

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

8. Jahrgang

Ausgegeben zu Düsseldorf am 5. April 1955

Nummer 45

Inhalt

(Schriftliche Mitteilung der veröffentlichten RdErl. erfolgt nicht.)

A. Landesregierung.

B. Ministerpräsident — Staatskanzlei —.

C. Innenminister.

D. Finanzminister.

E. Minister für Wirtschaft und Verkehr.

F. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten.

G. Arbeits- und Sozialminister.

H. Kultusminister.

J. Minister für Wiederaufbau.

VII C. — Bauaufsicht: RdErl. 12. 3. 1955, Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 4227 — Spannbeton — S. 577.

K. Justizminister.

J. Minister für Wiederaufbau

VII C. Bauaufsicht

**Einführung von Normblättern als
einheitliche technische Baubestimmungen (ETB);
hier: DIN 4227 — Spannbeton —*)**

RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 12. 3. 1955 —
VII C 3 — 2.260 Nr. 400/55

1 Das Normblatt

DIN 4227 (Ausgabe Oktober 1953) —

Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und
Ausführung — Anlage 1 S. 581 —.

wird unter Hinweis auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6.
1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBI. NW. S. 801) mit
sofortiger Wirkung (vgl. Nr. 3 dieses RdErl.) für das
Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt
und hiermit auf Grund der Polizeiverordnung über die
Feuersicherheit und Standsicherheit baulicher Anlagen
v. 27. Februar 1942 (Gesetzsamml. S. 15) in Verbin-
dung mit Nr. 1.3 meines vorgenannten RdErl. bekannt-
gemacht.

Das Normblatt DIN 4227 (Ausgabe Oktober 1953) ist
erstmalig aufgestellt worden.

Im Hinblick auf die Schwierigkeit und Neuartigkeit
des Spannbetonbaues wird auf die „Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227“ hingewiesen, die von dem
Obmann des Arbeitsausschusses „Spannbeton“ im
Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, Prof. Dr.-Ing.
Rüsch, verfaßt und im Verlag Wilhelm Ernst und
Sohn, Berlin, erschienen sind. Diese Erläuterungen
erleichtern die Prüfung der statischen Berechnung und
die Überwachung von Bauten mit Spannbeton.

*) Sonderdrucke dieses Ministerialblattes können bei Bestellung bis
zum 5. Mai 1955 durch die August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf,
Graevenberger Allee 98, zum Preise von 0,90 DM zuzügl. Versandkosten
bezogen werden. Sammelbestellungen erwünscht.

2 Eine unsachgemäße Ausführung von Spannbetonbauten
kann erhebliche Gefahren verursachen. Daher ist in
jedem Einzelfall unter Anlegung eines strengen Maß-
stabes zu prüfen, ob die in der Vorbemerkung des
Normblattes DIN 4227 genannten Voraussetzungen für
den Entwurf und die Ausführung, namentlich auch für
die Fachkräfte auf der Baustelle, erfüllt sind. Auf die
Möglichkeit, im Einzelfalle die Ausführung oder Leit-
ung eines Baues durch unzuverlässige Personen nach
§ 53 a der Reichsgewerbeordnung zu untersagen, wird
hingewiesen. In Zweifelsfällen können die Bauge-
nehmigungsbehörden bei der Auslegung des Norm-
blattes 4227 oder bei konstruktiven Fragen ein Gut-
achten des Landesprüfamtes für Baustatik, Düsseldorf,
Rößstraße 133a, einholen.

3 Für die in Abschn. 2.21 bis 2.24 geforderten allge-
meinen bauaufsichtlichen Zulassungen nach der Ver-
ordnung über die allgemeine bauaufsichtliche (bau-
polizeiliche) Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten
v. 8. November 1937 (RGBI. I S. 1177) liegen nunmehr
auch die „Vorläufigen Richtlinien für die Prüfung bei
Zulassung von Spannstählen und Spannverfahren für
Spannbeton nach DIN 4227 (Ausgabe Oktober 1954)“
vor, die als Anlage 2 (S. 607) veröffentlicht werden.
Die Bearbeitung der entsprechenden Zulassungsanträge
wird jedoch noch einige Zeit in Anspruch nehmen,
so daß die Vorlage von Zulassungsbescheiden erst
nach einer Anlaufzeit verlangt werden kann. Daher
wird folgendes angeordnet:

3.1 Nach dem 1. April 1956 ist vor der bauaufsicht-
lichen Genehmigung von Bauwerken aus Spann-
beton für alle im Normblatt DIN 4227 Abschn. 2.21
bis 2.24 genannten, jeweils in Betracht kommenden
Fälle die Vorlage der allgemeinen bauaufsichtlichen
Zulassung zu fordern.

Jedoch ist für die Fälle nach Abschn. 2.25 — Verwendung von Beton geringerer Güte als B 300 — und 2.26 — Bauteile, die dem Normblatt DIN 4227 nicht voll entsprechen — bereits jetzt die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

3.2 Bis zur Erteilung der Zulassung, spätestens jedoch bis zum 31. März 1956, sind die auf Grund der Abschn. 2.21 bis 2.24 des Normblattes DIN 4227 erforderlichen Nachweise in jedem Einzelfall vor der Genehmigung von Spannbetonbauten zu erbringen. Die Nachweise sind in den anliegenden „Vorläufigen Richtlinien für die Prüfung bei Zulassung von Spannstählen und Spannverfahren für Spannbeton nach DIN 4227“ näher beschrieben. Sie können als erbracht angesehen werden, wenn der Bauausführende nachweist, daß der Spannstahl, die Art der Verankerung und die Herstellung eines etwaigen nachträglichen Verbundes und die Annahmen über etwaige Reibungsverluste der Spannglieder bereits mehrfach auf Grund von amtlichen Messungen bei größeren Bauvorhaben (z. B. der Deutschen Bundesbahn, der Straßen- und Wasserbauverwaltungen des Bundes oder der Länder) mit Erfolg angewendet wurden oder von den genannten Verwaltungen für derartige Bauten anerkannt sind.

3.3 Nach dem 1. Mai 1955 ist außerdem der Nachweis zu fordern, daß die bauausführende Firma bei mir oder bei der zuständigen Stelle eines anderen Landes der Bundesrepublik oder des Landes Berlin die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die im Normblatt DIN 4227 Abschn. 2.21 bis 2.24 genannten Fälle beantragt hat.

- 4 Für Fertigbauteile aus Spannbeton ist bereits nach DIN 4225, Abschn. 2.22 eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich (vgl. Einführungserlaß zu DIN 4225 v. 3. 6. 1953 — II A 5 — 2.260 Nr. 1500/53 — MBl. NW. S. 939 —, Nr. 4.8).
- 5 Die Standsicherheitsnachweise für Spannbetonkonstruktionen, die nach § 1 A der auf Grund der Einheitsbauordnungen erlassenen Baupolizeiverordnungen oder nach §§ 16, 22a und 24 der Gewerbeordnung einer Genehmigung bedürfen, sind bis auf weiteres dem Landesprüfamt für Baustatik zur statischen Prüfung einzureichen.
- 6 Bauausführungen mit Spannbeton sind besonders sorgfältig zu überwachen. In jedem Einzelfalle sind die im Normblatt DIN 4227 Abschn. 4 aufgeführten Nachweise für die Güte der Baustoffe als Eigenkontrolle des Bauunternehmers zu fordern (vgl. auch DIN 1045 § 6 Ziff. 5). Soweit für die Überwachung der Bauausführungen den Bauaufsichtsbehörden geeignete Fachkräfte nicht zur Verfügung stehen, haben sie das Landesprüfamt für Baustatik, Düsseldorf Roßstr. 133a, hinzuzuziehen. Reichen die Kräfte des Landesprüfamtes für Baustatik nicht aus, um sich an der Überwachung zu beteiligen, so hat es hierfür der Bauaufsichtsbehörde einen geeigneten Prüfingenieur für Baustatik zu benennen, der alsdann von der Bauaufsichtsbehörde für die Überwachung hinzuzuziehen ist.
- 7 Die dem RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBl. NW. S. 801) als Anl. 20 angefügte Nachweisung A ist unter V c durch eine neue Nr. 10 zu ergänzen.
- 8 Die Regierungspräsidenten werden gebeten, auf diesen RdErl. in den Regierungsamtsblättern hinzuweisen.

Spannbeton

Richtlinien für Bemessung und Ausführung

DIN 4227

Inhalt

Vorbemerkung	Seite	Seite	
1 Begriffsbestimmung	581	9 Gebrauchslast, ungünstigste Laststellung	591
2 Vorschriften und Bauvorlagen	583	10 Rißsicherung bei voller Vorspannung.....	592
3 Baustoffe	584	11 Rißsicherung bei beschränkter Vorspannung .	593
4 Nachweis der Güte der Baustoffe	584	12 Bruchsicherheit	594
5 Erzeugung der Vorspannung	585	13 Schubsicherung und Haftspannungen	596
6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung ...	586	14 Knicken unter Vorspannung	597
7 Rechnungsgrundlagen	587	15 Verankerung der Spannglieder	598
8 Kriechen und Schwinden	588	16 Zulässige Spannungen.....	598

Vorbemerkung

Entwurf und Ausführung von Spannbeton erfordern eine gründliche Kenntnis und Erfahrung in dieser Bauart. Daher darf der Bauherr nur solche Unternehmer damit betrauen, die diese Kenntnis und Erfahrung haben, besonders bewährt und zuverlässig sind und auch durch die Erfahrung und Leistung ihrer entwerfenden und ausführenden Ingenieure und der Fachkräfte auf der Baustelle Gewähr dafür bieten, daß derartige Bauwerke einwandfrei bemessen und ausgeführt werden. Verantwortlicher Leiter von Werken oder Baustellen, die sich mit der Herstellung von Spannbeton befassen, darf nur ein in der Herstellung von Spannbeton erfahrener Ingenieur sein. Er oder einer seiner Vertreter muß während der Herstellung dieser Bauteile stets anwesend sein.

1 Begriffsbestimmung

1.1 Spannbeton

Spannbetonbauteile sind Bauteile, bei denen der Beton durch Einleite besonderer Kräfte derart vorgespannt ist, daß er unter der Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) nicht oder nur begrenzt auf Zug beansprucht wird. Unter Vorspannung wird nur der auf diese Weise erzeugte Eigenspannungszustand verstanden, der nach Abzug aller Spannungen, die aus anderen Lastfällen herrühren, verbleibt.

1.2 Erzeugung der Vorspannung

In den meisten Fällen wird die Vorspannung dadurch erzeugt, daß Spannglieder aus Stahl gespannt und in gespanntem Zustand mit dem Beton verbunden werden. Die Vorspannung kann aber auch durch eine zweckmäßige Wahl des Bauvorganges (z. B. durch Vorbelastung) oder dadurch entstehen, daß z. B. von unabhangigen Widerlagern aus mit Pressen oder dergleichen Kräfte auf den vorzuspannenden Bauteil ausgeübt werden.

1.3 Bezeichnung der Querschnittsteile

Bei vorgespannten Bauteilen unterscheidet man:

- die Druckzone,
- die vorgedrückte Zugzone,
- die Spannglieder und
- die schlaffe Bewehrung.

1.31 Druckzone. In der Druckzone liegen die Querschnittsteile, in denen ohne Vorspannung unter der gegebenen Belastung Druckspannungen entstehen würden. Werden auch durch die

Vorspannung in der Druckzone Druckspannungen erzeugt, so liegt der Sonderfall einer **vorgedrückten Druckzone** vor (vgl. Abschn. 16.3).

1.32 Vorgedrückte Zugzone. In der vorgedrückten Zugzone liegen die Querschnittsteile, in denen unter der gegebenen Belastung Zugspannungen entstehen würden, die durch Vorspannung stark abgemindert oder ganz aufgehoben werden. Einzelne Stellen eines Bauteils können für einen Lastfall in der Druckzone, für einen anderen Lastfall in der vorgedrückten Zugzone liegen.

1.33 Spannglieder sind Zugglieder aus hochwertigem Stahl, die zur Erzeugung der Vorspannung dienen.

1.34 Als schlaffe Bewehrung werden die übrigen nichtgespannten Stahleinlagen bezeichnet.

1.4 Grad der Vorspannung

Man unterscheidet volle und beschränkte Vorspannung.

1.41 Bei voller Vorspannung sind im Beton unter der Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) keine Zugspannungen zulässig, mit Ausnahme der in Abschn. 10 angegebenen Fälle.

1.42 Bei beschränkter Vorspannung sind dagegen unter der Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) Zugspannungen im Beton bis zu den in Abschnitt 11 angegebenen Grenzen zulässig.

Bauteile, bei denen diese Zugspannungen überschritten werden, dürfen nicht als Spannbeton bezeichnet werden.

1.43 Bei Brücken unter Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs ist stets volle Vorspannung zu wählen. Ausnahmen hiervon bedürfen einer ausdrücklichen Genehmigung der aufsichtführenden Baubehörde.

1.5 Zeitpunkt des Spannens

Die Spannglieder können vor oder nach dem Erhärten des Betons gespannt werden.

1.51 Beim Spannen vor dem Erhärten des Betons werden die Spannglieder von festen Punkten (Abstützungen) aus gespannt und dann einbetoniert (Spannen im Spannbett). Nach dem Erhärten des Betons wird die Verbindung der Spannglieder mit diesen Abstützungen gelöst, so daß nunmehr ihre Spannkraft auf den Beton übertragen wird und ihn vorspannt.

1.52 Beim Spannen nach dem Erhärten des Betons werden die schon erhärteten Betonbauteile als Abstützung benutzt und so beim Spannen der Spannglieder die Vorspannung im Beton erzeugt.

1.53 Nachspannen. Eine nachträgliche Regelung der Vorspannung durch Erhöhen der Spannung in den Spanngliedern wird mit Nachspannen bezeichnet.

1.6 Art der Verbundwirkung von Spanngliedern

Man unterscheidet Vorspannung mit sofortigem Verbund, Vorspannung ohne Verbund und Vorspannung mit nachträglichem Verbund.

1.61 Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund werden die Spannglieder nach dem Spannen im Spannbett oder dgl. so in den Beton eingebettet, daß gleichzeitig mit dem Erhärten des Betons eine Verbundwirkung entsteht.

1.62 Bei Vorspannung ohne Verbund liegen die Spannglieder außerhalb oder ohne Verbund innerhalb des Betonquerschnittes des vorzuspannenden Bauteiles.

1.63 Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund wird der Beton zunächst ohne Verbund vorgespannt, später wird aber durch geeignete Maßnahmen (z. B. Einbetonieren der Spannglieder) für alle nach diesem Zeitpunkt wirksamen Lastfälle eine Verbundwirkung erzeugt.

2 Vorschriften und Bauvorlagen

2.1 Maßgebende Vorschriften

Für Bauteile aus Spannbeton gelten, soweit nachstehend nichts anderes bestimmt wird:

DIN 1045 Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton,

DIN 1048 Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton,

ferner sind die jeweils einschlägigen übrigen Bestimmungen zu beachten, z. B.:

bei Fertigbauteilen

DIN 4225 Fertigbauteile aus Stahlbeton,
und bei Brücken

DIN 1075 Massive Brücken, Berechnungsgrundlagen,

DIN 1078 Verbundträger für Straßenbrücken (in Vorbereitung)

2.2 Erforderliche Zulassungen

Einer allgemeinen baupolizeilichen Zulassung bedürfen¹⁾:

2.21 der Spannstahl (vgl. Abschn. 3.21)

2.22 die Verankerung der Spannglieder (vgl. Abschn. 15.1)

2.23 die Annahmen über die Reibungsverluste bei Spanngliedern (vgl. Abschn. 5.33)

2.24 die Herstellung des nachträglichen Verbundes (vgl. Abschn. 6.2 und 13.6)

2.25 die Verwendung von Beton geringerer Güte als B 300 (vgl. Abschn. 3.12)

2.26 Bauteile, die diesen Richtlinien nicht voll entsprechen.

2.3 Bauvorlagen

In den Bauvorlagen sind außer dem in DIN 1045, § 2 Geforderten noch Grad, Zeitpunkt und Art der Vorspannung nach Abschn. 1.4 bis 1.6 und das Herstellungsverfahren anzugeben und die nach Abschn. 2.2 erforderlichen Zulassungsbescheide vorzulegen.

¹⁾ Hierfür gelten die Verordnung vom 8. November 1937 (RGBI. I S. 1177) und die Bestimmungen vom 31. Dezember 1937 (RABl. 1938 S. I 11).

3 Baustoffe

3.1 Beton

3.11 Güteklassen. Für Spannbeton ist Beton der Güteklassen B 300, B 450 oder B 600 zu verwenden. Dies gilt auch für die nachträgliche Ergänzung von Querschnitten, soweit sie als mitwirkend in Rechnung gestellt wird (vgl. Abschn. 7.6). Die geforderten hohen Betongüten sollen mit niedrigem Wasserzusatz und mit besonders wirksamen Verdichtungsgeräten erreicht werden.

3.12 Die Verwendung einer geringeren Betongüte als B 300 kommt für Spannbeton nur ausnahmsweise für Sonderzwecke in Frage, z. B. wenn Bauteile aus Spannbeton eine besondere Wärmedämmung oder ein geringes Gewicht (Leichtbeton) haben sollen, ferner bei Ort beton, wenn vorgespannte Fertigbauteile durch Ort beton nachträglich ergänzt werden (vgl. Abschn. 7.6 und DIN 4225 Abschn. 16.52 und 16.53). Sie bedarf einer allgemeinen Zulassung (vgl. Abschn. 2.25).

3.2 Spannstahl

3.21 Zulassung. Für die Zulassung von Stählen für Spannglieder (Spannstähle) sind alle Festigkeits- und Verformungseigenschaften, die für die Verwendung als Spannstahl von Bedeutung sind (z. B. die Spannungs-Dehnungslinien für die Wirkung der ruhenden und der wiederholten Belastung, das Kriechverhalten, die Dauerstandfestigkeit und die Dauerschwingfestigkeit), und die Eignung für die beabsichtigte Art der Verarbeitung (z. B. zulässige Krümmung der Spannglieder, Stoßausbildung, Wärmebehandlung) nachzuweisen. Bei der Prüfung sind die hierfür aufgestellten Richtlinien zu beachten. Wegen des Nachweises der Eignung des Spannstahles für die vorgesehene Art der Verankerung vgl. Abschn. 15.1.

3.22 Die Spannglieder können verschiedene Formen haben, z. B. Einzelstäbe, Drahtbündel, Litzen oder Seile.

3.23 Für Drahtbündel, die aus gleichlaufenden Stahldrähten bestehen, sind die Festigkeitseigenschaften der Einzeldrähte maßgebend.

3.24 Bei Litzen und Seilen ist nicht die Zugfestigkeit der Einzeldrähte, sondern die aus der Bruchlast des Gesamtquerschnittes der Litze oder des Seils errechnete Zugfestigkeit maßgebend. Ferner ist zu beachten, daß bei ihnen zusätzliche bleibende Verformungen entstehen, die aus der engeren Lagerung der Einzeldrähte unter Last herrühren (vgl. Abschn. 3.21).

3.3 Für schlanfe Bewehrungen

(vgl. Abschn. 1.34) von Spannbetonbauteilen gilt DIN 1045, § 5, Ziff. 6.

4 Nachweis der Güte der Baustoffe

Für den Nachweis der Güte der Baustoffe hat der verantwortliche Bauleiter, bei der Herstellung von Fertigbauteilen im Betonwerk der Werksleiter zu sorgen.

4.1 Beton

4.11 Nachweis vor der Ausführung. Für den Beton sind vor der Ausführung stets Eignungsprüfungen nach DIN 1048 durchzuführen. Sie sind zu wiederholen, wenn beim Zement oder beim Zuschlagstoff die Bezugsquelle oder Sorte gewechselt wird oder wenn sich die Normenfestigkeit des Zementes oder die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe wesentlich geändert hat.

4.12 Nachweis während der Ausführung. Während der Ausführung sind wöchentlich mindestens zweimal Güteprüfungen nach DIN 1048 durchzuführen. Außerdem muß für jeden Betonierungsabschnitt eine ausreichende Zahl von Probewürfeln für die in Abschn. 5.1 verlangte Erhärtungsprüfung angefertigt werden. Für die Zahl der Probewürfel gilt im übrigen DIN 1045, § 6, Ziff. 3 b.

4.13 Verdichtung der Probewürfel. Art und Grad der Verdichtung der Probewürfel müssen der Verdichtung im Bauwerk entsprechen. Das Raumgewicht der Würfel und das Raumgewicht (die Rohwichte) des Betons im Bauwerk müssen ausreichend übereinstimmen.

4.2 Spannstahl

4.21 Festigkeitsprüfungen. Vor der Verwendung ist zu prüfen, ob für den Spannstahl die Zulassung nach Abschn. 2.21 und 2.22 vorliegt. Die in der Zulassung vorgeschriebenen Abnahme- und Baustellen-Prüfungen sind durchzuführen.

4.22 Festigkeitsmindernde Beschädigungen. Die Stähle sind darauf zu prüfen, ob sie bei der Beförderung oder beim Einbau festigkeitsmindernde Beschädigungen erlitten haben, bei Drähten z. B. durch Zuziehen von Schlingen (Kinken). Stähle mit solchen Schäden und, abgesehen von leichtem Flugrost, auch angerostete Stähle sind von der Verwendung auszuschließen.

4.3 Für schlaffe Bewehrungen

(Abschn. 1.34) gilt DIN 1045, § 6, Ziff. 4.

5 Erzeugung der Vorspannung

5.1 Zeitpunkt des Vorspannens

Der Beton darf erst vorgespannt werden, wenn er fest genug ist, um die Vorspannung und die Spannungen an den Verankerungsstellen aufnehmen zu können. Deshalb muß vorher durch Erhärtingsversuche nach DIN 1048 nachgewiesen werden, daß die Würffestigkeit mindestens die Werte erreicht hat, die in Tafel 1 Zeile 2 für die in Rechnung gestellte Betongüte angegeben sind, soweit nicht im Hinblick auf das Kriechen eine höhere Festigkeit abgewartet werden muß (vgl. Abschn. 8.3).

Es kann vorteilhaft sein, schon früher einen geringen Teil der Vorspannung aufzubringen (z. B. zur Vermeidung von Schwindrissen). Dies ist jedoch erst zulässig, wenn die Festigkeit des Betons mindestens 50% der Werte nach Tafel 1 Zeile 2 erreicht hat.

In diesem Fall dürfen die Betonspannungen sowohl an den Verankerungsstellen (vgl. Abschn. 16.2) als auch im übrigen Bauteil (vgl. Tafel 6) nicht mehr als 30% der nach Abschn. 16 zulässigen Spannungen betragen. Für eine Betonfestigkeit, die zwischen dem obengenannten Mindestwert und den Werten der Tafel 1 Zeile 2, liegt, ist die zulässige Teilverspannung durch geradlinige Zwischenschaltung zu ermitteln.

Tafel 1

Erforderliche Würffestigkeit im Zeitpunkt der Vorspannung

Betongüte	B 300	B 450	B 600
Mindestfestigkeit beim Vorspannen (kg/cm^2)	240	360	480

5.2 Vorrichtungen für das Spannen

sind vor ihrer ersten Benutzung und später in angemessenen Zeitabständen darauf zu prüfen, welche Abweichungen vom Sollwert bei ihrer Verwendung eintreten. Soweit diese Abweichungen von äußeren Einflüssen abhängen (z. B. bei Ölpressen von der Temperatur), ist dies zu berücksichtigen.

Vorrichtungen, deren Fehler größer als $\pm 5\%$ ist, dürfen nicht verwendet werden.

5.3 Verfahren und Messungen beim Spannen

5.31 Schrittweises Spannen. Werden die Spannglieder des gleichen Bauteiles nach dem Erhärten des Betons nacheinander gespannt, so ist zu berücksichtigen, daß die Kraft in den zuerst gespannten Spanngliedern beim Spannen der anderen Glieder infolge der elastischen Zusammendrückung des Betons abnimmt und daß sie sich bei größeren Zeitabständen u. U. auch infolge des Kriechens und Schwindens bereits vermindert hat. Die Reihenfolge des Spannens ist stets so zu wählen, daß keine unzulässigen Beanspruchungen im Bauteil auftreten.

5.32 Spannglieder ohne Behinderung der Dehnung. Bei Spanngliedern, die sich in dem verwendeten Spannungsbereich rein elastisch verhalten (dies gilt z. B. nicht für Seile) und deren Dehnung durch keine Reibung behindert ist, kann die eingetragene Spannkraft durch Messung der erzeugten Längenänderung der Spannglieder eindeutig bestimmt werden. Trotzdem soll gleichzeitig auch die beim Spannen eingetragene Kraft gemessen werden, um Fehler in der Messung der Längenänderung mit Sicherheit auszuschalten.

Ändert sich bei Spanngliedern das Elastizitätsmaß oder das Maß der bleibenden Dehnung in Abhängigkeit von der Herstellungsart oder von der Behandlung spürbar (z. B. bei Seilen), so ist die beim Spannen erzeugte Längenänderung, die stets zu messen ist, allein kein sicherer Maßstab für die erzeugte Spannkraft. In diesem Falle kommt der Messung der eingetragenen Kraft erhöhte Bedeutung zu. Dies ist auch bei Abschn. 5.31 und 5.33 zu beachten.

5.33 Spannglieder mit Dehnungsbehinderung (Reibung). Bei nicht geradliniger Führung der Spannglieder muß die Größe des zu erwartenden Reibungsbeiwertes vor der Ausführung durch Versuche bestimmt und durch Zulassung (vgl. Abschn. 2.23) festgelegt werden. Der auf Grund dieses Reibungsbeiwertes errechnete Verlust an Spannkraft ist beim Spannungsnachweis zu berücksichtigen. Beim Spannen ist sowohl die Längenänderung als auch die Spannkraft zu messen und durch Vergleich beider Werte nachzuweisen, daß die in Rechnung gesetzten Kraftverluste nicht überschritten wurden.

5.34 Spannglieder mit Schlupf in den Verankерungen. Werden Spannverfahren verwendet, bei denen nachweisbar mit einem bestimmten Mindestschlupf zwischen Spannstahl und Verankerung zu rechnen ist, so darf der Spannstahl um das Maß dieses Mindestschlupfes zusätzlich gedehnt werden, vorausgesetzt, daß damit die zulässigen Spannungen nach Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 37 bis 40 an den Spannenden um höchstens 5% vorübergehend überschritten werden.

6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung

6.1 Schlaffe Bewehrung

Wird neben den Spanngliedern auch eine schlaffe Bewehrung (Abschn. 1.34) eingelegt, so dürfen hierfür nur die in DIN 1045, § 5, Tafel 1 angegebenen oder sonst im Rahmen von DIN 1045 zugelassenen Stähle verwendet werden.

6.2 Betondeckung und Abstände der Stahleinlagen

Bei Vorspannung mit Verbund oder mit nachträglichem Verbund muß stets gewährleistet sein, daß sämtliche Stäbe oder Einzeldrähte der Spannglieder ausreichend mit Beton umhüllt sind.

Für die Betondeckung und die Mindestabstände der Stahleinlagen gelten DIN 1045, § 14, Ziff. 3 und § 25, Ziff. 5, Abs. 2 und DIN 4225, Abschn. 11.2.

Wird der Verbund durch nachträgliches Einpressen von Mörtel oder Zementbrei hergestellt, so sind die gegenseitigen Abstände der Stäbe oder Einzeldrähte der Spannglieder und ihr Abstand von der Ummantelung so zu wählen, daß ein einwandfreies Auspressen möglich ist, so daß die Haftspannungen sicher übertragen und die Spannglieder sicher gegen Rost geschützt werden. Die Anwendung dieses Verfahrens bedarf einer allgemeinen Zulassung (vgl. Abschn. 2.24).

Schlaffe Bewehrungen sind stets durch Bügel gegen Ausknicken zu sichern (vgl. DIN 1045, § 27, Ziff. 1b). Sie dürfen zur Aufnahme von Druckspannungen nur in Rechnung gestellt werden, wenn ihre in cm gemessene Betondeckung mindestens gleich ihrem in cm^2 gemessenen Querschnitt ist.

6.3 Gekrümmte Spannglieder

In gekrümmten Spanngliedern sind für die Randspannungen die Werte in Abschn. 16 Tafel 6, Zeile 40 zulässig. Höhere Beanspruchungen, z. B. infolge kleiner Krümmungshalbmesser oder Ablenkungen über Sätteln bedürfen einer Zulassung (Abschn. 2.21) auf Grund von Versuchen.

6.4 Haken der Stahleinlagen

Für die schlaffe Bewehrung gelten die in DIN 1045, § 14, Ziff. 1 angegebenen Grundsätze für die Anordnung von Haken oder die im Rahmen von DIN 1045 erteilten Zulassungen²⁾. Wegen der Verankerung der Spannglieder vgl. Abschn. 15.

6.5 Schweißung

Das Schweißen von Spannstählen ist unzulässig. Für das Schweißen von Teilen der Verankerung gilt Abschn. 15.1, für das Schweißen der schlaffen Bewehrung DIN 1045, § 14, Ziff. 1 c z.

²⁾ z. B. Für quergerippten Betonformstahl — vgl. auch „Vorläufige Richtlinien für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm“ (z. Z. Fassung Oktober 1954)

6.6 Rostschutz

Die Spannglieder und ihre Ankerkörper müssen beim Einbau, abgesehen von leichtem Flugrost, rostfrei sein und korrosionsicher eingebettet, umhüllt oder angestrichen werden. Es ist besonders darauf zu achten, daß der Spannstahl auch in der Zeit zwischen dem Verlegen und der Herstellung des Verbundes vor Rost geschützt ist. Bei Spanngliedern ohne Verbund muß die Unterhaltung und Erneuerung von Anstrichen jederzeit möglich sein.

6.7 Feuerschutz

Spannbeton kann bis auf weiteres nur dann als feuerbeständig im Sinne von DIN 4102 angesehen werden, wenn durch Versuche nachgewiesen ist, daß Bauteile derselben Bauart mit derselben Gesteinsart der Zuschlagstoffe, Stahlart und Stahldruckspannung in den Spanngliedern unter der vorgesehenen größten Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) den Anforderungen von DIN 4102 genügen.

7 Rechnungsgrundlagen

7.1 Erforderliche Nachweise

Bei Spannbeton müssen folgende Nachweise erbracht werden.

7.11 Unter Gebrauchslast (Abschn. 9) der Nachweis, daß die hierfür zugelassenen Spannungen nach Abschnitt 16, Tafel 6, nicht überschritten werden.

7.12 Der Nachweis der Rißsicherung nach Abschn. 10 und 11.

7.13 Der Nachweis der Bruchsicherheit nach Abschn. 12.

7.2 Formänderung des Stahles

Der Zusammenhang zwischen den beim Spannen entstehenden Spannungen und Dehnungen wird durch die Spannungs-Dehnungslinie für ruhende Last bestimmt. Diese ist durch Versuche nach den Richtlinien für Spannstähle (vgl. Abschn. 3.21) zu ermitteln. Für die nach dem Spannen auftretenden Lastfälle nach Abschn. 7.11 und 7.12 ist als Elastizitätsmodul E_e der aus der Spannungs-Dehnungslinie für wiederholte Belastung (vgl. Abschn. 3.21) bei Entlastung gewonnene und in der Zulassung festgelegte Wert einzusetzen. Zur Vereinfachung dürfen die Rechenwerte der Tafel 2 benutzt werden, soweit in der Zulassung (Abschn. 2.21) nicht anders bestimmt ist.

Tafel 2 Elastizitätsmodul der Spannglieder

Art der Spannglieder	Elastizitätsmodul E_e (Rechenwert) kg/cm ²
1. Drähte, Stab- und Formstahl, warm gewalzt oder vergütet	2 100 000
2. Drähte oder Bänder, kalt gezogen und kalt gewalzt	2 000 000
3. Litzen aus 2 bis 7 Drähten (kalt gezogen oder kalt gewalzt) mit einer Schlagslänge von mindestens dem 10fachen Außendurchmesser der Litze	1 800 000
4. Alle anderen Spannstähle	nach Versuch

7.3 Formänderung des Betons

7.31 Elastizitätsmodul des Betons. Bei allen Berechnungen mit Ausnahme der Ermittlung der Bruchsicherheit (Abschn. 12) darf mit einem für Druck und Zug gleich großen Elastizitätsmodul E_b nach Tafel 3 gerechnet werden.

Tafel 3 Elastizitätsmodul des Betons

Betongüte	Elastizitätsmodul E_b kg/cm ²
B 300	300 000
B 450	350 000
B 600	400 000

Soll der tatsächliche Elastizitätsmodul E_b des verwendeten Betons in Rechnung gestellt werden, so ist er durch Versuche an einer Staatl. Materialprüfanstalt zu ermitteln. Dabei ist der mittlere Modul (Sehnenmodul) $E_b = \frac{\sigma}{\epsilon}$ für die Gebrauchsspannung σ_{zul} zu bestimmen, wie dies auch in Tafel 3 vorausgesetzt ist.

7.32 Querdehnungszahl

Der Einfluß der Querdehnung darf mit $\nu = \frac{1}{6}$ ermittelt werden.

7.4 Bewertung der im Verbund liegenden Stahleinlagen in der Rechnung

Bei der Ermittlung der ideellen Querschnittsgrößen F_i und J_i wird empfohlen, vom Gesamtquerschnitt auszugehen. Die Stahleinlagen dürfen dann mit ihrem ($n-1$)-fachen Querschnitt eingesetzt werden (für Druckbewehrung vgl. Abschnitt 6.2).

Das Verhältnis „ n “ der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton bei Verwendung der Werte der Tafeln 2 und 3 ist in Tafel 4 angegeben; es gilt für alle Berechnungen unter Gebrauchslast (Abschn. 9) sowie für den Nachweis der Rißsicherung (Abschn. 10 und 11) und auch für den Zustand II (vgl. DIN 1044).

Tafel 4 Verhältniszahlen $n = \frac{E_s}{E_b}$

Art der Spannglieder	Betongüte		
	B 300	B 450	B 600
1. Drähte, Stab- und Formstahl, warm gewalzt oder vergütet	7,0	6,0	5,3
2. Drähte oder Bänder, kalt gezogen und kalt gewalzt	6,7	5,7	5,0
3. Litzen aus 2 bis 7 Drähten (kalt gezogen oder kalt gewalzt) mit einer Schlagslänge von mindestens dem 10fachen Außen-durchmesser der Litze	6,0	5,1	4,5

7.5 Mitwirkung des Betons in der Zugzone

In allen Berechnungen mit Ausnahme des Nachweises der Bruchsicherheit nach Abschn. 12 darf beim Spannungsnachweis die Mitwirkung des Betons auf Zug berücksichtigt werden (Zustand I, vgl. DIN 1044). Die Bewehrung ist trotzdem stets so zu bemessen, daß sie die gesamte Zugkraft (Zustand II, vgl. DIN 1044) allein aufnehmen kann (vgl. Abschnitte 10.3, 11.2, 11.4 und 13.3).

7.6 Nachträglich ergänzte Querschnitte

Bei Querschnitten, die nachträglich durch Anbetonieren ergänzt werden (vgl. Abschn. 3.11), sind die Nachweise nach Abschn. 7.1 sowohl für den ursprünglichen als auch für den ergänzten Querschnitt zu führen. Beim Nachweis der Bruchsicherheit für den ergänzten Querschnitt darf davon ausgegangen werden, daß dieser für die gesamten Lasten so wirkt, als ob er von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Voraussetzung hierfür ist, daß die Fuge zwischen dem ursprünglichen Querschnitt und der Ergänzung so ausgebildet wird, daß die unter dieser Annahme in ihr wirkenden Zugkräfte durch entsprechende Bewehrungen übernommen werden können. Dies ist vor allem bei der Schub-sicherung (vgl. Abschn. 13.5) zu beachten.

8 Kriechen und Schwinden

8.1 Allgemeines über Kriechen und Schwinden

Mit Kriechen wird die zeitbedingte Zunahme der bleibenden Verformung unter dem Einfluß von dauernd wirkenden Spannungen bezeichnet. Kriechen wird sowohl bei Beton als auch bei Stahl beobachtet. Während aber beim Stahl das Kriechen erst bei Spannungen oberhalb einer bestimmten Grenze spürbar wird und nach Ablauf weniger Tage annähernd abgeschlossen ist, wenn ein genügender Abstand zur Zugfestigkeit gewahrt wird, kriecht Beton bei jeder Beanspruchung, und zwar mehrere Jahre lang.

Unter Schwinden des Betons werden die Längenänderungen verstanden, die beim Austrocknen des Betons entstehen. Die Verformungen des Betons unter dem Einfluß der Abbindewärme fallen nicht unter den Begriff des Schwindens und sind gesondert zu berücksichtigen, wenn ihr Einfluß erheblich ist.

Das Kriechen des Stahles und des Betons und das Schwinden des Betons verändern die ursprünglich eingetragene Vorspannung, die dadurch im allgemeinen vermindert wird. Dies kann unter Umständen durch Nachspannen ausgeglichen werden.

8.2 Kriechen des Stahles

Das Kriechen des Stahles braucht in der Rechnung nicht berücksichtigt zu werden, wenn entweder die Stahlspannung unterhalb der Kriechgrenze gewählt wird oder die Kriechdehnung durch geeignete Maßnahmen, z. B. Nachspannen des Stahles, ausgeschaltet wird.

8.3 Kriechen des Betons

Das Kriechen des Betons hängt ab vom Erhärzungszustand des Betons im Zeitpunkt des Aufbringens der Spannungen, von ihrer Größe und der Dauer ihrer Einwirkung, von der Beschaffenheit des Betons und dem Feuchtigkeitsgrad seiner Umgebung (vgl. Tafel 5). Unter der Annahme, daß die Formänderung des Betons

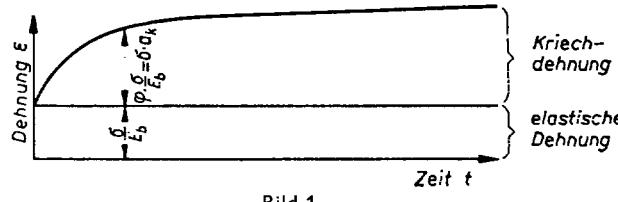


Bild 1

beim Kriechen verhältnisgleich der wirkenden Spannung ist, und unter der Annahme eines gleichbleibenden Elastizitätsmoduls E_b , läuft die Grundbeziehung zwischen Formänderung und gleichbleibender Spannung:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_b} (1 + \gamma) = \sigma \left(\frac{1}{E_b} + \gamma_k \right) \quad (1)$$

Hierbei bedeutet:

$$\frac{\text{Kriechdehnung}}{\text{elast. Dehnung}} = E_b \cdot \gamma_k \quad (\text{vgl. Bild 1}) \quad (2)$$

das Verhältnis der bezogenen Längenänderung infolge Kriechens zu dem elastischen Anteil der bezogenen Längenänderung (dimensionslose Kriechzahl³⁾).

Ferner bedeutet: γ_k die durch die Einheit der Spannung hervorgerufene bezogene Längenänderung infolge Kriechens (Kriechmaß⁴⁾). Dimension (cm^2/kg). Sowohl γ wie auch γ_k sind zeitabhängig und streben ihren Endwerten γ_{∞} bzw. $\gamma_{k\infty}$ zu.

Tafel 5 Endkriechzahl $\gamma_{k\infty} = E_b \cdot \gamma_{k\infty}$ und Endschwindmaße des unbewehrten Beton für $t = \infty$

Zeile	Lage	Endkriechzahl $\gamma_{k\infty}$	Endschwindmaß $\gamma_s \cdot 10^{-5}$ (Grundwert)
1	im Wasser	0,50 k bis 1,00 k	0
2	in sehr feuchter Luft, z. B. unmittelbar über dem Wasser	1,50 k bis 2,00 k	10
3	allgemein im Freien	2,00 k bis 3,00 k	20
4	in trockener Luft, z. B. in trockenen Innenräumen	2,50 k bis 4,00 k	30

³⁾ Vgl. Dischinger: Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. Bauing. 20 (1939) S. 54. — Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Bauing. 18 (1937). S. 540.

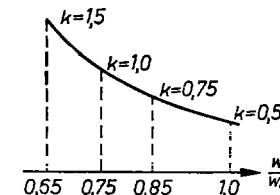
⁴⁾ Vgl. Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen, Teil A. S. 539.

Tafel 5 enthält die Endkriechzahlen für unbewehrten Beton nach Abschluß des Kriechvorganges ($t = \infty$, d. h. praktisch nach ungefähr 4 Jahren). Werden Zwischenwerte eingeschaltet, so sind dafür ebenfalls obere und untere Grenzwerte zu wählen. Auch bei der Auswertung von Versuchen sind Schwankungen gleicher Größenordnung zu berücksichtigen.

Bei dicken Bauteilen, deren kleinste Abmessung mindestens 0,75 m ist, darf die Kriechzahl um 10%, bei einer kleinsten Abmessung von mindestens 1,5 m um 20% ermäßigt werden. Der Einfluß einer besonders starken oder sehr einseitigen schlaffen Bewehrung ist in der Berechnung zu berücksichtigen.

Die Beiwerte k in Tafel 5 berücksichtigen den Einfluß des Erhärzungszustandes des Betons im Zeitpunkt des Entstehens der Spannungen, die das Kriechen bewirken, und sind aus Bild 2 für das den Erhärzungszustand beschreibende Verhältnis $W : W_{\infty}$ zu entnehmen. Dabei ist W die Würffelfestigkeit bei Auftreten der Spannung, W_{∞} die Endfestigkeit.

Die Endfestigkeit W_{∞} des Betons darf bei Verwendung von Zement Z 225 zu 1,3 W_{∞} , bei Zement Z 325 u. Z 425 zu 1,15 W_{∞} angenommen werden. Dabei ist für W_{∞} der bei der Eignungsprüfung festgestellte Wert einzusetzen.

Bild 2 Beiwert k für Kriechen und Schwinden

Wird die das Kriechen bewirkende Spannung zu einem späteren Zeitpunkt verändert, so ist die Wirkung der Zusatzspannung getrennt zu berechnen. Dabei muß jener k -Wert verwendet werden, der dem Zeitpunkt der Spannungsänderung entspricht. Die Wirkungen des Kriechens infolge der zuerst aufgebrachten Spannung und der späteren Zusatzspannung sind dann zu überlagern. Wird die Belastung bzw. die Zusatzspannung in einem hohen Betonalter aufgebracht, so kann bei Verwendung von Portlandzement unter normalen Erhärtingsbedingungen für den Beiwert k angenommen werden:

nach einer Erhärtingszeit von 3 Monaten: $k = 0,75$

nach einer Erhärtingszeit von 6 Monaten: $k = 0,65$.

8.4 Schwinden des Betons

Der Einfluß des Schwindens von unbewehrtem Beton ist beim Spannen vor dem Erhärten des Betons (vgl. Abschn. 1.51) mit den in Tafel 5 angegebenen Grundwerten γ_s in Rechnung zu stellen. Beim Spannen nach dem Erhärten des Betons (vgl. Abschn. 1.52) sind die Grundwerte γ_s nach Tafel 5 mit dem 0,6fachen des Wertes k nach Bild 2 zu vervielfachen. Für die Bestimmung von k gilt sinngemäß Abschnitt 8.3, vorletzter Absatz.

Bei der Berechnung darf angenommen werden, daß das Schwinden zeitlich verhältnisgleich dem Kriechen verläuft.

Die angegebenen Werte gelten für Bauteile mit einer Mindestabmessung von 20 cm. Für dünnere Bauteile sind sie um 25% zu erhöhen. Für dicke Bauteile mit einer Mindestabmessung von 75 cm dürfen sie um den gleichen Betrag ermäßigt werden.

Für die Berechnung der Schnittkräfte äußerlich statisch unbestimmter Tragwerke sind die Schwindmaße nach Tafel 5 ohne Abminderung durch k einzusetzen, wenn nicht der Einfluß des Schwindens durch besondere Maßnahmen vermindert wird (z. B. durch Anordnung von Schwindfugen).

8.5 Nachweis des Einflusses von Kriechen und Schwinden des Betons

Die Abminderung der Spannkraft unter dem Einfluß von Kriechen und Schwinden des Betons ist in der Regel rechnerisch nachzuweisen.

Der rechnerische Nachweis ist für alle dauernd wirkenden Spannungen durchzuführen, also in erster Linie für die Wirkung der Vorspannung und der ständigen Last. Wirkt ein nennenswerter Anteil der Verkehrslast dauernd, so ist auch der durchschnittlich vorhandene Betrag der Verkehrslast als Dauerlast zu betrachten.

Für die Berechnung der Schnittkräfte äußerlich statisch unbestimmter Tragwerke ist der Einfluß des Kriechens und Schwindens ebenfalls stets zu berücksichtigen.

Der Nachweis ist für den unter Abschn. 9.34 angegebenen Zustand mit dem größeren Grenzwert der Kriechzahl nach Tafel 5 durchzuführen, soweit nicht in besonderen Fällen der kleinere Wert ungünstigere Spannungen ergibt.

Bei der Abschätzung der zu erwartenden Verformung des Tragwerkes sind die Schwankungen der Kriechzahl zwischen den angegebenen Grenzwerten ebenfalls zu berücksichtigen.

Werden die dauernd wirkenden Lasten zu einem wesentlich späteren Zeitpunkt aufgebracht als die Vorspannung, wie dies z. B. bei Fertigbauteilen vorkommen kann, so kann der Spannungsabfall in den Spanngliedern unter Umständen infolge des späteren Einsetzens der Gegenwirkung wesentlich vergrößert werden. Dies ist durch geeignete Annahmen zu berücksichtigen (vgl. Abschn. 8.3).

An Stelle des rechnerischen Nachweises ist ein Nachweis auf Grund von Versuchen zulässig, wenn die Versuchsbedingungen für alle in Abschn. 8.1 genannten Einflüsse ausreichend mit den Verhältnissen am Bauwerk übereinstimmen, die obere und untere Grenze der Größe des Kriechens berücksichtigt werden und eine staatliche Materialprüfungsanstalt die Versuche durchführt.

9 Gebrauchslast, ungünstigste Laststellung

9.1 Allgemeines

Unter Gebrauchslast werden alle Lastfälle verstanden, denen das Bauwerk während seiner Errichtung und im Gebrauch unterworfen ist. Die Größe der Vorspannung ist unabhängig von den aufgebrachten Lasten und nimmt vom Augenblick des Spannens bis zum Ende des Kriechens und Schwindens im allgemeinen langsam ab. Zur Feststellung der Grenzwerte der Spannungen müssen daher die einzelnen Lastzusammenstellungen in der zeitlichen Reihenfolge ihres Eintretens untersucht werden, wobei der Bauvorgang und der Zeitpunkt der Ingebrauchnahme zu berücksichtigen sind.

9.2 Lastfälle

Für die Bildung der ungünstigsten Lastzusammenstellungen (Abschn. 9.3) sind stets folgende Lastfälle getrennt zu untersuchen:

9.21 Vorspannung. In diesem Lastfall werden die Kräfte und Spannungen zusammengefaßt, die allein von der ursprünglich eingetragenen Vorspannung hervorgerufen werden (vgl. Abschn. 1.1).

9.22 Ständige Last. Wird die ständige Last stufenweise aufgebracht, so ist jede Laststufe als besonderer Lastfall zu behandeln⁵⁾.

9.23 Verkehrslast. Auch dieser Lastfall ist unter Umständen aufzugliedern (lotrechte Verkehrslast, Windlast, Schneelast usw.), vor allem dann, wenn die Lasten zum Teil vor, zum Teil erst nach dem Kriechen und Schwinden auftreten.

9.24 Temperatur. Soweit erforderlich, sind auch die durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Spannungen nachzuweisen.

9.25 Kriechen und Schwinden. In diesem Lastfall werden alle durch Kriechen und Schwinden entstehenden Umlagerungen der Kräfte und Spannungen zusammengefaßt.

9.3 Lastzusammenstellungen

In der Regel müssen für die Ermittlung der ungünstigsten Spannungen folgende Lastzusammenstellungen untersucht werden, soweit nicht von vornherein feststeht, daß einzelne dieser Lastzusammenstellungen keine ungünstigen Werte ergeben.

9.31 Zustand vor dem Aufbringen der Vorspannung auf den Beton. Dieser Zustand ergibt meist die höchste Zugspannung in den Spanngliedern, wenn sie im Spannbett gespannt werden. Da es sich aber nur um eine vorübergehende Beanspruchung handelt, wird für diesen Belastungsfall eine höhere Span-

nung zugelassen (vgl. Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 37). Dieser Zustand ist auch zu untersuchen, wenn der Bauteil schon vor dem Eintragen der Spannkräfte einer Beanspruchung ausgesetzt wird.

9.32 Zustand unmittelbar nach dem Aufbringen der Vorspannung (d. h. vor dem Einwirken der vollen ständigen Last und der Verkehrslasten). Dieser Zustand ergibt meist die höchste Druckspannung in der vorgedrückten Zugzone und vielfach auch die höchste Zugspannung in der Druckzone. Mit Rücksicht darauf, daß dieser Zustand meist nur von kurzer Dauer ist und im allgemeinen den übrigen Lastfällen entgegenwirkt, werden an beiden Stellen höhere Spannungen zugelassen (vgl. Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 5 bis 8 sowie Zeile 9 und 14). Wegen der engeren Begrenzung der Betonzugspannungen bei Brücken vgl. Tafel 6a.

9.33 Zustand mit ungünstiger Verkehrslast vor Beginn des Kriechens und Schwindens. Dieser Zustand ergibt vielfach die höchste Beanspruchung der Spannglieder. Treten die Lasten nach Abschnitt 9.22 bis 9.24 erst so lange nach dem Spannen auf, daß ein merklicher Anteil des Lastfalles Kriechen und Schwinden schon eingetreten ist, so darf dies berücksichtigt werden.

9.34 Zustand mit ungünstiger Verkehrslast nach Beendigung des Kriechens und Schwindens. Dieser Zustand ergibt die niedrigste Druck- bzw. höchste Zugspannung in der vorgedrückten Zugzone und die höchste Druckspannung in der Druckzone, unter Umständen auch die höchste Beanspruchung der Spannglieder. Meist ergibt sich dabei auch die ungünstigste Schubbeanspruchung.

10 Rißsicherung bei voller Vorspannung

10.1 Zulässigkeit von Zugspannungen in der vorgedrückten Zugzone

Bei voller Vorspannung dürfen unter der Gebrauchslast in der Regel keine Zugspannungen im Beton auftreten.

In folgenden Fällen sind jedoch Zugspannungen zulässig:

bei Brücken unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Zusatzzlasten nach Abschn. 16, Tafel 6a, Zeile (11) und (12),

bei allen übrigen Bauten nach Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 11 bis 13 in folgenden Fällen:

10.11 Bei wenig wahrscheinlicher Häufung ungünstiger Lastfälle, z. B. gleichzeitige Wirkung mehrerer Krane in ungünstiger Stellung oder von Wind und Kranlast in ungünstiger Stellung. Bei Berücksichtigung einer wahrscheinlichen Lasthäufung dürfen aber keine Zugspannungen auftreten.

10.12 Bei zweiachsiger Biegung (Eckspannungen). Wirkt aber nur eines der beiden Biegemomente, so dürfen keine Zugspannungen auftreten.

10.13 Bei Berücksichtigung mehrerer Einflußlinien-Beitragsflächen mit gleichen Vorzeichen, die durch Beitragsflächen entgegengesetzten Vorzeichen voneinander getrennt sind. Bei Berücksichtigung nur einer Beitragsfläche dürfen aber keine Zugspannungen auftreten.

10.2 Zulässigkeit von Zugspannungen in der Druckzone

10.21 Zustand unmittelbar nach dem Vorspannen. Zugspannungen, die in der Druckzone (vgl. Abschn. 1.3) vor Aufbringen aller ständigen Lasten vorübergehend auftreten, dürfen höchstens die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 9 (bei Brücken Tafel 6a, Zeile (9)), angegebenen Werte erreichen.

10.22 Endgültiger Zustand. Sobald die volle ständige Last aufgebracht ist, sind in der Druckzone Zugspannungen nur ausnahmsweise unter den in Abschn. 10.1 angegebenen Bedingungen und in der in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 11 bis 13 (bei Brücken Tafel 6a, Zeile (11) und (12)), angegebenen Höhe zulässig.

10.3 Aufnahme der Zugspannungen im Beton durch Bewehrung

10.31 Allgemein. Die nach Abschn. 10.1 und 10.2 unter Gebrauchslast auftretenden Zugspannungen im Beton sind unter Berücksichtigung der Abschnitte 7.4 und 7.5 durch schlaffe Bewehrungen aufzunehmen, die für die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 41 bis 43, angegebenen Stahlspannungen zu bemessen und anteilmäßig über den Zugbereich zu verteilen sind. Wird eine

⁵⁾ Ist die Rohwichte (das Raumgewicht) des Spannbetons wesentlich größer als 2,4 t/m³ (z. B. bei Rüttelbeton, schweren Zuschlagstoffen, starker Bewehrung), so ist sie an Probekörpern zu bestimmen und in Rechnung zu stellen, sofern eine solche Überschreitung von nennenswertem Einfluß auf die Festigkeit, Standsicherheit oder Einhaltung der Bauwerksform ist.

genaue Berechnung nach Zustand II (vgl. DIN 1044) nicht durchgeführt, so darf zur Vereinfachung die Größe der Stahlzugkraft aus dem Inhalt der Biegezugzone nach Zustand I ermittelt werden. Bei Vorspannung mit Verbund darf auch anteilmäßig der Querschnitt der im Zugbereich liegenden Spannglieder in Rechnung gestellt werden, wenn nachgewiesen wird, daß damit die nach Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 38 bis 40, zulässige Stahlspannung nicht überschritten wird und außerdem der nach Zustand II ermittelte Spannungszuwachs aus der Rißsicherung 2000 kg/cm^2 nicht überschreitet.

10.32 Sonderfall. Zur Aufnahme der nach Abschnitt 10.21 auftretenden Zugspannungen dürfen die Stahlspannungen gegenüber Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 41 bis 43, um 30% erhöht werden, wenn sichergestellt ist, daß dieser Lastzustand nur kurze Zeit dauert. Das trifft jedoch z. B. bei Fertigbauteilen für Decken oft nicht zu.

10.4 Zusätzlicher Nachweis der Rißsicherung bei Vorspannung ohne Verbund

10.41 Nachweis der Rißsicherung im Zugbereich. Bei Vorspannung ohne Verbund besteht die Gefahr, daß schon bei einer kleinen Laststeigerung über die rechnungsmäßige Gebrauchslast hinaus Zugspannungen auftreten, welche zu klapfenden Rissen führen, wenn die Zugzone nicht ausreichend und zweckmäßig bewehrt wird. Um solche Risse zu verhindern, müssen die Zugspannungen bestimmt werden, die im Beton unter dem Lastfall Vorspannung + Kriechen und Schwinden + 1,35-fache Summe von ständiger Last, Verkehrslast und Temperatur in ungünstiger Anordnung auftreten. Die diesen Spannungen entsprechende Zugkraft ist durch eine schlaffe Bewehrung aufzunehmen, die mit den in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 44 bis 46, angegebenen Spannungen zu bemessen und nach Abschnitt 10.31 zu verlegen ist.

10.42 Mindestbewehrung. Alle Begrenzungsfächen des Bauteils (mit Ausnahme der Stirnflächen) müssen eine kreuzweise angeordnete Mindestbewehrung von zusammen 0,3% des Rauminhalts des Betons erhalten. Der größere Teil dieser Bewehrung ist in Richtung der Stützweite des Bauteils anzurichten. Soweit diese Bewehrung in der Zugzone liegt, darf sie auf die in Abschnitt 10.41 geforderte Bewehrung angerechnet werden.

10.5 Zusätzliche Rißsicherung bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Wird bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund der Verbund nicht unmittelbar nach dem Spannen hergestellt, so ist für alle Lastfälle, die vor Herstellung der Verbundwirkung eintreten können, sinngemäß nach Abschn. 10.41 zu verfahren. Die Rißsicherung gemäß Abschn. 10.41 ist auch für sämtliche Lastfälle nach der Herstellung des Verbundes nachzuweisen, wenn die Spannglieder nicht anteilmäßig über die Zugzone verteilt sind. Die Spannglieder dürfen dabei nur insoweit auf die erforderliche Zugbewehrung (vgl. Abschn. 10.31) angerechnet werden, als sie anteilmäßig zur wirksamen Durchsetzung der Zugzone beitragen.

11 Rißsicherung bei beschränkter Vorspannung

11.1 Allgemeines

Bei beschränkter Vorspannung ist die Rißgefahr größer als bei voller Vorspannung, aber infolge der Begrenzung der Zugspannungen auf einen unterhalb der Zugfestigkeit des Betons liegenden Wert wesentlich kleiner als bei Stahlbetonbauteilen ohne Vorspannung.

11.2 Begrenzung der Zugspannungen im Beton und ihre Aufnahme durch Bewehrung

Unter Gebrauchslast sind im allgemeinen die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 14 bis 17, angegebenen Zugspannungen zulässig. Unter den in Abschn. 10.11 bis 10.13 angegebenen besonderen Voraussetzungen dürfen die in Tafel 6, Zeile 18 bis 20, angegebenen höheren Werte verwendet werden. Bei Bauteilen im Freien dürfen jedoch beim Zustand Vorspannung + ständige Last + Kriechen und Schwinden keine Zugspannungen auftreten. Bei Brücken, Kranbahnen und anderen Bauteilen mit nicht vorwiegend ruhenden Lasten (vgl. DIN 1055 Blatt 3, Abschn. 1.5) dürfen auch unter Einschluß der halben Verkehrslast noch keine Zug-

spannungen auftreten. Wegen der Begrenzung der Betonzugspannungen bei Brücken vgl. außerdem Tafel 6a.

Die unter Gebrauchslast auftretenden Zugspannungen sind nach Abschn. 10.3 durch Bewehrung aufzunehmen.

Die Anwendung der beschränkten Vorspannung ist nur zulässig, wenn der Querschnitt der Zugzone entsprechend der Spannungsverteilung von der Bewehrung (Spanngliedern und schlaffer Bewehrung) durchsetzt wird.

11.3 Arbeitsfugen

Arbeitsfugen sind im Bereich der Zugspannungen nach Möglichkeit zu vermeiden. Sie sind jedoch zulässig an den Stellen, wo die größten Zugspannungen die Hälfte der nach Abschn. 11.2 zulässigen Werte nicht überschreiten, vorausgesetzt, daß beim Zustand Vorspannung + ständige Last + Kriechen und Schwinden keine Zugspannungen auftreten.

11.4 Zusätzlicher Nachweis der Rißsicherung bei Vorspannung ohne Verbund und bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Der nach Abschn. 10.4 und 10.5 geforderte zusätzliche Nachweis der Rißsicherung ist auch hier zu erbringen.

12 Bruchsicherheit

12.1 Rechnerische Bruchlast und Sicherheitsbeiwert

Die Bruchsicherheit ist für die ungünstigste Zusammenstellung der Lastfälle Vorspannung + Schwinden und Kriechen + 1,75-fache Summe von ständiger Last, Verkehrslast und Temperatur nachzuweisen.

Für den Baustoff Beton wird wegen der größeren Streuung der Festigkeitswerte ein höherer Sicherheitsbeiwert verlangt als für den Stahl. Deshalb ist die Festigkeit des Betons nur mit $\frac{2}{3}$ ihres Sollwertes in Rechnung zu stellen.

12.2 Grundlagen für die Ermittlung der Bruchsicherheit

12.21 Allgemeine Grundlage. Bei der Ermittlung der Bruchsicherheit ist von der Annahme ebenbleibender Querschnitte auszugehen. Der Zusammenhang zwischen den Dehnungen und Spannungen ist entsprechend den Spannungs-Dehnungslinien nach Abschn. 12.22 und 12.23 anzunehmen. Von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ist abzusehen. Die Annahme eines Verbundes zwischen Beton und Stahl ist nur zulässig, wenn die Haftung nach Abschn. 13.6 und 13.7 gesichert ist.

12.22 Spannungs-Dehnungslinie des Stahles. Die Spannungs-Dehnungslinie des Spannstahles ist aus der Zulassung (vgl. Abschn. 3.21) zu entnehmen. Zur Vereinfachung darf angenommen werden, daß die Spannung oberhalb der Streckgrenze nicht mehr ansteigt. Dies gilt auch für die schlaffe Bewehrung, deren Festigkeitseigenschaften nach DIN 1045, § 5, Tafel I, anzunehmen sind.

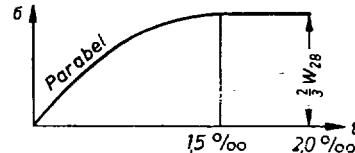


Bild 3

12.23 Spannungs-Dehnungslinie des Betons. Für die Bestimmung der Kraft der Biegedruckzone ist die Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 3 anzunehmen. Sie gilt nur für die Spannungsverteilung im Bruchzustand (wegen der Formänderungen unter Gebrauchslast vgl. Abschn. 7.3) und wenn die Nulllinie innerhalb des Querschnittes liegt. Liegt die Nulllinie außerhalb des Querschnittes, so gilt Abschn. 12.7.

Die angegebene Höchstspannung $\sigma = \frac{2}{3} W_{23}$ berücksichtigt die in Abschn. 12.1 festgelegte Abminderung der Festigkeit und die besonderen Verhältnisse in der Biegedruckzone.

12.3 Kraft der Biegedruckzone und Hebelarm der inneren Kräfte

Bei beliebiger Querschnittsform empfiehlt sich für die Ermittlung der Kraft der Biegedruckzone und des Hebelarms der inneren

^{a)} Wird nach Abschn. 3.12 ausnahmsweise eine geringere Betongüte als B 300 gewählt, so ist in Bild 3 die Höchstspannung bei B 225 mit 0,60 W_{23} bei B 160 mit 0,50 W_{23} anzunehmen. Die Kraft der Biegedruckzone nach Abschn. 12.3 beträgt dann $0,45 W_{23} \cdot F_{d4}$ bzw. $0,38 W_{23} \cdot F_{d4}$.

Kräfte der graphische Weg⁷⁾ unter Verwendung der Spannungs-Dehnungslinien nach Abschn. 12.22 und 12.23.

Bei rechteckigem oder annähernd rechteckigem Querschnitt der Druckzone ergibt sich rechnerisch⁸⁾ die Kraft der Druckzone zu:

$$D_b = 0,75 \cdot \frac{2}{3} \cdot W_{25} \cdot F_{bd} = 0,50 W_{25} F_{bd} \quad (3)$$

Darin ist:

F_{bd} der Betonquerschnitt der Druckzone, $\frac{2}{3}$ der Abmindeungsbeiwert nach Abschn. 12.1 und 0,75 der Beiwert für den Inhalt der Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 3.

Der Abstand des Angriffspunktes der Betondruckkraft von der Druckkante ist gleich der 0,4fachen Höhe der Biegedruckzone. Die Stahleinlagen der Zugzone dürfen nur dann in ihrem Schwerpunkt vereinigt angenommen werden, wenn sie annähernd in der gleichen Höhenlage liegen.

12.4 Stahlspannungen in biegebeanspruchten Bauteilen bei Vorspannung mit Verbund oder mit nachträglichem Verbund (vgl. Abschn. 12.21)

Die Wirkung der Vorspannung wird dadurch berücksichtigt, daß die ihr entsprechende Vordehnung der Spannglieder der durch die übrigen Lasten hervorgerufenen Stahldehnung zugezählt wird.

Die Vordehnung des Stahles entspricht dem Unterschied der Dehnungen von Spannglied und umgebendem Beton und ist aus den Spannungen zu errechnen, die nach Kriechen und Schwinden an der untersuchten Stelle auftreten. Mit der Summe der Dehnungen erhält man aus der Spannungs-Dehnungslinie des Stahles die im Bruchzustand auftretende Stahlspannung.

12.5 Stahlspannungen in biegebeanspruchten Bauteilen bei Vorspannung ohne Verbund

Bei Vorspannung ohne Verbund können sich die Spannglieder auf ihre ganze Länge frei dehnen.

Die Bruchsicherheit hängt deshalb von dem Formänderungsverhalten des gesamten Tragwerkes ab. Da sich im Bruchzustand Teile davon noch voll elastisch, andere Teile schon plastisch verhalten, ist die Vorausberechnung der Bruchsicherheit schwierig; die Angaben in Abschn. 12.23 genügen dazu nicht. Wird kein genauerer Nachweis geführt, so darf bei Trägern auf zwei Stützen die in den Spanngliedern beim Bruch wirkende Spannung wie folgt angenommen werden:

$$\sigma_{eB} = \sigma_{eq} + 1400 \quad (4)$$

In dieser Formel bedeutet σ_{eq} die Stahlspannung im Spannglied unter Gebrauchslast nach Beendigung des Kriechens und Schwindens. Die Spannung σ_{eB} darf nicht höher werden als die Streckgrenze des Spannstahles.

12.6 Mitwirkung der schlaffen Bewehrung

Soweit neben den Spanngliedern eine schlaffe Zugbewehrung eingelegt wird, darf sie auch beim Bruchsicherheitsnachweis berücksichtigt werden. Die auftretende Stahlspannung wird durch das Dehnungsdiagramm des Spannbetonquerschnittes (vgl. Abschn. 12.21) bestimmt. Dabei erreicht im allgemeinen die schlaffe Bewehrung im Bruchzustand die Streckgrenze. Wegen der Mitwirkung der Druckbewehrung vgl. Abschn. 6.2.

12.7 Vorgespannte Druckglieder

Der Fall eines vorgespannten Druckgliedes ist nur dann gegeben, wenn der Betonquerschnitt auch unter der rechnerischen Bruchlast (vgl. Abschn. 12.1) nur Druckspannungen aufweist. In diesem Falle wird die Bruchsicherheit schon durch Einhaltung der zulässigen Spannungen unter Gebrauchslast nach Abschn. 16.3 gewährleistet, so daß sich ein besonderer Nachweis erübrigkt.

12.8 Bei vorgespannten Zuggliedern muß die rechnerische Bruchlast allein durch die Stahleinlagen getragen werden, wobei die Spannung höchstens die Streckgrenze erreichen darf. Es darf angenommen werden, daß die Streckgrenze bei den Spanngliedern und der schlaffen Bewehrung gleichzeitig erreicht wird.

12.9 Schubsicherung

Die für die Schubsicherung zu beachtenden Maßnahmen werden in Abschn. 13 zusammengefaßt behandelt. Wegen der erforderlichen Nachweise unter der rechnerischen Bruchlast vgl. Abschn. 13.23 und 13.3.

⁷⁾ Vgl. z. B. Mörsch: Beton- und Stahlbetonbau, 45. Jahrg. (1950), Heft 7

⁸⁾ Vgl. z. B. Rüsch: Beton- und Stahlbetonbau, 45. Jahrg. (1950), Heft 9

13 Schubsicherung und Haftspannungen

13.1 Allgemeines

Aus der Schubspannung und den Normalspannungen ist die Größe und Richtung der Hauptzugspannungen zu bestimmen.

Entstehen in einem Querschnitt nur Druckspannungen, so muß die Hauptzugspannung für verschiedene Fasern dieses Querschnittes ermittelt werden, um ihren Größtwert zu finden (s. Bild 4, Beispiel für volle Vorspannung). Wenn dagegen das Spannungsbild Druck- und Zugspannungen zeigt, ist der in der Nulllinie oder darüber im Bereich der Druckspannungen auftretende Größtwert der Hauptzugspannungen maßgebend (s. Bild 5, Beispiel für beschränkte Vorspannung).

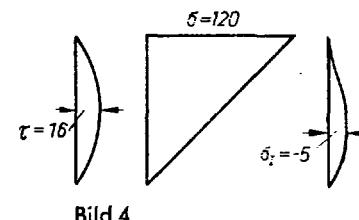


Bild 4

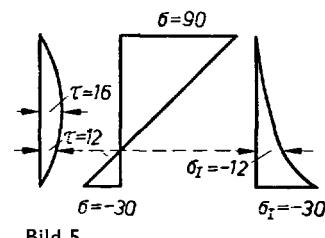


Bild 5

13.2 Nachweis der Hauptzugspannungen

13.21 Erforderliche Nachweise. Die Hauptzugspannungen nach Abschn. 13.1 sind sowohl für Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) wie auch für rechnerische Bruchlast (vgl. Abschn. 12.1) zu ermitteln. Zur Vereinfachung darf auch für den Nachweis unter rechnerischer Bruchlast (Abschn. 13.23) nach Zustand I (vgl. DIN 1044) gerechnet werden. Werden die für diese beiden Fälle zulässigen Spannungen überschritten, so sind die Abmessungen des Querschnittes oder die Vorspannung entsprechend zu vergrößern.

13.22 Nachweis unter Gebrauchslast. Die Hauptzugspannung darf unter Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 21 bis 23 für volle, und Zeile 24 bis 26 für beschränkte Vorspannung angegebenen Werte nicht überschreiten.

13.23 Nachweis unter rechnerischer Bruchlast (vgl. Abschn. 12.1). Die Hauptzugspannung darf die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 27 bis 29, angegebenen Werte nicht überschreiten.

13.3 Erforderliche Schubbewehrung

Überschreitet die nach Abschn. 13.23 errechnete Hauptzugspannung die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 30 bis 32, angegebenen Werte, so ist rechnerisch nachzuweisen, daß in den Bereichen, in denen der 0,75fache Betrag dieser Tafelwerte überschritten wird, alle Hauptzugspannungen durch Stahleinlagen aufgenommen werden und daß diese Einlagen richtig verteilt sind. Dabei ist darauf zu achten, daß die Hauptzugspannungen im allgemeinen wesentlich steiler als 45° verlaufen. Die zulässige Stahlspannung ist nach Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 44 bis 46, anzunehmen. Bei Balken sind stets Bügel anzurufen, auch wenn eine Schubbewehrung rechnerisch nicht erforderlich ist.

13.4 Schubsicherung im Bereich der Eintragung der Vorspannung

An den Verankerungsstellen der Spannglieder kann erst in der Entfernung e vom Ende der Verankerung (Eintragungslänge) mit einer geradlinigen Spannungsverteilung infolge Vorspannung gerechnet werden.

Bei Spanngliedern mit Endverankerung ist diese Eintragungslänge e gleich der Störungslänge s , die zur Ausbreitung der konzentriert angreifenden Spannkräfte bis zur Einstellung eines geradlinigen Spannungsverlaufes im Querschnitt nötig ist.

Bei Spanngliedern, die nur durch Haftung und Reibung verankert werden, ist für die Übertragung der Vorspannung vom Stahl auf den Beton außerdem eine Übertragungslänge \ddot{u} erforderlich. Die Eintragungslänge e ist in diesem Falle anzunehmen zu

$$e = \sqrt{s^2 + \ddot{u}^2}. \quad (5)$$

Im Bereich der Eintragungslänge e muß stets eine Querbewehrung angeordnet werden, die bei endverankerten Spanngliedern die auftretenden Spaltzugkräfte aufzunehmen hat und bei Verankerung durch Haftung und Reibung u. U. außerdem die Schub- sicherung in diesem Bereich gewährleisten muß (vgl. Abschn. 13.3⁹⁾).

13.5 Nachträglich ergänzte Querschnitte

In der Fuge zwischen dem ursprünglichen Querschnitt und der Ergänzung (vgl. Abschn. 7.6) sind die Hauptzugspannungen auch dann voll durch eine entsprechende Bewehrung zu decken, wenn eine solche Bewehrung nach Abschnitt 13.3 nicht erforderlich ist.

13.6 Nachweis der Haftspannungen

Die Haftspannungen brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Spannglieder und die schlaffe Bewehrung annähernd gleichmäßig über den Querschnitt der vorgedrückten Zugzone verteilt liegen und nicht dicker als 26 mm sind und wenn es sich nicht um kurze Träger handelt. Bei Spanngliedern aus Bündeln, Kabeln oder Seilen gilt das gleiche, wenn ihre Spannkraft kleiner als 30 t ist. Diese Vereinfachung gilt bei nachträglichem Verbund nur, wenn dies in der Zulassung (vgl. Abschn. 2.24) ausdrücklich gestattet ist. Im Bereich der Verankerung der Spannglieder durch Haftung und Reibung ist der Nachweis nach Abschn. 15.43 durch Versuche zu führen.

13.7 Begrenzung der Haftspannungen

Die nachstehend angegebenen zulässigen Haftspannungen gelten nur, wenn der Beton gerüttelt wird und die Bewehrungsstäbe beim Betonieren lotrecht oder nahezu lotrecht stehen oder beim Betonieren unten liegen, bei nachträglichem Verbund nur dann, wenn durch Versuche eine entsprechend große Haftfestigkeit (Gleitwiderstand) der Spannglieder nachgewiesen wird (vgl. auch Abschn. 2.24). Der Stahl muß außerdem eine saubere Oberfläche haben. Bei gezogenem Stahl muß das Ziehfett restlos entfernt sein.

In allen anderen Fällen, namentlich bei Stahleinlagen, die beim Betonieren oben liegen, sind die in Tafel 6, Zeilen 35 und 36, angegebenen Werte erheblich zu vermindern.

13.71 Nachweis unter Gebrauchslast. Die rechnerische Haftspannung darf unter Gebrauchslast (vgl. Abschn. 9) die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 35, angegebenen Werte nicht überschreiten, soweit in der Zulassung (Abschnitt 2.24) nicht anders bestimmt ist.

13.72 Nachweis unter rechnerischer Bruchlast. Für die rechnerische Bruchlast nach Abschnitt 12.1 müssen die Haftspannungen unterhalb der in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 36, angegebenen Werte bleiben, soweit in der Zulassung (Abschn. 2.24) nicht anders bestimmt ist.

14 Knicken unter Vorspannung

14.1 Vorspannung mit Spanngliedern

Die Vorspannung kann nur dann eine Knickgefahr hervorrufen, wenn der auf Druck beanspruchte Beton für sich ausknicken kann, weil er z. B. auf größere Strecken nicht mit dem Spannglied verbunden ist.

Bei Vorspannung mit Verbund ist daher für die Spannkräfte kein Nachweis der Knicksicherheit, bei Vorspannung ohne Verbund nur ein Nachweis für eine Knicklänge gleich dem Abstand jener Punkte durchzuführen, an denen Spannglied und Betonbauteil in der betrachteten Knickrichtung miteinander verbunden sind.

Für Druckkräfte, die durch äußere Lasten erzeugt werden, ist die Knicksicherheit nachzuweisen.

14.2 Vorspannung gegen unabhängige Widerlager

Bei Vorspannung gegen unabhängige Widerlager (vgl. Abschn. 1.2) wirkt die eingeleitete Vorspannung wie eine äußere Kraft und erfordert einen Nachweis der Knicksicherheit des Bauteils.

⁹⁾ Vgl. z. B. Kämmler: Theorie des Stahlbetons, Bd. I, Verlag C. F. Müller, Karlsruhe

14.3 Rechnerischer Nachweis

Soweit ein Nachweis der Knicksicherheit erforderlich wird, ist er nach DIN 1045, § 27, Ziff. 2 bzw. DIN 4225, Abschn. 14.2, bei Brücken nach DIN 1075 durchzuführen.

15 Verankerung der Spannglieder

15.1 Allgemeines

Die Spannglieder sind durch geeignete Maßnahmen unverschieblich im Beton des Bauteiles zu verankern. Diese Maßnahmen bedürfen stets einer allgemeine Zulassung (vgl. Abschn. 2.22). Für die Zulassung ist die Sicherheit der Verankerung durch eine Berechnung nach den bestehenden Vorschriften oder durch Versuche an einer staatlich anerkannten Materialprüfungsanstalt nachzuweisen, bei der Prüfung sind die dafür aufgestellten Richtlinien zu beachten. Außerdem ist festzulegen, für welche Spannstähle sich die Verankerung eignet.

Das Schweißen von Stahlteilen der Verankerung (mit Ausnahme der Spannstähle, vgl. Abschn. 6.5) und das dabei verwendete Schweißverfahren bedürfen ebenfalls einer Zulassung (vgl. Abschn. 2.22).

15.2 Bemessung der Verankerung der Spannglieder

Die Verankerung soll grundsätzlich so ausgebildet werden, daß sie etwa die gleiche Festigkeit wie das Spannglied hat.

Beim rechnerischen Nachweis ist als Ankerkraft $\frac{1}{1,75}$ der Bruchfestigkeit des Spanngliedes einzusetzen und die Verankerung mit den für den gewählten Baustoff allgemein zulässigen Spannungen zu bemessen.

15.3 Beanspruchung des Spannstahls bei der Verankerung

Die Beanspruchung der Spannstähle auf mittigen Zug unter Gebrauchslast (Abschn. 9) darf auch im Bereich der Verankerungen (vgl. jedoch Abschn. 5.34) nicht die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 37 bis 40, angegebenen Werte überschreiten.

Bei geschnittenen Gewinden darf die Spannung im Kernquerschnitt höchstens 70% der zulässigen Spannung für mittigen Zug betragen.

15.4 Beanspruchung des Betons bei der Verankerung

15.41 Die zulässige Beanspruchung des Betons unter den Ankerplatten u. ä. ist nach Abschn. 16.2 zu ermitteln.

15.42 Bei Verankerung durch Schleifen darf die unter Gebrauchslast (Abschn. 9) auftretende Lochleibungsspannung die in Abschn. 16, Tafel 6, Zeile 33 und 34, angegebenen Werte nicht überschreiten. Die Querzugsspannungen sind durch Querbewehrung aufzunehmen.

15.43 Werden die Spannglieder allein durch Haftung und Reibung im Beton verankert, so ist die Sicherheit der Verankerung stets durch Versuche unter Berücksichtigung aller ungünstigen Einflüsse nachzuweisen. Dies gilt auch, wenn die Spannglieder im Bereich der Verankerung zur Erhöhung der Reibung abgekrümmt werden. Dabei ist zu beachten, daß die Wirksamkeit der Verankerung in starkem Maße von verschiedenen Einzeleinflüssen abhängt (Formgebung, Befondeckung, Vorspannung, Betongüte, Festigkeit des Betons beim Vorspannen, Kriechen, Schwinden usw.). Die Strecke, die für die allmähliche Übertragung der Vorspannkräfte in den Beton erforderlich ist (Übertragungslänge \ddot{u} , vgl. Abschn. 13.4), erreicht infolge der Wirkung des Kriechens erst im Laufe der Zeit ihren Größtwert und kann unter Umständen einen erheblichen Teil der Stützweite ausmachen (vgl. Abschn. 13.4).

In der Zulassung sind die erforderliche Übertragungslänge und Betonüberdeckung und die im Zeitpunkt der Übertragung der Vorspannung auf den Beton erforderliche Mindestfestigkeit des Betons festzulegen.

16 Zulässige Spannungen

16.1 Spannungstafeln

Die allgemein zulässigen Beton- und Stahlspannungen sind in Tafel 6 angegeben, wegen der zulässigen Betonzugspannungen

bei Brücken vgl. Tafel 6a. Zwischenwerte dürfen nicht eingeschaltet werden. Die Spannungen der Tafeln 6 und 6a dürfen nur angewendet werden, wenn in jedem Falle gemäß Abschn. 4 nachgewiesen wird, daß die erforderliche Würffelfestigkeit des Betons und die erforderlichen Festigkeitseigenschaften des für die Spannglieder verwendeten Stahles vorhanden sind.

16.2 Zulässige Spannung bei Teilbelastung

Für die Beanspruchung des Betons bei Teilbelastung (z. B. bei Ankerplatten der Vorspannglieder vgl. auch Abschn. 5.1) sind die in DIN 1045, § 29, Ziff. 3, angeführten Gesichtspunkte maßgebend. Danach kann die zulässige Betonspannung σ_1 hinter der Übertragungsfläche F_1 der Teilbelastung ermittelt werden nach der Formel

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}} \quad (6)$$

Hierbei ist σ die in Tafel 6, Zeile 4, angegebene Spannung. Die für die Verteilung der Kraft in Betracht kommende Fläche F muß folgenden Forderungen genügen:

Der Schwerpunkt der Verteilungsfläche F muß mit dem Schwerpunkt der Übertragungsfläche F_1 zusammenfallen.

Die Abmessungen der Verteilungsfläche F dürfen dabei in jeder Richtung höchstens gleich dem 5fachen Betrag der entsprechenden Abmessungen der Übertragungsfläche angenommen werden.

Bei Anordnung mehrerer Ankerplatten oder dgl. dürfen sich die in Rechnung gestellten Verteilungsflächen F nicht überschneiden.

Entsteht die Teilbelastung durch eine Ankerkraft P im Inneren des Bauwerkes an einer Stelle, die bereits durch die Druckspannung σ_2 beansprucht ist, so darf die nach nachstehender Formel errechnete Spannungssumme den Wert σ_1 nicht überschreiten:

$$\sigma_2 + \frac{P}{F_1} \leq \sigma_1 \quad (7)$$

Die erhöhten Betonspannungen σ_1 dürfen nur in Rechnung gestellt werden, wenn die Bildung von Spaltissen durch eine ausreichende Querbewehrung des bei der Druckverteilung mitwirkenden Betons verhindert wird.

16.3 Zulässige Spannungen in der vorgedrückten Druckzone (vgl. Abschn. 1.31)

Da die durch die Vorspannung erzeugten Druckspannungen σ_v einen geringeren Sicherheitsbeiwert erfordern als die durch die äußere Last hervorgerufenen Druckspannungen σ_q , darf bei der Bemessung der vorgedrückten Druckzone die mit den zulässigen Spannungen aus Tafel 6, Zeile 1 bis 4, zu vergleichende rechnerische Betondruckspannung mit

$$\sigma = 0,75 \sigma_v + \sigma_q \quad (8)$$

angenommen werden.

16.4 Zulässige Spannungen in Spanngliedern mit Dehnungsbehinderung (Reibung)

Bei Spanngliedern, deren Dehnung durch Reibung behindert ist (vgl. Abschn. 5.33 und 5.34), darf gemäß Tafel 6, Zeile 39, die zulässige Spannung am Spannende erhöht werden, wenn sich diese Erhöhung nicht bis in den Bereich der größten Momente erstreckt und außerdem auf die Bereiche beschränkt bleibt, in denen der Einfluß der veränderlichen Lasten gering ist.

Tafel 6 Zulässige Spannungen

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in kg/cm ²			Zeile
		B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6
Beton auf Druck	1 In der Druckzone unter Gebrauchslast (vgl. auch Abschn. 16.3):				
	Rechteckquerschnitte				
	mit einachsiger Biegung	110	140	160	1
	mit zweiachsiger Biegung (Eckspannung)	120	150	170	2
	Plattenbalken- und Hohlquerschnitte	100	130	150	3
	Mittiger Druck in Säulen u. Druckgliedern (vgl. a. Abschn. 16.2)	80	110	130	4
	2 In der vorgedrückten Zugzone unter Gebrauchslast (vgl. auch Abschn. 9.32):				
	Rechteckquerschnitte				
	mit einachsiger Biegung	140	180	210	5
	mit zweiachsiger Biegung (Eckspannung)	150	190	220	6
Beton auf Zug (vgl. Abschnitt 7.5)	Plattenbalken- und Hohlquerschnitte	130	170	200	7
	Mittiger Druck	110	145	170	8
	1 Bei voller Vorspannung unter Gebrauchslast ¹⁰⁾ (vgl. auch Abschn. 9.32):				
	1.1 In der Druckzone vor Aufbringen aller ständigen Lasten (vgl. auch Abschn. 10.21)	30	38	45	9
	1.2 In der Druckzone nach Aufbringen aller ständigen Lasten und in der vorgedrückten Zugzone:				
	1.2.1 Allgemein	0	0	0	10
	1.2.2 Unter den in Abschn. 10.1 angegebenen Voraussetzungen (vgl. auch Abschn. 10.22)				
	Mittiger Zug	8	10	12	11
	Randspannung bei einachsiger Biegung	20	25	30	12
	Randspannung bei zweiachsiger Biegung (Eckspannung)	25	30	35	13
	2 Bei beschränkter Vorspannung unter Gebrauchslast:				
	2.1 In der Druckzone vor Aufbringen aller ständigen Lasten (vgl. auch Abschn. 9.32 und 11.2)	30	38	45	14
	2.2 In der Druckzone nach Aufbringen aller ständigen Lasten und in der vorgedrückten Zugzone unter der Voraussetzung, daß die Bewehrung über die Zugzone anteilmäßig verteilt ist (vgl. Abschn. 11.2 Abs. 3)				
	2.2.1 Allgemein				
	Mittiger Zug	12	15	18	15
	Randspannung bei einachsiger Biegung	30	38	45	16
	Randspannung bei zweiachsiger Biegung (Eckspannung)	35	45	50	17
	2.2.2 Unter den in Abschn. 10.1 und 11.2 gegebenen Voraussetzungen				
	Mittiger Zug	15	20	25	18
	Randspannung bei einachsiger Biegung	40	50	60	19
	Randspannung bei zweiachsiger Biegung (Eckspannung)	50	60	70	20
Beton auf Schub	1 Schiefe Hauptzugspannung unter Gebrauchslast (vgl. auch Abschn. 13.22):				
	1.1 Bei voller Vorspannung und Schubbeanspruchung aus Querkraft	8	9	10	21
	Schubbeanspruchung aus Verdrehung	6	8	10	22
	Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	10	12	15	23

¹⁰⁾ Bei Brücken gilt Tafel 6a

Bei Brücken gilt Tafel 6a

Tafel 6 Zulässige Spannungen (Fortsetzung)

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in kg/cm ²			Zeile
		B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6
	1.2 Bei beschränkter Vorspannung und Schubbeanspruchung aus Querkraft	16	20	24	24
	Schubbeanspruchung aus Verdrehung	12	16	20	25
	Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	20	25	30	26
Beton auf Schub	2 Schiefe Hauptzugspannung unter rechnerischer Bruchlast (vgl. auch Abschn. 13.23 und 13.3):				
	2.1 Höchstwerte bei Schubbeanspruchung aus Querkraft	32	40	48	27
	Schubbeanspruchung aus Verdrehung	24	32	40	28
	Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	40	50	60	29
	2.2 Ohne Nachweis der Schubsicherung zulässige Werte bei Schubbeanspruchung aus Querkraft	16	20	24	30
	Schubbeanspruchung aus Verdrehung	12	16	20	31
	Schubbeanspruchung aus Querkraft und Verdrehung	20	25	30	32
Beton auf Lochleibungsdruck	Unter Gebrauchslast (vgl. auch Abschn. 15.42): bei einer Betondeckung $\geq 2 d$	120	150	180	33
	bei einer Betondeckung $\geq 5 d$	140	180	220	34
Beton auf Haftung	Grundwerte (vgl. Abschn. 13.7): Haftspannung unter Gebrauchslast	8	9	10	35
	Haftspannung für den Nachweis der Bruchsicherheit	14	16	18	36
	1 Stahl der Spannglieder:				
	1.1 vorübergehend im Spannbett (vgl. auch Abschn. 9.31 u. 15.3)	$\leq 0,80 \sigma_s$			37
	1.2 unter Gebrauchslast	$\leq 0,75 \sigma_s \leq 0,55 \sigma_B$			38
	1.3 unter Gebrauchslast örtlich bei Dehnungsbehinderung vgl. Abschn. 16.4	5% mehr als in Zeile 38			39
	1.4 Randspannungen in Krümmungen (vgl. auch Abschn. 6.3)	15% mehr als in Zeile 38 u. 39			40
	Wegen der zulässigen Spannung bei Verankerungen mit Schlupf (vgl. Abschn. 5.34)				
Stahl auf Zug	2 Schlaffe Bewehrungen:				
	2.1 Zur Aufnahme der unter Gebrauchslast auftretenden Zugspannungen (vgl. auch Abschn. 10.31 und 10.32): Betonstahl I	1400			41
	Betonstahl II	1800			42
	Betonstahl III und IV	2000			43
	2.2 Zur Aufnahme der Rißlast und zur Bemessung der Schubsicherung (vgl. auch Abschn. 10.41, 10.5 und 11.4): Betonstahl I	2200			44
	Betonstahl II	3400			45
	Betonstahl III und IV	4000			46

Tafel 6a Zulässige Betonzugspannungen bei Brücken

Bei Brücken unter Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs ist stets volle Vorspannung zu wählen. Ausnahmen hiervon bedürfen einer ausdrücklichen Genehmigung der aufsichtführenden Baubehörde (vgl. Abschn. 1.43).

Beanspruchungsart	Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen in kg/cm ²			Zeile (ent- sprechend der Tafel 6)
		B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6
1 Bei voller Vorspannung					
1.1	In der Druckzone vor Aufbringen aller ständigen Lasten im Bauzustand (vgl. auch Abschn. 10.22)	8	10	12	(9)
1.2	In der Druckzone nach Aufbringen aller ständigen Lasten und in der vorgedrückten Zugzone für alle Hauptlasten ¹¹⁾	0	0	0	(10)
1.3	In der Druckzone nach Aufbringen aller ständigen Lasten und der Zusatzlasten ¹¹⁾ (vgl. Abschn. 10.22) und in der überdrückten Zugzone für alle Haupt- und Zusatzlasten (vgl. Abschn. 10.1)				
	Mittiger Zug	8	10	12	(11)
	Randspannung bei Biegung ¹²⁾	15	20	25	(12)
2	Bei beschränkter Vorspannung (unter Beachtung von Abschn. 11.2)				
2.1	In der Druckzone vor Aufbringen aller ständigen Lasten im Bauzustand	8	10	12	(14)
2.2	Nach Aufbringen aller ständigen Lasten ¹¹⁾				
Beton auf Zug (vgl. Abschn. 11.2)	2.21 In der Druckzone	0	0	0	(15)
	2.22 In der vorgedrückten Zugzone für alle Hauptlasten ¹¹⁾ ; anteilmäßige Verteilung der Bewehrung über die Zugzone vorausgesetzt (vgl. Abschn. 11.2 Abs. 3)				
	Mittiger Zug	12	15	18	(15a)
	Randspannung bei Biegung ¹²⁾ : bei Zugzone unten allgemein und bei Zugzone oben mit Abdichtung	25	30	35	(16)
	bei Zugzone oben mit Asphaltbelag	20	25	30	(16a)
	ohne Abdichtung (unmittelbar befahren)	12	15	18	(16b)
2.3	Nach Aufbringen aller ständigen Lasten und der Zusatzlasten ¹¹⁾				
2.31	In der Druckzone allgemein	12	15	18	(18)
2.32	In der vorgedrückten Zugzone für alle Haupt- und Zusatzlasten (vgl. Ziffer 2.22 dieser Tafel):				
	Mittiger Zug	15	20	25	(18a)
	Randspannung bei Biegung ¹²⁾ : bei Zugzone unten allgemein und bei Zugzone oben mit Abdichtung	30	38	45	(19)
	bei Zugzone oben mit Asphaltbelag	25	30	38	(19a)
	ohne Abdichtung (unmittelbar befahren)	15	20	25	(19b)

¹¹⁾ Hauptlasten für Straßenbrücken: nach DIN 1072, Abschn. 4 bis 9; für Eisenbahnbrücken: nach BE. Zusatzlasten für Straßenbrücken: nach DIN 1072, Abschn. 10 bis 16 einschließlich der Lasten für besondere Nachweise. DIN 1072, Abschn. 18 bis 22, jedoch nicht Abschn. 17; für Eisenbahnbrücken: Sinngemäß nach BE.

¹²⁾ Die angegebenen Werte für die Biegezugspannung gelten für einachsige Biegung; für die bei zweiachsiger Biegung auftretenden Eckspannungen dürfen diese Werte um 25% erhöht werden.

Spannstähle und Spannverfahren für Spannbeton nach DIN 4227

Vorläufige Richtlinien für die Prüfungen bei Zulassung und Abnahme
Ausgabe Oktober 1954

Inhaltsverzeichnis

Vorbemerkung	Seite	Seite	
I. Zulassung und Abnahme von Spannstahl	609	II. Zulassung von Spannverfahren	615
A Zulassung von Spannstahl	609	8 Inhalt der Zulassung	615
1 Geltungsbereich	609	9 Zulassungsprüfung — Allgemeines	615
2 Durchzuführende Prüfungen	609	9.1 Umfang der Zulassungsprüfungen	615
2.1 Zulassungsprüfung von Drähten und Stäben ..	609	9.2 Form und Eigenschaften der Proben	615
2.2 Zulassungsprüfung von Litzen und Seilen	610	10 Verankerung der Spannglieder durch Ankerkörper	615
2.3 Zusätzliche Versuche	610	10.1 Allgemeines	615
3 Zulassungsbescheinigung	610	10.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper unter ruhender Last	616
3.1 Bezeichnung des Spannstahls	610	10.3 Prüfung der Spannverfahren unter schwingender Belastung	616
3.2 Herstellungsmerkmale	610	10.4 Prüfung der Verbindung Ankerkörper-Beton ..	616
3.3 gewährleistete Eigenschaften	610	11 Verankerung durch Haftung an geraden Spannglied- enden	617
3.4 zusätzliche Beanspruchungen	611	11.1 Probenform	617
3.5 besondere Maßnahmen	611	11.2 Erzeugung der Vorspannung	617
3.6 Abweichungen	611	11.3 Beschaffenheit des Spannstahls	617
3.7 Prüfungen auf der Baustelle	611	11.4 Beschaffenheit des Betons	617
3.8 Mindestdurchmesser der Drahtrollen	611	11.5 Lösen aus dem Spannbett	617
3.9 Verpackungsart	611	11.6 Messungen	617
B Abnahme von Spannstahl	611	11.7 Einfluß schwingender Lasten	618
4 Geltungsbereich	611	11.8 Auswertung der Messungen	618
5 Prüfumfang, Probenahme, Anforderungen	611	12 Verankerung durch Haftung an gekrümmten Spann- gliedenden	618
5.1 Abnahmeprüfung von Drähten und Stäben ..	611	13 Reibungsverluste beim Spannen	618
5.2 Abnahmeprüfung von Litzen und Seilen	612	14 Herstellung des nachträglichen Verbundes	619
5.3 Wiederholungsprüfungen	612	14.1 Allgemeines	619
6 Abnahmebestätigung	612	14.2 Wirkung der Abstandhalter	619
6.1 Kennzeichnung	612	14.3 Nachweis der Füllung der Spannkanäle	620
6.2 Abnahmzeugnis	612	14.4 Nachweis der Haftfestigkeit	620
7 Prüfverfahren für Spannstahl	612		
7.1 Prüfstellen	612		
7.2 Zustand der Proben	613		
7.3 Durchführung der Versuche und Form der Proben	613		

Vorbemerkung

Nach DIN 4227-Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung, darf für Spannglieder nur Stahl, sog. Spannstahl, verwendet werden, der zugelassen und abgenommen ist (DIN 4227, Abschn. 2.21 und 4.21); auch das Spannverfahren bedarf der Zulassung (DIN 4227, Abschn. 2.22 bis 2.25).

Die folgenden Richtlinien geben an, welche Nachweise als Grundlage für die allgemeine baupolizeiliche Zulassung und bei der Abnahme erbracht werden müssen, welche Prüfverfahren anzuwenden und was im einzelnen in der Zulassung bestimmt werden muß. Der Abschnitt I behandelt die Zulassung und Abnahme von Spannstahl mit den zugehörigen Prüfverfahren, im Abschn. II werden die Zulassung des Spannverfahrens und die dafür notwendigen Nachweise geregelt.

Die geforderten Versuche weichen z. T. von den einschlägigen DIN-Normen ab oder sind in ihnen nicht vorgesehen. Nach Vorliegen ausreichender Kenntnisse sollen diese Untersuchungen vereinfacht oder durch andere ersetzt oder erweitert werden.

I. Zulassung und Abnahme von Spannstahl

A Zulassung von Spannstahl

1 Geltungsbereich

Diese Richtlinien gelten für Stähle, die als Spannglieder von Spannbetonbauteilen verwendet werden. Die Stähle können als warmgewalzte (naturharte), kaltverformte oder vergütete Drähte und Stäbe hergestellt sein. Dünne, kaltverformte Drähte können zu Litzen und Seilen weiterverarbeitet sein.

2 Durchzuführende Prüfungen

Für die Zulassung des Spannstahls sind die in DIN 4227, Abschn. 3.21, hervorgehobenen Eigenschaften nachzuweisen; dazu sind die folgenden Prüfungen vorzunehmen und die jeweils dazu vermerkten Anforderungen zu erfüllen, und zwar für jede Querschnittsform, Abmessungsbereich, Herstellungsart und Güte. Wegen der Durchführung der Prüfungen vgl. Abschn. 7.

2.1 Zulassungsprüfung von Drähten und Stäben

Für die Zulassungsprüfung von Dräten und Stäben kommen folgende Versuche in Betracht:

2.11 Zugversuch (vgl. Abschn. 7.31)

Beim Zugversuch sind die Zugfestigkeit, die Streckgrenze (0,2-Grenze), die Bruchdehnung, der Verlauf der Spannungsdehnungslinie und der Elastizitätsmodul zu ermitteln. Die Anforderungen an die Höhe der zu gewährleistenden Festigkeitswerte und an den Verlauf der Spannungsdehnungslinie für Kurzzeitlast werden nach Vorliegen ausreichender Erfahrungen noch festgelegt werden.

2.12 Bestimmung der 0,01-Grenze (vgl. Abschn. 7.32)

Die 0,01-Grenze darf nicht niedriger als der gewährleistete Wert liegen.

2.13 Zugversuch nach einmaligem Hin- und Herbiegen (vgl. 7.33) (nur für Dräte und Stäbe mit höchstens 8 mm Ø).

Die nach einmaligem Hin- und Herbiegen im Zugversuch erhaltenen Zugfestigkeit darf höchstens um 5% unter der ohne Hin- und Herbiegen nach 2.11 ermittelten Zugfestigkeit liegen.

2.14 Hin- und Herbiegeversuch (vgl. Abschn. 7.34)

(nur für Dräte und Stäbe mit höchstens 8 mm Ø).

Die Zahl der bis zum Bruch ertragenen Hin- und Herbiegungen ist festzustellen. Sie soll für jeden Spannstahl eine bestimmte noch festzulegende Streubreite nicht überschreiten. Auch die Mindestzahl der zu ertragenden Hin- und Herbiegungen wird nach Vorliegen ausreichender Erfahrungen noch festgelegt werden.

2.15 Faltversuch (vgl. Abschn. 7.35)

(nur für Dräte und Stäbe mit mehr als 8 mm Ø).

Im Faltversuch muß noch ein bestimmter Biegewinkel erreicht werden. Seine Größe wird nach Vorliegen ausreichender Erfahrungen noch festgelegt werden.

2.16 1000-Stunden-Kriechversuch (vgl. Abschn. 7.36)

Durch Kriechversuche wird die Spannungs-Zeitdehnungs-Linie festgestellt und daraus die Kriechgrenze entnommen. Als Kriechgrenze im Sinne von DIN 4227, Abschn. 8.2, gilt die Spannung, bei der der Stab in der Zeit von der 6. Minute nach dem Aufbringen der Belastung bis zur 1000. Stunde eine Zeitdehnung von 3% der bei zügiger Belastung auftretenden Dehnung erleidet. Das

Kriechen der Stähle muß mit der Zeit ausreichend abklingen. Nach Vorliegen ausreichender Erfahrungen wird noch festgelegt werden, welche Zeitdehnung bei bestimmten Beanspruchungen zulässig ist.

2.17 Dauerschwingversuch (vgl. Abschn. 7.37)

Für die Beurteilung der Dauerschwingversuche ist der Verlauf der Grenzlinien im Dauerfestigkeits-Schaubild nach Smith maßgebend.

2.18 Beurteilung der Verformbarkeit

Zur Beurteilung der Verformbarkeit des Stahles dienen in erster Linie die Versuche gemäß Abschn. 2.11 bis 2.15. Außerdem ist das sich aus dem Zugversuch ergebende Streckgrenzenverhältnis sowie die ggf. ermittelte Gleichmaßdehnung mit heranzuziehen.

2.2 Zulassungsprüfung von Litzen und Seilen

Für die Zulassung von Litzen und Seilen muß der dafür verwendete Stahl an Einzeldrähten nach Abschn. 2.11 bis 2.14 und 2.18 geprüft werden.

Darüber hinaus kommen folgende Versuche an den Litzen und Seilen selbst in Betracht:

2.21 Zugversuch (vgl. Abschn. 2.11 und 7.31)

Beim Zugversuch sind die Zugfestigkeit sowie die Spannungsdehnungslinie einschl. des Anteils des Seilrecks und der Elastizitätsmodul zu ermitteln. Die Versuche sind sowohl bei erstmaliger Belastung als auch nach mehrmaliger Vorbelastung gemäß Abschn. 7.361, Abs. 4, durchzuführen.

Diese Versuche sind durchzuführen an:

2.211 Proben, die aus Litzen oder Seilen im Anlieferungszustand entnommen werden,

2.212 Proben aus Litzen oder Seilen, die bei der Entnahme 5mal auf- und abgetrommelt werden (Trommeldurchmesser nach Abschn. 7.312).

2.22 1000-Stunden-Kriechversuch (vgl. Abschn. 2.16 und 7.36)

Die Spannungs-Zeitdehnungs-Linie wird festgestellt. Für die Bestimmung der Kriechgrenze ist der Anteil des Seilrecks von der bei zügiger Belastung auftretenden Dehnung abzuziehen.

Der Versuch ist durchzuführen an:

2.221 Proben, entnommen nach Abschn. 2.211,

2.222 Proben, entnommen nach Abschn. 2.212, jedoch nur bei deutlicher Abweichung zwischen den Ergebnissen der Versuche nach Abschn. 2.212 und 2.211.

2.23 Dauerschwingversuch (vgl. Abschn. 2.17 und 7.37)

Der Versuch ist vorzunehmen an:

2.231 Proben, entnommen nach Abschn. 2.211,

2.232 Proben, entnommen nach Abschn. 2.212, jedoch nur bei deutlicher Abweichung zwischen den Ergebnissen der Versuche nach Abschn. 2.211 und 2.212.

2.3 Zusätzliche Versuche

Für den Gebrauch können weitere Stahleigenschaften von Bedeutung sein, die mit den Versuchen nach Abschn. 2.1 und 2.2 nicht erfaßt werden (z. B. Verhalten bei Oberflächenverletzungen und Verhalten des unter Spannung stehenden Stahles bei gleichzeitiger Einwirkung von korrodierenden Mitteln).

3 Zulassungsbescheinigung

In der Zulassungsbescheinigung sind aufzuführen:

3.1 die Bezeichnung des Spannstahls, und zwar mit einer doppelten Zahlenangabe, wobei die erste Zahl den gewährleisteten Mindestwert für die Streckgrenze und die zweite Zahl den gewährleisteten Mindestwert für die Zugfestigkeit angibt (dazu kommt u. U. die Werksmarke);

3.2 Herstellungsmerkmale

3.21 das Erschmelzungsverfahren,

3.22 Richtwerte für die chemische Zusammensetzung,

3.23 das Fertigungsverfahren,

3.24 der Abmessungsbereich und die Querschnittsform;

3.3 Gewährleistete Eigenschaften

3.31 die gewährleisteten Festigkeits- und Verformungseigenschaften,

3.32 die gewährleisteten Grenzen für die Maßabweichungen;

3.4 innerhalb welcher Grenzen außer der mittigen Zugspannung zusätzliche Beanspruchungen, z. B. durch stetige Krümmung, kleine Knicke oder Querdrücke, zulässig sind. Die zulässigen Arten der Verarbeitung, z. B. Kaltverformung oder Erwärmung, sind, soweit sie von Einfluß auf die Werkstoffeigenschaften sein können, ebenfalls festzulegen. In der Zulassung ist zu vermerken: „Soll der Spannstahl später einer Behandlung unterworfen werden, die bei der Erteilung der Zulassung noch nicht vorgesehen war, so sind dafür Ergänzungsversuche und eine Erweiterung oder Änderung der Zulassung erforderlich.“

Die Eignung des Spannstahls für die im Bereich der Verankerung vorkommenden besonderen Beanspruchungen wird im Abschn. 10 behandelt;

3.5 besondere Maßnahmen, die sich auf Grund der Versuche nach Abschn. 2.3 als notwendig erwiesen haben;

3.6 ob und welche Abweichungen von den Richtlinien für die Abnahmeprüfung (Abschn. 4 bis 6) zulässig oder erforderlich sind, z. B. abweichende Bestimmungen für die Probennahme;

3.7 welche Prüfungen auf der Baustelle vorgenommen werden müssen;

3.8 bei Drähten, Litzen und Seilen die Mindestdurchmesser der Drahtrollen oder Haspeln (Trommeln);

3.9 die Verpackungsart.

B Abnahme von Spannstahl

4 Geltungsbereich

Für die Abnahme von Spannstahl gelten die Abschnitte 4 bis 7, soweit nicht in der Zulassung (Abschn. 1 bis 3) anderes bestimmt ist.

5 Prüfumfang, Probennahme, Anforderungen

Für die Abnahme des Spannstahls sind die folgenden Prüfungen vorzunehmen, und zwar für jede Abmessung und Güte. Wegen der Durchführung der Prüfungen vgl. Abschn. 7.

Die Abnahmeprüfung soll jede Schmelze erfassen. Losweise Prüfung ist nur zulässig, wenn dies in der Zulassung zugestanden ist.

Bei den Prüfungen müssen die nach der Zulassung zu gewährleistenden Eigenschaften erreicht werden.

5.1 Abnahmeprüfung von Drähten und Stäben

Für die Abnahmeprüfung von Drähten und Stäben kommen folgende Prüfungen in Betracht:

5.11 Zugversuch (vgl. Abschn. 7.31)

Im Zugversuch ist die Zugfestigkeit, Streckgrenze (0,2-Grenze) und Bruchdehnung nachzuweisen. Für den Zugversuch ist bei schmelzenweiser Prüfung je Schmelze ein Probensatz von je zwei Zugproben, bei Schmelzengewichten über 30 t ein Probensatz von je drei Zugproben zu entnehmen.

Bei losweiser Prüfung ist eine Zugprobe auf je 5 t, mindestens aber ein Probensatz von zwei Zugproben zu entnehmen. Ergeben sich bei der Gewichtsunterteilung der Lose Restmengen über 2,5 t, so ist hierfür eine weitere Zugprobe zu entnehmen.

5.12 Bestimmung der 0,01-Grenze (vgl. Abschn. 7.32)

Für diesen Versuch ist zu je 5 für den Zugversuch bestimmten Probesätzen eine Probe zu entnehmen.

5.13 Zugversuch nach einmaligem Hin- und Herbiegen (vgl. Abschn. 7.33) (nur für Drähte und Stäbe mit höchstens 8 mm Ø)

Die bei diesem Versuch erhaltene Zugfestigkeit darf höchstens 5% kleiner sein als die im Versuch gemäß Abschn. 5.11 ermittelte. Für diesen Versuch ist zu je 5 für den Zugversuch bestimmten Probesätzen eine Probe zu entnehmen.

5.14 Hin- und Herbiegeversuch (vgl. Abschn. 7.34) (nur für Drähte und Stäbe mit höchstens 8 mm Ø)

Für diesen Versuch ist zu jedem für den Zugversuch bestimmten Probesatz eine Probe zu entnehmen.

5.15 Faltversuch (vgl. Abschn. 7.35)

(nur für Drähte und Stäbe mit mehr als 8 mm Ø)

Für diesen Versuch ist zu jedem für den Zugversuch bestimmten Probesatz eine Probe zu entnehmen.

5.16 100-Stunden-Kriechversuch (vgl. Abschn. 7.36)

Bei diesem Versuch ist die Zeitdehnung unter der nach DIN 4227 zulässigen Beanspruchung festzustellen. Sie darf den in der Zulassung festgelegten Wert nicht überschreiten. Für den Kriech-

versuch ist bei schmelzenweiser Prüfung je 5 Schmelzen eine Probe, bei losweiser Prüfung je 100 t eine Probe zu entnehmen. Sind von dem Stahl insgesamt über 1000 t ohne Beanstandung geliefert worden, so kann die mit der Abnahme beauftragte Stelle (vgl. Abschn. 7.12) auf Antrag die Zahl der Versuche auf die Hälfte herabsetzen. Mindestens müssen jedoch zwei Kriechversuche im Jahr durchgeführt werden.

5.17 Überwachung der Abmessungen (vgl. Abschn. 7.38)

Die gewährleisten Grenzen für die Maßabweichungen sind einzuhalten.

5.18 Überprüfung der Vergütungsbehandlung

Bei vergüteten Stählen soll die Vergütungsbehandlung möglichst gleichmäßig sein. Der Abnahmebeamte hat das Recht, die zur Durchführung einer gleichmäßigen Vergütungsbehandlung geschaffenen Einrichtungen, z. B. Temperaturmeßgeräte, zu überprüfen.

5.2 Abnahmeprüfung von Litzen und Seilen

Bei der Abnahme von Litzen und Seilen sind sowohl die Einzeldrähte als auch die Litzen und Seile selbst zu prüfen.

5.21 Prüfung der Einzeldrähte von Litzen und Seilen

An den Einzeldrähten sind die Versuche nach Abschn. 5.1 außer 5.12 und 5.16 vorzunehmen.

Hierzu ist je Zugprobe der Litzen oder Seile von dem gleichen Probestück ein Abschnitt zu entnehmen und davon bei Litzen jeder Einzeldraht, bei Seilen von jeder Litze ein Draht zu untersuchen.

5.22 Prüfung der Litzen und Seile selbst

An den Litzen oder Seilen sind Zugversuche und Kriechversuche wie folgt vorzunehmen:

5.221 Zugversuch

Beim Zugversuch sind die Zugfestigkeit und die Streckgrenze (0,2-Grenze) und der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie für Kurzzeitlast zu ermitteln.

Der Prüfumfang entspricht dem bei losweiser Prüfung von Drähten und Stäben (Abschn. 5.11). Zusätzlich muß jedoch für jede Lieferung die Spannungs-Dehnungslinie nachgewiesen werden.

5.222 100-Stunden-Kriechversuch

Für den Kriechversuch ist je 100 t eine Probe zu entnehmen. Die in Abschn. 5.16 angegebene Erleichterung hinsichtlich der Zahl der Versuche kann unter den gleichen Voraussetzungen zugestanden werden.

5.3 Wiederholungsprüfungen

Entspricht das Ergebnis einer Prüfung nicht den Bedingungen, so sind für jede nicht genügende Zug-, Biege- oder Fallprobe zwei, für jede nicht genügende Probe des Kriechversuches eine Ersatzprobe aus derselben Schmelze oder demselben Los zu entnehmen. Entspricht eine der Ersatzproben wiederum nicht den Anforderungen, so wird die betreffende Schmelze oder das Los zurückgewiesen.

6 Abnahmebestätigung

6.1 Kennzeichnung

Nach der Abnahme ist der Spannstahl als abgenommen zu kennzeichnen. Bei Lieferung des Spannstahls in Ringen oder Bündeln sind diese mit einem dauerhaften metallischen Anhänger zu versehen, auf dem der Name oder das Zeichen des Herstellerwerkes, die Schmelzen- oder Losnummer und der Fertigstellungstag einzuschlagen sind, ferner ist der Abnahmestempel anzubringen. Bei Lieferung des Spannstahls in einzelnen Stäben sind diese selbst entsprechend zu kennzeichnen.

6.2 Abnahmzeugnis

Über die Abnahme wird ein Abnahmzeugnis ausgestellt. Darin ist der vollständige Wortlaut der Stempelung der Proben aufzuführen. Das Abnahmzeugnis erstreckt sich nicht auf zusätzliche Beanspruchungen des Spannstahls, die sich aus der gewählten Verankerungskonstruktion ergeben können (vgl. Abschn. 3.4 und Abschn. 10).

7 Prüfverfahren für Spannstahl

7.1 Prüfstellen

7.11 Prüfstellen für die Zulassungsprüfung

Die Zulassungsprüfungen sind einer hierfür anerkannten staatlichen Materialprüfungsanstalt zu übertragen. In Ausnahmefällen, z. B. bei Überlastung der staatlichen Materialprüfungsämter, oder, falls besondere maschinelle Einrichtungen erforderlich sind,

können auf besonderen Antrag an Stelle dieser amtlichen Prüfungen Werkzeugnisse anerkannt werden, wenn die Werkprüfungen unter Aufsicht einer staatlichen Materialprüfungsanstalt oder eines Abnahmearmtes der Deutschen Bundesbahn durchgeführt werden.

7.12 Prüfstellen für die Abnahmeprüfung

Die Abnahmeprüfung ist durch amtliche Beauftragte (z. B. der Deutschen Bundesbahn) durchzuführen.

7.2 Zustand der Proben

Die Proben sind im Ablieferungszustand des Stahls zu entnehmen und zu prüfen, soweit nicht im folgenden oder in der Zulassung (vgl. Abschn. 3.6) anderes bestimmt ist.

Bei den Zulassungsprüfungen können an Litzen und Seilen auch Versuche im Einbauzustand in Frage kommen.

Wenn es in der Zulassung ausdrücklich genehmigt ist, dürfen Stäbe mit einem Durchmesser von mehr als 18 mm bei der Abnahmeprüfung für den Zugversuch abgedreht werden, jedoch höchstens um 4 mm und nicht unter 18 mm Durchmesser.

Für Versuche zur Feinmessung der Dehnung dürfen alle Stäbe abgedreht werden, wenn dies zur Erzielung der erforderlichen Meßgenauigkeit nötig ist.

7.3 Durchführung der Versuche und Form der Proben

7.31 Zugversuch

Für den Zugversuch und die Festlegung der Spannungs-Dehnungslinie für kurzzeitige Belastung ohne Zwischenbelastung gilt DIN 50 146, für die Ermittlung der 0,2-Grenze DIN 50 144. Der Elastizitätsmodul wird unter Beachtung der Begriffsbestimmung in DIN 50 145 bei der Entlastung ermittelt.

7.311 Zugversuch an Drähten und Stäben

Die Meßlänge der Proben für die Ermittlung der Bruchdehnung beträgt $L_c = 10 d_c$ (d_c = Probendurchmesser). Ist der Probenquerschnitt nicht kreisförmig, so ist die Meßlänge L_c nach der Formel $L_c = 11,3 \sqrt{F_c}$ zu berechnen (F_c = Probenquerschnitt). Auf Antrag kann in der Zulassung für die Abnahmeprüfung von Drähten und Stäben ein anderes Meßlängenverhältnis, z. B. $L_c = 5 d_c$ für dicke Stäbe oder $L_c = 35 d_c$ für Drähte mit einem Durchmesser unter 3 mm zugestanden werden.

In diesem Falle muß bereits bei der Zulassungsprüfung ein Zusammenhang (Umrechnungszahl) zwischen der Bruchdehnung für $L_c = x d_c$ und der für $L_c = 10 d_c$ nachgewiesen werden.

7.312 Zugversuch an Litzen und Seilen

Bei Ermittlung der Zugfestigkeit von Litzen und Seilen ist als Probenquerschnitt die Summe der Querschnitte der Einzeldrähte einzusetzen. Das für den Zugversuch an Litzen und Seilen vorgesehene Probestück ist vor dem Schneiden abzubinden und dann in Seilköpfen zu vergießen. Um den Einfluß ungleicher Drahtlängen auszugleichen, ist unter Beibehaltung der üblichen Meßlänge (vgl. Abschn. 7.311) die Entfernung zwischen den Seilköpfen möglichst groß zu wählen, mindestens aber gleich der 10fachen Schlaglänge. Bei besonders dicken Seilen können abweichende Vereinbarungen über die Probenlänge getroffen werden.

Beim Auf- und Abtrommeln der Litzen oder Seile vor der Probennahme (Abschn. 2.212) ist der kleinste vom Lieferwerk gewährleistete Trommeldurchmesser (Abschn. 3.8) anzuwenden. Die Proben für die Ermittlung der Dehngrenzen werden für den Versuch nicht gerichtet. Vor Ansetzen der Meßgeräte ist eine genügend große Vorspannung, jedoch nicht mehr als 10% der Bruchfestigkeit aufzubringen.

Bei der Feststellung der Streckgrenze bzw. 0,2-Grenze an Litzen und Seilen darf die zusätzliche bleibende Verformung durch den Seilreiß vernachlässigt werden. Die Spannungsdehnungslinien sind so aufzutragen, daß sie die Gesamtverformung ergeben. Wegen der Schwierigkeit der Bestimmung der Seillänge für die Laststufe Null darf die Meßlänge unter einer genügend großen Vorspannung festgelegt werden.

Aus der danach erhaltenen Linie entsteht die maßgebende Spannungs-Dehnungslinie durch Parallelverschiebung bis zum Nullpunkt.

7.32 Bestimmung der 0,01-Grenze

Die 0,01-Grenze wird nach DIN 50 143 bestimmt.

7.33 Zugversuch nach einmaligem Hin- und Herbiegen

Die Probe ist um einen Dorn mit einem Durchmesser $D = 10 d$ (d = Probendicke, der Wert D ist auf volle mm zu runden) so zu biegen, daß unter Last ein Biegewinkel von 90° erreicht wird, und dann in die Gerade zurückbiegen. Anschließend ist die Zugfestigkeit nach DIN 50 146 zu ermitteln.

7.34 Hin- und Herbiegeversuch

Für den Hin- und Herbiegeversuch gilt DIN 51 211. Der Versuch darf auch so durchgeführt werden, daß die Probe um einen Dorn mit dem Durchmesser $D = 5 d$ bei kaltgezogenen Drähten und $D = 10 d$ bei vergüteten Drähten (d = Probendicke, der Wert D ist auf volle mm zu runden) bis zum Bruch hin- und hergebogen wird, wobei im übrigen nach DIN 51 211 zu verfahren ist.

7.35 Faltversuch

Der Versuch ist nach DIN 1605 Bl. 4 durchzuführen, und zwar unter Verwendung eines Dornes mit dem Durchmesser $D = 5 d$ (d = Probendicke).

7.36 Kriechversuch

7.361 Allgemeines

Die Versuche sind bei Raumtemperatur (etwa 20°) unter gleichbleibender Last durchzuführen. Die Probenlänge muß mindestens 2,0 m sein. Die Meßvorrichtung muß gestatten, mindestens eine Längenänderung von 0,01 mm festzustellen. Bei Litzen oder Seilen ist vor Beginn der Kriechmessungen die aufzubringende Spannung so oft um 10 kg/mm^2 zu ermäßigen und wieder zu erhöhen, bis sich der volle Seilreiß eingestellt hat.

Die Dehnungsmessungen haben 6 min (0,1 h) nach Aufbringen der Last zu beginnen. Durch laufende Ablesungen am Dehnungsmeßgerät ist die Kriechkurve möglichst genau festzulegen. Sie wird in einem einfach logarithmischen Koordinatennetz dargestellt, dessen Ordinatenachse zur Abtragung der Zeitdehnung so eingeteilt ist, daß 1 cm einer Zeitdehnung von 0,004% entspricht. Mit den bei den Kriechversuchen erhaltenen Meßpunkten wird für Drähte und Stäbe die Spannungs-Zeitdehnungslinie (Spannungs-Dehnungslinie für dauernde Belastung) gezeichnet. Aus ihr kann die Kriechgrenze entnommen werden.

Bei der Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Linie für dauernde Belastung von Litzen und Seilen ist die Gesamtverformung aus Seilreiß und Zeitdehnung zugrunde zu legen.

7.362 Kriechversuche bei der Zulassungsprüfung

Bei der Zulassungsprüfung werden die Kriechversuche mit verschiedenen Beanspruchungen durchgeführt, wobei für jede Beanspruchung eine besondere Probe zu nehmen ist. Von Drähten und Stäben sind Proben im Ablieferungszustand, von Stäben außerdem vorgereckte Proben zu prüfen.

Die Beanspruchungen der nichtvorgereckten Proben sollen so gewählt werden, daß nach Möglichkeit mindestens eine Beanspruchung unterhalb der 0,01-Grenze liegt, jedoch soll die geringste Beanspruchung nicht niedriger sein als die zulässige Spannung nach DIN 4227, Tafel 6, Zeile 38. Oberhalb dieser Grenze sollen die Beanspruchungen so abgestuft werden, daß sie um je 10% der Streckgrenze oder 0,2-Grenze zunehmen bis zur Höchstbeanspruchung, die gleich der tatsächlichen Streckgrenze oder 0,2-Grenze sein soll.

Die vorgereckte zu prüfenden Proben werden aus geraden Stücken durch reinen Zug kalt so verformt, daß 0,5% bleibende Dehnung entsteht. Ihre Beanspruchung bei den Kriechversuchen ist dann gleich dem 0,4 bis 0,7- und 1,0fachen der Streckgrenze zu wählen, die sich nach der Kaltverformung einstellt.

Zur Vereinfachung der Versuchsdurchführung genügt es im allgemeinen, nur die unter der höchsten und unter der niedrigsten, mindestens aber die unter der höchsten Beanspruchung auftretenden Zeitdehnungen bis zur Dauer von 1000 Stunden zu ermitteln. Die 1000-Stunden-Werte für die Zwischenstufen können zwischengeschaltet werden, wenn der Verlauf der Linien bis zu 100 Stunden eindeutig auf einen affinen Verlauf der Zwischenlinie schließen läßt. Andernfalls müssen die Versuche auch für die Zwischenstufen über 1000 Stunden ausgedehnt werden.

7.363 Kriechversuche bei der Abnahmeprüfung

Bei der Abnahmeprüfung genügt es, die Zeitdehnung unter der nach DIN 4227 zulässigen Beanspruchung über eine Dauer von 100 Stunden zu ermitteln.

7.37 Dauerschwingversuch

Die Dauerschwingversuche sind nach DIN 50 100 mit einer Grenz-Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ so durchzuführen, daß das Dauertestigkeits-Schaubild nach Smith für Oberspannungen zwischen der zulässigen Beanspruchung nach DIN 4227 und der 0,2-Grenze mit ausreichender Genauigkeit festgelegt werden kann.

7.38 Prüfung der Abmessungen

Die Abmessungen der Drähte, Stäbe, Litzen und Seile werden nach den üblichen Verfahren festgestellt. Sie müssen an allen für die Abnahmeverweise entnommenen Proben nachgeprüft werden.

II. Zulassung von Spannverfahren

8 Inhalt der Zulassung

Die Zulassung eines Spannverfahrens muß seinen Anwendungsbereich angeben und soll sich im einzelnen erstrecken auf:

8.01 die Zuverlässigkeit der Verankerung der Spannglieder und ihre Eignung zur Übertragung der Spannkräfte auf den Beton (vgl. Abschn. 10 bis 12 sowie DIN 4227 Abschn. 2.22 und 15.1);

8.02 die Bestimmung der Annahmen über die Reibungsverluste bei Spanngliedern (vgl. Abschn. 13 sowie DIN 4227, Abschn. 2.23 und 5.33);

8.03 die Schaffung des nachträglichen Verbundes (vgl. Abschn. 14 sowie DIN 4227, Abschn. 2.24 und 6.2);

8.04 die Zulässigkeit der Verwendung von Beton geringerer Güte als B 300.

In der Zulassung sind weitere Voraussetzungen festzulegen, wenn es die Besonderheiten des zulassenden Spannverfahrens erfordern. Hierfür kommen besonders in Frage:

8.05 welche zugelassenen Spannstähle verwendet werden dürfen, wenn der Spannstahl durch die Verankerung höher beansprucht wird (vgl. Abschn. 11.1 sowie DIN 4227, Abschn. 15.1) als in dem Bereich zwischen den Verankerungen üblich ist;

8.06 ob und mit welchen Verfahren Teile der Verankerungen geschweißt werden dürfen (DIN 4227, Abschn. 15.1, Abs. 2);

8.07 ob der Spannstahl im Bereich der Verankerungen auf mittigen Zug höher als sonst beansprucht werden darf (DIN 4227, Abschn. 15.3);

8.08 für den Fall der Verankerung der Spannglieder durch Haftung und Reibung im Beton:

die erforderliche Übertragungslänge, die Betonüberdeckung und die im Zeitpunkt der Übertragung der Vorspannung auf den Beton erforderliche Mindestfestigkeit des Betons (DIN 4227, Abschn. 15.43);

8.09 ob bei nachträglichem Verbund die Vereinfachung für den Nachweis der Haftspannung nach DIN 4227, Abschn. 13.6 zulässig ist;

8.10 ob die rechnerisch nachgewiesenen Haftspannungen unter Gebrauchslast bzw. unter rechnerischer Bruchlast höher sein dürfen als die in DIN 4227, Tafel 6, Zeile 35 bzw. 36 zugelassenen Werte (vgl. DIN 4227, Abschn. 13.71 und 13.72);

8.11 der kleinste zulässige Krümmungshalbmesser für das Spannglied (DIN 4227, Abschn. 6.3) sowohl in der Verankerung als auch in den dazwischenliegenden Bereichen und ggf. Angaben darüber, inwieweit die Randspannungen nach DIN 4227, Tafel 6, Zeile 40 überschritten werden dürfen;

8.12 die Art der Ummantelung der Spannglieder bis zur Herstellung des nachträglichen Verbundes.

9 Zulassungsprüfungen — Allgemeines

9.1 Umfang der Zulassungsprüfungen

Im allgemeinen müssen die in den folgenden Abschnitten angeführten Prüfungen durchgeführt und durch Zeugnisse eines staatlichen Materialprüfungsamtes belegt werden. Ausnahmen hiervon können bewilligt werden, falls die Nachweise durch eine rechnerische Behandlung auf Grund der anerkannten Regeln der Technik eindeutig geführt werden können.

9.2 Form und Eigenschaften der Proben

Für Spannstähle und Verankerungen sind Proben gleicher Abmessungen und gleichen Verarbeitungszustandes wie im Bauwerk zu verwenden. Die Festigkeit von Beton darf, soweit nachstehend nichts anderes bestimmt wird, höchstens 2/3 der im Bauwerk vorgesehenen Mindestfestigkeit sein. Falls außer der Festigkeit auch andere Eigenschaften des Betons spürbaren Einfluß haben können, müssen bei den Proben auch diese Eigenschaften, berücksichtigt werden.

10 Verankerung der Spannglieder durch Ankerkörper

10.1 Allgemeines

Die Prüfung der Wirksamkeit einer Verankerung durch Ankerkörper gilt nur für den dabei verwendeten Spannstahl und gleichartige Spannstähle.

Bedingt die Verankerung eine Verarbeitung oder Vorbehandlung des Spannstahls, die seine Festigkeitseigenschaften verändert kann (z. B. Aufwalzen von Gewinden, Aufstauchen von Köpfen) so ist zu überprüfen, inwieweit dadurch seine Eignung als Spannstahl beeinträchtigt wird. Ggf. sind die im Abschn. 2 (Zulassung von Spannstählen) vorgesehenen Prüfungen an bearbeiteten bzw. vorbehandelten Stählen zu wiederholen.

10.2 Prüfung der Verbindung Spannstahl-Ankerkörper unter ruhender Last

Bei fortschreitender Laststeigerung in Stufen von rund 10% der voraussichtlichen Bruchlast, die ungefähr gleich der vom Spannglied aufnehmbaren Kraft sein muß, werden das allgemeine Verhalten der Konstruktion und der Schlupf zwischen Ankerkörper und Spannglied beobachtet. Werden in einem Ankerkörper gleichzeitig mehrere Drähte oder Stäbe verankert, so muß die beim Versuch beanspruchte Länge des Spannglieds so groß sein, daß in den einzelnen Drähten und Stäben keine größeren Spannungsunterschiede als $\pm 5\%$ entstehen, falls die Stäbe oder Drähte mit unterschiedlicher Länge im Ankerkörper befestigt sind oder während des Versuchs unterschiedlich schlüpfen. An den Spanngliedern sind im ungespannten Zustand Maßmarken so anzubringen, daß der Schlupf, das sind die Verschiebungen der Draht- oder Stabenden gegen die Ankerkörper, mit einer Meßgenauigkeit von mindestens 0,2 mm bestimmt werden kann.

Werden bei einem Spannverfahren die Drähte oder Stäbe erst im gespannten Zustand mit dem Ankerkörper verbunden, so ist die Prüfung unmittelbar im Anschluß an den Spannvorgang nur für den oberhalb der Spannkraft liegenden Bereich unter stetiger Laststeigerung bis zum Bruch durchzuführen.

Gibt die Verankerungsart Anlaß zu der Vermutung, daß der Schlupf unter dem Einfluß der Zeit anwächst oder sich die Wirkung der Verankerung sonst ändert, so ist ein Dauerstandversuch unter ruhender Last mit einer Laststufe durchzuführen, die 20% oberhalb der zulässigen Last liegt, im allgemeinen also mit einer Spannung gleich dem kleineren Wert der Grenzen $\sigma_v = 0,90 \sigma_S$ bzw. $\sigma_v = 0,66 \sigma_B$. Der Versuch ist so lange auszudehnen, bis die Verformungen nicht mehr zunehmen.

Werden bei der zu prüfenden Verankerung die Draht- bzw. Stabenden mit Hilfe eines künstlich erzeugten Anpreßdruckes (z. B. bei Keilverbindungen) oder mit ähnlichen Mitteln festgelegt, so ist nachzuweisen, welchen Einfluß die möglichen Unterschiede in der Größe der aufgewendeten Anpreßkraft auf die Güte der Verankerung haben.

Besonderer Wert muß auf die Feststellung gelegt werden, innerhalb welcher Grenzen mit Schwankungen des Schlupfes in der Verankerung bei der Ausführung zu rechnen ist. Sind die Schwankungen bei verschiedenen Spannstahlarten unterschiedlich, so ist dies zu berücksichtigen.

10.3 Prüfung der Spannverfahren unter schwingender Belastung

Das Spannverfahren ist auch unter schwingender Last zu prüfen, soweit nicht in der Zulassung ausdrücklich festgelegt wird, daß das Spannverfahren nur bei ruhenden Lasten (z. B. für Wasserbehälter oder Dächer) angewendet werden darf. Bei nur vorwiegend ruhenden Lasten (vgl. DIN 1055, Bl. 3, Abschn. 1.4) kann auf die Prüfung nicht verzichtet werden. Die Spannglieder und ihre Verankerung werden für diese Prüfung zweckmäßig in kurze etwa 2 m lange Betonbalken, je nach ihrem Verwendungszweck ohne bzw. mit Verbund, eingebaut und wie vorgesehen gespannt. Zur Herstellung des nachträglichen Verbundes ist der gleiche Mörtel zu verwenden, der für den Bau vorgesehen ist. Die Versuchsträger sind so zu formen, daß im Dauerschwingversuch unter Biegebelastung die Spannung im Spannglied zwischen der zulässigen Höchstspannung und einem darüber liegenden Grenzwert schwanken kann. Zum Vergleich ist an einem Balken gleicher Abmessungen ein statischer Bruchversuch durchzuführen. Außerdem ist die Verbindung Spannstahl-Ankerkörper durch Zugversuche im Pulsator zu prüfen, sofern dies bei der Verankerung möglich ist.

Bei den Schwingversuchen ist der Schwingbereich festzustellen, der $2 \cdot 10^5$ Lastspiele erträgt. Während des Versuches sind die gleichen Beobachtungen wie im Abschn. 10.2 zu machen. Dabei soll möglichst auch die Abhängigkeit der auftretenden Veränderungen von der Zahl der Lastspiele festgestellt werden.

10.4 Prüfung der Verbindung Ankerkörper-Beton

Die Beanspruchung des Betons durch die Ankerkörper ist rechnerisch nachzuweisen. Ergibt sich dabei, daß die nach DIN 4227, Abschn. 16.2 zulässigen Spannungen überschritten werden, so ist die notwendige Sicherheit durch Versuche nachzuweisen. Mit

den Versuchen ist die ungünstigste mögliche Einwirkung der Ankerkörper zu berücksichtigen. Der Beton muß Abschn. 9.2 entsprechen.

Bei diesen Versuchen ist die Last zügig zu steigern. Während des Versuches ist das Auftreten von bleibenden Stauchungen des Betons hinter den Ankerkörpern und von Zugrissen im Beton zu verfolgen.

Werden dem Beton außergewöhnliche örtliche Pressungen zugemutet, so ist außerdem ein Dauerstandversuch mit ruhender Last bei einer Laststufe durchzuführen, die in der Nähe der Bruchlast liegt.

11 Verankerung durch Haftung (Gleitwiderstand) an geraden Spanngliedern

Die für die Übertragung der Vorspannung vom Stahl auf den Beton benötigte Übertragungslänge ist durch Versuche zu bestimmen (DIN 4227, Abschn. 13.4). Der Wert der Übertragungslänge kann sich im Laufe der Zeit oder unter dem Einfluß einer schwingenden Belastung ändern. Wenn sich bei den Versuchen erhebliche Unterschiede zwischen der beobachteten kürzesten und längsten Übertragungslänge ergeben, empfiehlt es sich, in der Zulassung 2 Grenzwerte festzulegen, da bei der Bemessung beide Grenzwerte maßgebend sein können.

11.1 Probenform

Die Übertragungslänge wird zweckmäßigerweise an prismatischen Körpern bestimmt. Sie sollen möglichst symmetrisch und gleichmäßig von Spanngliedern durchsetzt und so lang sein, daß sie mit Sicherheit um 50 cm länger sind als die doppelte Übertragungslänge.

11.2 Erzeugung der Vorspannung

Die Drähte oder Stäbe werden im Spannbett gespannt und dann in den Beton eingebettet. Es empfiehlt sich, sie vor dem Einbetonen noch einen Tag lang in gespanntem Zustand stehen zu lassen, um die Beständigkeit des gewollten Spannungszustandes überprüfen zu können. Das Spannbett und die Spannvorrichtung müssen so beschaffen sein, daß die Spannungen in den einzelnen Drähten oder Stäben um nicht mehr als 5% vom Sollwert abweichen. Die Spannglieder sind im Spannbett mit der nach DIN 4227, Tafel 6, Zeile 38, zulässigen Spannung zu spannen.

11.3 Beschaffenheit des Spannstahles

Der Spannstahl darf vor dem Versuch nicht in einer Weise vorbehandelt werden, die ein besseres Ergebnis des Versuchs erwarten läßt. Wird also beispielsweise der Stahl an der Verarbeitungsstelle im allgemeinen noch mit Ziehfett behaftet angeliefert, so ist der Stahl auch in diesem Zustand zu prüfen. Die Oberflächenrauhigkeit der Drähte oder Stäbe ist zu messen und zahlenmäßig festzuhalten. (Die Rauhigkeitsmessung dient bis zur Einführung eines allgemein anerkannten Gerätes nur der Sammlung von Erfahrungen).

11.4 Beschaffenheit des Betons

Die Festigkeit des Betons der Probekörper und seine Beanspruchung sollen zur Berücksichtigung der bestehenden Unsicherheiten wie folgt gewählt werden:

Nennfestigkeit des Betons kg/cm ² ..	B 300	B 450	B 600
Anzustrebende Betonfestigkeit der Versuchsstücke W_{28} in kg/cm ² ..	250	340	450
Anzustrebende Festigkeit im Zeitpunkt der Übertragung der Vorspannung auf den Beton in kg/cm ² ..	160	240	320
Anzustrebende Beanspruchung des Betons aus der Wirkung der Vorspannung in kg/cm ²	70 bis 100	80 bis 130	100 bis 180

11.5 Lösen aus dem Spannbett

wegen Überleiten der Spannkraft auf den Beton ist ebenso vorzugehen, wie es bei der Fertigung üblich ist. Die Spannglieder sind also im allgemeinen einzeln abzubrennen oder abzumießen, und zwar in einer Entfernung von rd. 5 cm von der Oberfläche des Betons. Dabei ist die Reihenfolge des Trennens so zu wählen, daß eine ausmittige Beanspruchung des Probekörpers möglichst vermieden wird.

11.6 Messungen

Gemessen wird die Eintragungslänge (DIN 4227, Abschn. 13.4). Hierzu werden auf der Oberfläche des Betonkörpers an mindestens zwei gegenüberliegenden Seiten 24 Stunden nach dem Betonieren Meßmarken angebracht. Ihre Lage wird unmittelbar

nach der Befestigung, vor dem Überleiten der Spannkraft auf den Beton und unmittelbar danach festgestellt und anschließend weiter in geeigneten Zeitabständen beobachtet. Dabei soll sich die Beobachtung mindestens auf ein halbes Jahr erstrecken. Die Messungen sind in einem Klimaraum durchzuführen. Bei einer Temperatur von 18 bis 20° und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 70 ± 2%.

11.7 Einfluß schwingender Lasten

Der Einfluß von Verkehrslasten auf die Übertragungslänge ist durch Dauerschwingversuche zu klären. Es empfiehlt sich, dabei Probekörper zu verwenden, die einer wechselnden Biegebeanspruchung unterworfen werden. Der Beton der Probekörper soll bei Beginn der Versuche etwa 28 Tage alt sein. Die Biegebeanspruchung ist so zu wählen, daß die Spannung im Spannstahl am Ende der Übertragungslänge eine Schwingbreite von etwa 800 kg/cm² hat. Da vermutlich niedere Frequenzen bei diesem Schwingversuch die stärkste Wirkung haben, wird empfohlen, die Schwingzahl niedrig zu wählen (etwa in der Größenordnung von 2 Hz).

Bei dem Versuch ist zu bestimmen, bei welcher Lastwechselzahl die Verformungen und die Übertragungslänge nicht mehr anwachsen. Der Versuch ist sodann unter Steigerung der Last bis zum Bruch fortzusetzen. Zum Vergleich ist an einem Balken gleicher Abmessungen die statische Bruchlast zu ermitteln.

11.8 Auswertung der Messungen

Diejenige Strecke, vom Ende der Drähte oder Stäbe aus gemessen, nach der die Stauchung an der Betonoberfläche nicht mehr zunimmt, wird Eintragungslänge genannt. Hieraus kann die Übertragungslänge \bar{e} mit der in DIN 4227, Abschn. 13.4 angegebenen Gleichung errechnet werden.

Das Ende der Eintragungslänge ist wegen des in seiner Nähe sehr flachen Verlaufs der Stauchungskurve schwer festzustellen. Daher darf die Eintragungslänge von dem Querschnitt aus gemessen werden, an dem die Stauchung 80% ihres Höchstwertes erreicht hat, und zwar mit der Gleichung $e = 1,35 e_{80}$.

Wächst die Eintragungslänge mit der Zeit an, so ist ihre Abhängigkeit von der Zeit in logarithmischem Maßstab aufzutragen und ihr Endwert durch Extrapolieren zu bestimmen.

12 Verankerung durch Haftung an gekrümmten Spanngliedern

Werden die Spannglieder in der Weise verankert, daß die Enden der Drähte oder Stäbe spiralförmig, schleifenartig oder hakenähnlich gebogen und im ungespannten Zustand einbetoniert werden, so ist die Festigkeit dieser Verankerung durch Versuche nachzuweisen, und zwar durch statische Versuche sinngemäß nach Abschn. 10.2 und durch Schwingversuche sinngemäß nach Abschn. 10.3.

Die Drähte oder Stäbe sind in der vorgesehenen Weise in Versuchskörper aus Beton einzubetten. Diese müssen eine solche Form erhalten, daß sie der Spaltwirkung der Spannglieder keinen größeren Widerstand entgegensetzen als bei der ungünstigsten Lage der Glieder im Bauwerk.

Bei diesem Versuch soll die Festigkeit des Betons erst 80% der sonst nach Abschn. 9.2 für Versuche geforderten Festigkeit sein. Die Drähte oder Stäbe sind in waagerechter Lage einzubetonieren. Dabei soll, um die Wirkung des Sackens des frischen Betons zu berücksichtigen, zunächst unter den Versuchskörpern noch ein gleich breiter Betonkörper von mindestens 50 cm Höhe angefügt werden, der zusammen mit den Versuchskörpern betoniert wird. Durch in die Schalung eingelegte Dreikantleisten oder ähnliche Maßnahmen ist die spätere Trennung dieses angefügten Betonstückes vom eigentlichen Versuchskörper vorzubereiten.

13 Reibungsverluste beim Spannen

Der Reibungswiderstand der Spannglieder und seine Abhängigkeit von dem Spannweg, der Größe der Spannkraft und der vorgesehenen Krümmung ist durch Versuche nachzuweisen. Die Versuche sind unter Verhältnissen durchzuführen, die der späteren Verwendungsart möglichst nahe kommen. Dies gilt vor allem hinsichtlich der Oberflächenbeschaffenheit der Gleitflächen, aber auch im Hinblick auf andere Umstände, die die Reibung vergrößern können, wie z. B. das gegenseitige Verkeilen einzelner Spannträger (vgl. Abschn. 14.2) oder leichte Verbiegungen der Spannkanäle.

Da der Reibungsbeiwert durch die Krümmung beeinflußt werden kann, sind die Versuche mindestens für die Grenzwerte der beabsichtigten Krümmungshalbmesser bzw. Knickwinkel durchzuführen. Bei gebündelten Spanngliedern wird der Anpreßdruck,

der sowohl eine Verminderung (Glätten) als auch eine Erhöhung der Reibung (Fressen) bewirken kann, auch durch die Zahl der Spannrähte beeinflußt. Die Versuche müssen deshalb auf jeden Fall den Höchstwert des Anpreßdruckes erfassen. Soweit ein gelegentliches Überspannen mit nachträglichem Nachlassen der Spannkraft vorgesehen ist, muß auch geprüft werden, ob für das Entspannen der gleiche Reibungsbeiwert gilt wie für das Spannen.

14 Herstellung des nachträglichen Verbundes

14.1 Allgemeines

Die Güte des nachträglich hergestellten Verbundes ist durch geeignete Versuche nachzuweisen (DIN 4227, Abschn. 6.2). Dabei ist dem Einfluß von Betonzusatzmitteln besondere Aufmerksamkeit zu widmen, insbesondere im Hinblick auf die Wasserabsonderung, Raumbeständigkeit (auch bei Frost), Festigkeit und die Einflüsse auf die Korrosion des Stahles.

14.2 Wirkung der Abstandhalter

Die vorgesehenen Abstandhalter oder sonstige Vorkehrungen müssen eine geordnete Lage der einzelnen Spannrähte oder Stäbe sicherstellen, so daß die für das Einbringen des Mörtels vorgesehenen Mindestabstände auf jeden Fall eingehalten werden.

14.3 Nachweis der Füllung der Spannkanäle

An Probekörpern, die nach dem Erhärten des Mörtels aufgeschnitten werden können, ist nachzuweisen, daß die für die Spannglieder ausgesparten Kanäle bei der vorgesehenen Anordnung der einzelnen Drähte oder Stäbe und der Abstandhalter und mit dem vorgesehenen Mörtel und Einfüllverfahren satt ausgefüllt werden. Ist bei langen Kanälen zu befürchten, daß sich der Mörtel entmischt oder daß sich Luftblasen ansammeln, so sind auch diese Verhältnisse beim Versuch möglichst naturgetreu zu erfassen.

14.4 Nachweis der Haftfestigkeit

Die Haftung der Spannglieder im Baukörper ist durch Versuche, die in ihrem Aufbau den wirklichen Verhältnissen möglichst nahe kommen, zu messen. Dabei ist auch der Zusammenhang zwischen der mittleren Haftspannung und dem Schlupf am unbelasteten Ende, wenn möglich gleichzeitig auch am belasteten Ende, festzustellen. Der Einfluß einer Dauerschwingbelastung auf die Wirksamkeit des Verbundes ist durch geeignete Messungen bei den Versuchen nach Abschn. 10.3 zu verfolgen.

MBI, NW. 1955 S. 577.

Einzelpreis dieser Nummer 0,90 DM.

Einzellieferungen nur durch den Verlag gegen Voreinsendung des Betrages zuzgl. Versandkosten (pro Einzelheft 0,15 DM) auf das Postscheckkonto Köln 8516 August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf.
(Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.)

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf;
Vertrieb: August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch
die Post. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 4,50 DM. Ausgabe B 5,40 DM.