

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 5 (1956)

**Artikel:** Wirksamkeit des nachträglich hergestellten Verbunds und Verhalten der Endverankerungen bei vorgespannten Betontragwerken

**Autor:** Bührer, Rudolf

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-6008>

#### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 18.02.2026

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

## Va 2

### **Wirksamkeit des nachträglich hergestellten Verbunds und Verhalten der Endverankerungen bei vorgespannten Betontragwerken**

**Eficiência da aderência e comportamento das ancoragens  
das extremidades em estruturas de betão preestoforçado**

**Efficacité de l'adhérence et comportement des ancrages  
d'extrémité dans les charpentes en béton précontraint**

**Bond efficiency and behaviour of end anchorages  
in prestressed concrete structures**

ING. RUDOLF BÜHRER

*Budelsbahnrat*

München

Im Nachfolgenden wird die Art des Spannbetons behandelt, bei der das Spannen nach Erhärten des Betons erfolgt und die Endverankerungen der Spannglieder aus besonderen Ankerkörpern bestehen, gegen die die Spannstähle festgelegt werden oder diese durch Ausnutzung des Haft- und Scherverbunds im Tragwerksbeton verankert sind und der Verbund zwischen Beton und Spannstahl durch das Auspressen der Gleitkanäle mit Zementmörtel hergestellt wird.

#### **1.) Allgemeines.**

Bekanntlich ist die Güte des Verbundes für den Schutz der Spannstähle gegen Korrosion, die Höhe der Bruchsicherheit und das Verhalten eines Tragwerks mit beschränkter Vorspannung (Betonzugsspannungen im Bereich der Spannstähle) vor allem unter Dauerschwingbelastung von grosser Bedeutung.

##### **1. 1) Verbund und Korrosionsschutz.**

Bei der Vorspannung eines Tragwerks, die unter den späteren Belastungen das Auftreten von Betonzugsspannungen ausschliesst, besteht keine Korrosionsgefahr, wenn sich im Zementmörtel selbst keine Angriffsmittel befinden, die zu einer interkristallinen Spannungskorrosion führen kön-

nen. Diese Frage ist zwar noch ungeklärt, immerhin lässt sich aber sagen, dass bei den üblichen Zementen und der Verwendung der gebräuchlichsten Betonzusatzmittel diese Gefahr nicht besteht.

Ist die Vorspannung nur so gross, dass in der Zugzone unter hohen Betriebslasten Risse im Beton auftreten, dann schützt zunächst das Blechumhüllungsrohr des Gleitkanals die Spannstähle vor dem Zutritt von Feuchtigkeit und Luftsauerstoff; darüber hinaus bietet sich bei einwandfreier Umhüllung der Spannstähle mit Zementmörtel durch Bildung einer passiven Schutzschicht ein weiterer wirksamer Schutz gegen die Oberflächenkorrosion der Spannstähle.

Dieser Schutz ist aber nur dann dauernd wirksam, wenn sich die unter den Belastungen auftretenden Risse im Beton bei Entlastung wieder schliessen und nicht zu gross sind. Beides ist abhängig von einem guten und dauerhaften Verbund.

### 1. 2) Einfluss des Verbundes auf die Bruchsicherheit.

Bei einem Spannbetontragwerk ohne Verbund tritt durch Versagen des Betons an der Stelle der höchsten Betonzugspannung ein Riss auf, der mit einer sprunghaften Vergrösserung der Spannung im Spannglied verbunden ist. Diese Spannungserhöhung erstreckt sich auf die ganze Länge des Spannglieds, wenn man von Reibungsbehinderungen bei gekrümmten geführten Spanngliedern absieht. Das damit zustande kommende grosse Dehnmass bedingt ein starkes Klaffen des Risses. Die Druckzone im Bereich des Risses wird stark verkleinert und damit der Bruch durch Versagen des Betons frühzeitig eingeleitet.

Ist dagegen ein guter Verbund vorhanden, so wird die unmittelbar links und rechts vom Riss vorhandene erhöhte Stahlspannung durch Überleitung der Kräfte in den noch nicht gerissenen Beton abgebaut. Je nach der Güte der schubfesten Verbindung zwischen Spannglied und Beton erfolgt dies auf eine mehr oder weniger grosse Länge, bis die damit anwachsenden Betonzugspannungen zu einem neuen Riss führen. Bei gutem Verbund wird die Länge, also der Rissabstand, klein sein. Demnach wird das Dehnmass der Zugzone klein und die Rissweite gering bleiben. Damit wird die Druckzone nicht so verkleinert, wie es im oben beschriebenen Fall ohne Verbund angedeutet ist und die Lasten können bis zum Bruch erheblich weiter gesteigert werden.

### 2.) Haltbarkeit des Verbunds.

Bei der ausserordentlichen Bedeutung des Einflusses des Verbunds auf das Tragvermögen eines Spannbetontragwerkes ist die Frage der Güte und der Haltbarkeit des Verbundes sehr wichtig.

Zur Beurteilung ist die Kenntnis der in einem Spannbetontragwerk auftretenden Verbundspannungen nötig. Bei voller Vorspannung sind bekanntlich die Schubspannungen zwischen Spannstahl und Beton sehr klein und ergeben sich zu

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{FV}}{J \cdot U}$$

wobei  $S_{FV}$  = Stat. Moment der n-fachen Spannstahlfläche bezogen auf die Nulllinie.

$U$  = Umfang des Gleitkanals bzw Umfang des Spannstahls.

Für die Errechnung der Querkraft  $Q$  sind dabei nur die nach der Vorspannung noch zusätzlich auftretenden Lasten massgeblich.

Bei beschränkter Vorspannung kann sich bei den unter maximaler Belastung aufgetretenen Rissen und Erreichens des Stadiums II die Betonzugzone nicht mehr an der Schubkraftübertragung beteiligen und es steigt damit die Schubspannung zwischen Spannstahl und Beton sehr stark an. Theoretisch kann sie bis zur Verbundfestigkeit ansteigen. In Wirklichkeit wird aber unmittelbar neben einem Riss der Verbund auf eine mehr oder weniger grosse Länge gelöst und erst durch ein Zusammenwirken von Reibung, Verkeilen des Einpressmörtels und Scherverbund wird der Zustand eines starren Verbundes erreicht, wie es etwa in Bild 1 dargestellt ist.

In diesem Bild ist veranschaulicht wie man sich den Einpressmörtel als dicht aneinanderliegende Dübel vorstellen kann, deren Festigkeit im Stadium I nicht überbeansprucht wird. Im Stadium II werden dagegen die unmittelbar neben den Rissebenen gelegenen Dübel überbeansprucht, weil diese zunächst den ganzen Kraftanstieg aufzunehmen hätten.

Meist wird als erstes die Haftung überwunden. Wird dabei die Haftung zwischen Spannstahl und Einpressmörtel überwunden (vergl Bild 2a), wie es bei glatten gezogenen Drähten der Fall sein kann, liegen die Verhältnisse ungünstiger, als beim Lösen der Haftung zwischen Gleitkanal und Einpressmörtel (Bild 2b), was bei Stählen mit rauher oder profiliert Oberfläche in der Regel zutrifft. Unterstützt wird diese Wirkung durch die Tatsache, dass die Wandung der Gleitkanäle aus glattem Blech nie parallel zur Stabachse verläuft und bei der Verarbeitung sogar meist stark verbeult wird. Besser ist es jedoch die Gleitkanäle aus profiliertem Blech herzustellen, um gleichzeitig einen Scherverbund auszunützen, wie es im Bild 2 unter c dargestellt ist.

Man kann sich also den Verlauf der Verbundspannungen etwa wie in Bild 3 wiedergegeben, vorstellen. Dazu kommt, dass unter der dyna-

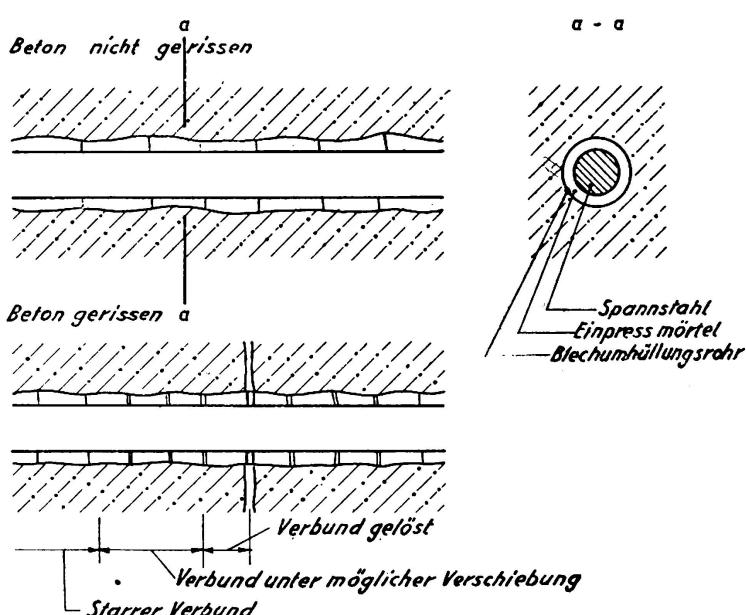


BILD 1. Wirksamkeit des Verbunds

mischen Einwirkung der Belastung im Stadium II ein ständig forschreibendes Lösen des Verbundes beobachtet wird.

Es zeigt sich also, dass die Grösse der Verbundspannungen im Stadium II von einer Reihe im einzelnen nicht genau erfassbarer Komponenten abhängt und deren Verlauf rechnerisch nur schwer nachgewiesen werden kann.

Dies wird besonders deutlich, wenn man an den Fall denkt, — wie er in Bild 4 dargestellt ist —, bei dem zwischen symmetrisch verteilten Lasten

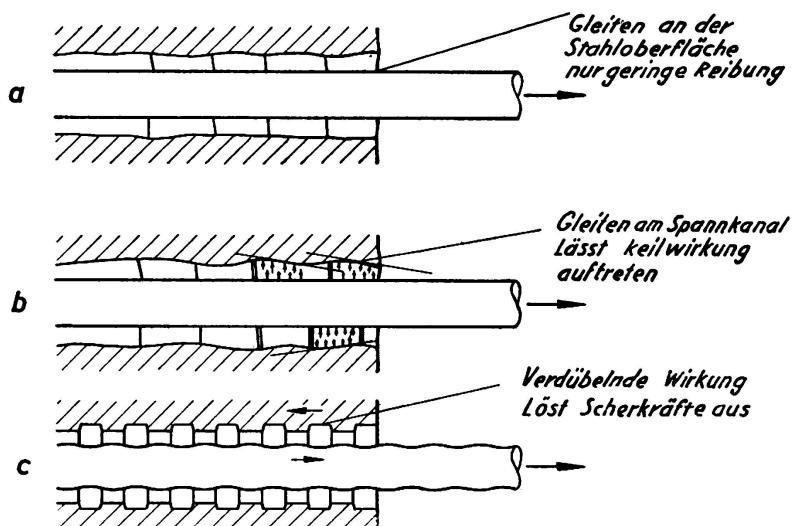


BILD 2. Wirksamkeit des Verbunds in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit des Spannstahls und der Rohrwandung

keine Querkräfte auftreten aber im gerissenen Zustand des Betons erhebliche Verbundspannungen auftreten.

### 2. 1) Versuch zur Ermittlung der Verbundfestigkeit.

Bekanntlich geben die üblicherweise durchgeführten Ausziehversuche nur einen Vergleichswert für verschiedene Ausführungsarten, jedoch keine Absolutwerte.

Um nun den vorgenannten Punkten Rechnung zu tragen, sind im Jahr 1951 von der Deutschen Bundesbahn Dauerversuche an kurzen steifen Balken eingeleitet worden (vergl. Bild 5).

Der Beton aus dem die Balken hergestellt wurden, erreichte nach 28 Tagen eine Festigkeit von  $574 \text{ kg/cm}^2$ . Als Vorspannbewehrung dienten 2 Stäbe  $\phi 26$  aus warmgewalztem naturhartem Stahl mit einer Bruchfestigkeit von  $\sigma = 105 \text{ kg/cm}^2$ . und einer ausgeprägten Streckgrenze  $\sigma_s = 64 \text{ kg/cm}^2$ . An der Oberfläche wurden die Dehnungen an 20 cm langen Messtrecken gemessen. Seitlich und an der unteren Fläche des Balkens wurden über die ganze Entfernung der Einzellasten von 50 cm Länge gemessen, unter der Annahme, dass das Moment zwischen den aufgebrachten Einzellasten entsprechend der üblichen Theorie gleich gross ist. Durch die Messung über diese verhältnismässig lange Strecke erzielt man die grösste Messgenauigkeit.

Die Belastungen wurden zu einem Zeitpunkt durchgeführt, bis zu dem das anfängliche starke Schwinden und Kriechen des Betons schon

soweit abgeklungen war, dass wesentliche Veränderungen in dieser Hinsicht während der verhältnismässig kurzen Versuchsdauer nicht zu erwarten waren. Die Versuche wurden 57 Tage nach dem Betonieren und 26 Tage nach dem Vorspannen durchgeführt.

Die Versuchskörper sind absichtlich so bemessen worden, um für die in der Praxis vorkommenden ungünstigsten Fälle noch Anhaltswerte für die Verbundwirkung zu bekommen. Die Belastungen wurden so

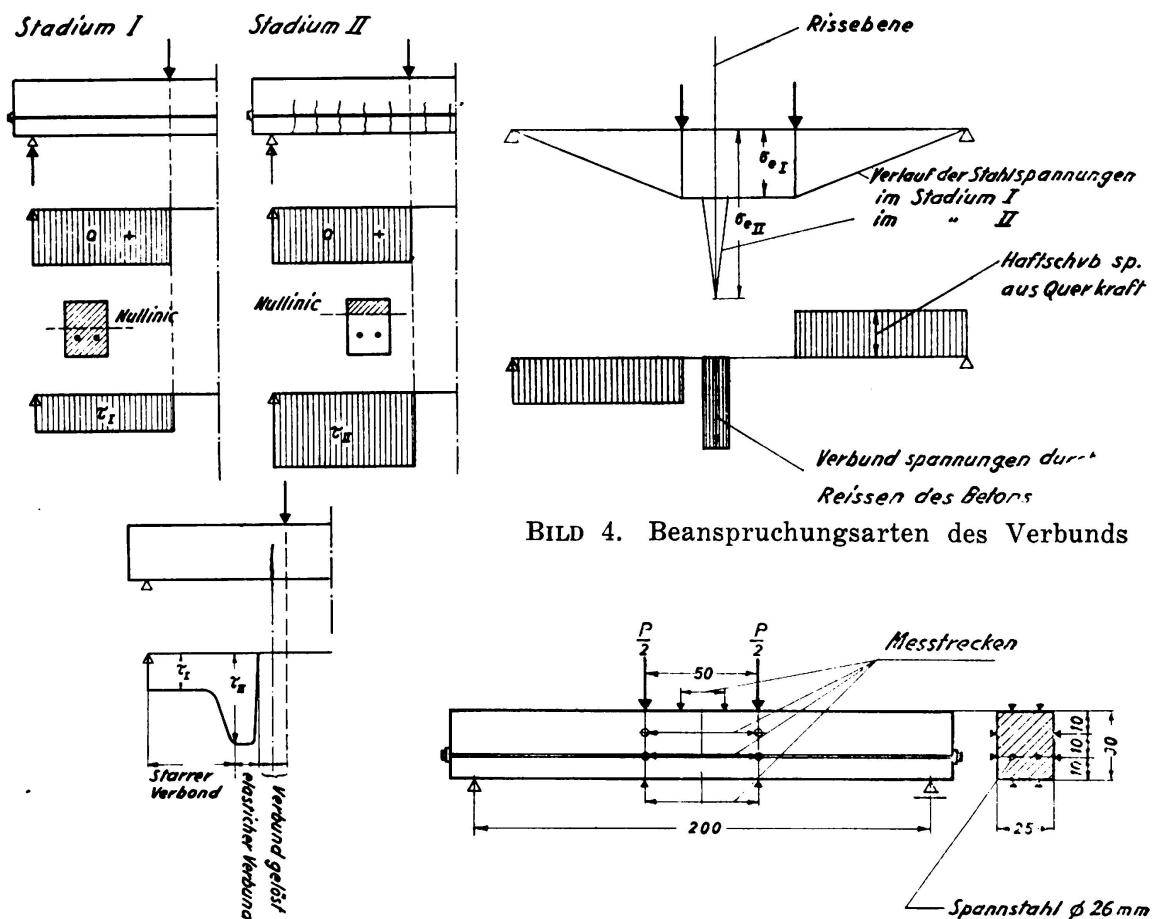


BILD 3. Verlauf der Haftschubspannungen beim Versagen des Betons auf Zug

### BILD 5. Versuchsbalken

abgestuft, dass zunächst gerade noch volle Vorspannung vorhanden war. Die unter dieser Grenzlast durchgeführten Versuche sollten zeigen, ob unter Dauerbeanspruchung zusatzliche bleibende Verformungen im Beton auftreten. Durch Messungen an den im Bild 5 angegebenen Messtrecken wurden dann die Dehnungen und deren Zuwachs laufend für alle weiteren Laststufen und Lastspiele bis zum Bruch verfolgt.

Zum Vergleich wurde an einem Vergleichskörper ein statischer Kurzzeitversuch durchgeführt. Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse aus beiden Versuchen wiedergegeben.

Beide Balken wurden so vorgespannt, dass sich in der Zugzone unter Vernachlässigung des Eigengewichts eine Betondruckspannung von rd 100 kg/cm<sup>2</sup> und in der Druckzone rd  $\pm 0$  kg/cm<sup>2</sup> ergaben. Die Balken erhielten eine Vorlast von 1.5 t aus Gründen der Versuchsdurchführung unter Dauerschwingbelastung. Der stat. Versuch ergab nach Steigerung der Belastung auf eine Last (10,6 t), unter der in der Zugzone die Spannungen auf  $\pm 0$  kg/cm<sup>2</sup> abgebaut wurden, in der obersten Faser der Druckzone eine bleibende Verformung (Stauchung) von 0,025 mm/m und in der Zugzone eine bleibende Dehnung von 0,004 mm/m. Unter der Dauerschwingbelastung trat dagegen unter dem gleichen Belastungsintervall nach 1 Mio Lastspielen in der Druckzone eine bleibende Stauchung von 0,080 mm/m und in der Zugzone eine bleibende Dehnung von 0,036 mm/m auf. Dies zeigt, dass die vorher nicht belastete Druckzone unter der aufgebrachten Kurzzeitlast bzw der Dauerschwellbeanspruchung erstmals unter Druck kroch und vermutlich durch die damit verbundene Änderung des wirksamen Balkenquerschnitts nach der Wegnahme der Last unter der Vorspannung allein (die geringe Vorlast bleibt

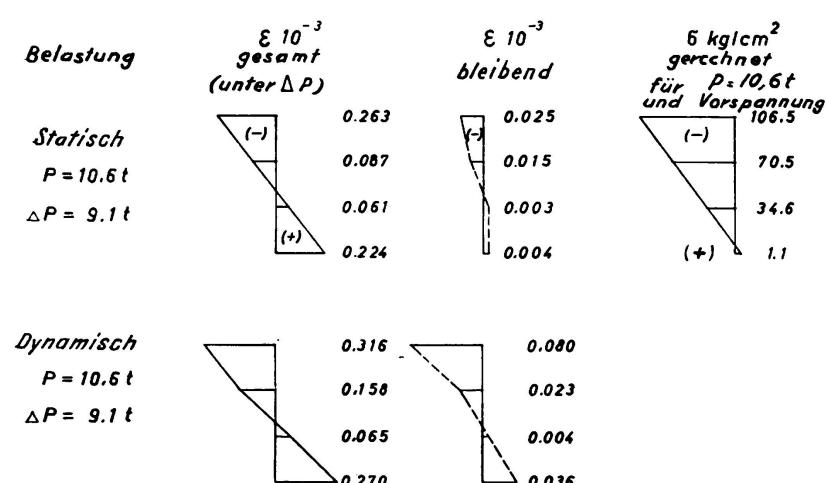


BILD 6. Gemessene Betondehnungen am Versuchsbalken (Stad I)

hierbei unberücksichtigt) sich eine kleine Spannungsumlagerung ergab. Auf eine Veränderung der Verbundwirkung kann hieraus unter diesem Belastungsgrad nicht geschlossen werden. Immerhin zeigt sich, dass die Dauerschwingbelastung gegenüber der stat. Belastung einen Einfluss ausübt. Damit wird auch gezeigt, wie

wichtig diese Erscheinungen bei der Deutung von Durchbiegungsmessungen sein können. Bild 6 zeigt die gemessenen Dehnungen.

Trägt man die beim stat. Kurzzeitversuch gemessenen Durchbiegungen unter den verschiedenen Lasten auf, ergibt sich Bild 7. Man erkennt, dass bis zu einer Last von 15,9 t, die errechnete Durchbiegung für den noch nicht gerissenen Beton mit den gemessenen übereinstimmen. In der Rechnung wurde das mit dem Anwachsen der Belastung eintretende Abfallen des E-Moduls des Betons berücksichtigt. Kleinere Abweichungen durch zusätzliches Kriechen blieben unberücksichtigt.

Unter dieser Last von 15,9 t traten rechnungsmässig Betonzugspannungen von rd 51 kg/cm<sup>2</sup> auf. Acht Minuten nach dem Aufbringen dieser Last trat ein Riss zwischen den beiden Einzellasten auf. Daraus erklärt sich auch, dass die gemessene Durchbiegung grösser ist als die nach Stadium I gerechnete.

Mit dem Steigern der Belastung traten weitere Risse auf und damit ergab sich ein Anwachsen der Durchbiegung gegenüber der Rechnung nach Stadium I. Vergleicht man die gemessenen Durchbiegungen mit den nach Stadium II errechneten, ist zu erkennen, dass ein Verbund

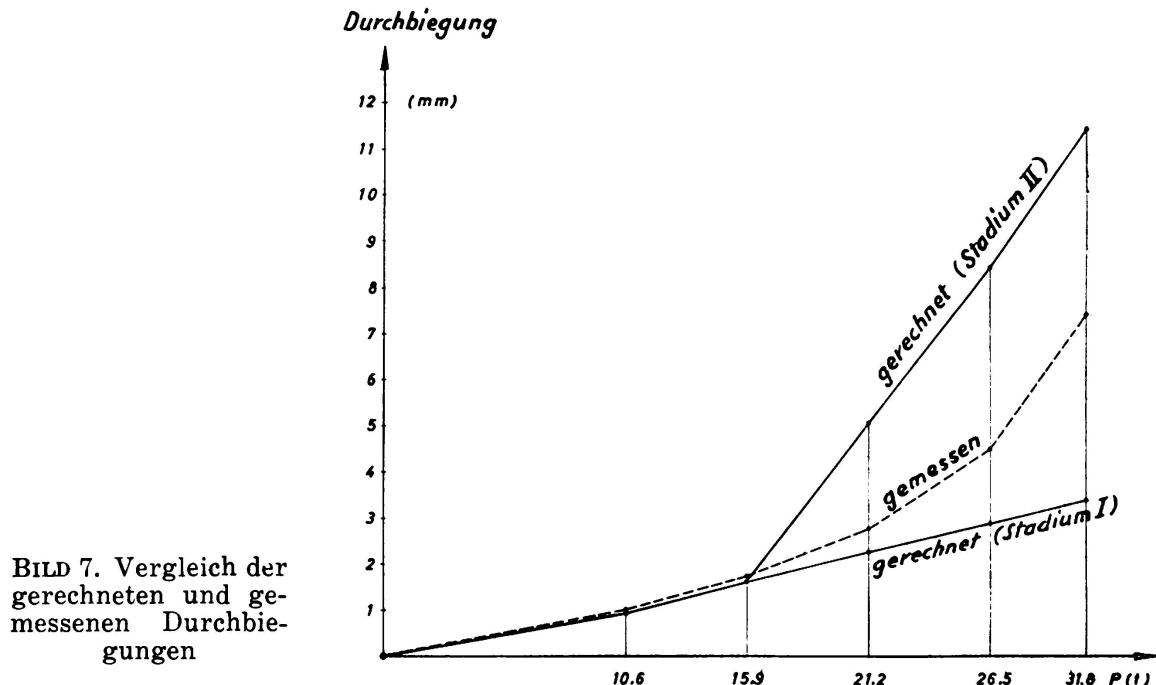


BILD 7. Vergleich der gerechneten und gemessenen Durchbiegungen

gemäß der Überlegungen zu Bild 3 und 4 zu einem grossen Teil noch vorhanden war.

Zu der Ausgangsspannung (Vorspannung allein) von  $3\ 630 \text{ kg/cm}^2$  kämen aus der Rechnung nach Stadium II z B für die Last  $P = 21,2 \text{ t}$  noch  $1\ 330 \text{ kg/cm}^2$ . Gemessen wurde eine mittlere Dehnung in der Höhe des Spannstahls von rd  $0,44 \text{ mm/m}$ , also rd  $890 \text{ kg/cm}^2$  (E-Modul des Stahls  $2\ 050000 \text{ kg/cm}^2$ )

Dabei musste an den Rissen der nach Stadium II errechnete Spannungszuwachs auftreten und wegen der sich einstellenden

Dehnung entsprechend einer mittleren Spannung etwa ein Spannungsverlauf ergeben, wie er im Bild 8 dargestellt ist. Tatsächlich ergibt die Rechnung nach Stadium I einen Spannungszuwachs im Spannstahl von rd  $420 \text{ kg/cm}^2$ .

Erst wenn man die Belastung weiter steigert (bis  $31,8 \text{ t}$ ) nähert sich die Stahlspannung der gerechneten nach Stadium II.

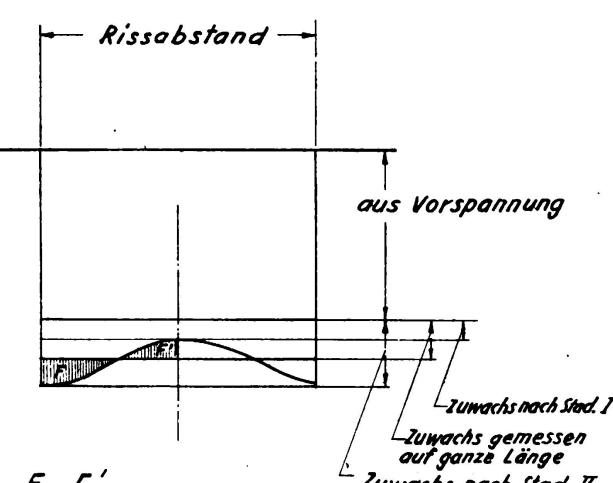


BILD 8. Verlauf der Stahlspannungen zwischen den Rissen (schematisch)

Es wird besonders darauf hingewiesen, dass das Anwachsen der bleibenden Verformungen unter den verschiedenen Belastungen von den Beanspruchungen der Druckzone und zu einem grossen Teil von der Reibung zwischen Spannglied und Beton im Bereich des elastischen Verbunds herrührt, die ein Schliessen der gesamten Rissöffnung bei der Entlastung verhindert.

Es ist klar, dass eine auch nur näherungsweise Berechnung der tatsächlichen Verbundspannungen in dem mittleren Balkenteil sehr schwierig ist.

Einen besseren Aufschluss vor allem hinsichtlich der Haltbarkeit des Verbunds geben die Dauerschwellversuche.

Solange zwischen Auflager und dem Lastangriffspunkt P noch keine Risse aufgetreten sind, können die Haftspannungen auf dem üblichen Wege berechnet werden. Dieser Fall ist bis zu einer Last = 15,9 t vorhanden. Unter dieser Last traten nach Versagen der Betonzugzone für den Balkenteil zwischen Auflager und Last Verbundspannungen von

$\tau = 3,58 \text{ kg/cm}^2$  auf, wenn man diese aus der Differenz der Stahlspannungen zwischen Auflager und Last ermittelt. Über die Verbundspannungen im mittleren Balkenteil sollen keine Aussagen gemacht werden, es genügt zu wissen, dass unter den Beanspruchungen des Verbunds, wie sie Bild 9 zeigt, wegen der fehlenden Querkraft ein einseitiges Verschieben nicht möglich ist. Auf den Einfluss der Schubkräfte, die in den scheibenförmigen Balkenteilen zwischen den Rissen im mittleren Balkenteil zusätzlich auftreten können, soll hier nicht näher eingegangen werden.

Bei Steigerung der Last auf 21,2 t treten auch Risse zwischen Auflager und der Last P ein, womit die in Bild 3 dargestellten Verhältnisse eintreten. Dies bedeutet, dass unter rechnerischen Verbundspannungen  $\tau = 11,5 \text{ kg/cm}^2$

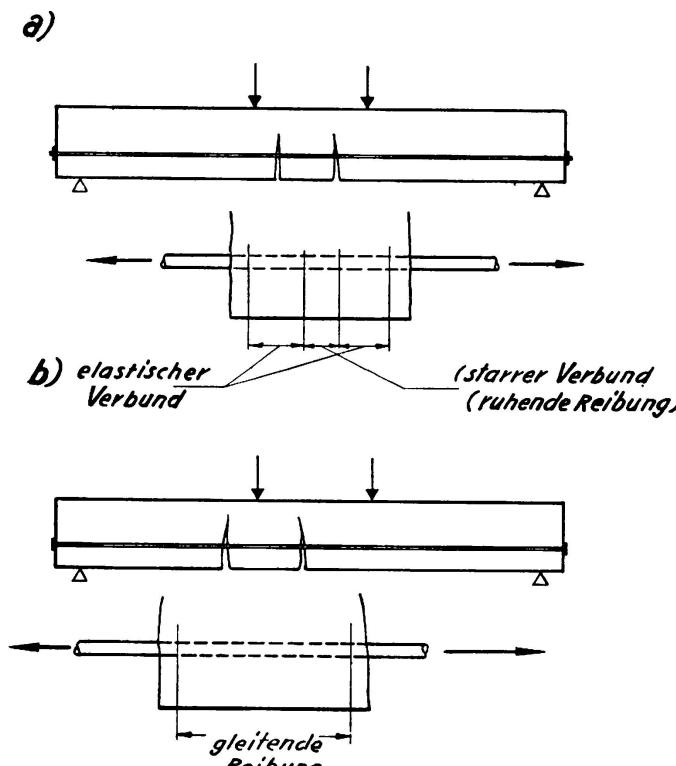


BILD 9. Schematische Darstellung der Beanspruchung des Verbunds im mittleren Balkenteil

im Balkenteil zwischen Auflager und Last der Verbund unter der Dauerbeanspruchung allmählich gelöst wird und damit durch das Nachgleiten des Stahls zur Balkenmitte hin die Verhältnisse nach Bild 9b eintreten und der Verbund im mittleren Balkenteil mehr in Anspruch genommen wird. Dabei spielen natürlich die unter der Lastangriffsfläche auftretenden Schubspannungen schon eine Rolle.

Diese Vorstellung wird dadurch erhärtet, dass bei anderen inzwischen durchgeführten Balkenversuchen, der Verbund am Übergang vom Balkenteil mit Querkraft zu dem ohne Querkraft am schnellsten versagte und damit an dieser Stelle klaffende Risse auftraten.

Aus den Zusammenstellungen der gemessenen Verformungen am oberen und unteren Rand wird dies ebenfalls deutlich (vergl. Bild 10). Überträgt man diese Erkenntnisse aus diesem Versuch auf die Praxis kann man sagen, dass bei beschränkter Vorspannung und dem Einfluss

$P_0$ $\Delta P$ (t)	Last- spur (t)	erste Belastung		am Ende der Lastspiele		gemessene Riss Höhe	gerechnete Spannungen kg/cm <sup>2</sup> nach Stadium II
		$\epsilon$ gesamt $10^{-3}$	$\epsilon$ federnd $10^{-3}$	$\epsilon$ gesamt $10^{-3}$	$\epsilon$ federnd $10^{-3}$		
10.6	1/165 300		0.259 0.131 0.065 0.244		0.239 0.126 0.056 0.228		0.316 0.158 0.065 0.270
9.1	1/165 300						
15.9	1/165 300		0.406 0.150 0.126 0.441		0.395 0.120 0.118 0.395		0.588 0.180 0.152 0.570
14.4	1/165 300						
21.2	1/165 200		0.805 0.230 0.271 0.952		0.654 0.153 0.298 0.929		0.990 0.234 0.439 1.12
19.7	1/165 200						
26.5	563 000		1.202 0.254 (1.03) 1.797		1.039 0.126 (0.930) 1.750		1.88 0.110 2.05 4.055
25.0	563 000						
31.8	161 100		2.33 + 0.257 4.202		1.69 1.80 3.73		1.29 (1.50) 3.217
30.3	161 100						

BILD 10. Gemessene Dehnungen (Dauerschwingversuche)

von Dauerschwingbelastung die aus der Querkraft ermittelten Haftschubspannungen nicht wesentlich grösser wie rd 4 kg/cm<sup>2</sup> werden sollten, wenn sichergestellt sein soll, dass der Verbund in nicht mehr vertretbarer Weise gelöst wird.

Bei vorwiegend ruhender Belastung scheinen nach dem Versuch Verbundspannungen von rd 11 kg/cm<sup>2</sup> die Grenze darzustellen. Dies zeigt Bild 11, wonach ab der Last von 21,2 t, der 11,5 kg/cm<sup>2</sup> Verbundspannung entsprechen, ein Versagen des Verbunds einsetzt.

Bei nur vorübergehend auftretenden Höchstbelastungen in nicht zu grosser Häufigkeit, wie dies bei Strassenbrücken der Fall ist, können die erträglichen Verbundspannungen etwa zu 10 kg/cm<sup>2</sup> geschätzt werden.

Für Tragwerksteile, für die entsprechend dem mittleren Balkenteil des Versuchsträgers Schubspannungen nicht nachgewiesen werden können oder ähnliche Verhältnisse vorliegen, muss darauf geachtet werden, dass die Betonzugspannungen nicht zu gross werden. Es erscheint unter Dauerschwingbeanspruchung für die Haltbarkeit des Verbunds noch

ausreichend, wenn die nach Stadium I ermittelten Betonzugsspannungen für das Spannglied nicht mehr wie rd. 200 kg/cm<sup>2</sup> Spannungszuwachs ausmachen. Diese Forderung wird sicher eingehalten, wenn man die nach Stadium I gerechneten Betonzugsspannungen auf 30 kg/cm<sup>2</sup> bei B 300 und 45 kg/cm<sup>2</sup> bei B 600 beschränkt.

Dabei ist gleichzeitig darauf zu achten, dass zur Erzielung eines möglichst guten Verbunds nur profilierte Blechumhüllungsrohre verwendet oder Kanäle ohne Blechrohre hergestellt werden und die Stähle eine möglichst rauhe oder profilierte Oberfläche besitzen. Der Einpressmörtel muss eine hohe Festigkeit aufweisen und soll während des Auspressens möglichst kein Wasser absondern oder eine starke Volumenverringerung aufweisen. Die durch solche Massnahmen hergestellten Verbesserungen müssten durch Versuche, wie im Vorstehenden beschrieben, nachgewiesen werden.

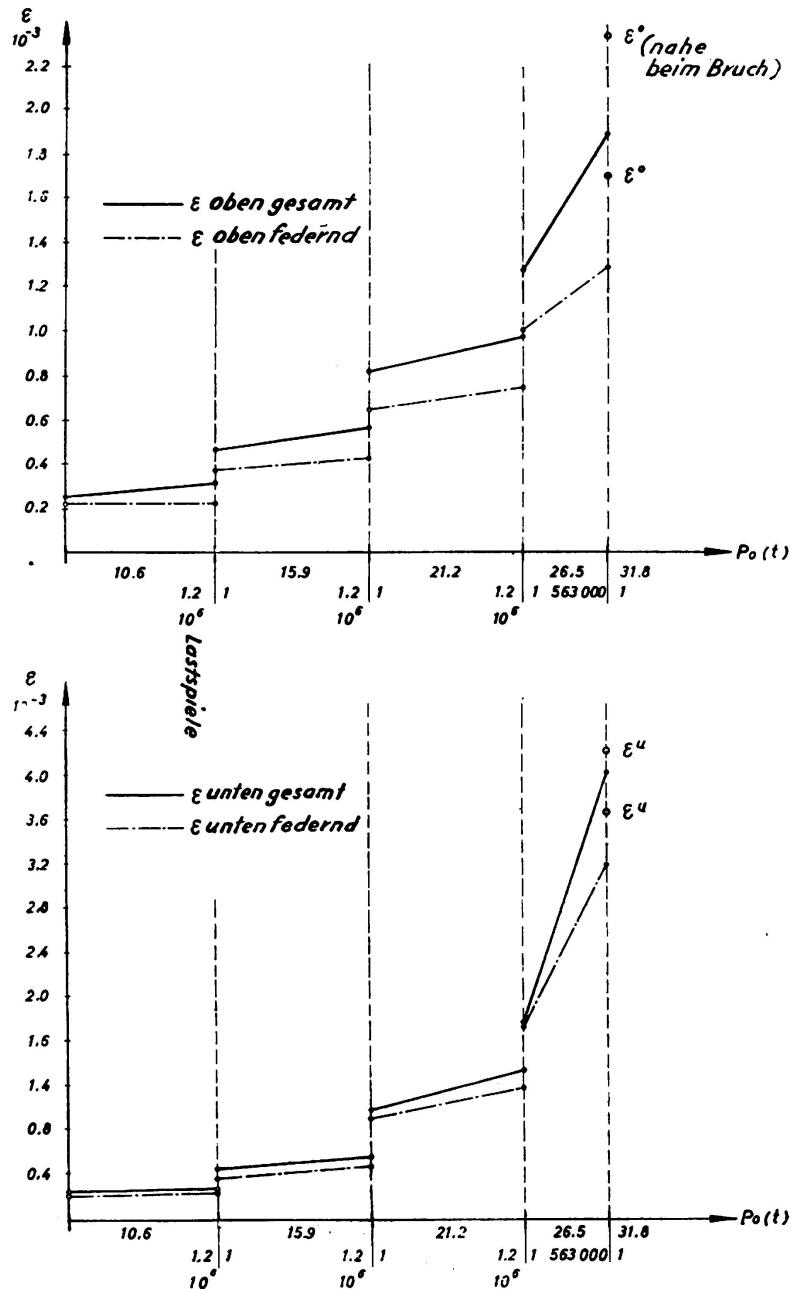


BILD 11. Verformungen am oberen und unteren Rand des Versuchsbalkens unter dem Einfluss der Lastspiele

bei einer Belastung von  $P = 26,5 \text{ t}$  (vergl. Bild 12) herrschte im mittleren Balkenteil eine Schwingbreite von 1950 kg/cm<sup>2</sup>, unter der, wenn der

### 3.) Verankerungen.

Die vorbeschriebenen Versuche zeigten, dass der Verbund im Balkenteil im Bereich der Endverankerung nahezu bis zum Bruch des Balkens durch Versagen des Betons nicht zerstört war.

Dies geht daraus hervor, dass die im Dauerversuch auftretende Schwingbreite der Stahlspannungen im mittleren Balkenteil weit über der für die verwendete Verankerung geltenden Dauerfestigkeit lag. Schon

Verbund auf die ganze Länge gelöst gewesen wäre, die Verankerung bei 1 Mio Lastspielen sicher versagt hätte. Tatsächlich trat der Bruch der Verankerung bei einer Schwingbreite der Stahlspannungen im mittleren Balkenteil von  $3780 \text{ kg/cm}^2$  ein. Die Schwingbreite des Stahls selbst beträgt nach dem Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith für die Unterspannung von  $3660 \text{ kg/cm}^2$  rd  $3900 \text{ kg/cm}^2$ . Das heisst, der Verbund konnte selbst unter den ungünstigsten Verhältnissen erst über der geforderten Sicherheit bis zur Verankerung hin gelöst werden.

Aus der Überlegung heraus, dass für ein Spannglied der Verbund einmal nicht oder nur schlecht hergestellt werden kann, erwächst die

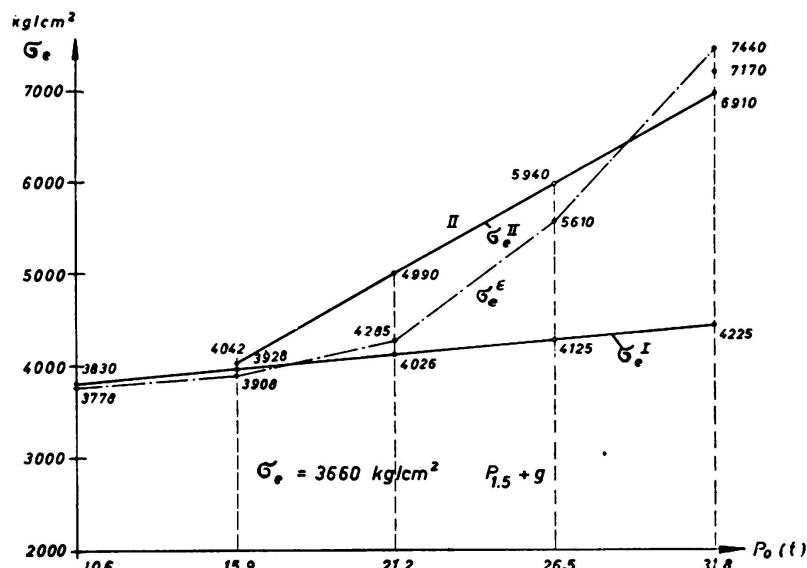


BILD 12. Gegenüberstellung der gerechneten und gemessenen Stahlspannungen beim Dauerversuch im mittleren Balkenteil

Forderung auf eine möglichst hohe Dauerfestigkeit der Verankerung selbst. Ferner spielt die Tatsache, dass eine, wenn auch nicht in allen Einzelheiten geklärte Relation zwischen Dauerschwingfestigkeit und Dauerstandfestigkeit besteht, eine wichtige Rolle für die Forderung einer hohen Dauerfestigkeit der Verankerungen. Die Dauerfestigkeit der Verankerungen ist, wie viele bisher durchgeführte Versuche zeigten, in erster Linie abhängig von der Grösse des Formeinflusses bei der Bearbeitung der Spannstähle, wie etwa bei Gewinden oder aufgestauchten Nietköpfen, sowie bei Keilverankerungen von den Oberflächenverletzungen bei der Verwendung profilerter Keile.

Ferner spielt der Querdruck, der durch die Verankerungsmittel dem Spannstahl zugemutet wird, eine grosse Rolle. Durch kurze Keile oder durch Konzentrieren des Keildruckes fällt die Dauerfestigkeit ganz erheblich ab.

Diese knappen Beispiele zeigen, dass es also darauf ankommt, die Kräfte vom Spannstahl auf den Ankerkörper möglichst gleichmässig verteilt abzugeben und dabei Spannungsspitzen im Spannstahl durch Formeinflüsse möglichst zu vermeiden.

Sehr gute Verankerungen halten Schwingbreiten von  $14 \text{ kg/mm}^2$  bei einer Unterspannung von 0,55 der Bruchfestigkeit des Spannstahls bei 2 Mio Lastspielen sicher aus. Bei schlecht ausgebildeten Verankerungen sinkt der Wert bis auf  $5 \text{ kg/cm}^2$  ab. Endverankerungen mit Schwing-

breiten um 10-14 kg/cm<sup>2</sup> erfüllen im allgemeinen auch die Forderung, dass die Bruchfestigkeit im statischen Kurzzeitversuch der des ungestörten Stabbereichs entspricht. Der Aufwand zur Erzielung der genannten Festigkeitseigenschaften ist gering, wenn die geltenden Konstruktionsprinzipien beachtet werden.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Bei Tragwerken aus vorgespanntem Beton kann die Wirtschaftlichkeit gesteigert werden, wenn man in der Zugzone (vorgedrückte Zugzone) unter der vollen Gebrauchslast noch begrenzte Betonzugspannungen zulässt. Ferner ist die Beurteilung der möglichen Betonzugspannungen bei Überlastungen von Tragwerken oder bei Änderungen des Tragsystems bei statisch unbestimmten Tragwerken durch plastische Verformungen von Bedeutung. Von entscheidendem Einfluss für diese Überlegungen ist die Grösse der möglichen Kraftübertragung über die Haftung oder des Verbunds zwischen Beton und Vorspannbewehrung, wobei der Einfluss der dynamischen Beanspruchung eines Bauwerks besondere Beachtung verdient. Die Güte des Verbunds wird hauptsächlich beeinflusst von dem Querschnitt des Spannglieds, der Oberflächenbeschaffenheit des Spannstahls, der Beschaffenheit der Blechumhüllungsrohre und des Einpressmörtels, sowie der Verteilung der Spannglieder im Bauwerk.

Über das Ergebnis durchgeföhrter Versuche an Balken wird im einzelnen berichtet.

Bei der Einföhrung der Vorspannkräfte in den Beton durch Endverankerungen treten örtlich hohe Betonbeanspruchungen und zusätzliche Beanspruchungen in den Spanngliedern je nach der Verankerungsart auf. Durch besondere bauliche Massnahmen müssen ungünstige Einflüsse vermieden werden.

Über das Verhalten der verschiedenen Verankerungsarten und die zweckmässig erscheinenden Massnahmen wird auf Grund von Ergebnissen aus statischen Kurzzeitversuchen, sowie Dauerschwingversuchen, im einzelnen berichtet.

#### R E S U M O

As estruturas de betão preeforçado podem-se tornar mais económicas se se admitirem tensões de tracção no betão situado na zona em extensão, quando sob a acção da carga total de serviço. Por outro lado é também importante a determinação de eventuais esforços de tracção causados no betão por deformações plásticas devidas às sobrecargas de uma estrutura ou à modificação dos apoios em estruturas hiperestáticas.

Os esforços que se podem transmitir da armadura para o betão pelo efeito da aderência, entrando em conta com as solicitações dinâmicas de uma estrutura, têm grande influência sobre estas considerações. A aderência depende principalmente da secção, da repartição no betão e da natureza da superfície das armaduras bem como da natureza da bainha de protecção e da argamassa comprimida.

O autor indica a seguir resultados de ensaios com diversas vigas.

A transmissão da tensão dos cabos ao betão por meio das ancoragens extremas pode introduzir esforços localizados elevados no betão e tensões suplementares na armadura que dependem do tipo de ancoragem adoptado. Convém reduzir, por medidas constructivas, o efeito destes elementos.

O autor descreve ainda, baseando-se sobre ensaios de grande e média duração, o comportamento de vários sistemas de ancoragem e as medidas que parecem aconselháveis para melhorar as respectivas condições de funcionamento.

#### RÉSUMÉ

Les ouvrages en béton précontraint peuvent être rendus plus économiques si l'on admet des contraintes de traction dans le béton tendu, sous l'effet de la charge totale de service. D'autre part il est important de déterminer les efforts éventuels de traction produits dans le béton par les déformations élastiques dues aux surcharges dans une structure, ou à une modification des appuis dans les structures hyperstatiques. Les efforts qui peuvent être transmis par l'armature de précontrainte au béton grâce à l'effet de l'adhérence, en tenant compte des sollicitations dynamiques de l'ouvrage, ont également une grande influence sur ces considérations. L'adhérence dépend surtout de la section, la surface et la répartition des armatures ainsi que de la nature des gaines de protection et du mortier comprimé.

L'auteur donne ensuite quelques résultats d'essais sur des poutres diverses.

La transmission de la précontrainte au béton par les ancrages d'extremité peut introduire des efforts localisés importants dans le béton et des contraintes supplémentaires dans l'armature qui dépendent du type d'ancrage. Il convient de réduire par des dispositions constructives l'effet de ces éléments.

L'auteur décrit encore en se fondant sur des essais de moyenne et longue durée, le comportement de divers systèmes d'ancrage ainsi que les mesures qu'il convient de prendre afin d'améliorer leurs conditions de fonctionnement.

#### SUMMARY

Prestressed concrete structures can be made more economical by allowing tensile stresses in the concrete submitted to extension when under total working load. It is also important to determine any tensile forces in the concrete due to plastic deflections caused by structure overload or modifications in the supports of statically indeterminate structures. The efforts that can be transmitted by the prestressing cables to the concrete due to the bond effect, taking into account the dynamic loads to which the structures are submitted, have a great influence upon the above considerations. Bond effect depends mainly on the section, repartition and type of surface of the cables as well as on the type of cable tubes and compressed concrete.

The author reports results of tests carried out on several beams. The transmission of the prestressing force to the concrete through end

anchorages can introduce fairly high concentrated forces in the concrete and additional stresses in the cables depending on the type of anchorage adopted. It is recommended to reduce, by well adapted design, the influence of these elements.

The author further describes, using data obtained from medium and long time loading tests, the behaviour of various types of anchorages as well as the process he recommends to improve their operating conditions.