu rechnen. In DIN 4227 (1979) sollte die Gleichung deshalb wie früher / 2/ lauten

$$e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2}$$

Dieser Weg liegt auch der Bestimmung von $l_{\ddot{u}}$ aus den Balkenversuchen in Abschnitt 6.5.2 zugrunde.

Im folgenden sollen die Vor- und Nachteile der Bestimmungsmethoden für $l_{\ddot{u}}$, entweder aus Ausziehversuchen durch Rechnung oder direkt aus Verformungsmessungen an Balken erläutert werden.

Das Bild 25 zeigt, die k_1 -Werte, welche sich mit den angewendeten Bestimmungsmethoden ergaben.



- = Ausziehversuchen Lage „unten“
 = aus e_{100}
- = aus $1,35 \cdot e_{80}$
 = Spannstahlzulassung

Bild 25: Vergleich der k_1 -Werte nach den verschiedenen Bestimmungsmethoden

Die Bilder 25 und 26 zeigen einen systematischen Einfluß der Methode, mit welcher die Übertragungslänge aus den an Balken gemessenen Verformungen bestimmt wird. Die Methode „ $1,35 \cdot e_{80}$ “ liefert Übertragungslängen, die etwa $80 \pm 10\%$ der nach der Methode „ e_{100} “ ermittelten Werte betragen. Um auf dieselben Werte zu kommen, müßte der Multiplikator $(1,64 \pm 0,21) \cdot e_{80}$ betragen.

Wendet man, wie in allen Normen und auch international üblich, den Multiplikator $1,35 \cdot e_{80}$ an, so ergibt sich eine Verbundlänge, in welcher nur 90 bis 95% der Spannkraft eingetragen werden. Dabei trifft der Werte 90% für profilierte Drähte und B 35 und der Wert 95% für gerippte Drähte und B 55 zu.

Die Treffsicherheit der drei Bestimmungsmethoden, d.h. die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse kann aus den jeweiligen Variationskoeffizienten abgelesen werden.

Tabelle 6: Variationskoeffizienten der Ergebnisse mit den unterschiedlichen Bestimmungsmethoden für k_1

Bestimmungsmethode für k_1	Variationskoeffizient
aus Ausziehversuchen	$0,24 \pm 0,14$
aus $1,35 \cdot e_{80}$	$0,17 \pm 0,10$
aus e_{100}	$0,11 \pm 0,05$

Überraschenderweise zeigte sich, daß die bezogene Streuung der Ergebnisse bei der Ausziehversuch-Methode am größten ist. Dem kann nur begegnet werden, indem das aus den Einzelversuchen gemittelte Grundgesetz durch eine größere Anzahl von Versuchen besser abgesichert wird. Die im vorliegenden Fall geprüften Serien aus jeweils nur 3 gleichartigen Prüfkörpern erwiesen sich demnach als zu klein.

Obwohl die Eintragungslänge e_{100} wegen der asymptotischen Annäherung der Betonverformungen an den Maximalwert unsicher abzulesen ist, wies diese Methode den kleinsten Variationskoeffizienten auf. Die Tatsache, daß die Methode über $1,35 \cdot e_{80}$ mehr streute, ist auf die zusätzliche Unsicherheit des mit $1,35$ konstant angenommenen Verhältniswerts von $e : e_{80}$ zurückzuführen.

Hinsichtlich der Praxisnähe der Bestimmungsmethode kann den Balkenprüfungen der Vorzug gegeben werden. Allerdings ist hier der Einfluß der Lage „oben“/„unten“ nicht zu eliminieren, was wiederum bei den Ausziehkörpern sehr einfach ist. Allgemein sind Ausziehkörper für Parameterstudien, z.B. über den Einfluß der Rippengeometrie, der Betonzusammensetzung und bei Verwendung des konsolartigen Ausziehkörpers nach Janovic /J2/ auch der Betondeckung besser geeignet und billiger als Balkenprüfkörper. Auch der Einfluß der Stababstände oder einer Querbewehrung kann an entsprechend ausgebildeten Ausziehkörpern /J3/ studiert werden.

Bei Litzen ist allerdings wegen der Querdehnung und dem damit verbundenen Hoyer-Effekt die Prüfung von vorgespannten Balken vorzuziehen.

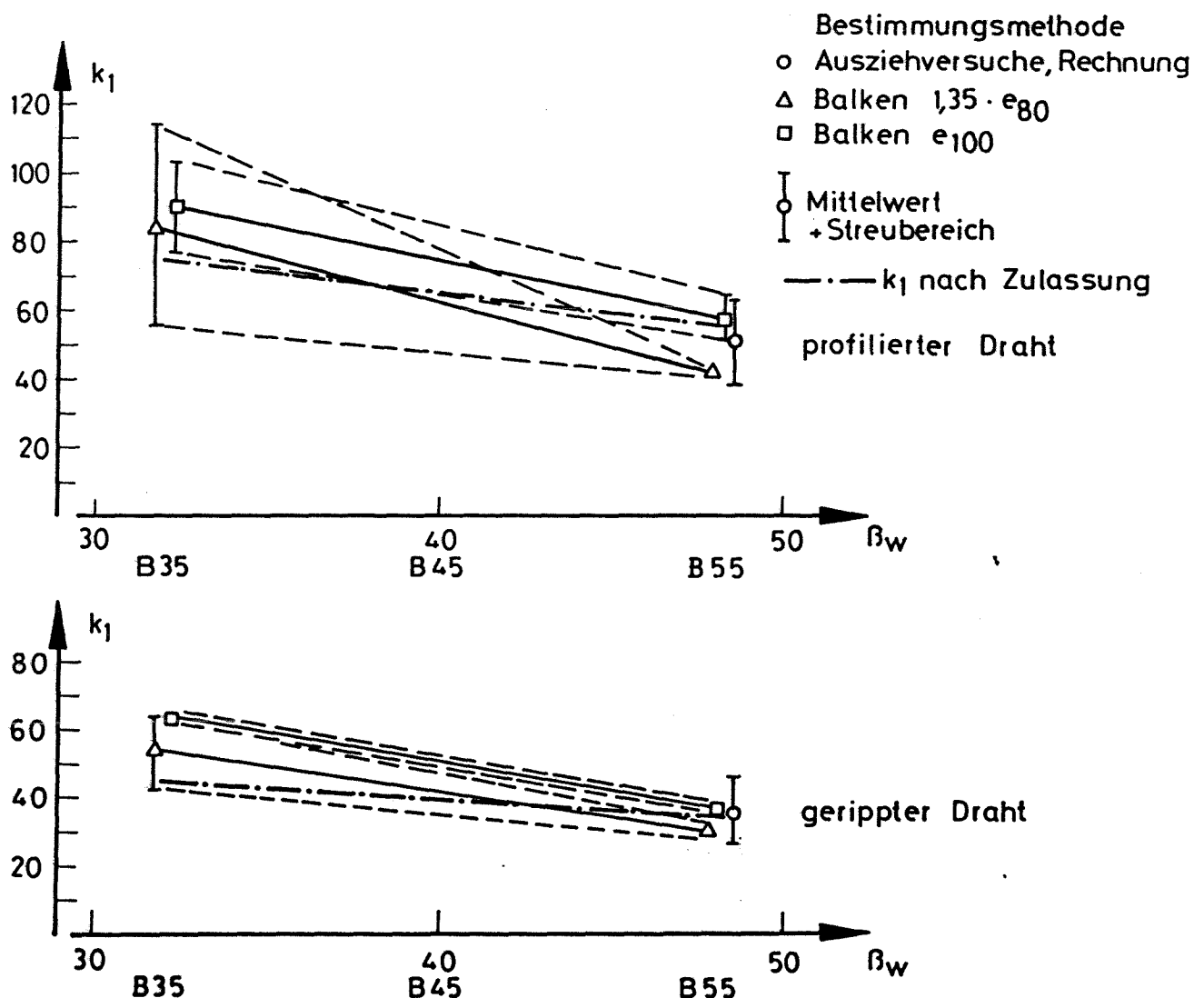


Bild 26: k_1 -Werte nach verschiedenen Bestimmungsmethoden aus Versuchen im Vergleich zu den Werten in den Zulassungen

In Bild 26 ist der Vergleich der hier beschriebenen Versuchsergebnisse mit den k_1 -Werten der Spannstahzulassungen dargestellt. Es wird deutlich, daß sich die k_1 -Werte der Zulassungen für B 55 hauptsächlich auf die Ergebnisse der Ausziehversuche abstützen. Auch die Balkenversuchsergebnisse werden jedoch gut durch die Zulassungswerte angenähert. Die Vergrößerung der Übertragungslänge bei geringerer Betonfestigkeit wird durch die Zulassungswerte jedoch nicht befriedigend genau wiedergegeben. Die k_1 -Werte für niedrige Betondruckfestigkeiten stammen aus früheren Versuchsergebnissen, welche offenbar kleinere Übertragungslängen ergeben hatten, als die hier beschriebenen Versuche.

7.2 Betondeckung

Die Balken der Serie 1 waren zwar mit der in DIN 4227 /3/ angegebenen Mindestbetondeckung angefertigt; sie zeigten jedoch schon vor Erreichen der zulässigen Spannkraft Sprengrisse. Auch die bei einer Spannstahlspannung von etwa $0,7 \cdot \beta_Z$ bei vergrößerter Betondeckung im Balken mit dem gerippten Draht aufgetretenen Sprengrisse weisen darauf hin, daß der Wahl der Betondeckung große Bedeutung zukommt.

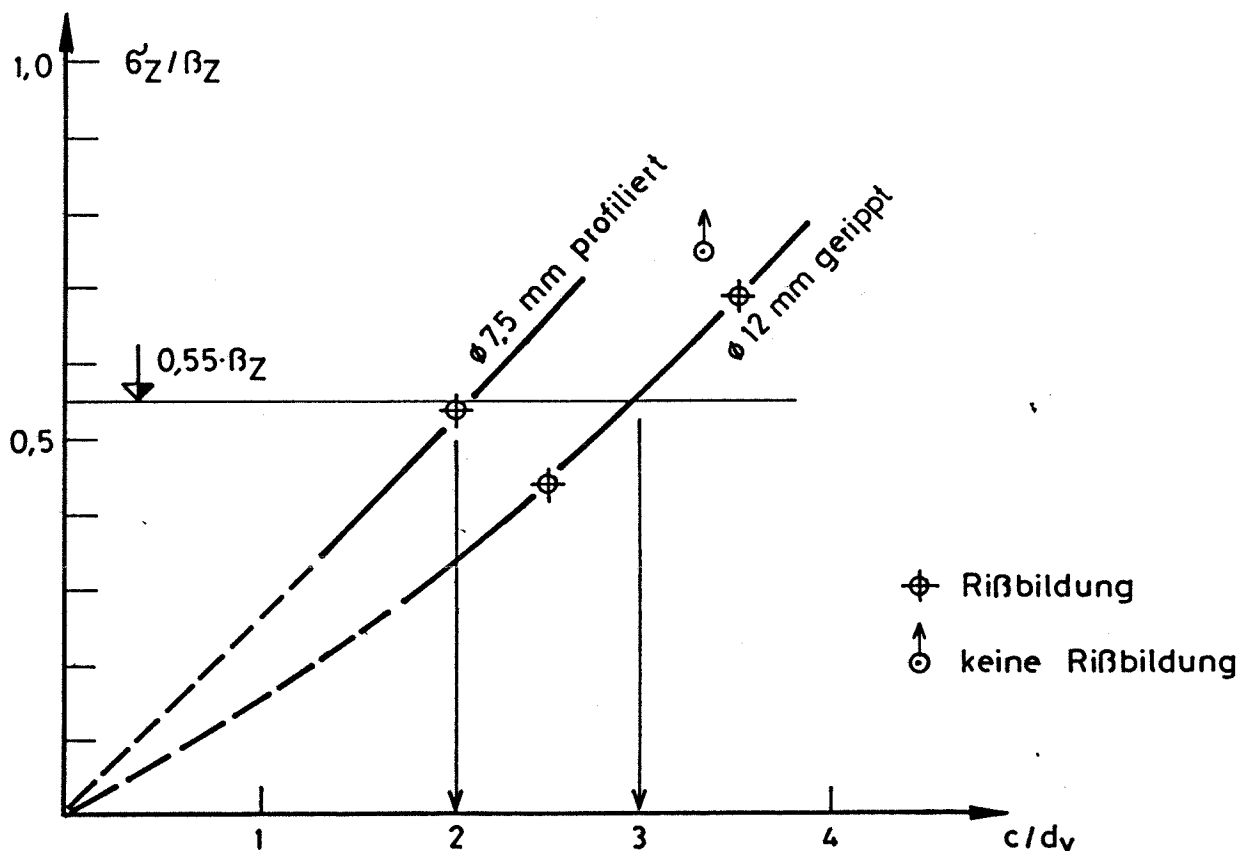


Bild 27: Zusammenhang zwischen Betondeckung, Vorspannkraft und Sprengrißbildung in den vorgespannten Balken (B 55)

Aus Bild 27 folgt, daß bei Eintragung der zulässigen Vorspannung

- bei profiliertem (7,5 mm-) Draht bei $c = 2 \cdot d_v$ und

- bei geripptem (12 mm-) Draht bei $c = 3 \cdot d_v$

Sprengrißbildung zu erwarten ist.

Der Einfluß der Betondruckfestigkeit ist gering. Es war jedoch die leichte Tendenz festzustellen, daß hochfeste Betone eher zur Sprengrißbildung neigen.

Ein Vergleich mit den von Martin /M7/ mitgeteilten Abhängigkeiten von Betondeckung, bezogener Rippenfläche, Stahlspannung und Sprengrißbildung zeigt sehr gute Übereinstimmung mit den hier gewonnenen Ergebnissen.

Dieses Versuchsergebnis legt nahe, ausdrücklich darauf hinzuweisen, daß die in DIN 4227 / 3 / genannten Mindestwerte für die Betondeckung Sprengrißbildung erwarten lassen. Der Spannbetonkonstrukteur der Praxis wird hierauf erst durch die unvermeidliche Erfahrung mit entsprechenden Schäden aufmerksam. Selbst beim Auftreten von Sprengrisen werden diese u.U. als harmlos eingestuft. Alle namhaften Forscher stimmen jedoch in ihren Veröffentlichungen darin überein, daß Sprengrisse besonders im Übertragungsbereich von verbundverankerten Spannstählen unter allen Umständen vermieden werden müssen.

Sprengrisse führen zu einer sprunghaften Vergrößerung der Übertragungslänge, die auch durch Anordnung einer Umschnürungsbewehrung nicht unter Kontrolle zu halten ist. Sogar das Aufreißen über die ganze Balkenlänge ist möglich, wie die Versuche zeigten.

Außerdem können Sprengrisse die Korrosion des Spannstahls auf ihrer ganzen Länge ermöglichen, was letztlich zum Abplatzen der Betondeckung führen wird.

8. Zusammenfassung

Es wird eine umfassende Literaturübersicht zu den Themen Verbund und Übertragungslänge gegeben.

Es wird über Versuche berichtet, bei denen

- die Übertragungslänge von profilierten und gerippten Spanndrähten in hochfestem Beton (B 55) und
- die zur Vermeidung von Längsrissen nötige Betondeckung bestimmt wurde.

Die zur Ermittlung wirklichkeitsnaher Werte der Übertragungslänge führenden k_1 -Werte für beide Spannstahlarten wurden inzwischen in die Spannstahlzulassungen aufgenommen.

Als weitere Konsequenzen der Versuche und Überlegungen ergab sich:

- Die neuen Spannstahlzulassungen enthalten im Gegensatz zu früheren Zulassungen k_1 -Werte, mit denen sich etwa die tatsächlichen Übertragungslängen der Spannstähle ergeben. In DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 12.6 (Dez. 1979) wird in Gleichung 13 für die Bestimmung der Eintragungslänge ein auf 60% reduzierter Wert der Übertragungslänge verwendet. Diese Reduktion kann nunmehr entfallen, so daß die Gleichung lauten muß:

$$e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2}$$

s = „Störlänge“

$l_{\ddot{u}}$ = Übertragungslänge = $k_1 \cdot d_v$

- An geeigneter Stelle sollte darauf hingewiesen werden, daß sich die Übertragungslänge bei plötzlichem Entspannen gegenüber dem nach DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 14.2 (Dez. 1979) aus Gleichung 17 ermittelten Wert um etwa 50% vergrößert.
- An geeigneter Stelle sollte darauf hingewiesen werden, daß für „oben“ liegende Spanndrähte (Verbundbereich II analog DIN 1045) mit einem doppelt so großen Wert für die Übertragungslänge zu rechnen ist.

- An geeigneter Stelle sollte darauf hingewiesen werden, daß die nach DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 6.2.3 (Dez. 1979) mit den Gleichungen 1 und 2 errechneten Mindestwerte der Betondeckung für Spanndrähte $d_v \leq 12$ mm zu klein sind, um Längsrisse zu vermeiden.

Die hier durchgeführten Untersuchungen ergaben für die Eintragung der zulässigen Spannkraft

für profilierte Drähte $c \geq 2 \cdot d_v$

für gerippte Drähte $c \geq 3 \cdot d_v$

und für die Eintragung der Bruchlast der Spanndrähte

für profilierte Drähte $c \geq 3,5 \cdot d_v$

für gerippte Drähte $c \geq 4,5 \cdot d_v$

Literatur

Normen, Bestimmungen, Richtlinien, Empfehlungen etc.:

- /1/ Spannstähle und Spannverfahren für Spannbeton nach DIN 4227.
Vorläufige Richtlinien für die Prüfungen bei Zulassung und Abnahme.
Ausgabe Okt. 1953
- /2/ Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung - DIN 4227.
Ausgabe Okt. 1953
- /3/ Spannbeton - DIN 4227
Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung -
DIN 4227, Teil 1.
Ausgabe Dez. 1979
- /4/ Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur
Verankerung durch sofortigen Verbund, Stand Juni 1980.
Mitteilung des Instituts für Bautechnik, Berlin, 11/6, Dez. 1980, S. 174
- /5/ FIP Commission on prestressing steels and systems
Report on prestressing steel:
2. Anchorage and application of pretensioned 7-wire strands.
FIP 5/4 Juni 1978
- /6/ FIP Commission on prestressing steels and systems
Report on prestressing steel:
7. Test for the determination of tendon transmission length under
static conditions.
FIP 5/10 Jan. 1982
- /7/ CEB-Commission VI, Task Group 1:
Anchorage Zones of Reinforcement.
State of the Art Report, 1980
- /8/ RILEM-Bulletin Nr. 15, Mai, Juni 1970
- /9/ RILEM: Final Recommendation.
Reinforcements for reinforced and prestressed concrete
II: Recommendations for prestressing steels
RPC 14: Specification for the test to determine the bond properties
of prestressing tendons.
RILEM, Materials and structures, Nr. 68, März/April 1979
- /10/ ACI 318-83 Building Code Requirements of Reinforced Concrete 1983
Chapter 12 : Development and Splices of Reinforcement
Chapter 18.5: Permissible stresses in prestressing tendons

A

- /A1/ Amstutz, E.:
Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahlbetonbauwerken.
Der Bauingenieur, Heft 10, 1955
- /A2/ Arthur, P.D., Ganguli, S.:
Tests on end zone stresses in pretensioned concrete beams.
Magazine of Concrete Research, Vol. 17, Nr. 51, Juni 1965
- /A3/ Atallah, R., Hakakian, K., Bonnet, A., Brachet, M.:
Mécanisme d'anchrage et diffusion de la force précontrainte dans les
poutres en béton précontraint par fils adhérents.
7. FIP Kongreß, New York, 1974
- /A4/ Andreasen, B.S.:
Ribbeståls forankringsstyrke i beton efter plasticitetsteorien.
Civil Engineering Academy of Denmark, SKM, Lyngby, Jan. 1984
- /A5/ Andreasen, B.S.:
The Bond Strength of Reinforcing Bars.
Nordic Seminar, Division of Concrete Structures, Chalmers University
of Technology, Göteborg, Okt. 1985

B

- /B1/ Base, G.D.:
Transmission length in pretensioned beams.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.168, Nov. 1954
- /B2/ Base, G.D., Morice, P.B.:
Site measurement of transmission length in pretensioned concrete.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.183, Dez. 1955
- /B3/ Base, G.D.:
Transmission length in pretensioned concrete: deformed Macalloy bars.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.187, Mai 1955
- /B4/ Base, G.D.:
Transmission length in pretensioned concrete:
further results, with particular emphasis on crimped wire.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.228, Juli 1956
- /B5/ Base, G.D.:
Some tests on the effect of time on transmission length in
pretensioned concrete.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.232, Aug. 1956

- /B6/ Base, G.D.:
An investigation of transmission length in pretensioned concrete.
Cement and Concrete Association, Research Report 42.260, April 1957
- /B7/ Base, G.D.:
An investigation of the use of strands in pretensioned prestressed concrete beams.
Cement and Concrete Association, Research Report 41.011, 1961
- /B8/ Base, G.D.:
Eine Untersuchung der Übertragungslänge bei Spannbeton mit sofortigem Verbund.
Betonstein-Zeitung, Heft 3, 1963
- /B9/ Bresler, B., Bertero, V.V.:
Behaviour of reinforced concrete under repeated load.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Juni 1966
- /B10/ Bony, J.C., Claude, G., Soretz, S.:
Vergleich von Biegehaft- und Ausziehversuchen.
TOR-ISTEG STEEL Corporation, Betonstahl in Entwicklung, Heft 58,
Febr. 1975
- /B11/ Bertero, V.V., Popov, E.P.:
Seismic behaviour of ductile moment resisting reinforced concrete frames.
ACI-Publication, SP 53, 1977
- /B12/ Birkenmaier, M.:
Verbundprobleme bei Spannbettvorspannung.
Schweizerische Bauzeitung, Jg. 95, 1977, Seite 426
- /B13/ Bruggeling, A.S.G., et al.:
Report on prestressing steel:
2. Anchorage and application of pretensioned 7-wire-strands.
FIP-Report, FIP/5/4, Juni 1978
- /B14/ Bruggeling, A.S.G., et al.:
Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete.
State of the art report.
FIP/5/11, Mai 1982
- /B15/ Bartos, P.:
Bond in concrete.
Applied Science Publ., London 1982

/B16/ Bruggeling, A.S.G.:

Die Übertragungslänge von Spannstahl bei Vorspannung mit sofortigem Verbund.

Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 5, 1986

C

/C1/ Clark, A.P.:

Bond of concrete reinforcing bars.

ACI-Journal, Proceedings, Vol. 46, No. 3, Nov. 1949

/C2/ Calavera, J., Delibes, A., Izquierdo, J.M., González Isabel, G.:

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigon.

Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones,
Publicación No. 13, Madrid 1979

D

/D1/ Dörr, K., Mehlhorn, G., Stauder, W., Uhlisch, D.:

Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens.

DAfStb. Heft 238, 1974

/D2/ Dekker, A.J.Chr.:

Report on anchorage and application of pretensioned 7-wire-strands and on transmission and anchoring tests.

FIP-Commission on steel for prestressing, Febr. 1977

/D3/ Dörr, K.H.:

Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens.

Diss. TH Darmstadt 1980

/D4/ Donida, G., Gambarova, P.G., Lorenzine P.

Analytical modeling of shear transmission in r.c. planar elements: the effects of steel-to-concrete bond on aggregate interlock (in Italian)

Giornale del Genio Civile, Luglio-Agosto-Settembre 1985,

Fasciolo 7°-8°-9°, pp. 291-308

E

- /E1/ Edwards, A.D., Picard, A.:
Bonding properties of 1/2-inch diameter strand.
ACI-Journal, Nov. 1972
- /E2/ Edwards, A.D., Yannopoulos, P.J.:
Local bond stress to slip relationships for hot rolled, deformed bars
and mild steel plain bars.
ACI-Journal, März 1979
- /E3/ Eligehausen, R., Popov, E.P., Bertero, V.V.:
Local bond stress-slip relationships of deformed bars under
generalized excitations.
University of California, Report No. UCB/EERC-83/23, Okt. 1983
- /E4/ Eifler, :
Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein
Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
Diss. TU Berlin, 1983
- /E5/ Eibl, J., Kobarg, J.:
Das Verbundverhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichti-
gung der lokalen Stahlspannung.
Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, „Festschrift Rehm“
Verlag Ernst und Sohn, Okt. 1984

F

- /F1/ Ferguson, P.M., Thompson, J.N.:
Development length of high strength reinforcing bars in bond.
ACI-Journal, Juli 1962
- /F2/ Ferguson, P.M., Thompson, J.N.:
Development length for large high strength reinforcing bars.
ACI-Journal, Proceedings, Jan. 1965
Discussion
ACI-Journal, Proceedings, Sept. 1965
- /F3/ Ferguson, P.M.:
Bond stress, state of the art.
ACI-Journal Proceedings V. 63, No. 11, Nov. 1966
- /F4/ Fuji, M., Araki, T.:
Anchorage zone stresses in pretensioned prestressed concrete members.
Memoirs of the Faculty of Engineering, Kobe University, Japan, 1972

/F5/ Franke, L.:
Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton.
DAfStb., Heft Nr. 268, 1976

/F6/ Ferguson, P.M.:
Small bar spacing - a bond problem for the designer.
ACI-Journal, Sept. 1977

G

/G1/ Guyon, Y.:
Béton précontraint.
Etude théorique et expérimentale.
Editions Eyrolles, Paris, S. 169 ff + 257 ff, 1951

/G2/ Gaede, K.:
Ermittlung der Eigenspannungen und der Eintragungslänge bei
Spannbetonfertigteilen.
DAfStb., Heft 147, 1963

/G3/ Guyon, Y.:
Constructions en Béton précontraint.
Vol. II: Etude de la poutre.
Editions Eyrolles, Paris, S. 259 ff + 307 ff, 1968

/G4/ Gerstner, R.W., Wronkiewicz, J.H.:
Pretension anchorage zone stresses.
Proc. ASCE, Struct. Division, Vol. 95, No. ST 9, 1969

/G5/ Goto, Y.:
Cracks formed in concrete around deformed tension bars.
ACI-Journal, Vol. 68, 1971

/G6/ Glesniewicz, . :
Statistic evolution of transmission length of strand.
The Research and Design Centre for Industrial Building, Warschau, 1975

/G7/ Goto, Y., Miura, T.:
Experimental studies on properties of concrete cooled to about -160° C.
Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979

/G8/ De Groot, A.K., Kuster, G.M.A., Monnier, T.:
Numerical Modelling of Bond-Slip Behaviour
Heron, Nr. 1b, Vol. 26, Dept. of Civil Eng. Delft Univ. of Techn., 1981

- /G9/ Gyllthoft, K., Cederwall, K., Elfgren, L., Nilsson, L.G.:
Bond failure in reinforced concrete under monotonic and cyclic loading.
A fracture mechanics approach.
ACI-Publication SP 75-13, 1982
- /G10/ Graubner, C.-A.:
Untersuchungen über den "Hoyer-Effekt" bei glatten Spannstählen.
TU München, Lehrstuhl Massivbau, Diplomarbeit Nr. 171, Fabr. 1982
- /G11/ Groeneveld, Ir., H.:
Verbundmodell von Stahl in Beton.
DAfStb. Forschungscolloquium Delft, 1982
- /G12/ Gambarova, P.G., Giuriani, E.:
Study on the transfer of tensile forces by bond.
ACI-Journal, Vol. 81, No. 3, Mai 1984
Discussion in:
ACI-Journal, Vol. 82, No. 3, Mai 1985
- /G13/ Giuriani, E., Migliacci, A., Riva, P.:
Experimental investigation on the local bond-slip law in structural
lightweight concrete.
Studi e Ricerche, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in
Cemento Armato
F.lli. Pesenti, Politecnico di Milano, Vol. 6, 1984
- /G14/ Gambarova, P.G., Zasso, B.:
Gli effetti della fessura longitudinale sull'aderenza fra armatura e
calcestruzzo.
Technical Report No. 1/85 Dipartimento Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano, April 1985
- /G15/ Giurani, E., Plizzari, G.:
Local Bond-Slip after Splitting of Concrete.
Studi e Ricerche, Vol. 7, Corso di Perfezionamento per le
Costruzioni in Cemento Armato
F.lli. Pesenti, Politecnico di Milano, 1985

H

- /H1/ Hoyer, E.:
Der Stahlsaitenbeton.
Elsner-Verlag, Leipzig, 1939
- /H2/ Hansen, R.J., Liepins, A.A.:
Behaviour of Bond under Dynamic Loading.
ACI-Journal, April 1962
- /H3/ Hanson, N.W.:
Influence of surface roughness of prestressing strand on bond performance
PCI-Journal, Vol. 14, No. 1, Febr. 1969
- /H4/ Holmberg, A., Lindgren, S.:
Anchorage and prestress transmission.
Nat. Swedisch Institute for Building Research, Document D1, 1970
- /H5/ Hjorth, O.:
Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens
von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten.
TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Heft 32, 1976
- /H6/ Hassan, F.M., Hawkins, N.M.:
Prediction of the seismic loading anchorage characteristics of
reinforced bars.
ACI-Publication, SP 53, 1977
- /H7/ Hölzenbein, H., Soretz, S.:
Beitrag zur Profilgestaltung von Betonrippenstählen.
TOR-ISTEG STEEL Corporation, Betonstahl in Entwicklung, Heft 63, Juni 1977
- /H8/ Horn, D.G., Preston, H.K.:
Use of debonded strands in pretensioned bridge members.
PCI Journal, V. 26, No. 4, Juli-August 1981
- /H9/ Hungspreung, S.:
The local interaction between reinforcing bars and concrete under
high-level repeated cyclic loading.
Cornell University, Ithaka, NY, Ph.D. Thesis, 1981
- /H10/ Hertz, K.:
The anchorage capacity of reinforcing bars at normal and high
temperatures.
Magazine of Concrete Research, Vol. 34, No. 121, Dez. 1982

I

- /I1/ Ismail, M.A.F.:
The effect of cyclic loads on bond.
Rice University, Houston Texas, MSc. Thesis, März 1968
- /I2/ Ismail, M.A.F., Jirsa, J.O.:
Bond deterioration in reinforced concrete subject to low cycle loads.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 69, No. 6, Juni 1972
- /I3/ Ismail, M.A.F., Jirsa, J.O.:
Behaviour of anchored bars under low cycle overloads producing
inelastic strains.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 69, No. 7, Juli 1972
- /I4/ Ingraffea, A.R., Gerstle, W.H., Gergely, P., Saouma, V.:
Fracture Mechanics of Bond in Reinforced Concrete.
Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 4, April 1984

J

- /J1/ Janney, J.R.:
Nature of bond in pretensioned, prestressed concrete
PCA Development Department, Bulletin D2, Mai 1954
- /J2/ Janovic, K.:
Bericht über einen neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag
für ein allgemein gültiges Verbundprüfverfahren.
(IfBt. Forschungsvorhaben, Schlußbericht)
Lehrstuhl für Massivbau, TU München, Bericht Nr. 1349, 1979
- /J3/ Janovic, K.:
Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in
Normal- und Leichtbeton.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 1169, Juli 1983
- /J4/ Jokela, J., Pukki, E.:
Increasing of the available stress of reinforcement by means of
surface configuration.
Espoo 1983, VTT, Tutkimuksia/Research Reports 193
bzw.
Rakenteiden mekaniikka 16 (1983)

K

- /K1/ Kolner, V.M.:
Vlijanie režima peredač na raspredelenie predvaritelnych naprjaženij v zonach anle rovki.
(Einfluß der Entspannungsart auf die Verteilung der Spannkkräfte in der Verankerungszone)
Beton i železobeton, Heft 7, 1960 (Moskau)
- /K2/ Keuning, R.W., Sozen, M.A., Siess, C.P.:
A study of anchorage bond in prestressed concrete.
University of Illinois, Civil engineering studies,
Structural research series No. 251, Juni 1962
- /K3/ Kaar, P.H., La Fraugh, R.W., Mass, M.A.:
Influence of concrete strength on strand transfer length.
PCI Journal, No. 8, Juni 1963
- /K4/ Kemp, E.L., Brezny, F.S., Unterspan, J.A.:
Effect of rust and scale on the bond characteristics of deformed reinforcing bars.
ACI-Journal, Proceedings, Sept. 1968
- /K5/ Krishnamurthy, D.:
A method for determining the tensile stresses in the end zones of pretensioned beams.
Indian Concrete Journal, 1971
- /K6/ Kirmair, H.:
Untersuchungen zu der optimalen Oberflächenform für verbundverankerte, profilierte Spanndrähte im Übertragungsbereich.
Lehrstuhl für Massivbau, TU München, Diplomarbeit Nr. 118, 1974
- /K7/ Kokubu, M., Okamura, H.:
Influences of surface configurations of reinforcement on bond between concrete and reinforcement.
Fukugo Zairyo Kenkyu, Vol. 3, No. 4, 1974
- /K8/ Kaar, P., Hanson, N.:
Bond fatigue tests of beams simulating pretensioned concrete crossties.
Journal Prestressed Concrete Institute (PCI), Vol. 20, No. 5, 1975
- /K9/ Kalyanasundaram, P., Krishnamurthy, C.S., Srinivasa Rao, P.:
Computer analysis for end zone stresses in prestressed concrete beams pretensioned with ribbed bars.
International Conference on Computer Applications in Civil Engineering, Madras, 1979

/K10/ Kemp, E.L., Wilhelm, W.J.:

Investigation of the parameters influencing bond cracking.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 76, No. 1, Jan. 1979

/K11/ Kupfer, H.:

Bemessung von Spannbetonbauteilen einschließlich teilweiser Vorspannung
Betonkalender ab Jahrgang 1981

/K12/ Kokusho, S. et al.:

Basic study on bond between deformed bars and concrete.
Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, 1982

/K13/ Kepp, B., et al.:

Verbund im Beton. Bericht über eine Tagung in Paisley/Schottland.
Betonwerk und Fertigteiltechnik, Heft 8, 1983

/K14/ Kobarg, J.:

Verankerung druckbeanspruchter Bewehrungsstäbe unter Querdruck.
DFG-Schwerpunkt „Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau“
Bericht Universität Karlsruhe, August 1983

/K15/ Karlsson, D.:

Bond between strands and concrete in hollow-core slabs.
Nordic Seminar, Division of Concrete Structures, Chalmers University
of Technology
Göteborg, Oktober 1985

L

/L1/ Lenschow, R.J., Sozen, M.A.:

Practical analysis of the anchorage zone problem in prestressed beams.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 62, 1965

/L2/ Lutz, L.A., Gergely, P.:

Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete.
ACI-Journal, Proceedings, Nov. 1967

/L3/ Lutz, L.A.:

Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond
and transverse cracking.
ACI-Journal, Proceedings, Okt. 1970

/L4/ Lutz, L.A.:

Information on the bond of deformed bars from special pull out tests.
ACI-Journal, Proceedings, Nov. 1970

- /L5/ Laranjeiras, A.C.R.:
Efeito da Repeticao de Cargas na Aderencia de Varoes Nervurados.
Laboratoio Nacional de Engenharia Civil
Proc. 32/12/4382, Lisboa, Dez. 1973
- /L6/ Losberg, A., Olsson, P.-A.:
Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars, Based on the Longitudinal
Splitting Effect of the Bars.
ACI-Journal, Proceedings Vol. 76, No. 1, Jan. 1979
- /L7/ Losberg, A., Olsson, P.-A.:
Anchorage of deformed bars in lightweight concrete.
Influence of concrete cover and spacing of stirrups.
The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete,
Vol. 5, No. 2, Mai 1983
- /L8/ Lahnert, B.J., Gerstle, K.H.:
Direct Measurement of Slip between Steel and Concrete.
Research Report No. 8406, University of Colorado, Boulder, 1984
- M
- /M1/ Marschall, G.:
End-anchorage and bond stress in prestressed concrete.
Magazine of Concrete Research, Vol. 1, Nr. 3, Dez. 1949
- /M2/ Mains, R.M.:
Measurement of the distribution of tensile stresses along reinforcing
bars.
ACI-Journal, Vol. 48, No. 3, Nov. 1951
- /M3/ Marshall, W.T.:
A theory of end zone stresses in pretensioned concrete beams.
PCI-Journal, April 1966
- /M4/ Muguruma, M., Morita, S., Tomita, K.:
Fundamental study on bond between steel and concrete.
Transactions of AIJ, No. 131, 132, 1967
- /M5/ Müller, H.H.:
Versuche zur Bestimmung der dynamischen Übertragungslänge an
Spannstahl St 150/170, \varnothing 7 mm, rund, profiliert.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 1200, 1971

- /M6/ Martin, H., Müller, H.H.:
Versuche zur Verankerung von Spannstahl St 90/110, rund, mit doppel-
seitig aufgewalzten Gewinderippen.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 1012, Jan. 1972
- /M7/ Martin, H.:
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und
Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung.
DAfStb. Heft 228, 1973
- /M8/ Morita, S., Kaku, T.:
Local bond stress-slip relationship under repeated loading.
Symposium on structures acted by well-defined repeated loads.
International Association for bridge and structural Engineering,
Lissabon, 1973
- /M9/ Martin, L.D., Scott, N.L.:
Development of prestressing strand in pretensioned members.
ACI-Journal, Proceedings, Aug. 1976
- /M10/ Murphy, F.G.:
The effect of initial rusting on the bond performance of reinforcement.
Construction Industry Research and Information Association, CIRIA,
Report No. 71, London, Nov. 1977
- /M11/ Mirza, S.M., Houde, J.:
Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete.
ACI-Journal, Proceedings, Jan. 1979
- /M12/ Morita, S., Kaku, T.:
Splitting Bond Failures of Large Deformed Reinforcing Bars.
ACI-Journal, Proceedings Vol. 76, No. 1, Jan. 1979
- /M13/ Müller, H.H., Christlmeier, P.:
Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spanndrähten in Beton 55
Bericht des Lehrstuhls Massivbau, TU München, Nr. 1164, 8.5.1980
- /M14/ Martin, H., Noakowski, P.:
Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage
von Ausziehversuchen.
DAfStb, Heft 319, 1981

/M15/ Miller, F.P., Eisenbiegler, W.:

Ermittlung von Verbundspannungen an gedrückten einbetonierten
Bewehrungsstählen.

DAfStb, Heft 319, 1981

/M16/ Maissen, A.:

Haftvermögen von Armierungsstählen.

Schweizerische Ingenieur- und Architektenzeitung, 100, 1982

/M17/ Morley, P.D.: Royles, R.:

Response of the bond in reinforced concrete to high temperatures.

Magazine of Concrete Research, Vol. 35, No. 123, Juni 1983

N

/N1/ Nilson, A.H.:

Internal measurement of bond slip.

ACI-Journal, Proceedings, Juli 1972

/N2/ Neuner, J., Stöckl, S., Grasser, E.:

Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruck-
beanspruchung.

DAfStb, Heft 299, 1978

/N3/ Noakowski, P.:

Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge
Temperatur.

DAfStb. Heft 296, 1978

/N4/ Nagataki, S., Yoneyama, K., Yonekura, A.:

Properties of bond between reinforcing bars and concrete in early ages.

Technical Report of Tokyo Institute of Technology No. 35, 1985

/N5/ Noakowski, P.:

Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite.

Beton- und Stahlbetonbau 80. Jg., Heft 7/8, Juli, August 1985

/N6/ Nykyri, P.:

Bond Behaviour - Recent Research Projects of the Concrete and Silicate
Laboratory, Technical Research Centre of Finland.

Nordic Seminar, Division of Concrete Structures, Chalmers University
of Technology, Göteborg Okt. 1985

O

- /01/ Olesniewicz, N.:
Statistic evaluation of transmission length of strand.
Research and Design Center for Industrial Building, Warschau 1975
- /02/ Orangun, C.O., Jirsa, J.O., Breen, J.E.:
Re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices.
ACI-Journal, Proceedings V. 74, No. 3, März 1977
- /03/ Ottosen, N.S.:
Nonlinear finite element analysis of pull out test.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. St 4,
Proc. Paper 16197, April 1981
- /04/ Olsson, P.A.:
A fracture mechanics and experimental approach on anchorage splitting.
Nordic Concrete Research, Publication No. 4,
The Nordic Concrete Federation, 1985

P

- /P1/ Plähn, J.:
Zur Frage des Einflusses der Zeit auf die Übertragungslänge von
Spanndrähten mit Haftverankerung.
TU Hannover, Inst. f. Materialprüfung, Heft 1962/1
- /P2/ Perry, E.S., Thompson, J.N.:
Bond stress distribution of reinforcing steel in beams and pull out
specimens
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 63, No. 8, August 1966
- /P3/ Perris, E.S., Jundi, N.:
Pull out bond stress distribution under static and dynamic repeated
loadings.
ACI-Journal, Proceedings, Mai 1969
bzw.
Perry, E.S.:
Bond stress distribution in concrete beams and eccentric pull out
specimens.
M.S. Thesis, University of Texas, Mai 1961
- /P4/ Paschen, H., Steinert, J., Hjorth, O.:
Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen unter
Kurzzeitbeanspruchung.
TU Braunschweig, Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung,
Bericht 1974

- /P5/ Plähn, J., Kröll, K.:
Spannungsverteilung im Eintragungsbereich des Spannbetonbalkens
mit unmittelbarem Verbund.
Beton- und Stahlbetonbau, 70, 1975
- /P6/ Plähn, J., Radtke, .: .:
Untersuchungen zur Verankerung dicker Spannstähe bei Spannbett-
vorspannung.
TU Hannover, Lehrstuhl fpr Baustoffkunde, Forschungsbericht Nov. 1978
- /P7/ Pilhofer, F.:
Die Neufestlegung der k_1 -Verbundbeiwerte bei Spannbettvorspannung.
TU München, Lehrstuhl Massivbau, Diplomarbeit Nr. 157, Nov. 1980
- /P8/ Plähn, J., Kröll, K.:
Zur Mechanik der Verbundverankerung von Spannstähen durch Haftung
und Reibung bei Spannbeton mit sofortigem Verbund.
Z. Bauingenieur, 55, 1980 (S. 449)
- /P9/ Plähn, J.:
Übertragungslänge von Spanndrahtlitzen \emptyset 12,5 mm in B 55.
TU Hannover, Lehrstuhl für Baustoffkunde, Forschungsbericht, März 1981
- /P10/ Plähn, J.:
Untersuchungen über den Einfluß der Betonzusammensetzung auf die
Sicherheit der Verbundverankerung von Spanndraht-Litzen.
TU Hannover, Lehrstuhl für Baustoffkunde, Forschungsbericht (1981)
- R
- /R1/ Roš, M.:
Vorgespannter Beton
EMPA-Bericht Nr. 155, 1946
- /R2/ Rehm, G.:
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton.
DAfStb Heft 138, 1961
- /R3/ Rüsich, H., Rehm, G.:
Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstähen.
DAfStb., Heft 147, 1963
- /R4/ Racké, H.H.:
Untersuchungen an photoelastischen Spannbeton-Modellen
insbesondere für Balken mit sofortigem Verbund (Spannbett-Balken).
Schweizer Archiv, Mai 1965

- /R5/ Robinson, J.R.:
Influence of Transverse Reinforcement on Shear and Bond Strength.
ACI-Journal, Proceedings Vol. 62, No. 3, März 1965
- /R6/ Rehm, G.:
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstählen mit hochwertigem Verbund.
Berichte aus Forschung und Praxis, „Festschrift Rüschi“,
Verlag Ernst und Sohn, 1969
- /R7/ Rehm, G., Martin, H., Noakowski, S.:
Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von
Stahl in Beton. Ausziehversuche an gefrästen Stäben.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 2203, Mai 1970
- /R8/ Rehm, G., Eligehausen, R.:
Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge
bei nicht ruhender Belastung.
Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen,
Bericht Nr. 75/2, 1975
- /R9/ Rehm, G., Eligehausen, R.:
Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit langer Einbettungslänge
bei nicht ruhender Belastung.
Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen,
Bericht Nr. 75/17, 1975
- /R10/ Rohrschneider, O.:
Vergleich verschiedener Prüfverfahren für Verbundeigenschaften der
Betonstähle.
Lehrstuhl für Massivbau, TU München, Diplomarbeit Nr. 125, 1975
- /R11/ Rehm, G., Eligehausen, R.:
Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von
Rippenstählen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 43, Heft 6, 1977
- /R12/ Ruhnau, J., Kupfer, H.: Spaltzug-, Stirnzug- und Schubbewehrung im
Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern.
Beton- und Stahlbetonbau, 7, 1977

- /R13/ Rehm, G., Schelling, ., Eligehausen, R.:
Höhe und Verteilung der Querzugspannungen im Bereich von
Stabverankerungen im Beton.
EMPA Bauwesen, Universität Stuttgart
DAfStb. Forschungsvorhaben V 167, Abschlußbericht 1978
- /R14/ Rehm, G., Eligehausen, R.:
Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads.
ACI-Journal, Proceedings, Febr. 1979
- /R15/ Rehm, G.:
Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und
Beton von Betonrippenstäben.
Forschungsbeiträge für die Baupraxis, „Festschrift Kordina“
Verlag Ernst und Sohn, 1979
- /R16/ Reinhardt, H.W., Vos, E.Jr.:
Bond resistance of deformed bars, plain bars and strands under
impact loading.
Delft University of Technology, Stevin Laboratory, Report 5-80-6, 1980
- /R17/ Rüscher, H., Kupfer, H.:
Bemessung von Stahlbetonbauteilen.
Betonkalender bis Jahrgang 1980
- /R18/ Richter, T.:
Verankerungslängen im Stahlbetonbau.
Literaturbericht
TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen, 1981
- /R19/ Rostasy, F.S., Sager, H.:
Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von
Betonrippenstählen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik 48, Heft 11 (1982)
- /R20/ Richter, T.:
Verbundfestigkeit von Betonrippenstählen.
TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen, Versuchsbericht, 1983
- /R21/ Robins, P.J., Standish, I.G.:
The influence of lateral pressure upon anchorage bond.
Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No. 129, 1984
- /R22/ Reinhard, H.W., Blaauwendraad, J., Vos, E.:
Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis.
Matériaux et Constructions Vol. 17, No. 100, 1984

S

- /S1/ Stanton, O.R., Tung, A.:
Prestress transfer bond of pretensioned strands in concrete.
ACI-Journal, Nov. 1965
- /S2/ Stocker, M.F., Sozen, M.A.:
Bond characteristics of prestressing strand.
University of Illinois, Bulletin No. 503, 1970
- /S3/ Soretz, S.:
Verbund zwischen Stahleinlagen und Beton als Prüf- und Verwendungseigenschaften.
Zement und Beton, 75, 1974
- /S4/ Sievertsen, J.:
Untersuchung der Spannungsverhältnisse aus Vorspannung im Endbereich von Spannbetontträgern mit sofortigem Verbund.
Diss. TU München, 1976
- /S5/ Schweizer, A., Müller, H.H.:
Zulassungsversuche für die Haftverankerung des DYWIDAG-Litzenspannglieds 1 \emptyset 6" in B 45 unter statischer und dynamischer Belastung.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 1022, 1978
- /S6/ Šmerda, Z., Křístek, V., Lazar, J.:
Investigation of anchorage zones of prestressed concrete structures.
Staveb. Cas. 26.č.1 VEDA, Bratislava, 1978
- /S7/ Schupack, M., Mizuma, K.:
Bond properties of high strength, low carbon bars with drawn-in helical deformations for use in pretensioning and as special normal reinforcement.
ACI-Journal, Proceedings, Febr. 1979
- /S8/ Shipman, J.M., Gerstle, K.H.:
Bond deterioration in concrete panels under load cycles.
ACI-Journal, Febr. 1979
- /S9/ Skorogobatow, S.M., Edwards, A.D.:
The Influence of the Geometry of Deformed Steel Bars on their Bond Strength in Concrete.
Proceedings Inst. of Civil Engineering, Part 2, V. 67, Juni 1979

- /S10/ Schneider, U., Diederichs, U.:
Verbundverhalten und Verbundfestigkeit von Rippenstählen und glatten Rundstäben bei hohen Temperaturen.
TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Forschungsbericht Dez. 1981 (Informationszentrum Raum und Bau, Nr. T898)
und: Betonwerk + Fertigteil-Technik 46, Heft 5 (1980)
- /S11/ Soretz, S., Hölzenbein, H.:
Einfluß der Rippenabmessungen von Bewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegefähigkeit.
TOR-ISTEG STEEL Corporation, Betonstahl in Entwicklung, Heft 69, Nov.1980
- /S12/ Sato, R.:
Analysis of deformation and crack of reinforced concrete flexural members subjected to thermal loading in the low temperatur region.
Dissertation, Tokyo Institute of Technology, 1981
- /S13/ Somayaji, S., Shah, S.P.:
Bond stress versus slip relationship and cracking response of tension members.
ACI-Journal, Proceedings Mai 1981
- /S14/ Sato, R., Aoyagi, Y.:
Studies on deformation and crack of reinforced concrete flexural members under low temperature.
Concrete Library International, No. 3
Japan Society of Civil Engineers, 1984
- /S15/ Scribner, C.F., Kobayashi, K.:
Prestressing strand bond characteristics under reversed cyclic loading.
PCI Journal, Vol. 29, No. 5, Sept./Okt. 1984
- /S16/ Shah, S.P., Jiang, D.H., Andonian, A.T.:
Study of the Transfer of Tensile Forces by Bond.
ACI-Journal, Mai 1984
- /S17/ Schmidt-Thrö, G., Stöckl, S.:
Einfluß der Probekörperform und der Meßpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau (Versuchsbericht), Sept. 1985
- /S18/ Schmidt-Thrö, G., Stöckl, S., Kupfer, H.:
Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton.
TU München, Lehrstuhl für Massivbau (Versuchsbericht), August 1986

- /S19/ Schröder, S.:
Verankerung von Betonrippenstählen
Bauplanung und Bautechnik, Heft 1, 1986
- T
- /T1/ Townsend, W.H., Hanson, R.D.:
Reinforced concrete connection Hysteresis Loops.
ACI-Publication, SP 53, 1977
- /T2/ Tassios, T.P.:
Properties of Bond between Concrete and Steel under Load Cycles
Idealizing Seismic Actions.
AICAP-CEB Symposium, Rom, Mai 1979
- /T3/ Tepfers, R.:
Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars.
Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, März 1979
- /T4/ Trost, H., Cordes, H., Thormälen, U., Hagen, H.:
Teilweise Vorspannung
Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribbildung
und Ribbreitenbeschränkung.
DAfStb, Heft 310, 1980
- /T5/ Tassios, T.P., Yannopoulos, P.J.:
Analytical Studies on Reinforced Concrete Members under
Cyclic Loading Based on Bond Stress-Slip Relationships.
ACI-Journal, Mai/Juni 1981
- /T6/ Trost, H.:
Langzeitverhalten des Verbundes von Spanngliedern im Stoffsystem
Hüllrohr-Einpreßmörtel-Beton unter statischer und dynamischer
Beanspruchung.
ARGE Bauforschung, Mitteilungsblatt Nr. 67, 1983
- /T7/ Tassios, T.P., Koroneos, E.G.:
Local Bond-Slip Relationships by Means of the Moiré Method.
ACI-Journal, Proceedings Vol. 81, Jan. 1984
- /T8/ Tepfers, R., Aavik, J.:
Bond between reinforcement and concrete in vacuum treated zones.
Nordic Seminar, Division of Concrete Structures, Chalmers University
of Technology, Göteborg, Okt. 1985

U

- /U1/ Untrauer, R.E., Henry, R.L.:
Influence of normal pressure on bond strength.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 62, No. 5, Mai 1965
- /U2/ den Uyl, J.A.:
Aanhechtigseigenschappen van voorspanstrengen onder eemalige en
herhaalde belasting.
Cement 27, Nr. 11, 1975
- /U3/ den Uyl, J.A.:
Verbundeigenschaften von Litzen unter einmaliger und wiederholter
Beanspruchung.
DAfStb Forschungscolloquium, Delft 1976
- /U4/ den Uyl, J.A.:
Bond properties of strands in dynamically loaded pretensioned beams.
Stevin-Laboratorium, Technische Hogeschool Delft,
Report 5-77-5, Mai 1977
- /U5/ Untrauer, R.E., Warren, G.E.:
Stress development of tension steel in beams.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 74, No. 8, August 1977
- /U6/ den Uyl, J.A.:
Krachtsoverdraacht tussen beton en voorspanstrengen.
T.H. Delft, Rapport 5-78-6, 1978

V

- /V1/ Vos, E.:
Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced
concrete.
Delft University Press, 1983

W

- /W1/ Watstein, D.:
Distribution of bond stress in concrete pull out specimens.
ACI-Journal, Vol. 18, No. 9, Mai 1947
- /W2/ Watstein, D.:
Investigation of bond in beam and pull out specimens with high
yield strength deformed bars.
ACI-Journal, März 1961
- /W3/ Watstein, D.:
A guide for determination of bond strength in beam specimens.
ACI-Journal, Febr. 1964

- /W4/ Welch, G.B., Platten, B.J.F.:
Bond strength of reinforcement affected by concrete sedimentation.
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 62, No. 2, Febr. 1965
- /W5/ Walther, R.:
Versuche über den Einfluß der Kornzusammensetzung des Betons auf den
Verbund.
Beton und Stahlbetonbau 5 (1967)
- /W6/ Wahla, .: :
Direct Measurement of Bond Slip in Reinforced Concrete
Ph.D. Thesis, Cornell University, Nov. 1970
- /W7/ Wagner, K.:
Auswirkungen des Umspannverfahrens auf die Spaltrißbildung bei
haftverankerten Spannbetonelementen.
Bauplanung und Bautechnik, 26, Heft 2, Febr. 1972
- /W8/ Whittaker, J.B.:
Report on some problems of bond failure at the ends of pretensioned
units encountered in New Zealand.
Stresscrete Industries Ltd., Auckland, Mai 1979
- /W9/ Wölfel, E., Krüger, F.:
Verbundverankerung von Spannstählen.
Zulassungsprüfungen und Anwendungsbedingungen.
Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, Berlin, 11/6, Dez.1980, S.162
- Y
- /Y1/ Yamane, S., Kasami, H., Okuno, T.:
Properties of concrete at very low temperatures.
ACI Special Publication SP 55-9, 1976
- Z
- /Z1/ Zia, P., Mostafa, T.:
Development length of prestressing strands.
PCI Journal, Vol. 22, No. 5, Sept.-Okt. 1977

Übertragungslänge, Eintragungslänge und Betondeckung der Spannstähle

Frühere Vorschriften und Berechnungsmethoden

Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ und Betondeckung c nach den Spannstahzulassungen

$$l_{\ddot{u}} = k_1 \cdot d_z$$

$$c = \frac{n}{k_1}$$

Tabelle 7 a

	k ₁ -Werte		Betondeckung c
	gerippte Drähte	Litzen und profilierte Drähte	gerippte Drähte, Litzen und profilierte Drähte
B 25	90	130	250 : k ₁
B 35	75	115	200 : k ₁
B 45	65	105	160 : k ₁
B 55	60	95	125 : k ₁

Werte für langsame Kraftübertragung;

für plötzliche Kraftübertragung $l_{\ddot{u}}$ um 25% größer

Eintragungslänge e nach den Spannbetonrichtlinien DIN 4227, 1953 /D2/ Plähn, Kroll /P5/

$$e = \sqrt{s^2 + l_{\ddot{u}}^2}$$

$$2 = d_o \left(1 + 0,15 \left(\frac{l_{\ddot{u}}}{d_o} \right)^2 \right)$$

Jetzt gültige Vorschriften und Berechnungsmethoden

Übertragungslänge $l_{\ddot{u}}$ nach den Spannstahzulassungen $l_{\ddot{u}} = k_1 \cdot d_z$

und Betondeckungen nach DIN 4227, 1979 /D3/

Tabelle 7 b

	k ₁ -Werte		Betondeckung c	
	gerippte Drähte	Litzen und profilierte Drähte	gerippte Drähte	Litzen und profilierte Drähte
B 35	45	75	} 2,5 · d _v	} 1,5 · d _v
B 45	40	65		
B 55	35	55		

gültig ab 1980. Kein Unterschied zwischen langsamer und plötzlicher Kraftübertragung

Eintragungslänge e nach der Spannbetonnorm DIN 4227 (Dez. 79) /D3/

$$e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{\ddot{u}})^2}$$

Ermittlung der Querbewehrung und des Bereichs in dem diese einzulegen ist

Rüsch, Kupfer /R17/ $Z_{Bü} = 0,33 \cdot T$
 Kupfer /K11/

Plähn, Kröll /P5/ $Z_{Bü} = 0,433 - 0,167 \cdot \frac{l_{\ddot{u}}}{d_o} \cdot T$

DIN 4227, 1979 /D3/ gerippte Drähte $f = 0,5 \cdot e$
 prof. Drähte u. Litzen $f = 0,75 \cdot e$

$$f = \min e \left(0,2 + 0,15 \frac{l_{\ddot{u}}}{d_o} \right)$$

$Z_{Bü}$ = durch Spaltzugbügel abzudeckende Zugkraft

d_o = Querschnittshöhe

s = Störlänge $\approx 0,9 \cdot d_o$

T = Schubkraft im Schnitt Untergurt/Steg infolge Überleitung der Vorspannkraft

f = maßgebender Rechenwert für die reduzierte Eintragungslänge

Tabelle 8: Versuchsprogramm zur Bestimmung der Übertragungslänge und der erforderlichen Betondeckung von profilierten und gerippten Spanndrähten

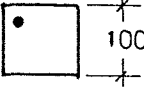
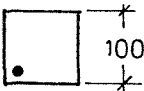
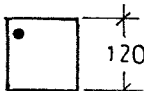
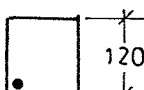
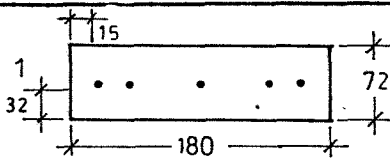
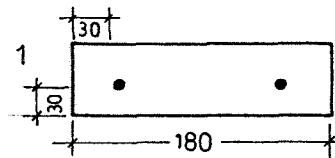

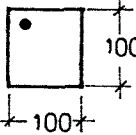
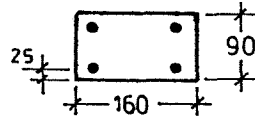
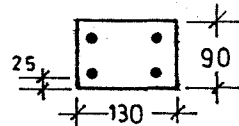
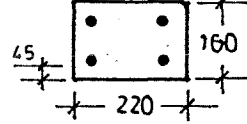
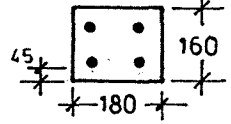
	ϕ mm	f_R Prof.-tiefe (Rippenhöhe)	Beton Prüftag (β_w) (β_{sz})	Querschnitt Anzahl	Beton- deckung c mm
Ausziehversuche	7,5 prof.	0,009 (0,14)	B 55 (47,4)	3 + 3 	15
		0,012 (0,18)	(2,5)	3 + 3 	
	12 ger.	0,021 (0,60)	B 55 (45,4)	3 + 3 	30
		0,028 (0,80)	(2,8)	3 + 3 	
Balkenversuche	7,5 prof.	0,012 (0,018)	B 55 (47,4) (2,5)		15 (32)
	12 ger.	0,028 (0,80)	B 55 (45,4) (2,8)		30
Ausziehversuche	5 prof.	0,008 (0,09)	B 55 (46,8) (2,5)	3  3 	15
Balkenversuche	7,5 prof.	0,012 (0,18)	B 35 (35,8) (2,9)	1 	25
			B 55 (47,5) (3,2)	1 	
	12 ger.	0,028 (0,80)	B 35 (29,3) (2,9)	1 	45
			B 55 (40,9) (3,2)	1 	

Tabelle 9: Spannstahl ϕ 7,5 mm, St 1470/1670 (gezogen), rund, profiliert

ϕ_N mm	Festigkeitskennwerte				Verformungskennwerte			Rippenhöhe a mm
	ϕ_{vorh} mm	$R_{p0,01}$ N/mm ²	$R_{p0,2}$ N/mm ²	R_m N/mm ²	A_{10} %	Λ_{gl} %	$E \cdot 10^{-5}$ N/mm ²	
7,5	7,57	1310	1540	1700	8,0	2,5	2,09	0,16 ÷ 0,18
	5,57	1290	1560	1690	6,5	3,0	2,10	0,12 ÷ 0,15
Nennwerte (Zulassung)	7,5	1225	1470	1670	6	-	2,06	0,10 ÷ 0,20

ϕ_N mm	Profilierungsart	Rippenreihe	Abmessungen der Profilierung						bezogene Rippenfläche f_R
			Rippenhöhe a mm	Rippenabstand c mm	Rippenbreite b mm	Rippenlänge l mm	Endenabstand e mm	Neigung β °	
7,5	schwach	1	0,12	7,6	2,4	9,0	0,8	51	
		2	0,14	7,7	2,3	9,0	1,1	53	
		3	0,14	7,6	2,3	9,0	1,2	53	
		Mittel	0,14	7,6	2,3	9,0	$\Sigma = 3,1$	52	0,009
	stark	1	0,15	7,3	2,2	9,0	1,1	53	
		2	0,20	7,3	2,2	9,0	1,4	53	
		3	0,20	7,3	2,2	9,0	1,3	51	
		Mittel	0,18	7,3	2,2	9,0	$\Sigma = 3,8$	52	0,012
Nennwerte (Zulassung)			0,15 $\pm 0,05$	8,0	3,0	8,0	$\Sigma = 4,7$	40 ÷ 60	0,006 ÷ 0,012

- $R_{p0,01}$ = „Elastizitätsgrenze“
- $R_{p0,2}$ = Streckgrenze
- R_m = Zugfestigkeit
- A_{10} = Bruchdehnung
- E = Elastizitätsmodul

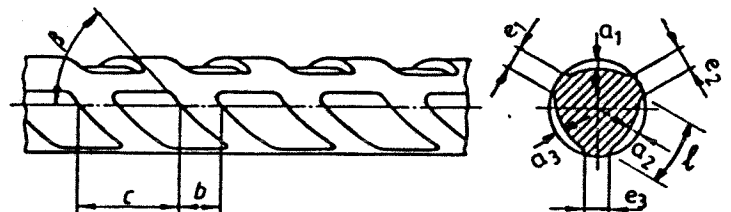


Tabelle 10: Spannstahl ϕ 12 mm, St 1420/1570 (vergütet), rund, gerippt

ϕ_N mm	ϕ_{vorh} N/mm ²	Festigkeitskennwerte			Verformungskennwerte			Rippenhöhe a mm
		$R_{p0,01}$ N/mm ²	$R_{p0,2}$ N/mm ²	R_m N/mm ²	A_{10} %	A_{g1} %	$E \cdot 10^{-5}$ N/mm ²	
12	11,98	1384	1455	1579	10,0	5,0	2,04	0,57 ÷ 0,63
	12,06	1401	1524	1646	7,5	4,2	2,01	0,73 ÷ 0,87
Nennwerte (Zulassung)		1225	1420	1570	6	-	2,06	0,50 ÷ 0,80

ϕ_N mm	Rippungsart	Rippen- reihe	Abmessungen der Rippen						bezogene Rippenfläche f_R
			Rippen- höhe a mm	Rippen- abstand c mm	Rippen- breite b mm	Rippen- länge l mm	Enden- abstand Σe mm	Neigung β °	
12	schwach	1	0,57	12,1	1,4	24	5,8	31	0,021
		2	0,63	11,5	1,4	24	5,8	31	
		Mittel	0,60	11,8	1,4	24	5,8	31	
	stark	1	0,87	11,5	1,2	25	5,5	31	0,028
		2	0,73	11,5	1,2	25	5,5	31	
Nennwerte (Zulassung)			0,7 +0,1 -0,2	12	1,2	26	-	30	0,017 ÷ 0,028

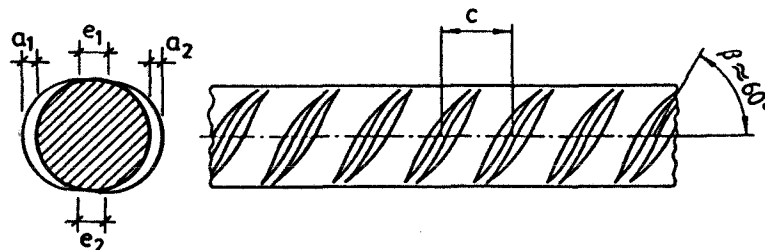


Tabelle 11: Betonzusammensetzung

	Zement 45 F	Wasser 1	WZ	Zuschläge kg/m ³			verwendet für
				0/4	4/8	8/16	
B 55	400	200	0,5	1025	475	400	Ausziehkörper und Balkenserie 1
B 35	400	240	0,6	1005	465	390	Balkenserie 2
B 55	400	200	0,5	1025	475	400	Balkenserie 3

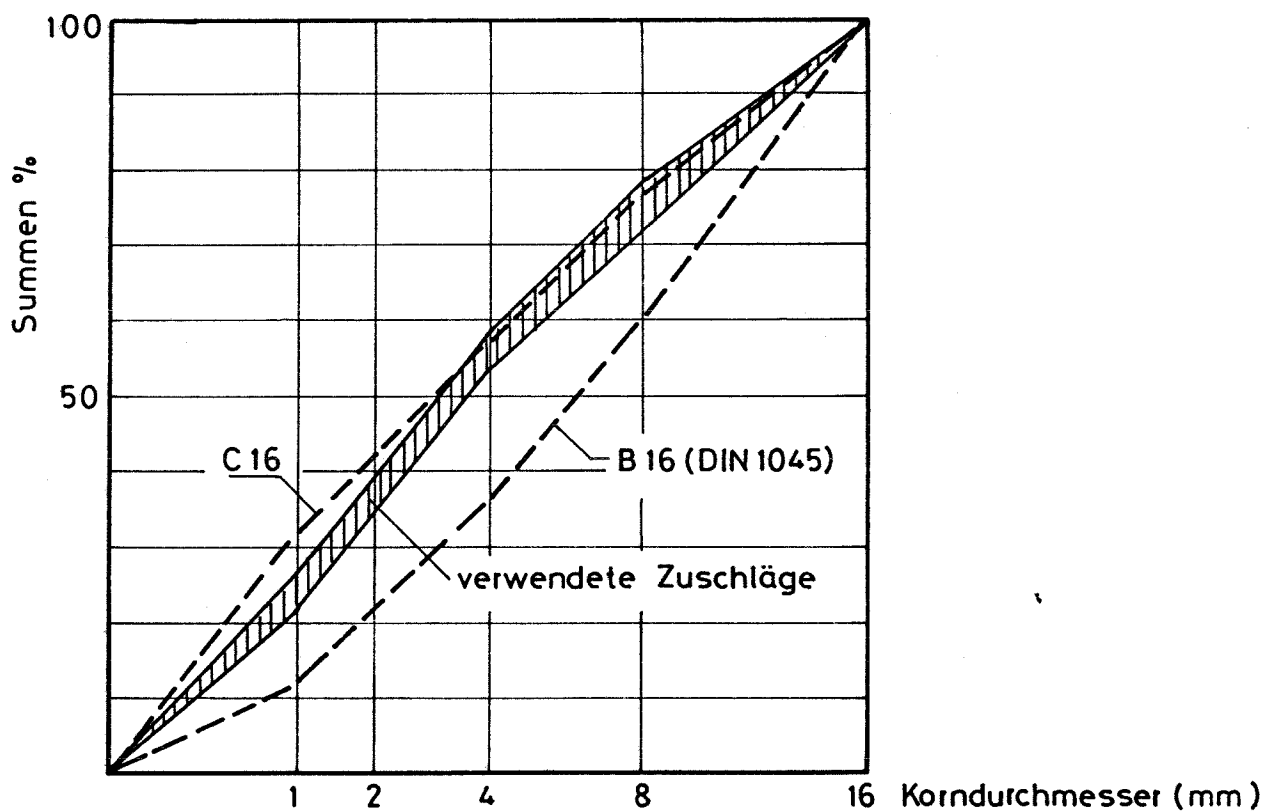


Bild 28: Sieblinie der verwendeten Zuschlagsgemische

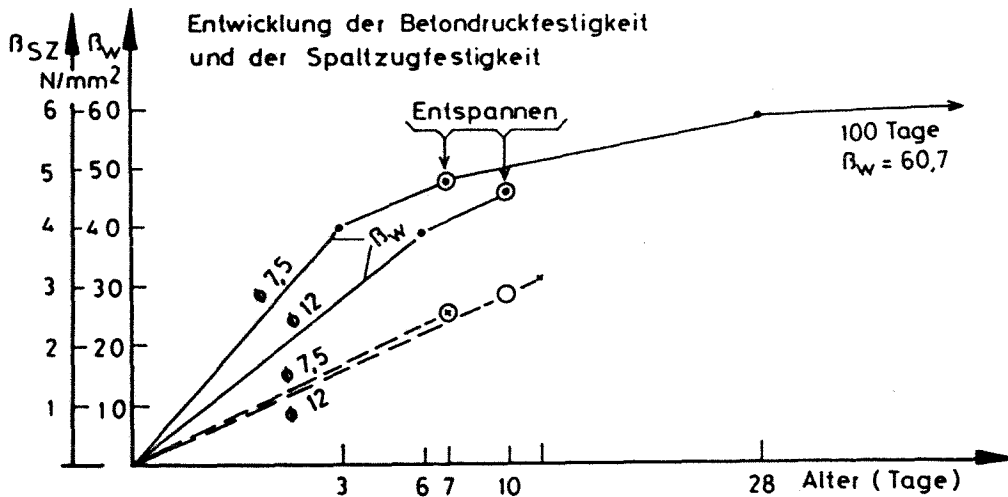


Bild 29: Ausziehkörper und Balkenserie 1

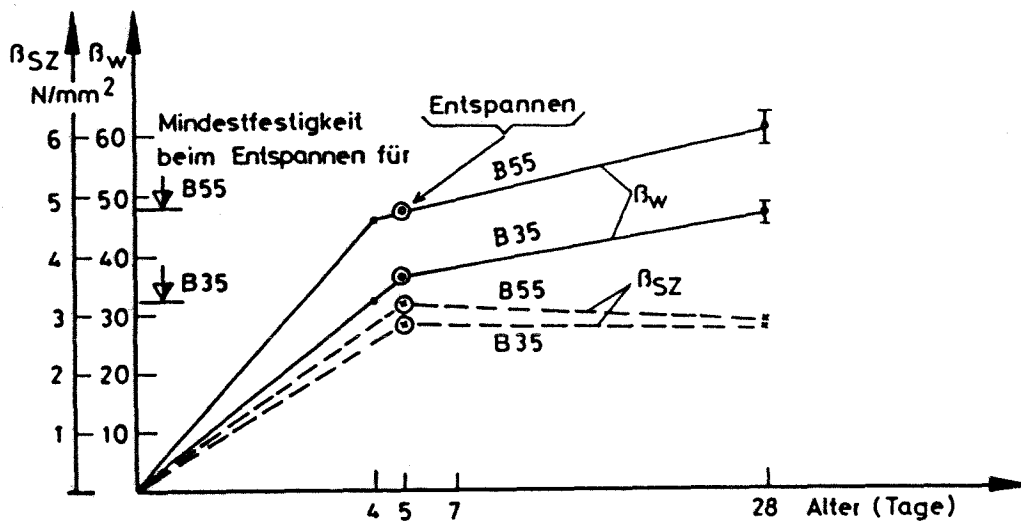


Bild 30: Balkenserie 2, Spannstahl $\varnothing 7,5$ mm, profiliert

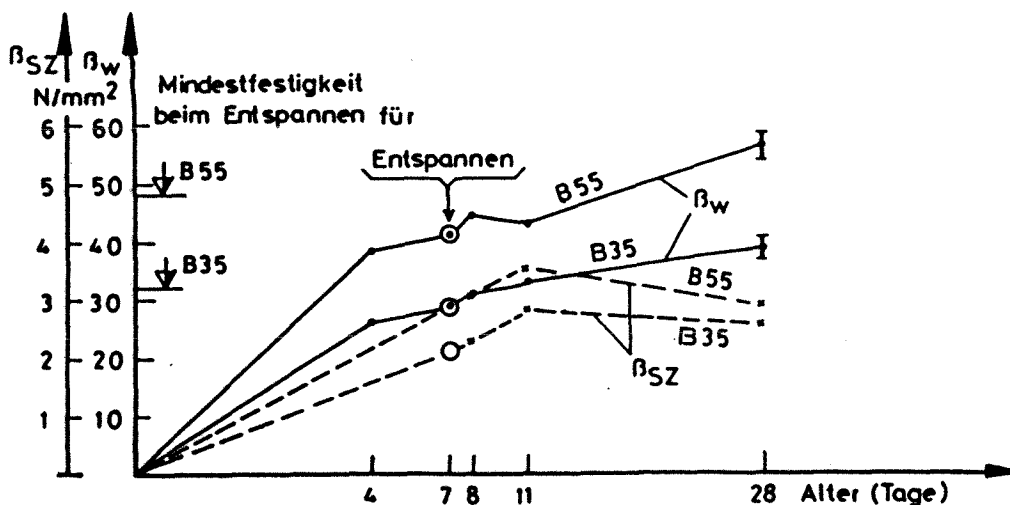


Bild 31: Balkenserie 2, Spannstahl $\varnothing 12$ mm, gerippt

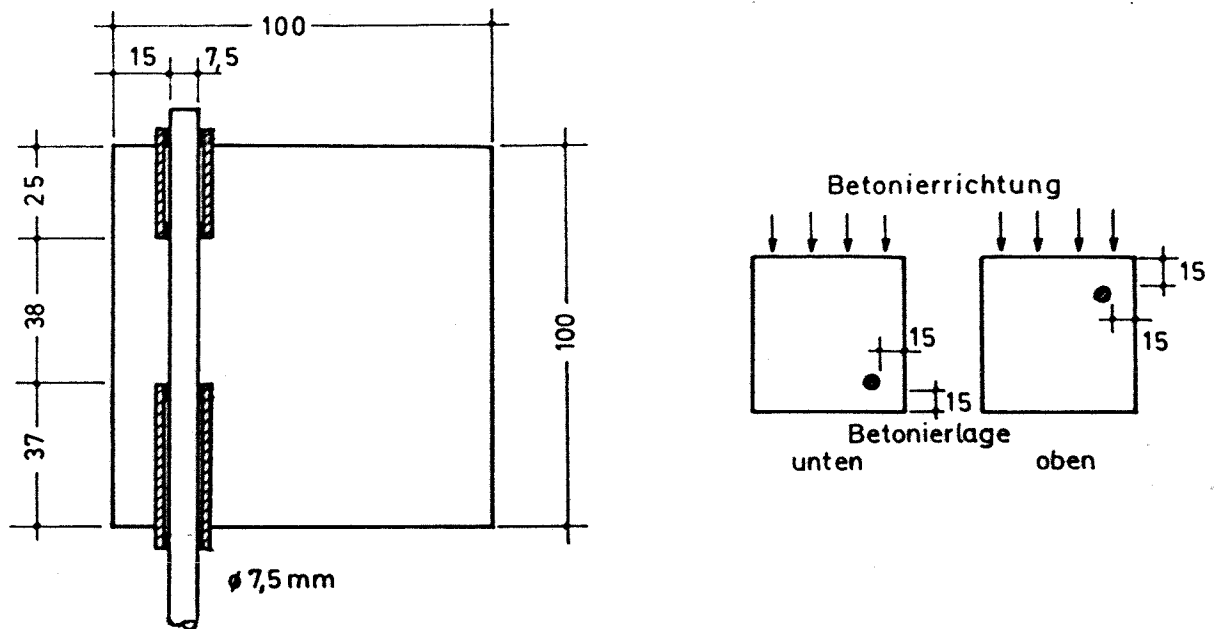


Bild 32a: Abmessungen der Ausziehkörper für die Versuche mit profiliertem Spannstahl, St 1470/1670, ϕ 7,5 mm

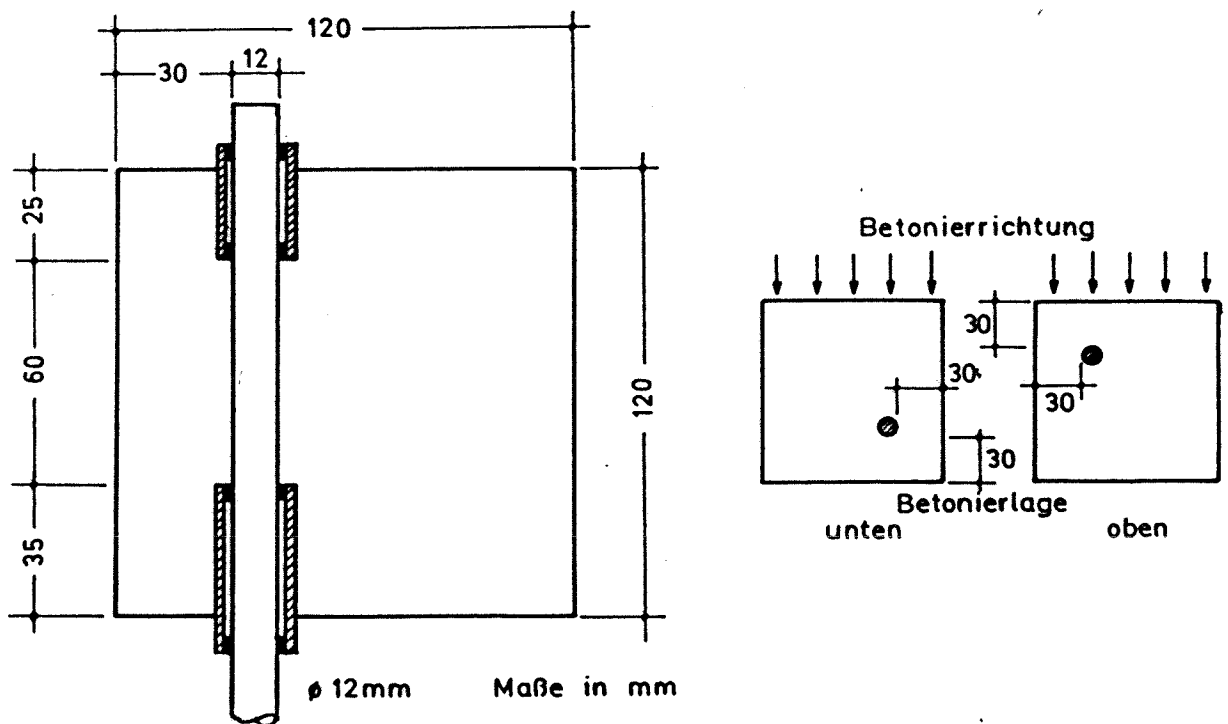


Bild 32b: Abmessungen der Ausziehkörper für die Versuche mit Spannstahl St 1420/1570, ϕ 12 mm, gerippt

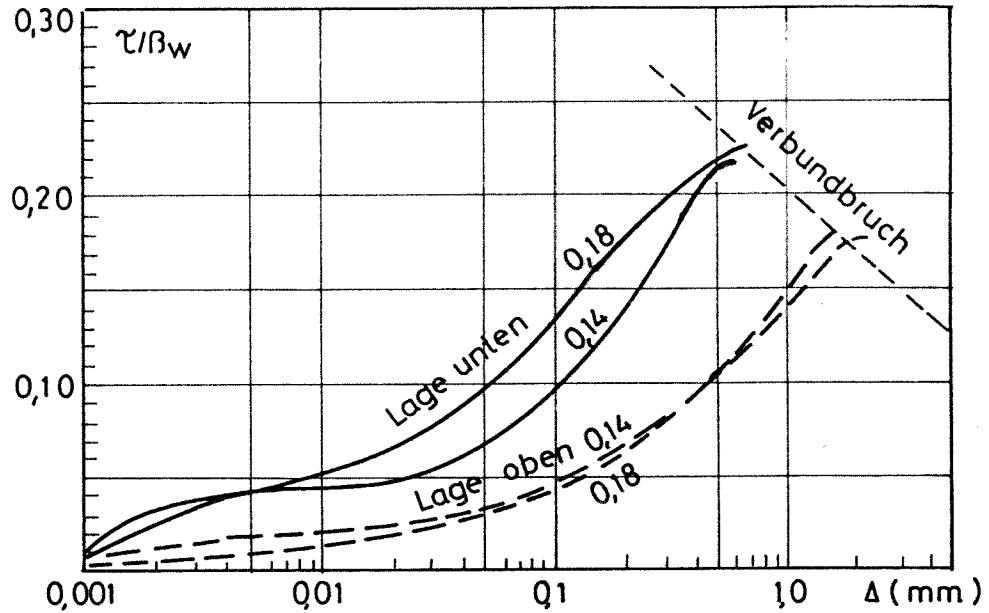


Bild 33: Ergebnisse der Ausziehversuche

mit Spannstahl 1470/1670, ϕ 7,5 mm, rund, profiliert
 Betondruckfestigkeit $B_w = 47,4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 Verbundlänge $l_v = 38 \text{ mm} = 5 \phi$

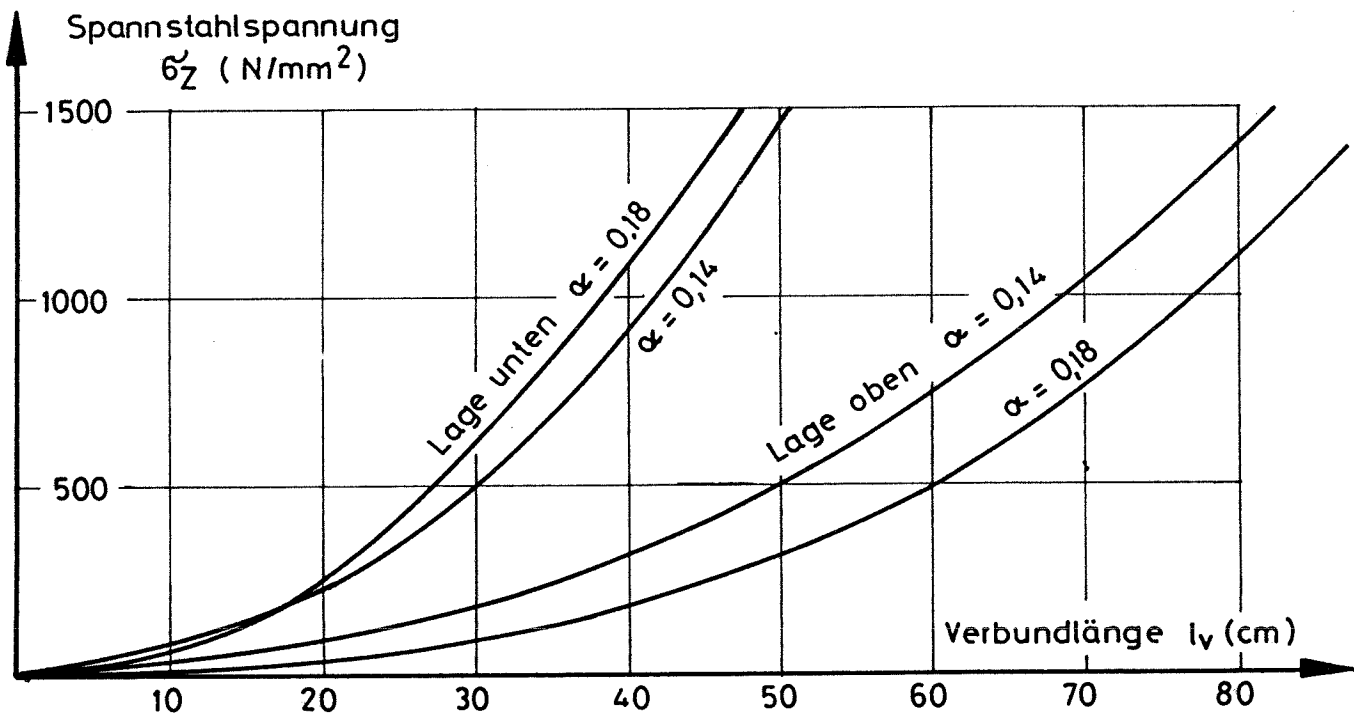


Bild 34: Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Verbundlänge

Spannstahl 1470/1670, ϕ 7,5 mm, rund, profiliert
 ($\alpha = 0,14$ bzw. $0,18$)

Betonfestigkeitsklasse B 55 ($B_w = 48 \text{ N/mm}^2$), Lage „oben“ und Lage „unten“

(Rechnung nach Martin /M7/ aufgrund der Ergebnisse der Ausziehversuche)

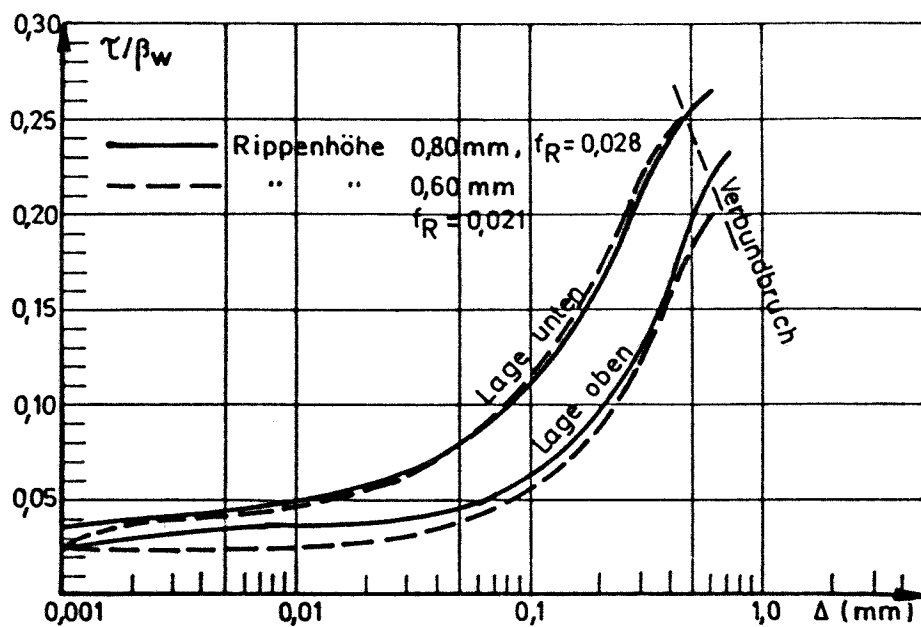


Bild 35: Ergebnisse der Ausziehversuche
 mit Spannstahl 1420/1570, ϕ 12 mm, rund, gerippt
 Betondruckfestigkeit $\beta_w = 45,4$ (N/mm²)
 Verbundlänge $l_v = 60$ mm = 5 ϕ

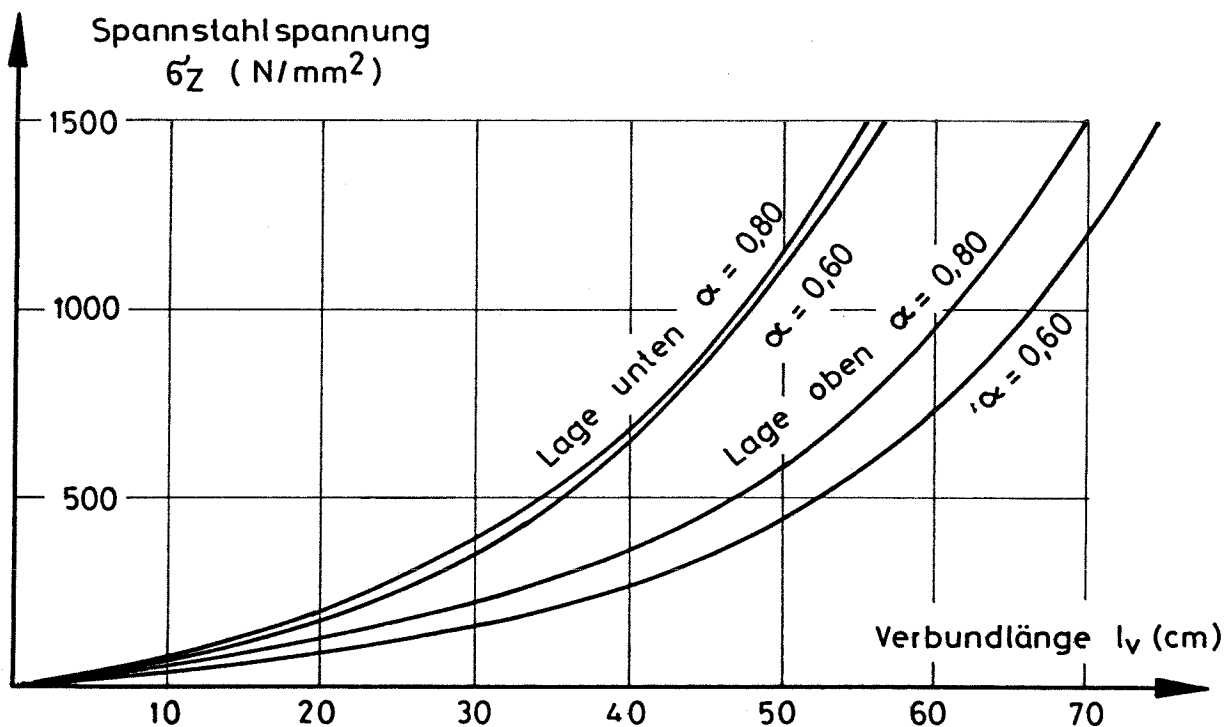


Bild 36: Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Verbundlänge
 Spannstahl 1420/1570, ϕ 12 mm, rund, gerippt ($a = 0,60$ bzw. $0,80$ mm)
 Betonfestigkeitsklasse B 55 ($\beta_w = 48$ N/mm²), Lage „unten“ und Lage „oben“
 (Rechnung nach Martin /M7/ aufgrund der Ergebnisse der Ausziehversuche)

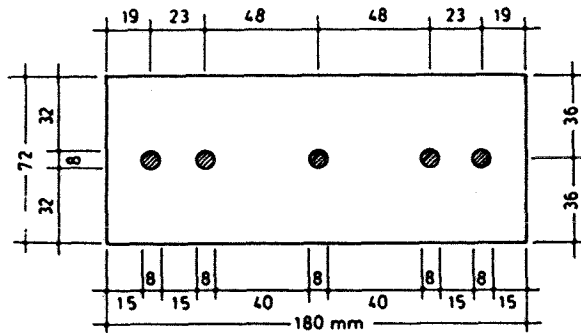
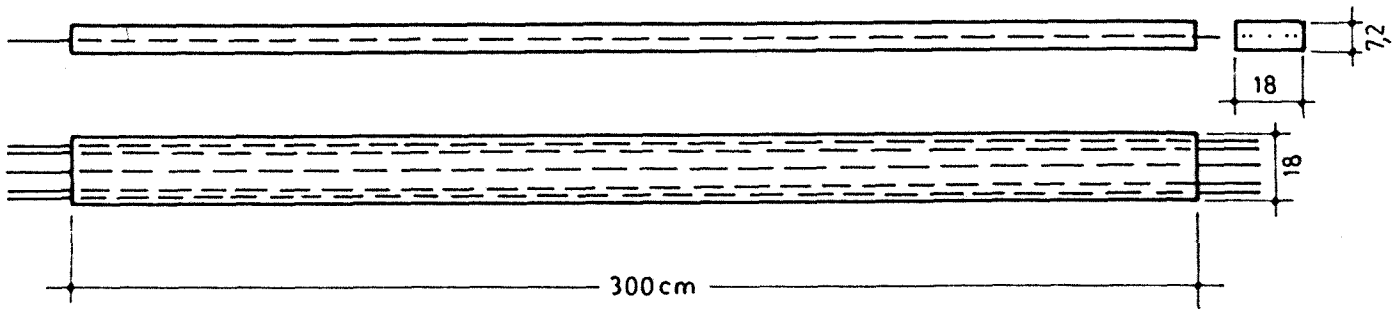


Bild 37: Abmessungen des Versuchsbalkens für den Spannkrafteintragungsversuch mit Spannstahl 1470/1670, \varnothing 7,5 mm, profiliert, „Serie 1“

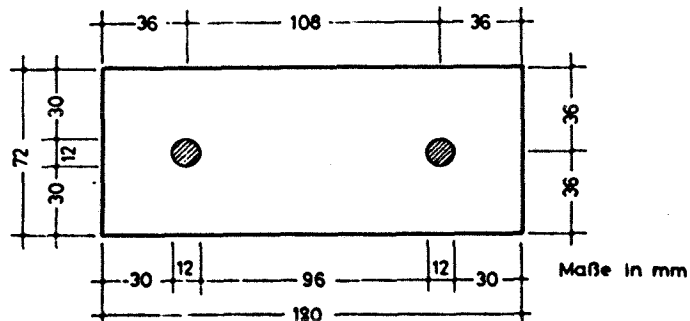
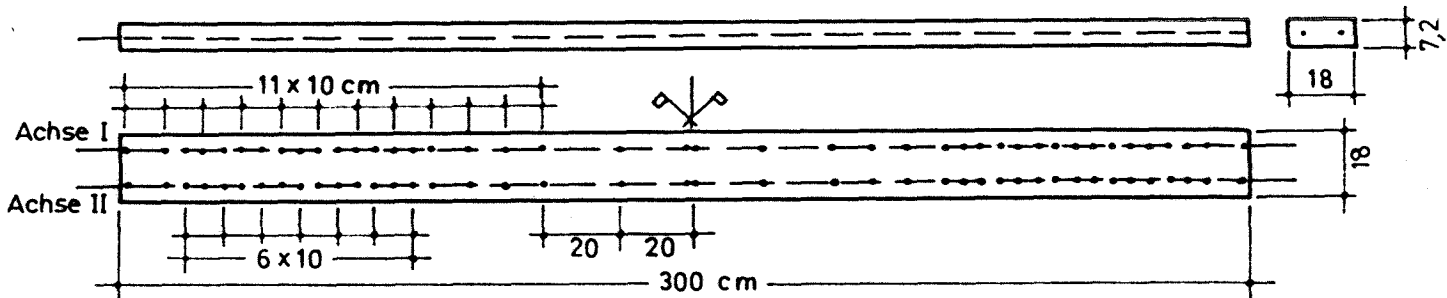
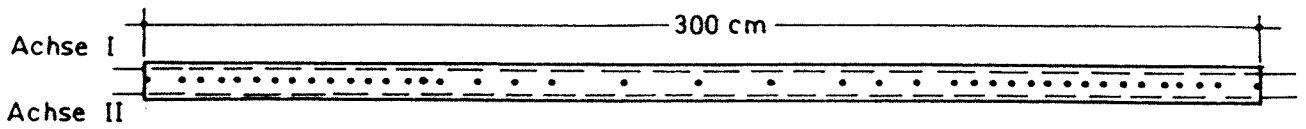
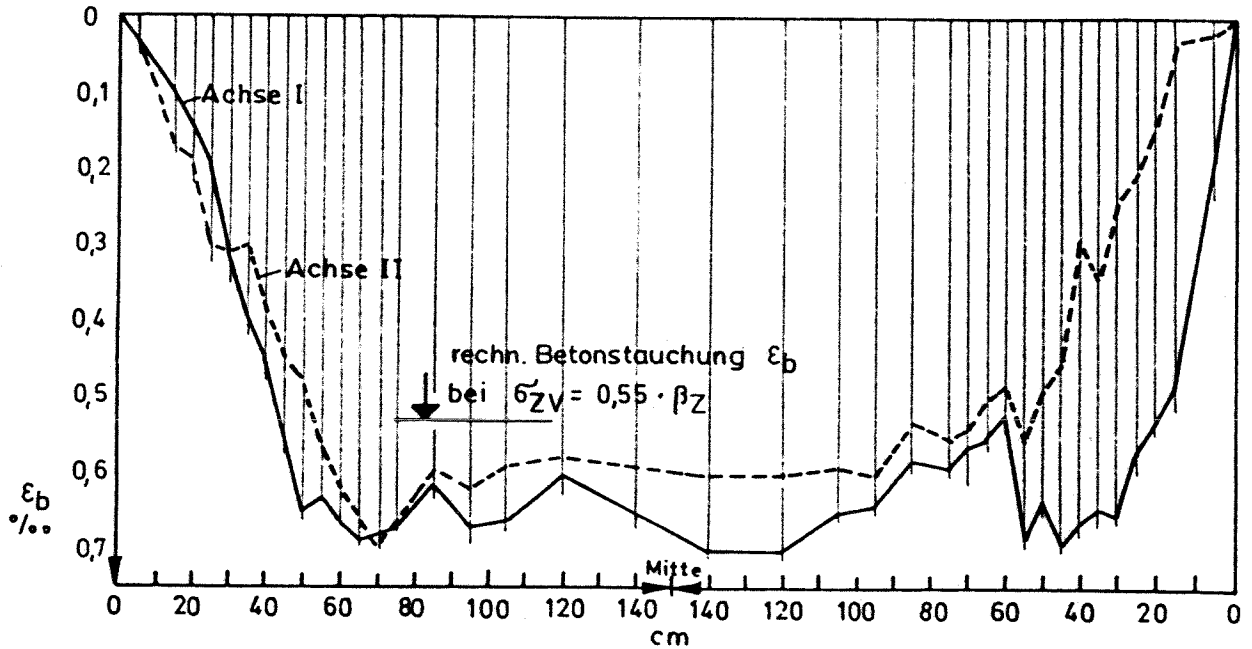


Bild 38: Abmessungen des Versuchsbalkens für den Versuch mit vergütetem Spannstahl 1420/1570, \varnothing 12 mm, gerippt und Anordnung der Meßstellen „Serie 1“



Laststufe 1 : Übertragene Kraft entspricht $0,55 \cdot B_Z$



Laststufe 2 : Übertragene Kraft entspricht $0,65 \cdot B_Z$

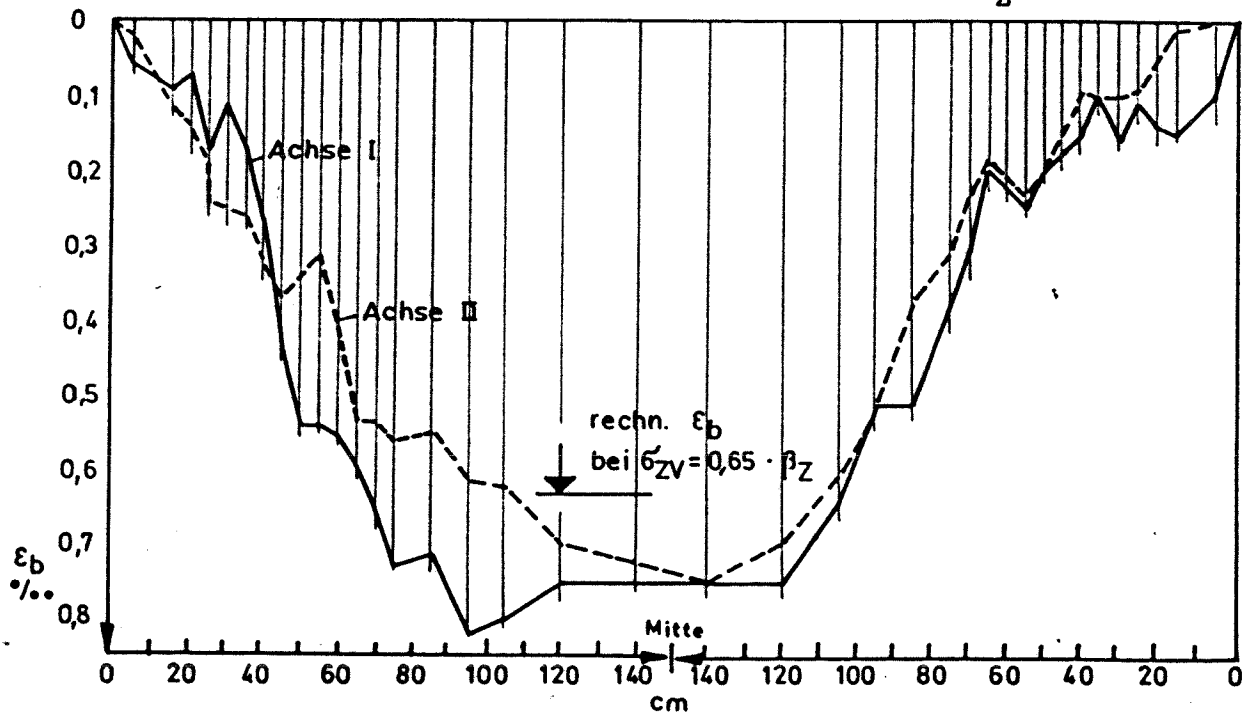


Bild 39: Anordnung der Meßstellen und Ergebnisse der Betonverformungs-
 messungen am Balken mit profiliertem Spannstahl ϕ 7,5 mm, „Serie 1“
 Balkenquerschnitt siehe Bild 37, Anlage 10

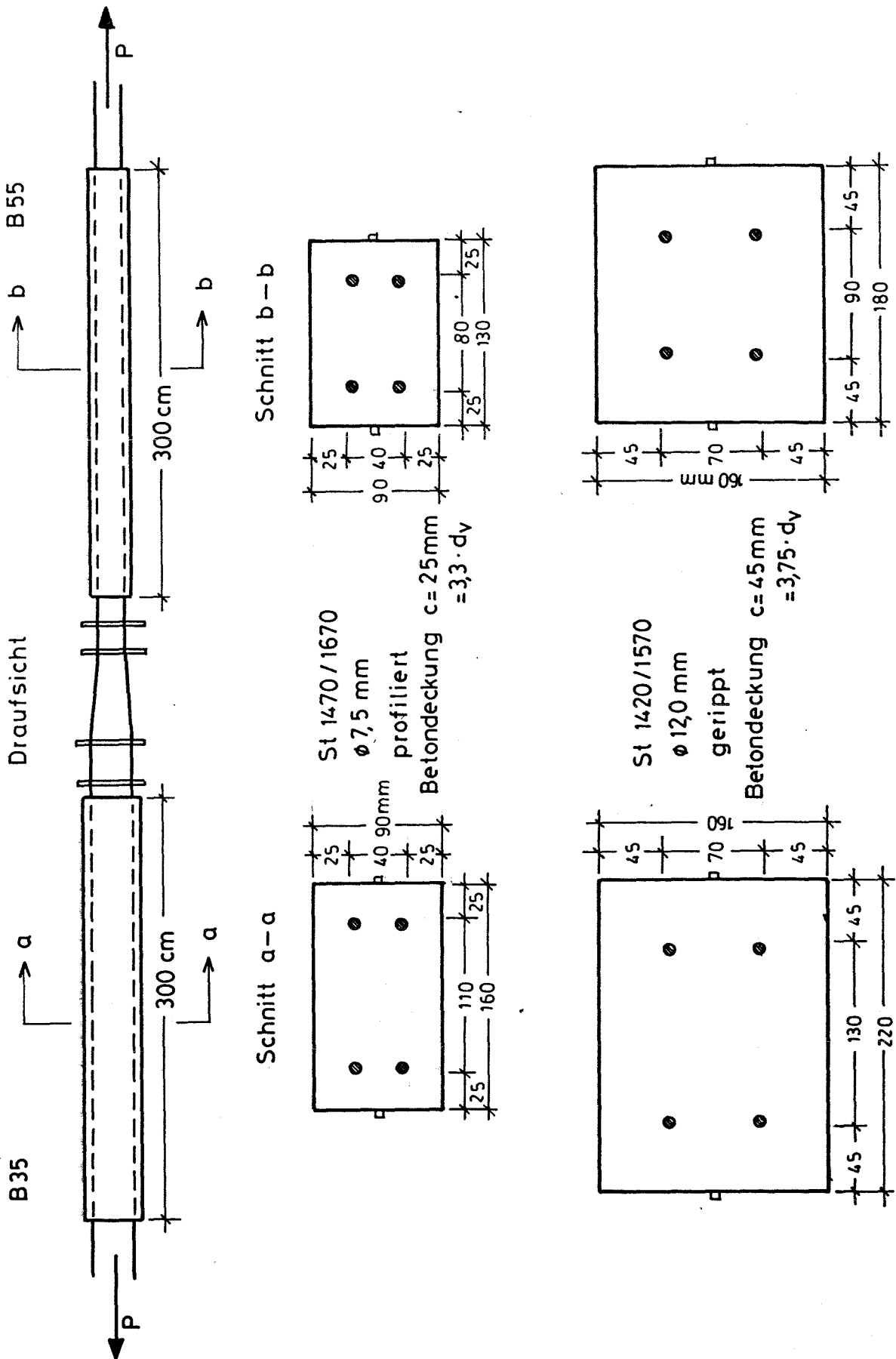


Bild 40: Versuchsanordnung und Abmessungen der Balken der Serie 2 mit vergrößerter Betondeckung

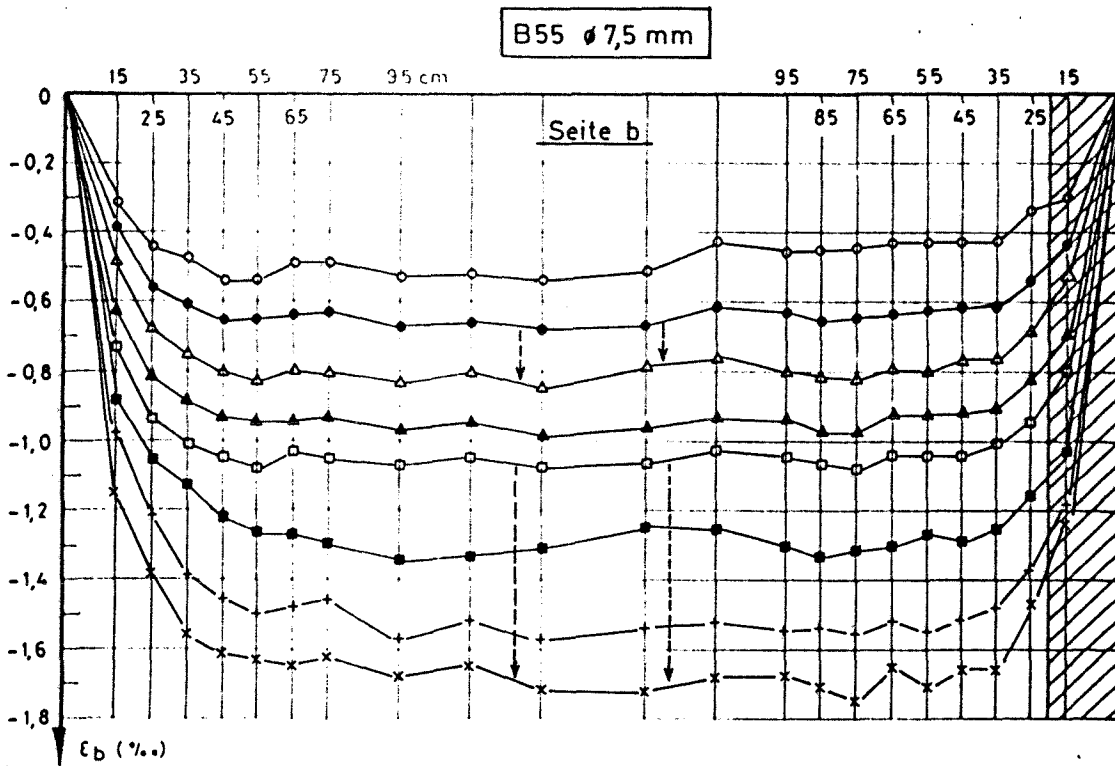
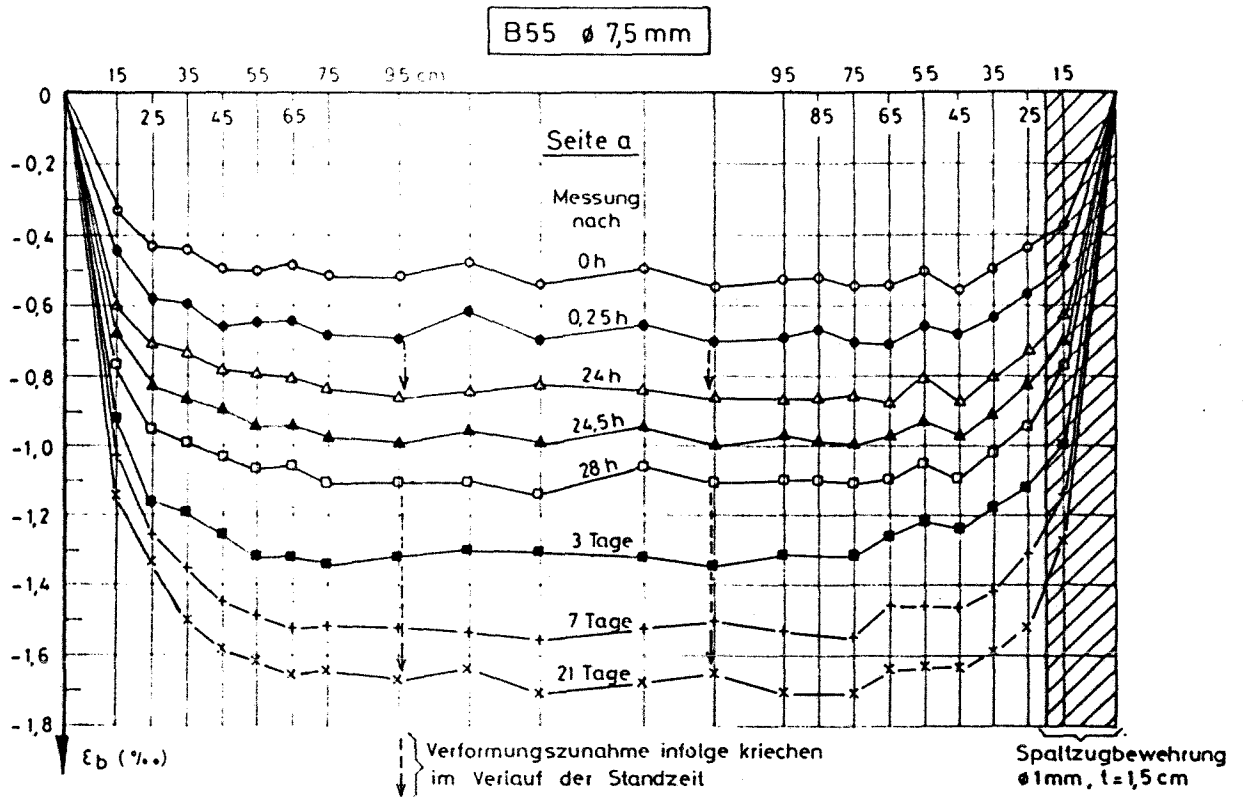


Bild 41: Versuchsbalken vorgespannt mit 4 ϕ 7,5 mm, St 1470/1670, profiliert, gezogen (Serie 2)
 Ergebnisse der Beton-Verformungsmessungen beim Eintragen der Spannkraft

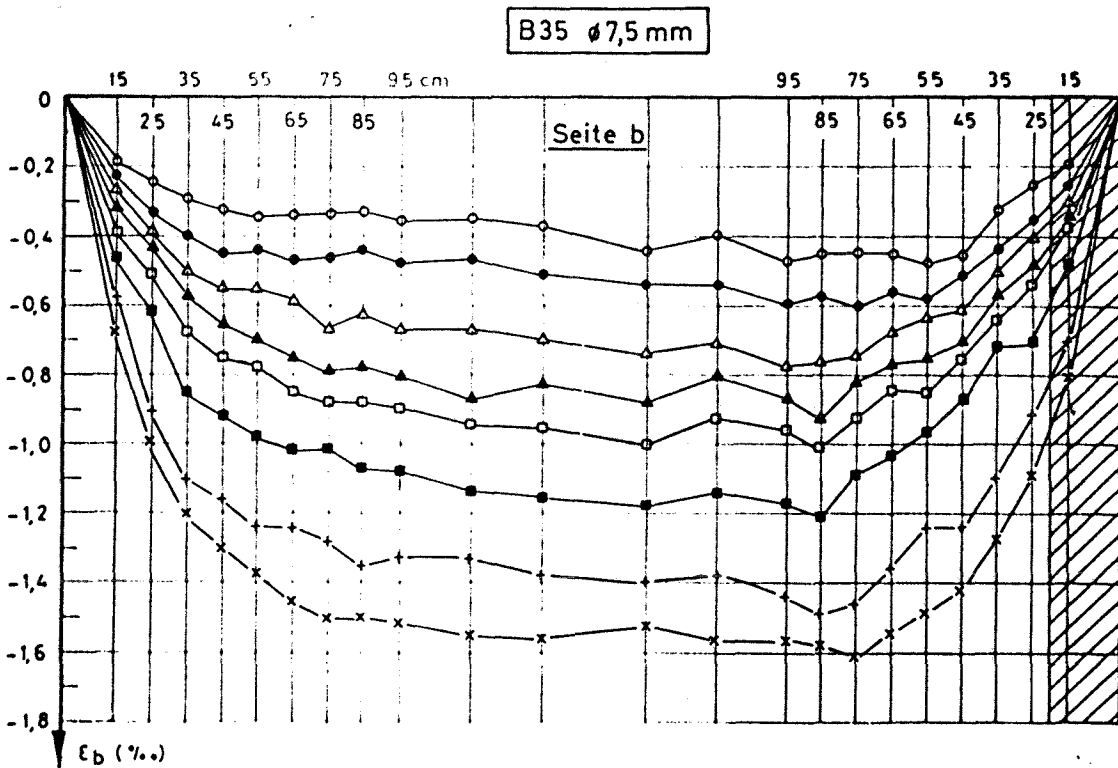
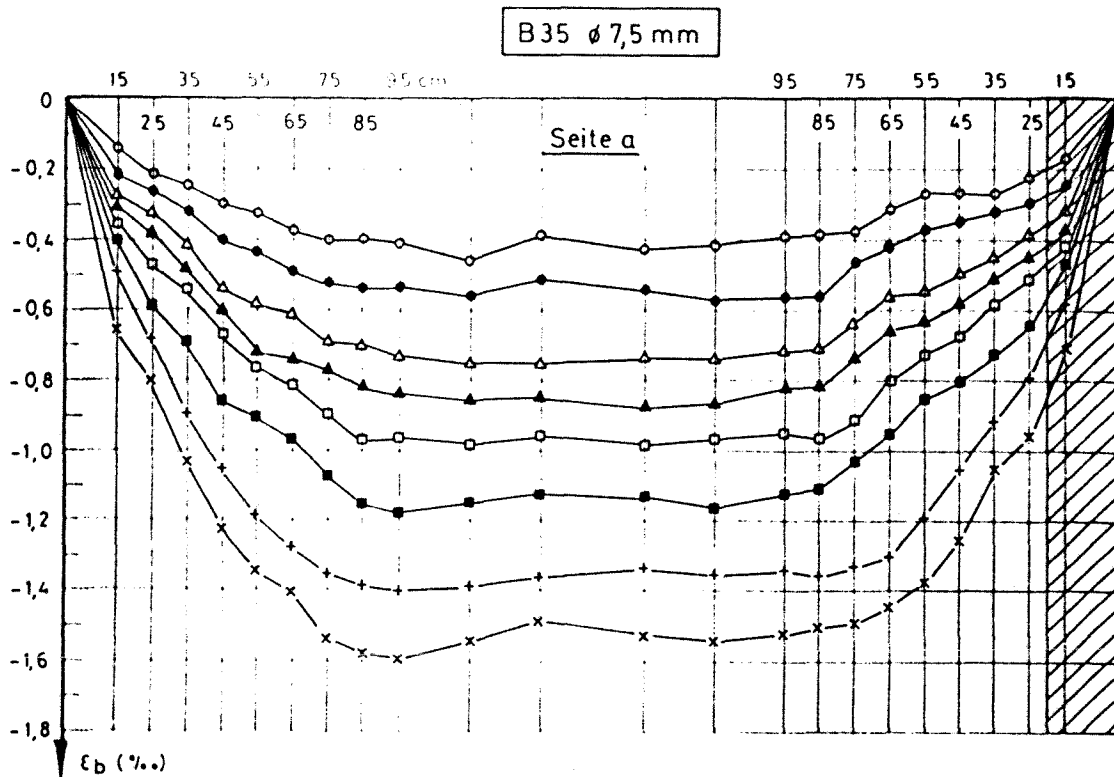


Bild 42: Versuchsbalken vorgespannt mit 4 ϕ 7,5 mm, St 1470/1670, profiliert, gezogen (Serie 2)
 Ergebnisse der Beton-Verformungsmessungen beim Eintragen der Spannkraft

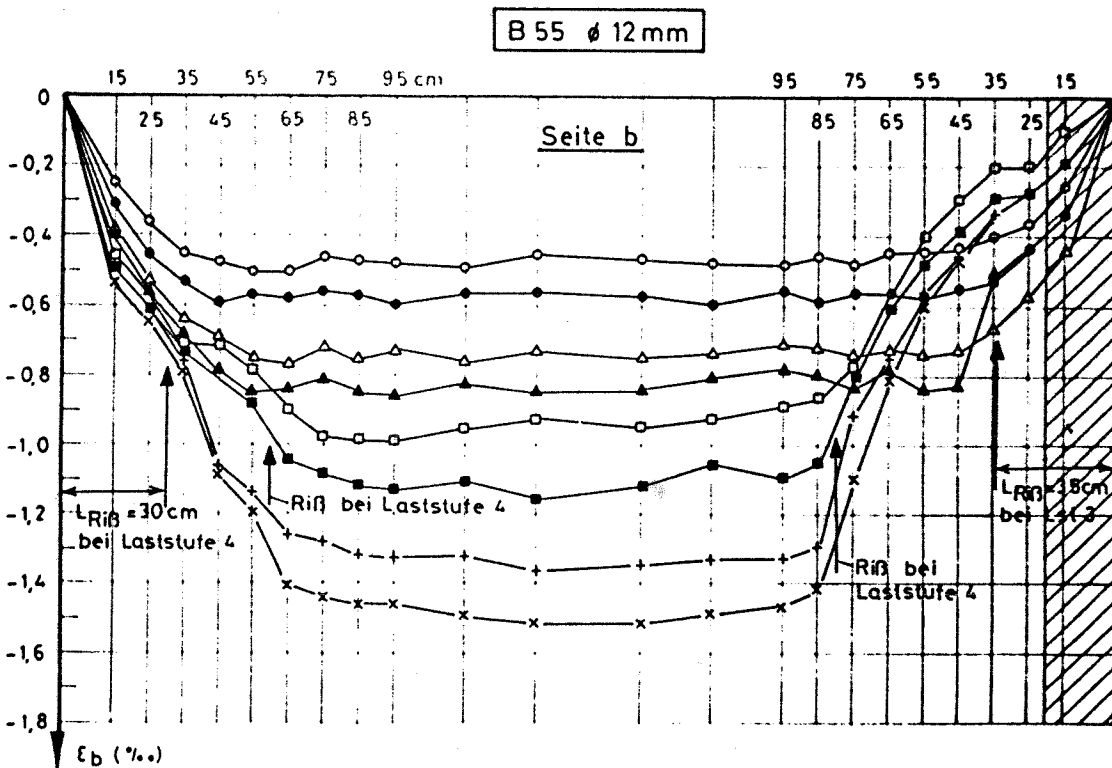
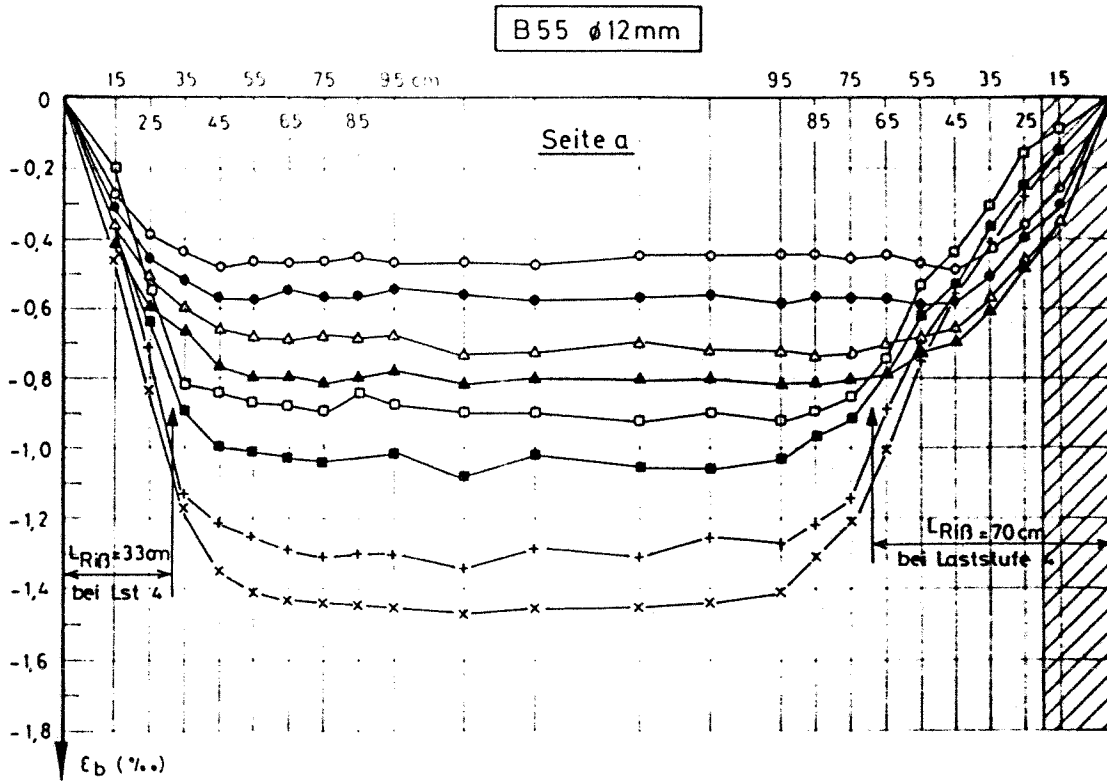


Bild 43: Versuchsbalken vorgespannt mit 4 ϕ 12 mm, St 1470/1670, gerippt, vergütet (Serie 2)
 Ergebnisse der Beton-Verformungsmessungen beim Eintragen der Spannkraft

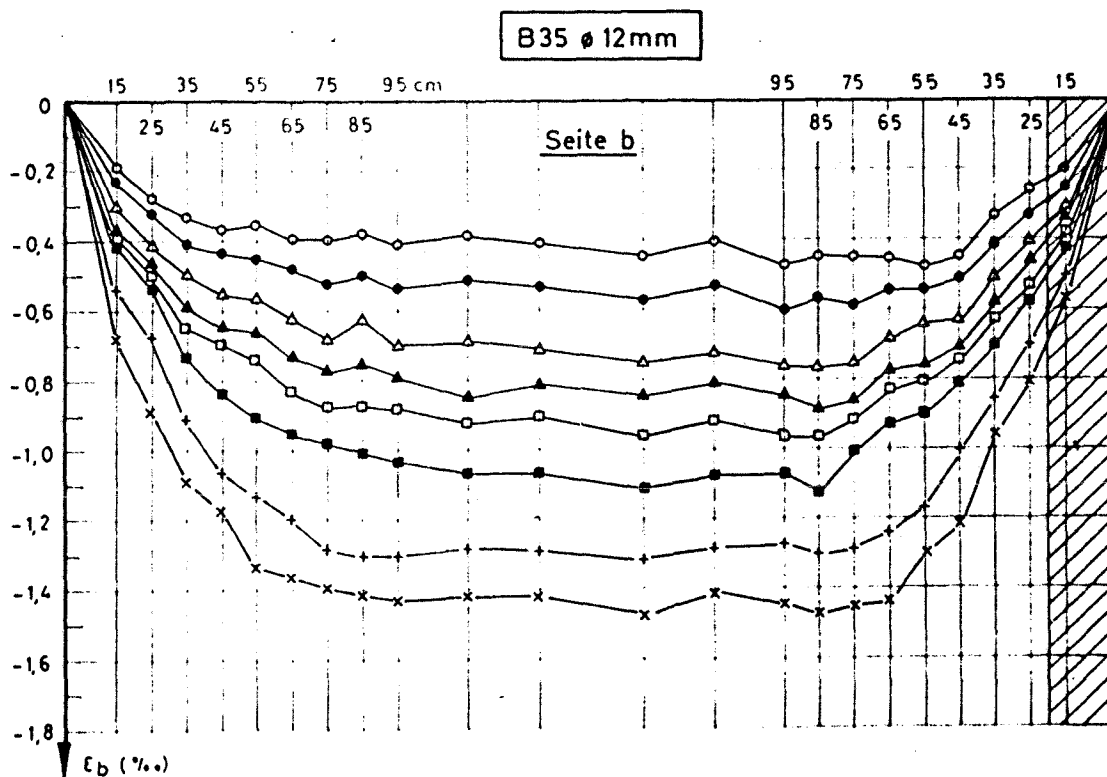
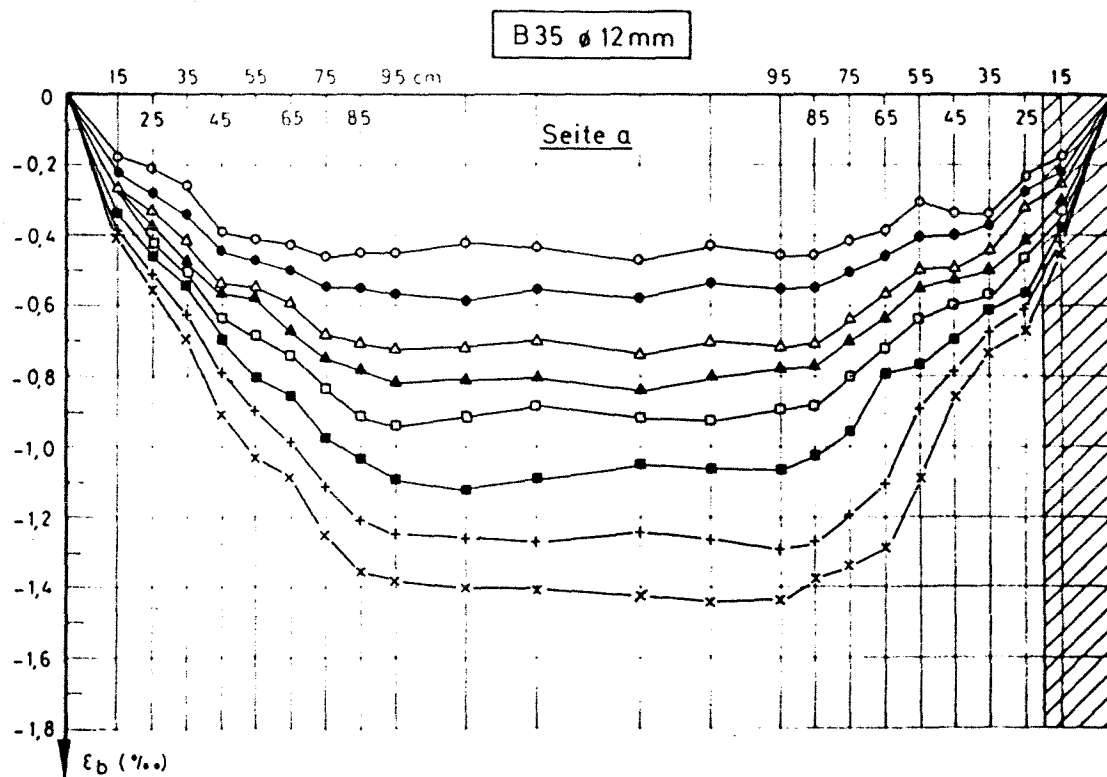


Bild 44: Versuchsbalken vorgespannt mit 4 ϕ 12 mm, St 1470/1670, gerippt, vergütet (Serie 2)
 Ergebnisse der Beton-Verformungsmessungen beim Eintragen der Spannkraft

Tabelle 12: Verformungszunahme der Balken (Serie 2): ϵ [‰]

		Laststufe							
Stahl	Beton	1	2	2a	3	4	4c	4b	4c
∅ 7,5	B 55	0,53	0,67	0,83	0,97	1,08	1,30	1,53	1,68
	B 35	0,42	0,54	0,74	0,85	0,95	1,13	1,37	1,53
∅ 12	B 55	0,48	0,57	0,73	0,83	0,92	1,08	1,31	1,47
	B 35	0,44	0,55	0,71	0,82	0,91	1,07	1,28	1,42
Mittel		0,47	0,58	0,75	0,87	0,97	1,14	1,37	1,52
Diff		0,47	0,11	0,17	0,12	0,10	0,17	0,23	0,15

Σ elastisch = 0,80
 Σ plastisch = 0,72
 $\left. \begin{array}{l} \Sigma \text{ elastisch} = 0,80 \\ \Sigma \text{ plastisch} = 0,72 \end{array} \right\} \Sigma = 1,52\%$

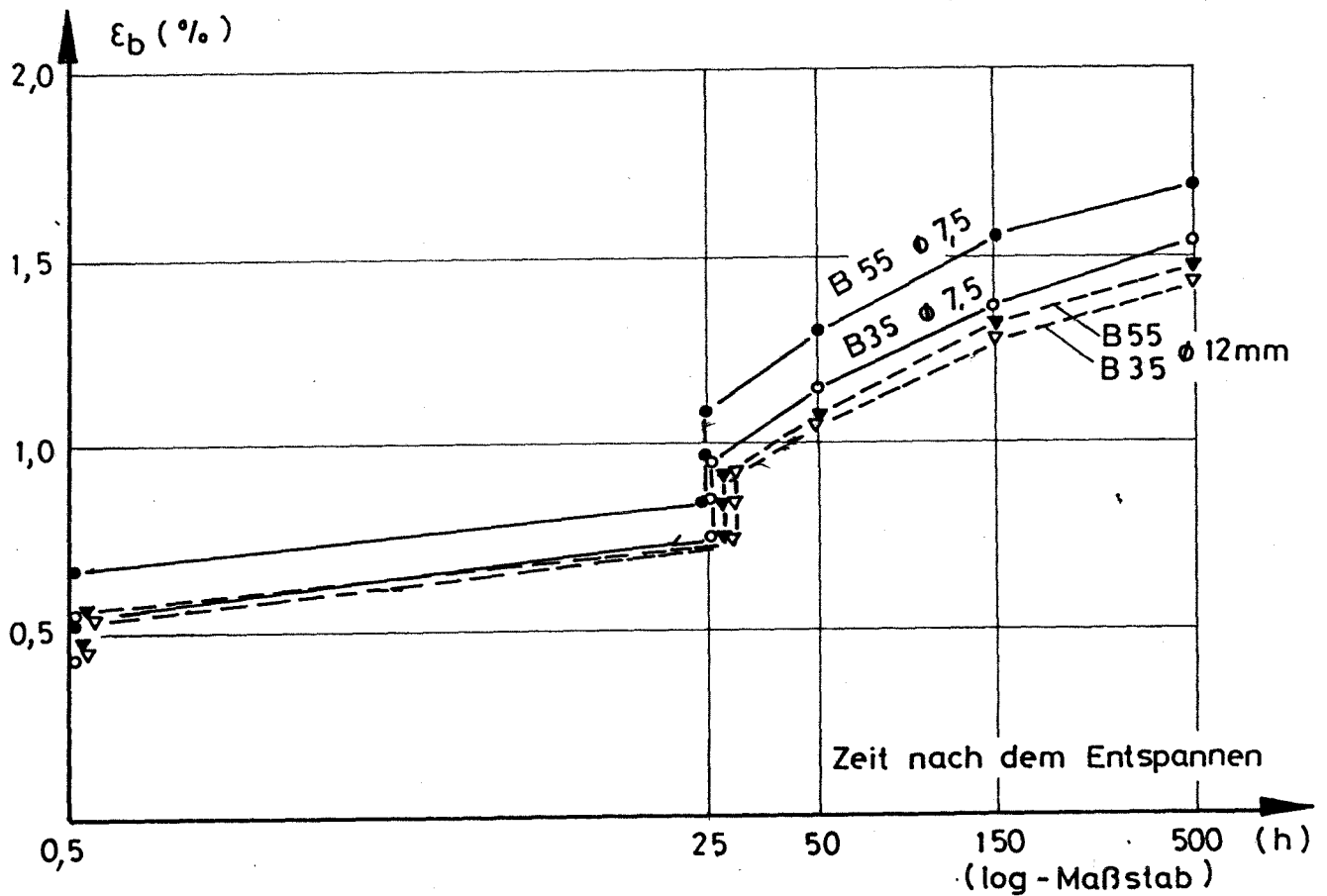


Bild 45: Verformungen in Balkenmitte

Tabelle 13: Eintragungslängen und k_1 -Werte

Ergebnisse der Verformungsmessungen an den Spannbetonbalken
 der Serie 2

Stahl ϕ	Beton	Last- stufe	Seite A Spaltzugb.		Seite B Spaltzugb.		Mittelwerte Spaltzugbewehrung			k_1 -Werte Spaltzugbewehrung		
			ohne	mit	ohne	mit	ohne	mit	inges.	ohne	mit	inges.
			e_{80}/e_{100}				e_{30}/e_{100}			e_{80}/e_{100}		
7,5	55	1	23/45	23/45	23/45	29/35	23/45	26/40	24,5/42,5	41/60	47/53	44 ± 5 / 57 ± 7
		2	22/45	23/45	23/45	23/35	22,5/45	23/40	22,75/42,5	41/60	41/53	41 ± 1 / 57 ± 7
		3	21/55	21/45	22/45	20/35	21,5/50	20,5/40	21/45	39/67	37/53	39 ± 1 / 60 ± 11
		4	22/55	21/45	20/55	19/45	21/55	20/45	20,5/50	38/73	36/60	37 ± 2 / 67 ± 8
		c	25/65	19/45	23/65	20/55	24/65	19,5/50	21,75/57,5	43/87	35/67	39 ± 5 / 77 ± 13
	35	1	56/75	66/75	33/55	38/55	44,5/65	52/65	48,25/65	80/87	94/87	87 ± 28 / 87 ± 15
		2	54/75	73/75	32/65	37/55	43/70	55/65	49/67,5	77/93	99/87	88 ± 33 / 90 ± 13
		3	50/85	68/85	45/75	37/85	47,5/80	52,5/85	50/82,5	85/107	94/113	90 ± 24 / 110 ± 7
		4	56/85	62/85	43/75	47/85	49,5/80	54,5/85	52/82,5	89/107	98/113	94 ± 15 / 110 ± 7
		c	47/90	44/85	37/75	42/75	42/82,5	39/80	40,5/81,25	76/110	70/107	73 ± 11 / 108 ± 10
12	55	1	24/45	24/45	27/55	27/45	25,5/50	25,5/45	25,5/47,5	29/42	29/37	29 ± 2 / 40 ± 4
		2	24/45	29/45	26/45	27/45	25/45	28/45	26/45	28/37	31/37	30 ± 2 / 38 ± 0
		3 o.R.	31/55	40/65			31/55	40/65	35,5/60	34/45	44/53	39 ± 7 / 49 ± 6
		m.R.			34/55	40/45	34/55	40/45	37/50	38/45	44/37	41 ± 4 / 41 ± 6
		4 m.R.	29/55	69/85	52/85	74/95	40,5/70	71,5/90	56/80	46/58	80/75	63 ± 23 / 67 ± 14
	c m.R.	34/65	72/95	54/85	79/95	44/75	40,5/95	42,25/85	49/62	46/79	47 ± 23 / 71 ± 12	
	35	1	32/65	39/55	43/75	43/75	37,5/70	41/65	39,25/67,5	42/58	46/54	44 ± 6 / 56 ± 8
		2	41/75	40/75	47/75	62/80	44/75	51/77,5	47,5/76	49/63	57/65	53 ± 11 / 63 ± 2
		3	50/115	43/75	62/95	66/85	56/105	54,5/80	55,25/92,5	63/88	61/67	62 ± 12 / 77 ± 14
		4	51/115	47/85	63/95	65/85	57/105	56/85	56,5/95	64/88	63/71	64 ± 10 / 79 ± 12
c		40/95	43/85	67/95	58/95	53,5/95	50,5/90	52/92,5	60/79	57/75	59 ± 14 / 77 ± 4	

o.R. = ohne RiB

m.R. = mit RiB

$$k_1 = \frac{e_{80} \cdot 1,35}{\phi} \quad \text{bzw.} \quad \frac{e_{100}}{\phi}$$