

Erläuterungen zu DIN 4227, Abschnitt 10 von G. Rehm und R. Eligehausen

Durch die in Abschnitt 10 geforderten Nachweise soll ein befriedigendes Verhalten von Spannbetonbauteilen im Gebrauchszustand durch Beschränkung der Breite von eventuell auftretenden Rissen gewährleistet werden.

Zu Abschnitt 10.1 Zulässigkeit von Zugspannungen

Dieser Abschnitt wurde zur Erhöhung der Übersichtlichkeit geringfügig redaktionell überarbeitet.

Zu Abschnitt 10.1.2 Beschränkte Vorspannung

Zur Klarstellung sei darauf hingewiesen, daß der im 2. Absatz geforderte Nachweis bei Bauteilen im Freien bzw. bei Bauteilen mit erhöhtem Korrosionsangriff gemäß DIN 1045, Tabelle 10, Zeile 4 /1/ (keine Zugspannungen unter Dauerlast) in der Regel nur für den Zeitpunkt $t = \infty$ zu führen ist. In dem angegebenen Lastfall sind die vollen wahrscheinlichen Baugrundbewegungen an Stelle der Verkehrslast zu berücksichtigen, wenn sich dadurch ungünstigere Werte ergeben.

Nach Absatz 3 sind gleichgerichtete Zugspannungen aus verschiedenen Tragwirkungen zu überlagern. Infolge des neu geregelten Nachweises der Beschränkungen der Rißbreiten werden die Grenzen der einzuhaltenden Spannungen erhöht.

Zu Abschnitt 10.2 Nachweis der Beschränkung der Rißbreite

Zu Abschnitt 10.2.1 Vorgedrückte Zugzone

Dieser Abschnitt wurde sachlich und redaktionell überarbeitet und an DIN 1045 angepaßt.

Bisher war die "Aufnahme der Zugkräfte im Beton durch Bewehrung" zu gewährleisten, wobei die beabsichtigte Rißbreitenbeschränkung durch Einhaltung zulässiger Stahlspannungen bzw. durch eine Beschränkung des Spannungszuwachses im Spannstahl unabhängig von den Verbundeigenschaften der Bewehrung erreicht werden sollte. Dieser Nachweis der Stahlspannungen genügt häufig nicht - insbesondere bei unvernünftiger Auslegung der Vorschrift -, um die Empfindlichkeit von Spannbetonbauteilen gegenüber der Bildung von breiten Rissen zu berücksichtigen.

Demgegenüber wird nunmehr generell ein Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten nach Gleichung (8)

$$d_s \leq 4 r \frac{\mu_z}{\sigma_s} \cdot 10^4 \quad (8)$$

gefordert, wobei nicht mehr zwischen "anteilmäßig" und "nicht anteilmäßig durchgesetzten Zugzonen" unterschieden wird.

Die in Gleichung (8) einzusetzende Spannung σ_s des Betonstahls bzw. des Spannungszuwachses des Spannstahts ist nach Zustand II unter Berücksichtigung des Ebenbleibens der Querschnitte für Schnittgrößen aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden, 1,35-fache Schnittgrößen aus äußeren Lasten, 1,0-fache Wärmewirkung sowie für Schnittgrößen infolge wahrscheinlicher Baugrundbewegungen zu ermitteln. Bei der Berechnung von σ_s darf der Querschnitt des Betonstahls und der im Verbund liegenden Spannglieder (Spannglieder mit sofortigem und nachträglichem Verbund) angesetzt werden, weil sich alle im Verbund liegenden Bewehrungen anteilmäßig an der Aufnahme der Zugkräfte beteiligen. Die Berechnung berücksichtigt die Verträglichkeit der Dehnungen in der Betonzugzone. Daher ist selbstverständlich das Ebenbleiben des Querschnitts auch auf die Spannglieder zu beziehen.

Die Beschränkung der Rißbreite erfolgt am wirkungsvollsten durch gerippten Betonstahl oder Spannstaht im sofortigen Verbund. Demgegenüber ist der Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund geringer. Er wird nach Gleichung (9) berücksichtigt. Daher darf bei der Ermittlung des Bewehrungsprozentsatzes $\mu_z = 100 A_s / A_{bz}$ bzw. $\mu_z = 100 (A_s + A_v) / A_{bz}$ nur der Querschnitt A_s des Betonstahls und der Querschnitt A_v des ggf. vorhandenen Spannstahts in sofortigem Verbund angesetzt werden. A_{bz} ist der Querschnitt der Zugzone ohne Abzug von Hüllrohrquerschnitten. Die maximale Höhe der wirksamen Zugzone wurde auf der sicheren Seite liegend mit 80 cm angesetzt.

Zur Vereinfachung darf die Stahlspannung σ_s auch aus der nach Zustand I ermittelten Zugkraft des Betons errechnet werden. In diesem Fall ist für A_{bz} der Querschnitt der Zugzone im Zustand I einzusetzen. Dieses Verfahren liegt in der Regel auf der sicheren Seite.

Die gewählten r-Werte zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Stäbe entsprechen dem Mittelwert von DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978, Tabelle 15, Spalten 3 und 4. Sie gelten zur

Vereinfachung unabhängig von den Umweltbedingungen und berücksichtigen strenge Anforderungen an die zulässige Rißbreite. Da die Stahlspannung σ_s für die 1,35-fachen Gebrauchslasten berechnet wird, in korrosionstechnischer Hinsicht jedoch der Zustand unter Dauerlast maßgebend ist, wurde in Gleichung (8) der Faktor $(1,35/0,7)^2 \approx 4$ eingeführt.

Bei unterschiedlichen Verbundeigenschaften der Bewehrung zur Beschränkung der Rißbreiten (z.B. gerippter Betonstahl und profilierter Spannstaht in sofortigem Verbund) liegt man auf der sicheren Seite, wenn in Gleichung (8) der r-Wert der Bewehrung mit den schlechteren Verbundeigenschaften eingesetzt wird. Man kann jedoch auch einen mittleren r-Wert ansetzen, für den nach /5/ gilt:

$$r_m = r_1 \cdot \left[1 + \frac{A_2}{A_1 + A_2} \cdot \left(\frac{r_2}{r_1} - 1 \right) \right]$$

Darin bedeuten:

r_m = mittlerer r-Wert

A_1, r_1 = Querschnitt und Verbundbeiwert der Bewehrung 1

A_2, r_2 = Querschnitt und Verbundbeiwert der Bewehrung 2

Spannglieder mit nachträglichem Verbund können die Rißbildung wirksam nur innerhalb eines bestimmten Wirkungsbereiches beeinflussen (vergl. /6/). Die Größe dieses Bereiches beträgt nach Versuchen /6/ im Mittel etwa 30 cm. In der Wirkungzone der Spannglieder darf die Betonstahlbewehrung um den Betrag ΔA_s nach Gleichung (9) abgemindert werden.

Bei der Ableitung von Gleichung (9) werden gleiche Verbundkräfte pro Längeneinheit beim Betonstahl und beim Spannstaht mit nachträglichem Verbund vorausgesetzt.

Damit gilt:

$$u_s \cdot \tau_s = u_v \cdot \tau_v$$

Mit $u_s = \frac{4 \Delta A_s}{d_s}$ erhält man

$$\Delta A_s = u_v \cdot \frac{\tau_v}{\tau_s} \cdot \frac{d_s}{4}$$

und mit $\xi = \frac{\tau_v}{\tau_s}$ erhält man Gleichung (9).

$$\Delta A_s = u_v \cdot \xi \cdot d_s / 4 \quad (9)$$

Der Abminderungsbeiwert ξ gibt an, um wieviel geringer die Verbundfestigkeit von Spanngliedern im Einpreßmörtel gegenüber der Verbundfestigkeit von Betonrippenstählen ist. Er wurde aus Versuchen /6/ gewonnen und auf der sicheren Seite liegend festgelegt. Die angegebene Beziehung für den wirksamen Umfang eines Bündelspanngliedes ($u_v = \pi \cdot 1,6 \cdot \sqrt{A_v}$) berücksichtigt eine ungünstige Anordnung der Einzeldrähte im Bündel.

Zur Vermeidung von Mißverständnissen sei darauf hingewiesen, daß zur Ermittlung von μ_z in Gleichung (8) die Gesamtbewehrung ($A_s + A_v$) und nicht die nach Gleichung (9) abgeminderte Bewehrungsfläche angesetzt werden darf, da der Anteil ΔA_s durch Spannglieder im Verbund ersetzt wird.

Durch die nachträgliche Abminderung der bei der Ermittlung von σ_s erfaßten Gesamtbewehrung entsteht formal eine Unverträglichkeit, die sich in der Regel jedoch nicht auswirkt. Diese Ungenauigkeit kann durch nachträgliche Kontrolle mit der endgültigen Bewehrung über Formel (8) überprüft werden. Während der Beratungen wurden mehrere Vorschläge erörtert. Der Ausschuß entschied sich für den im vorstehenden erläuterten.

Er ist durch folgende Merkmale gekennzeichnet:

- a) Beschränkung der Zugspannungen im Gebrauchszustand auf zulässige Werte
- b) Einhaltung zulässiger Rißbreiten analog DIN 1045 /1/. Der Nachweis erfolgt für die Schnittkräfte unter 1,35-facher Gebrauchslast.
- c) Mindestbewehrung teilweise etwas höher als bisher.

Bei den Nachweisen sind Zwangsschnittgrößen aus Temperaturunterschieden zu berücksichtigen (vergl. Abschnitt 9.2.5). Bei Brücken ist ein linearer Temperaturunterschied von 5 K zwischen Ober- und Unterkante des Tragwerkes anzusetzen.

Dieser Vorschlag 1) lehnt sich eng an das bisherige Konzept der "Spannbetonrichtlinien" /3/ an. Lediglich der Nachweis der Beschränkung der Rißbreite wird etwas verschärft. Wie erläutert wird nunmehr gefordert, einen maximalen Bewehrungsstabdurchmesser einzuhalten. Dieser errechnet sich nach der bereits bekannten Gleichung (18) von /1/ ($d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_{s2}} \cdot 10^4$). Diese Gleichung berücksichtigt die wesentlichen die Rißbreite beeinflussenden Parameter (Stahl-

spannung, Bewehrungsprozentsatz und Verbundigenschaften der Bewehrung). Dabei erschien der Bezug auf die 1,35-fachen Gebrauchslasten notwendig, damit der Querschnitt in allen Fällen rechnerisch aufreißt.

Nachteilig an diesem Vorschlag ist, daß er keinen nahtlosen Übergang von DIN 4227, Teil 1 (Volle und Beschränkte Vorspannung) über Teil 2 (Teilweise Vorspannung) nach DIN 1045 (Stahlbeton) ermöglicht. Weiterhin sind die geforderten Nachweise als formal zu bezeichnen, da auch bei der vorgesehenen Begrenzung der Zugspannungen das Auftreten von Rissen nicht ausgeschlossen und für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke das Verhalten unter häufig wirkenden Lasten maßgebend ist. Außerdem wird in den Bereichen der Momentnullpunkte der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite wirkungslos, da ein Moment in der Größe von Null multipliziert mit dem Lastfaktor 1,35 weiterhin Null ergibt. Daher ist in diesen Bereichen die Mindestbewehrung maßgebend, die in manchen Fällen nicht ausreichend sein kann /4/.

Der Vorschlag wurde trotz dieser Nachteile gewählt, weil wesentliche sachliche Änderungen in der Regel nur dann aufgenommen werden sollten, wenn ein Sicherheitsrisiko besteht oder die Wirtschaftlichkeit der Bauweise gefährdet ist.

Ein Sicherheitsrisiko wurde bei Beibehaltung des bisherigen Konzepts nicht gesehen, da einige Verschärfungen eingeführt wurden. So darf der Stababstand der Mindestbewehrung nunmehr höchstens 20 cm (bisher 25 cm) betragen. Dies ergibt nach einer Vielzahl von Nachrechnungen an ausgeführten Brücken eine vertretbare Anhebung der Mindestbewehrung um bis zu 15 %. Weiterhin wurde der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite gegenüber bisher verschärft. Außerdem wurden zusätzliche Maßnahmen für die kritischen Bereiche mit Spanngliedkopplungen eingeführt. Nachrechnungen ergaben außerdem, daß die Wirtschaftlichkeit der Bauart in der Regel nicht beeinträchtigt ist.

Um den Außenstehenden eine Vorstellung darüber zu geben, welche anderen Möglichkeiten der Rissebeschränkung bestehen, sollen die wichtigsten Vorschläge kurz erläutert werden. Sie wurden auch vom Ausschuß beraten, jedoch zugunsten des Vorschlags 1 zurückgestellt.

Variante 2

Merkmale:

- a) Keine Beschränkung der Zugspannung im Gebrauchszustand

b) Einhaltung zulässiger Rißbreiten unter häufig vorkommender Gebrauchslast $g + v + \psi_1 \cdot p$ mit $\psi_1 \approx 0,5 - 0,8$.
Der Nachweis erfolgt nach dem im Model-Code des CEB /2/ angegebenen Verfahren.

c) Mindestbewehrung stärker als bisher. Sie ist so zu dimensionieren, daß sie beim Entstehen eines Risses, z.B. infolge von Zwangsschnittkräften, nicht über die Streckgrenze beansprucht wird und die Breite der Risse auf zulässige Werte beschränkt.

Bei den Nachweisen werden Zwangsschnittkräfte aus Temperatur nicht angesetzt.

Die Variante 2 ging davon aus, daß bei voll und beschränkt vorgespannten Bauteilen eine Rißbildung nicht ausgeschlossen werden kann, diese jedoch in der Regel bei Überlagerung der Lastspannungen mit in ihrer Größenordnung nicht immer bekannten Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur, Kriechen, Schwinden und Stützensenkung erfolgt (vgl. /4/). Daher wäre die Mindestbewehrung unabhängig von der Beanspruchung für den Zustand bei Erreichen der Betonzugfestigkeit zu bestimmen und in der Regel deutlich höher als nach Variante 1 gewesen. Vorteile dieses Vorschlags sind der logische Aufbau und die weitgehende Übereinstimmung mit der CEB-Mustervorschrift /2/. Weiterhin erlaubt er einen nahtlosen Übergang vom Spannbeton auf den Stahlbeton. Nachteilig ist, daß die bisherige Einteilung in voll, beschränkt und teilweise vorgespannte Bauteile verlassen und damit ein großer Schritt aus dem bisherigen Erfahrungsbereich getan wird.

Variante 3

Merkmale:

- a) Beschränkung der Zugspannungen im Gebrauchszustand auf zulässige Werte wie beim Vorschlag 1
- b) Einhaltung zulässiger Rißbreiten unter häufig vorkommender Gebrauchslast (vgl. Variante 2), zusätzlich ist jedoch über die ganze Trägerlänge ein additives Zusatzmoment ΔM anzusetzen.
- c) Mindestbewehrung wie bei Variante 1

Bei den Nachweisen werden Zwangsschnittkräfte aus Temperatur wie bei Variante 1 mit angesetzt.

Der Vorschlag 3 stellt einen Kompromiß zwischen

den extremen Varianten 1 und 2 dar. Er bleibt zwar bei der gewohnten Einteilung (volle und beschränkte Vorspannung), verlangt jedoch die Einhaltung zulässiger Rißbreiten unter der maßgebenden Beanspruchung (häufig auftretende Lasten). Weiterhin wird ein Zusatzmoment ΔM angesetzt, das wichtige Einflüsse abdecken soll. Durch das Zusatzmoment wird erreicht, daß ein Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite auch in Bereichen mit geringer Beanspruchung aus Lasten geführt werden kann, wobei die notwendige Bewehrung oft stärker als die vorgeschriebene Mindestbewehrung sein wird. Das Zusatzmoment braucht beim Nachweis der Tragfähigkeit naturgemäß nicht berücksichtigt zu werden.

Nachrechnungen entsprechend Vorschlag 1 ergaben, daß der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite in der Regel sinnvolle Ergebnisse liefert. In manchen Fällen ist eine geringe Erhöhung des Betonstahlquerschnitts gegenüber bisher zu erwarten. Dies ist aber sicherlich kein Nachteil für die Konstruktion und beeinträchtigt die Wirtschaftlichkeit der Bauweise nicht. Allerdings ergeben sich bei Konstruktionen, die überwiegend auf Zug beansprucht sind oder geringe Schwankungen der Lastschnittgrößen (z.B. Behälter) aufweisen, deutliche Härten. Dies wurde zwar erkannt; man war jedoch der Auffassung, daß das gewählte Konzept die überwiegende Zahl der praktischen Fälle gut abdeckt und für Sonderfälle wie schon bisher mit geeigneten aber modifizierten Verfahren gerechnet werden darf.

Nach Auffassung der Verfasser stellt der folgende Vorschlag 4, der etwa der beschriebenen Variante 3 entspricht, eine brauchbare Lösung dar.

Variante 4

(Vorschlag für einen modifizierten Nachweis)

Der Stabdurchmesser d_s der Bewehrung zur Beschränkung der Rißbreite (gerippter und/oder profilierter Betonstahl sowie ggf. Spannstahl in sofortigem Verbund) soll die Werte nach Gleichung (8a) nicht überschreiten.

$$d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_s^2} \cdot 10^4 \quad (8a)$$

Der Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund darf nach Gleichung (9), Teil 1, berücksichtigt werden.

Bedeutung der Zeichen: siehe DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 10.2.1 und zugehörige Erläuterung. Es erscheint auch zulässig, den r-Wert entspre-

chend DIN 4227 Teil 2 zu wählen, wenn die dort genannten Bedingungen eingehalten werden ($\sigma_s < 300 \text{ N/mm}^2$).

Die Stahlspannung σ_s ist für die Schnittgrößen S_d unter häufig wirkenden Lasten nach Gleichung (8b) nach Zustand II unter Berücksichtigung des Ebenbleibens der Querschnitte zu berechnen, wobei der Querschnitt des Betonstahls und der im Verbund liegenden Spannglieder eingesetzt werden darf. Näherungsweise darf die Stahlspannung auch aus der nach Zustand I ermittelten Zugkraft des Betons errechnet werden.

$$\sigma_{s,d} = \sigma_{s,g} + \sigma_{s,v\infty} + \psi_1 \cdot \sigma_{s,p} + \sigma_{s,s} + \sigma_{s,\Delta M_1} \geq \sigma_{s,M_2} + \sigma_{s,v\infty} \quad (8b)$$

Darin bedeuten:

$\sigma_{s,d}$ = Stahlspannung infolge Schnittgrößen unter häufig wirkenden Lasten

$\sigma_{s,g}$ = Stahlspannung infolge Schnittgrößen aus ständiger Last nach Abschnitt 9.2.2

$\sigma_{s,v\infty}$ = Stahlspannung infolge Schnittgrößen aus Vorspannung nach Kriechen und Schwinden

$\sigma_{s,p}$ = Stahlspannung infolge Schnittgrößen aus Verkehrslast nach Abschnitt 9.2.3

ψ_1 = Beiwert zur Berücksichtigung des Anteils der Verkehrslast, der als häufig wirkend anzusehen ist

$\sigma_{s,s}$ = Stahlspannung infolge Schnittgrößen aus wahrscheinlicher Baugrundbewegung nach Abschnitt 9.2.6

$\sigma_{s,\Delta M_1}$ = Stahlspannung infolge des Zusatzmomentes $M_1 = \pm 5 \cdot \frac{EI}{10^5 \cdot d_0}$

σ_{s,M_2} = Stahlspannung infolge des Mindestmomentes $M_2 = \pm 15 \cdot \frac{EI}{10^5 \cdot d_0}$

Das Mindestmoment M_2 soll berücksichtigen, daß das Eigengewicht und der Anteil der häufig wirkenden Verkehrslast höher sowie die Vorspannung geringer sein können als die rechnerischen Werte und daß Zwangsschnittkräfte auftreten können, die in der Rechnung nicht erfaßt werden. In Bereichen, in denen das Moment aus häufig wirkenden Lasten größer ist als das Mindestmoment M_2 , braucht nur das kleinere Zusatzmoment ΔM_1 angesetzt zu werden, da Zwangsschnittkräfte bei

zunehmender Belastung durch Rißbildung abgebaut werden.

Zu Abschnitt 10.2.2 Druckzone

In diesem Abschnitt wird gefordert, die in der Druckzone auftretenden Zugspannungen (z.B. nach Aufbringen der Vorspannung) durch Bewehrung abzudecken, um auch bei Bildung eines Risses die Tragfähigkeit des Bauteils zu gewährleisten. Der Nachweis kann nach Zustand I oder Zustand II geführt werden.

Zu Abschnitt 10.3 Arbeitsfugen annähernd rechtwinklig zur Tragrichtung

Neu aufgenommen ist die Forderung, den Mindestquerschnitt der obersten und untersten Lage (bezogen auf den Gesamtquerschnitt) der die Fuge kreuzenden Bewehrung auf eine Länge gleich $d_0 + l_0 \leq 4 \text{ m}$ von der Fuge aus nach jeder Seite gegenüber bisher zu verdoppeln. Diese Erhöhung erschien erforderlich, da wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons in der Fuge hier bevorzugt Risse auftreten /4/ und die bisher geforderte Mindestbewehrung nicht zur Beschränkung der Rißbreiten ausreichte.

Wird nicht nachgewiesen, daß die infolge Schwindens und Abfließens der Hydratationswärme im anbetonierten Teil auftretenden Zugkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden können, mußte bisher im anbetonierten Teil die auf einer Länge gleich der halben Länge der Arbeitsfuge und parallel zur Arbeitsfuge verlaufende Mindestbewehrung verdoppelt werden. Da sich bei breiten Bauteilen sehr lange Arbeitsfugen ergeben können, wurde nunmehr eine konstante Länge von 1,0 m zur Verteilung festgelegt. Auf diese Art wird vermieden, daß in sehr weiten Bereichen, z.B. beim Freivorbau über die gesamte Brückenlänge, die Mindestbewehrung zu verdoppeln ist.

Abschnitt 10.4 Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen

An Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen (sog. Koppelfugen) liegen ungünstigere Verhältnisse als an normalen Arbeitsfugen vor, weil die örtlich eingeleiteten Verankerungskräfte Zugspannungen im Bereich zwischen den Ankerkörpern und außerhalb der mit Ankerkörpern durchsetzten Querschnittsbereiche hervorrufen können /7,8/. Berücksichtigt man weitere Einflüsse /9-11/, ergeben sich an Koppelstellen hohe Zugspannungen

gen, die mit einem vertretbaren wirtschaftlichen Aufwand nicht immer überdrückt werden können. Daher geht man davon aus, daß Risse an einzelnen Koppelfugen nicht zu vermeiden sind; der untere und obere Rand des Querschnitts wird nunmehr jedoch gegen das Auftreten klaffender Risse infolge Zwang aus Temperatur und anderen Einflüssen durch eine ausreichende, die Fuge kreuzende Bewehrung aus Betonrippenstahl in engen Abständen gesichert. Die festgelegten Bewehrungsprozentsätze sind abgeleitet für die Stahlgüte BSt 420/500. Dies ist in der Norm nicht besonders hervorgehoben, weil Betonrippenstahl der Güte BSt 220/340 nicht mehr gebräuchlich ist. Die angegebenen Regeln für das Bewehren von Koppelfugen stimmen im Prinzip mit /12/ überein. Abweichungen von /12/ werden nachfolgend noch erläutert. Werden in Abschnitt 10.4 keine weitergehenden Regelungen getroffen (z.B. für den oberen Rand von Vollplatten oder Fugen, in denen weniger als 20 % der im Querschnitt vorhandenen Spannkraft mittels Spannliedkopplungen vorübergehend verankert werden), so gilt Abschnitt 10.3. Die Mindestbewehrung an der Konstruktionsunterseite wurde für die Zugkraft der Betonquerschnittsfläche bemessen, die wegen Erreichens der Zugfestigkeit ausfallen kann. Für die Konstruktionsoberseite, bei der ein Temperaturunterschied geringere Auswirkungen hat, begnügte man sich mit dem halben Bewehrungsprozentsatz. Für die Ermittlung der Mindestbewehrung in Stegen von Plattenbalken und in Vollplatten wurde angenommen, daß dreieckförmig verteilte Zugspannungen bis in halbe Steghöhe auftreten.

Abweichend zu den Änderungsbescheiden für Spannverfahren /12/ soll die Mindestbewehrung in unteren Gurtplatten 0,8 %, in oberen Gurtplatten 0,4 % und in Stegen 0,2 % sowie am unteren Rand von Vollplatten und Hohlplatten mit annähernd kreisförmigen Aussparungen ebenfalls 0,2 % betragen. Diese Verminderung wird für gerechtfertigt gehalten, weil die Betonzugfestigkeit im Bauwerk geringer ist als bei im Labor geprüften Probekörpern. Es wurde auch berücksichtigt, daß Unsicherheiten dadurch abgemindert wurden, daß generell der Ansatz eines Lastfalls $\Delta t = 5 \text{ K}$ unter Einhaltung zulässiger Spannungen gefordert wird.

Um dem Einwand Rechnung zu tragen, daß bei sehr dicken Gurtscheiben die Mindestbewehrung nicht auf den Gesamtquerschnitt der Gurtscheibendicke bezogen zu werden braucht, wird gestattet, die Mindestbewehrung für eine Gurtscheibendicke von 40 cm zu ermitteln. Bei Gurtscheibendicken $> 40 \text{ cm}$ ist daher nur die Mindestbewehrung

einzulegen, die sich für eine 40 cm dicke Gurtscheibe ergibt.

Ebenfalls abweichend zu /12/ darf die Mindestbewehrung auf die für Arbeitsfugen ohne Koppelfugen vorgesehenen Werte abgemindert werden, wenn unter der entsprechenden Lastkombination, aber unter Einschluß des Temperaturlastfalles $\Delta t = 5 \text{ K}$, eine Randdruckspannung von 2 MN/m^2 ermittelt wird. Der Wert von 2 MN/m^2 anstelle von 3 MN/m^2 in den Änderungsbescheiden /12/ wird im Hinblick auf den neu eingeführten Temperaturlastfall für angemessen gehalten. Die volle für Koppelfugen vorgeschriebene Mindestbewehrung ist erforderlich, wenn die Randdruckspannung 0 wird.

Koppelfugen, die nur während des Bauzustandes Randzugspannungen erhalten, im Endzustand aber überdrückt sind, müssen trotzdem die erhöhte Mindestbewehrung für Koppelfugen erhalten. Hiermit soll erreicht werden, daß auch Risse, die sich nur während des Bauzustandes bilden, fein verteilt sind. Es ist nämlich nicht erwiesen, daß sich breite Risse, die im Bauzustand aufgetreten sind, nachträglich wieder vollständig schließen.

Literaturverzeichnis

- /1/ DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe Dezember 1978
- /2/ CEB-FIP-Musterrichtlinien für Tragwerke aus Stahl- und Spannbeton, Bulletin D'Information No. 125 des CEB, Paris, 1978
- /3/ Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen, Fassung Juni 1973
- /4/ Leonhardt, F.: Rißschäden an Betonbrücken - Ursachen und Abhilfe, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, 1979
- /5/ Rehm, G. und Eligehausen, R.: Nachweis der Beschränkung der Rißbreite bei Verwendung von Bewehrungsstählen mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften. Gutachtliche Stellungnahme vom 23.11.1973, unveröffentlicht.
- /6/ Trost, H., Cordes H., Hagen, H., Thormählen U.: Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spannliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung, DAFStb, Heft 310, Berlin 1980

- /7/ Mehlhorn, G., Hoshino, M.: Zum Spannungszustand an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen bei abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken, Technischer Beitrag zum VII. Kongreß des FIP, New York
- /8/ Baur, W., Göhler, B.: Beitrag zur Ermittlung der Spannungen in Koppelfugen feldweise aus Ortbeton hergestellter durchlaufender Spannbetonbrücken, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, 1972
- /9/ Pfohl, H.: Risse an Koppelfugen von Spannbetonbrücken - Schadensbeobachtungen, mögliche Ursachen, vorläufige Folgerungen, Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, Heft 6, 1973
- /10/ Wölfel, E.: Bemessung von Koppelungen an Spannbetonbrücken, Mitteilungen des Instituts für Bautechnik, Heft 2, 1977
- /11/ Kordina, K.: Schäden an Koppelfugen, Beton und Stahlbetonbau, Heft 4, 1979
- /12/ Änderungsbescheid zu den "Besonderen Bestimmungen" der Zulassungen aller Spannverfahren vom 8.2.1977