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

Band: 6 (1960)

Artikel: Generalbericht

Autor: Louis, H.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-7054

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: 07.01.2026

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

Nous rappelons en la confirmant la déclaration que nous nous sommes permis de faire lors de la séance du Congrès, à savoir que la plupart de ces questions difficiles font l'objet des plus sérieuses préoccupations des Associations sœurs que sont l'A.I.P.C., le C.E.B., la F.I.P. et la R.I.L.E.M. Elles pourraient être étudiées progressivement, en commun c'est-à-dire en étroite et confiante collaboration suivant des programmes rigoureusement détaillés, établis par des délégués des Commissions compétentes des différentes associations. Il n'est pas utopique de penser que ces délégations pourraient aboutir à des études expérimentales réalisées et financées en commun par plusieurs pays et portant sur des ouvrages d'art ou sur certains de leurs éléments.

Generalbericht

IVa. Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion

Auch die an der Arbeitssitzung des Kongresses vorgelegten Beiträge zeigten den gleichen inhomogenen Charakter wie diejenigen des «Vorberichtes». Die neuen Beiträge bestehen zum großen Teil aus Beschreibungen von Bauwerken, die auf Grund ihrer Abmessungen, der Konzeption eines oder mehrerer Elemente oder des Bauvorganges bemerkenswert sind. Ein Beitrag behandelt die Berechnung von Brücken nach einem auf den Grenzzuständen aufgebauten Verfahren.

Die Narrow-Brücke, ein vorgespanntes Bauwerk in Ostaustralien, wird von Baxter, Birkett und Gifford beschrieben; abgesehen von ihren großen Abmessungen zeichnet sie sich durch sehr schlanke Stege aus, die bei einer Höhe von ca. 3,75 m nur 20 cm stark sind. Die Längsträger, die als I-Träger mit veränderlicher Höhe in Abschnitten von 3,04 m inkl. Querträger und Ankerblöcke vorfabriziert wurden, bilden unter Eigengewicht beidseitig auskragende Balken. Über 6 Stützen wurde die Durchlaufwirkung mittels kurzer Vorspannkabel, die die beiden aneinanderliegenden Ankerblöcke bei einem provisorischen Gelenk zusammenpressen, hergestellt.

Die Kabel der Hauptvorspannung sind gezwungenermaßen außerhalb der Stege angeordnet, da diese zu dünn sind und die Vorspannkraft sehr hoch ist (2120 t je Träger). Auf eine gewisse Strecke von den Auflagern aus sind die Stege durch innenliegende Kabel vertikal vorgespannt. Die gleichzeitige Beanspruchung des Stegs durch Biegung und Schub scheint nach den Verfassern ein ziemlich heikles Problem gestellt zu haben. Tatsächlich ist dies eine schwierige Aufgabe; obgleich mehrere Untersuchungen sich damit befaßt haben, ist trotz den gefährlichen Slogans, die den günstigen Einfluß der Vertikalkompo-

nente der aufsteigenden Kabel verallgemeinern, das Gebiet der Schubfestigkeit im vorgespannten Beton zum größten Teil noch unerforscht.

Die Erbauer der Narrow-Brücke haben die vertikale Vorspannkraft durch Verminderung der schrägen Hauptzugspannungen, die sich aus dem Schub ergeben, auf einem annehmbaren Wert bestimmt. Die Querkraft selbst wurde durch die Einwirkung der aufsteigenden Kabel und die Neigung der Trägerunterkante vermindert. Diese Untersuchung der Hauptzugspannung, die im elastischen Bereich und am totalen Querschnitt durchgeführt wurde, ist im Augenblick der Rissebildung infolge Biegungsbeanspruchung offensichtlich ungenügend. Die so errechnete Vertikalvorspannung ist in diesem Zustand ungenügend und die Projektverfasser ergänzten, mangels genügender Angaben auf diesem Gebiet, die Wirkung der Vorspannung durch vertikale Bügel in Flußstahl, die nach dem im Eisenbeton üblichen Verfahren bestimmt wurden.

Ein Modellversuch zeigte, daß man die Festigkeit des in dieser Art bewehrten Trägers wesentlich unterschätzt hatte, da im Moment der Rissebildung unter Biegung die Spannung in den Bügeln noch immer unter der Elastizitätsgrenze lag.

Wir glauben, daß ein Hinweis auf dieses Ausführungsproblem, das bei einer großen Zahl von Bauwerken auftritt, angebracht war. In Wirklichkeit, wenn man heute auch soweit ist, nicht mehr Biegungs- und Schubbruch getrennt zu untersuchen, ist das tatsächliche Problem sehr komplex, besonders, wenn konzentrierte Einzellasten auf die obere oder untere Kante der Träger wirken. Es handelt sich dabei um ein Gebiet, in dem schon verschiedene Theorien vorgeschlagen wurden, ohne aber je die Versuchsergebnisse zu befriedigen. In diesem Zusammenhang scheint es uns angebracht, Prof. Rüsch zu zitieren, der in seinem Generalreferat über die Entwicklung der Berechnungsmethoden (F.I.P. Berlin 1958) schrieb: «Um zu einer befriedigenden Theorie über den Schubbruch der Spannbetonträger zu kommen, muß man die Forschung auf die verschiedenen Faktoren, die diesen Bruch beeinflussen wie Querschnitt, Vorspannung, Schubspannungsbereich, Art der Belastungseinwirkung und Auflagerform, Längs- und Querbewehrung, Betonfestigkeit und Festigkeit einer mehrachsigen Beanspruchung gegenüber, nur um die wichtigsten zu nennen, weitertreiben.»

B. Žeželj beschreibt zwei große, in Jugoslawien ausgeführte Brücken in Eisenbeton und Vorspannbeton.

Die Brücke über die Tisa mit einer totalen Länge von 400 m besteht im mittleren Bereiche aus drei Feldern zu 50, 154, 50 m; die vorgespannten Träger der Mittelöffnung sind durch Eisenbetonbogen mit einem Pfeilverhältnis von 1 : 6,4 versteift.

Die beiden Hauptträger im gegenseitigen Abstand von 8,80 m sind I-Träger mit 3,15 m Höhe und 16 cm Stegstärke. Die Vorspannung wurde in mehreren Etappen mit freiliegenden Kabeln, deren Achsführung den verschiedenen Baustadien angepaßt werden konnte, durchgeführt. Schwinden und Kriechen

wurde berücksichtigt, indem in den Bogenscheiteln Pressen für einige Monate eingebaut waren; trotzdem war dies nur ein teilweiser Ausgleich, da zu diesem Zeitpunkt wegen des sehr kleinen Scheitelquerschnittes die Fahrbahn noch nicht ausgeführt war. Der Bogen hat einen sehr schlanken Querschnitt, da Betonspannungen bis zu 150 kg/cm² zulässig waren.

Die Fahrbahnelemente, die Aufhängungen und die Verbände sind vorgespannt und vorfabriziert. Das 3-feldrige unter Eigengewicht statisch bestimmte System wurde nachträglich durch Blockierung der Gelenke in den Seitenfeldern zum Durchlaufträger. Es handelt sich hier um ein schönes und großes Bauwerk mit einem sehr komplexen, aber in jedem Zeitpunkt den Berechnungsannahmen entsprechenden Ausführungsprogramm, das gestattete, mit Überlegenheit und Sicherheit elementare Systeme nacheinander zu behandeln, so daß die sogenannten Nebeneinflüsse, deren Einwirkungen aber bei einem solchen Bauwerk wichtig sein können, eliminiert wurden.

Die zweite Brücke, die Žeželj beschreibt, überspannt die Donau bei Novi Sad mit zwei eingespannten Eisenbetonbogen mit 211 m und 166 m respektiv und einem Pfeilverhältnis 1/6,5. Die Widerlagergründung wurde mit Eisenbetoncaissons bewerkstelligt, während für die Pfeilergründung ein vorgespannter Caisson verwendet wurde. Hinter den Widerlagern wurde der Erddruck mit Eisenbetonwänden, die sich über Pressen auf die Lager abstützten, zur Mitwirkung herangezogen.

Dieses Bauwerk umfaßt mehrere interessante Gesichtspunkte, sei es in der Gesamtkonzeption wie auch in der Ausführung. Das Lehrgerüst des großen Bogens hat nur eine Spannweite von 108 m und sein Horizontalschub wurde über besondere Träger in die Widerlager abgeleitet. Dieses Gerüst wurde in untereinander gelenkigen Abschnitten montiert, die nach der Solleinstellung mit vibriertem Mörtel und Bolzen blockiert wurden. Das Lehrgerüst trägt nur 40% des Bogeneigengewichts. Da der Bogen als Kastenträger ausgebildet ist, wurde zuerst der Untergurt dieses Kastens betoniert, ausgerüstet und unter dem Druck von Pressen belassen. Die zweite Etappe bestand in der Ausführung des Obergurts, der ohne Verbindung zum Untergurt betoniert wurde. Die Längsstege wurden einige Zeit nach der Ausrüstung der beiden Gurten gegossen und mit diesen durch Vorspannung verbunden. Das gesamte Gebilde bleibt unter der Einwirkung der im Scheitel eingebauten Pressen für 6 Monate, um die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Auflagerverschiebung zu kompensieren, ein Ziel, das nur teilweise erreicht werden kann, da in diesem Bauzustand die Fahrbahn, ausgenommen die Aufhängung, die Hauptquerträger und den Windverband, die alle vorfabriziert und vorgespannt sind, noch nicht eingebaut ist.

Finsterwalder faßt neue Entwicklungen des Brückenbaus in Spannbeton ins Auge, Entwicklungen, die die Aufmerksamkeit beanspruchen, da sie die neue Tendenz aufzeigen. Es ist nämlich ein Irrtum, zu glauben, daß trotz der effektiven Fortschritte, die in den letzten 15 Jahren gemacht wurden, die

Konzeption der Bauwerke erstarrt bleibe. Neue Formen können sicher noch gefunden werden, die, dank vernünftiger Anwendung der Vorspannung, zu größerer Schlankheit und besserer Ästhetik, ohne jedoch Sicherheit und Wirtschaftlichkeit in Frage zu stellen, führen werden. Das Erfassen dieser Formen durch eine zwingende Berechnungsmethode wird nicht immer möglich sein; die Versuchstechnik aber wird mehr als je vorher dem Konstrukteur eine Bestätigung seiner Wahl und eine Überprüfung seiner Ideen gestatten. Immerhin ist deswegen diese Art der Bemessung nicht einfacher, da die genaueste Einhaltung der statischen und der Stabilitäts-Gesetze erforderlich ist. Weiterhin ist es oft schwierig, die Anwendung dieser Gesetze auf das Funktionieren des Modells und auf die Extrapolation auf das Verhalten des wirklichen Bauwerkes zu finden, und es können mehr Schwierigkeiten auftreten als bei Schlußfolgerungen, die aus einer vertieften rechnerischen Untersuchung, die streng richtig sein will, hervorgehen.

Nach der Auffassung von FINSTERWALDER haben für städtische Hochstraßen, die man wie eine Straßenbrücke betrachtet, Mittelpfeiler verschiedene Vorteile, was die Verwendung des überbrückten Raumes betrifft. Er zeigt ein ausgeführtes Beispiel in der Form einer quadratischen Pilzplatte mit 32 m Seitenmaß, die mit Betonung der Diagonalen auf einem Mittelpfeiler steht. Die Platte ist in zwei Richtungen vorgespannt; die Schubaufnahme an der Stoßstelle der zwei Platten ist durch eine Anpassung der Verankerung des von FINSTERWALDER verwendeten Dywidag-Systems gesichert. Es scheint uns eine gelungene Lösung zu sein, die auch für Straßenbrücken außerhalb der Städte verallgemeinert werden kann, und es ist nicht unmöglich, daß sich hier noch eine Weiterentwicklung anschließen wird.

Allgemein kann man feststellen, daß das Prinzip der durchlaufenden Pilzdecken verschiedentlich für Straßenbrücken, die sich durch ihre leichte Ansicht und ihre Wirtschaftlichkeit hervorheben, angenommen wurde. Unangenehm bleiben aber die Berechnungsschwierigkeiten; einmal mehr sind Versuche unerläßlich und wir sind glücklich, auf die wichtigen Forschungen in dieser Frage von Prof. NYLANDER hinweisen zu können, dessen Laboratorien die Teilnehmer am Stockholmer Kongreß besuchen konnten, wo ihnen Ergebnisse aus Versuchen in wahrer Größe vorgeführt wurden.

FINSTERWALDER beschreibt anschließend eine vorgespannte Fachwerkbrücke, durchlaufend über drei Felder von 90, 108 und 90 m, die 60 m über dem Boden des Mangfall-Tales erbaut wurde. Das Rautenfachwerk ist sehr leicht und sieht angenehm aus. Viel besser als der Eisenbeton mit seinen langen Verankerungsbereichen in den Knoten, für die Kraftübertragung aus der Bewehrung, eignet sich der Spannbeton für diesen Konstruktionstyp, da die Stabkräfte direkt in den Knoten durch die Verankerung der Spannbewehrung konzentriert auftreten. Das Bauwerk wurde frei vorgebaut; die Stützen wurden mit den Fachwerkhauptträgern verbunden, so daß im gesamten eine Rahmenwirkung entsteht.

Als Abschluß zeigt FINSTERWALDER das Vorprojekt einer Bosporus-Überbrückung, das er als durch den Spannbeton ermöglichten neuen Type einer Hängebrücke auffaßt. Die Gesamtlänge dieses Bauwerks mißt 1200 m und ist über drei gleiche Felder durchlaufend. Das Vorprojekt sieht vier Zwischenunterstützungen vor, die eine Höhe von 53,30 m erreichen und einen oder zwei vorgespannte Kragarme mit 100 m Auskragung besitzen. An diese Kragarme ist eine Platte in Form eines Spannbandes fixiert, die als Fahrbahn dienen soll und 200 m weit bei einer Stärke von nur 30 cm gespannt ist; die Durchbiegung unter Eigengewicht beträgt 1,45 m und unter Vollast und 15° Temperatursteigerung 1,85 m.

Ein solches Bauwerk ist eine Vorausschau auf neue mögliche Ideen, wie wir das oben angaben; andererseits ist es nicht gewissermaßen eine Extrapolation der Lösung, die FINSTERWALDER für Hochstraßen angenommen hat? Dieses Projekt trägt eine große Einfachheit der Form, der Konzeption und des «Funktionierens» in sich, d. h. drei Tugenden, die mit dem Vorspannen oft teilweise, wenn nicht sogar ganz, erfüllt werden.

Prof. SMITKA bringt die Ergebnisse einer Klassifizierung und Standardisierung der wieder aufgebauten Brücken in der Tschechoslowakei vor. Diese Untersuchung gestattete, die Konzeption solcher Bauwerke in Funktion ihrer Spannweiten und ihrer Wirtschaftlichkeit festzulegen; die meisten davon werden mit vorfabrizierten Elementen aus Eisenbeton oder Vorspannbeton, deren Querschnitt rechteckig, I-förmig, als offener oder geschlossener Kasten je nach der Spannweite ausgebildet ist, aufgebaut.

Anschließend beschreibt*) der Verfasser die Widerlager mit angeschlossenem Kämpferansatz und Endpfeilern einer stählernen Bogenbrücke von 330 m Spannweite. Weiterhin behandelt er noch zwei Projekte vorgespannter Gerberträger mit 252 m Spannweite in vier ungleichen Feldern. Das Besondere daran ist die Kabelverankerung und deren Schutz; diese sind direkt von der oberen Platte des Kastenträgers aus betoniert, so daß die Platte und der Schutzbeton monolithisch erscheinen. Prof. SMITKA beschreibt abschließend im Detail in seinem Land neu entwickelte Einrichtungen zu Herstellung von 100-t-Vorspannkabeln, bestehend aus 24 Drähten mit bis zu 7 mm reichendem Durchmesser. Hingegen weist er nicht auf die große technische Bedeutung solcher Kabel mit hoher Vorspannkraft für die Bauwerke hin. Es scheint mir hier angebracht, darauf aufmerksam zu machen, daß DUMAS, Chefingenieur des Ponts et Chaussées aus Frankreich, Kabel und Pressen für 180 t Vorspannung mit 30 Drähten ∅ 7 mm in einer 62-mm-Hülle entwickelt und hergestellt hat[1]). Der Hauptvorteil solcher Kabel besteht nach DUMAS in der beträchtlichen Platzeinsparung, die gegenüber den üblichen Drahtgruppierungen mög-

---

*) Wird in einer nächsten Nummer der «Mitteilungen» erscheinen,

[1]) F. DUMAS: Câbles de grande puissance, Association Scientifique de la Précontrainte. 4e session d'études, 10 et 11 mars 1960, Paris.

lich ist. Diese Kabel, die mit anderen mit kleinerem Querschnitt verbunden sind, nehmen den größten Teil der Biegemomente auf; sie befinden sich im unteren Teil der Träger und sind praktisch geradlinig. Ihr kleiner Querschnitt hat auch noch den Vorteil, daß der Hebelarm vergrößert wird, was bei gleichen Arbeitsspannungen eine Reduktion der Trägerhöhe gestattet.

Dazu hat DUMAS gezeigt, daß er, bei der Verwendung des Verfahrens des Vorreckens der Drähte vor der Vorspannung, mit seinen Kabeln mit 30 Drähten einen Gewinn von 30% auf den verbleibenden Spannungen herausholt im Vergleich zu den verbleibenden Spannungen, die in einem Träger vorhanden sind, dessen Drähte ohne Vorrechnung und mit den klassischen Blockierungsmethoden auf 120 kg/mm² gezogen werden.

MÜLLERSDORF betrachtet in seinem Beitrag die praktisch vorhandenen Möglichkeiten, die ungünstigen Auswirkungen von Schwinden und Kriechen bei durchlaufenden Tragwerken zu vermindern.

In einem ersten Fall, eine Brücke von 330 m Länge, bestehend aus 26 m Feldern, waren die Hauptträger in dieser Länge vorfabriziert und nach dem System Hoyer vorgespannt: an ihrem Ende war eine Abschrägung des oberen Teiles vorhanden in Hinblick auf die Baustellenverbindung mit den anliegenden Trägern. Eine erste Maßnahme wurde gefaßt, um den ungünstigen Einfluß der geraden Kabelführung zu vermindern; man hat zu diesem Zweck eine zusätzliche Vorspannbewehrung in den oberen Teil der Träger gelegt. Die zweite Vorsichtsmaßnahme bestand darin, ein solches Ausführungsprogramm festzulegen, daß zwischen den einzelnen Etappen solche Zeiträume lagen, daß die Durchlaufwirkung erst hergestellt wurde nachdem ein wesentlicher Teil des Kriechens abgeklungen war. Der Referent gibt die Spannungsdiagramme in Mitte eines Feldes und über einer Stütze während den verschiedenen Ausführungs- und Beanspruchungsstadien an. Durch dieses Vorgehen sind die Auswirkungen des verbleibenden Kriechens ungünstig in Feldmitte, aber verbessern den Spannungszustand über der Stütze.

Im zweiten besprochenen Tragwerk weisen die Felder eine Spannweite von 17 bis 18 m auf; der Querschnitt besteht aus vier Stegen und einer Platte und über den Stützen ist ein schwerer Querträger vorhanden. Die vorfabrizierten Längsträger in Eisenbeton wurden auf den Pfeilern an die Querträger gelegt; die Platte wurde dann im Bereiche der Pfeiler und nachträglich im Felde gegossen. Abschließend wurde eine Vorspannung über den Stützen angebracht. Das Kriechen wirkt sich diesmal günstig im Felde aus und verschlimmert das Spannungsbild über den Stützen.

Diese Beeinflussung der Spannungen durch geeignete Wahl der Ausführung, von der Spannungsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden aus gesehen, wurde von MÜLLERSDORF besonders gründlich bearbeitet. Natürlich ist die Mehrzahl der Brückenbauer gewohnt, im gleichen Sinne eine abschnittsweise Ausführung vorzusehen, um diese Auswirkungen zu vermindern; aber nur in der von MÜLLERSDORF versuchten Art, den Spannungszustand jeder Etappe

des Baufortschrittes zu charakterisieren, gelingt es, neue Kenntnisse zu gewinnen und für die Bauwerke Vorteile aus überlegten Verfahren bei ihrer Ausführung zu ziehen.

Anläßlich der freien Diskussion in Stockholm beschrieb WITTFOHT die verschiedenen Bauetappen einer Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen. Abgesehen von ihren großen Abmessungen: 310 m in drei Feldern von 85, 140 und 85 m, ist diese Brücke im Grundriß gekrümmt und schief. Im Querschnitt sind zwei unabhängige rechteckige Kästen mit bedeutenden Auskragungen vorhanden. Die Brücke wurde auf beweglichen Rüstungen abschnittsweise von den Pfeilern aus vorgebaut. Die Hauptspannbewehrung besteht aus 100-t-Kabeln, die in diese Abschnitte eingefädelt und dann vorgespannt wurden.

Prof. EVGRAFOFF faßt in seinem Beitrag einige Besonderheiten der Brückenberechnung nach dem Verfahren der Bruchzustände, wie es seit 1955 in der UdSSR eingeführt ist, zusammen. Die Bruchzustände sind bestimmt durch die Bruchlast des Tragwerks, die gesamten und die lokalen Formänderungen. Das Verfahren beruht auf der statistischen Kenntnis der Faktoren, die im allgemeinsten Sinne das Verhalten des Tragwerks beeinflussen können. Diese Faktoren umfassen in erster Linie die Veränderlichkeiten der Belastungen, der Materialeigenschaften und der Arbeitsbedingungen. Die mögliche Variation der Lasten wird mit einem Koeffizienten berücksichtigt, der zwischen 1,15 und 1,4 für die beweglichen Lasten je nach Spannweite und Brückentyp schwankt, während derjenige für ständige Lasten 1,1 beträgt. Die Veränderlichkeit der Materialeigenschaften wird erfaßt mittels eines Gleichförmigkeitskoeffizienten, der festgelegt ist als das Verhältnis zwischen dem Minimalwert der Materialfestigkeit und dem genormten Wert dieser Eigenschaft. Der hier eingesetzte Minimalwert der Festigkeit ist gleich deren Mittelwert wie er aus Versuchen hervorgeht, minus 3 mal die quadratische Abweichung.

Dieser Wert k ist offensichtlich um so geringer je größer die Streuung der Festigkeitseigenschaft des betreffenden Materials ist; k hat die Größenordnung 0,6 für den Beton und 0,85 für die Elastizitätsgrenze des Stahles.

Die Veränderlichkeit der Arbeitsbedingungen kommt in der Form eines Koeffizienten vor, der meistens mit 0,9 angenommen wird und der einerseits die Toleranzen in den Abmessungen und andererseits das verwendete Berechnungsverfahren berücksichtigen soll.

Nun muß der Wert der Funktion, die die Wirkung der Beanspruchungen bestimmt, kleiner sein als der Wert der Funktion, die den Tragwerkwiderstand beschreibt, wobei die Berechnungselemente aus den Beanspruchungen und Festigkeiten, wie sie in diesen beiden Funktionen auftreten, mit den obgenannten Koeffizienten, die die Veränderlichkeit dieser Elemente charakterisieren, behaftet werden.

Das Berechnungsverfahren mit den Grenzzuständen wird hauptsächlich auf Eisenbetonbrücken angewendet.

Im weiteren Verlauf seines Beitrages faßt Prof. EVGRAFOFF die schon allge-

mein bekannte Bruchberechnungsmethode zusammen, wie sie in der UdSSR für die Bemessung von Eisenbetontragwerken verwendet wird. Die Grundlagen dieses Verfahrens sind, wo es sich um Ermüdungsbeanspruchung handelt, ungenügend; der Referent weist darauf hin, daß in diesem Falle andere Gleichungen, die er allerdings nicht angibt, herbeigezogen werden. Wie es auch sei, ist die Verwendung der Bruchzustandsberechnung im Lande des Referenten allgemein verbreitet und wird gerechtfertigt durch günstige Ergebnisse von Versuchen an weitgespannten Trägern, die bis zum Biegungs- oder Schubbruch geführt wurden und von Ermüdungsversuchen.

Es wäre interessant gewesen, die Ideen des Referenten zu folgenden Fragen zu erfahren:

— Wird die von ihm vertretene Berechnungsmethode auch auf statisch unbestimmte Systeme angewendet und bestehen Angaben über die Auswirkung von Spannungsumlagerung infolge Schwinden und Kriechen?
— Welche Angaben sind heute verfügbar für solchermaßen berechnete Tragwerke, was die Wirkung von langdauernden Belastungen (ständige Lasten) und wiederholten Belastungen betrifft?
— Welches sind die notwendigen Grenzen für Gesamt- und Lokalformänderungen (Risse)?

IVb. Die Sicherheit

Der einzige Beitrag zu diesem Kongreß, der mit diesem Thema im Zusammenhang steht, ist derjenige von Dr. Abeles, der von den Zugspannungen spricht, die in vorgespannten Brücken zugelassen werden können auf Grund der sich summierenden Auswirkungen und der Intensität der tatsächlich auftretenden Ermüdungsbeanspruchungen.

Anhand von Ergebnissen aus Versuchen, die augenblicklich in Großbritannien laufen, zeigt der Referent, daß man unter der maximalen Berechnungslast, die während dem Bestehen einer Brücke nur äußerst selten auftritt, höhere Zugspannungen als die heutzutags gültigen Vorschriften angeben, zulassen kann.

Die Ermüdungsversuche zeigen, daß für begrenzte Werte der Zugspannungen, wie sie sich aus der Anwendung der üblichen Lasten ergeben, keine Rissebildung festgestellt werden kann. Dies sogar, wenn sich bei vorherigen, mehrere Millionen Lastwechsel umfassenden Belastungen und unter dem Einfluß von noch höheren Zugspannungen Risse gebildet, sich geöffnet und wieder geschlossen haben. Der Referent gibt uns detaillierte Angaben der Ergebnisse von zahlreichen, nicht nur vom untersuchten Standpunkt aus gesehenen, sondern auch wegen den verwendeten experimentellen Verfahren besonders interessanten Versuchen an. Obgleich für die anzunehmenden Zugspannungen keine Grenze angegeben wird, scheint der Vorschlag von Dr. Abeles vernünftig zu

sein, vorausgesetzt, daß es möglich ist, diese Zugspannungen genau zu berechnen, was umstritten ist, wenigstens in gewissen Fällen von Durchlaufträgern, wie dies aus den Arbeiten von GUYON und LEBELLE hervorgehen soll.

Trotz dem ziemlich heterogenen Charakter der Abhandlungen zu diesem Thema IV, wie sie anläßlich des Kongresses vorgebracht wurden oder schon vorher im «Vorbericht» erschienen sind und trotz ihrer eher zu stark beschreibenden Natur, die aus dem den Autoren auferlegten Zeit- und Raummangel — was aber behoben werden könnte — hervorgegangen sein mag, scheint es abschließend, daß sehr stark verwandte Sorgen in den meisten Ländern zutage kommen. Jeder versucht, die daraus entstehenden Probleme auf eigene Faust zu lösen mit Mitteln, die sich nach seinen persönlichen Sachkenntnissen richten. Eindeutig ergeben sich daraus Fortschritte, die aber notgedrungenermaßen unterschiedlich und langsam sind.

Wir denken hingegen, daß eine wirklich fruchtbare Entwicklung in den Bereichen des Entwurfs, der Bemessung und der Verhaltensanalysen von Brücken und Hochbauten einzig aus einer zielstrebigen Arbeit entstehen kann. Dafür müßte ein sorgfältig ausgearbeitetes Programm aufgestellt werden, das genau die ungeklärten Fragen enthält, die sich jedermann bei auftretenden Schwierigkeiten oder bei Neuentwicklungen stellt.

In unserem Vorberichtsreferat, beim Vortrag dieses Referats an der Kongreßsitzung und in dem vorliegenden, nach dem Kongreß zusammengestellten Beitrag haben wir auf eine ganze Reihe Fragen hingewiesen, die teils von den Referenten, teilweise aber auch gar nicht erwähnt wurden: Rissebildung im Beton, Haftung der Armierungen, Schubbewehrung im Eisenbeton mittels schiefer Bügel aus halbhartem Stahl, Verzögerung der Formänderung im Beton unter der Einwirkung wiederholter Lasten, allgemeine Auswirkung von Wechselbelastungen in Eisenbetontragwerken, Bruchberechnungsverfahren für Brücken, Instabilitätserscheinungen in Trägerstegen bei vorgespannten Balken, Schubbewehrung von vorgespannten Trägern, hauptsächlich solche in I-Form und unter gleichzeitiger Biegungsbeanspruchung usw.

Wir wiederholen zur Bestätigung die Erklärung, die wir uns an der Kongreßsitzung zu machen erlaubten, und zwar, daß der größte Teil dieser schwierigen Probleme gleichzeitig Gegenstand von intensiver Bearbeitung bei den verschiedenen verwandten Vereinigungen, wie es die IVBH, das CEB, die FIP und die RILEM darstellen, sind.

Die Forschungen könnten schrittweise in enger und vertrauter Zusammenarbeit nach äußerst genau detaillierten Programmen, wie sie durch zuständige Kommissionen der verschiedenen Vereinigungen ausgearbeitet werden könnten, durchgeführt werden. Es ist gar nicht utopisch, zu denken, daß die Arbeit solcher Delegationen zu versuchstechnischen Forschungen führen könnten, die gemeinsam durch verschiedene Länder realisiert und finanziert würden und die ganze Bauwerke oder gewisse Tragwerkselemente erfassen würden.