

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Freie Diskussion

Autor: Berger, L.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-642>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 04.10.2024

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

courant, avec $n = 15$, cette valeur varie entre 1,48 et 1,90, Nous savons bien que tous ces chiffres ne représentent que des valeurs calculées et que le calcul d'après la méthode courante donne une valeur apparente plus grande, pour la résistance à la compression par flexion, que celle que l'on obtient sur le cube de béton.

La dernière partie du travail se rapporte à la valeur de n et aux coefficients de sécurité dans la construction en béton armé. Il y est clairement établi que E_b et n varient avec l'augmentation de la résistance et de la contrainte relative.

La valeur $n = 15$ ne correspond par suite nullement, pour les mélanges maigres normaux accusant $W_{b,28} = 120 \text{ kg/cm}^2$, aux contraintes de rupture, mais seulement aux contraintes d'utilisation. Ce n'est que pour $W_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ que l'on a $n = 15$ pour les contraintes de rupture, lorsque l'on dépasse la limite d'écoulement des fers.

Pour les contraintes de rupture du béton normal, avec armatures normales, on a $n = 25$ à 32.

L'auteur exprime l'opinion qu'il serait désirable que les contraintes admissibles pour le béton et les fers soient choisies de telle sorte que les sécurités dans les deux matériaux, pour l'état considéré comme dangereux, soient à peu près équivalentes. Ceci impliquerait une notable augmentation de la contrainte admissible pour la compression à la flexion.

En ce qui concerne le béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle constant et étant donné les contraintes admissibles élevées, les calculs ne devraient pas être effectués avec $n = 15$, mais bien avec la valeur moyenne effective de n , qui donne pour le béton des contraintes moins favorables.

Dans le cas du béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle permanent, on ne devrait pas exiger des coefficients de sécurité plus élevés que pour le béton ordinaire ne faisant pas l'objet d'une surveillance. Il en résulte en effet des inconvénients d'ordre économique bien inutiles dans l'emploi des qualités du béton à haute résistance.

L'auteur en arrive à cette conclusion que la loi d'élasticité hyperbolique indiquée, avec une courbe relative d'allongement unique donne des résultats suffisants jusqu'à la rupture, pour toutes les valeurs de résistance du béton considérées, entre 100 et 300 kg/cm^2 , tant en ce qui concerne l'évaluation de la résistance à la compression en flexion que la variation et l'importance exacte des valeurs de n , ainsi d'ailleurs qu'en ce qui concerne la valeur exacte du coefficient de sécurité.

Les déductions de l'auteur ont été appuyées sur des essais au cube de béton et sur des mesures effectuées avec les moyens les plus simples; il serait donc bon de contrôler les chiffres fournis par des essais systématiques dans un laboratoire d'essai de matériaux bien équipé.

Dr. Ing. L. BERGER, Haïfa.

Die Feststellungen des Herrn Ing. G. Faber, dass die Durchbiegungen eines Eisenbetonbalkens selbst unter der Gebrauchslast zu einem beträchtlichen Teil

eine Funktion der Zeit sind und dass es sich bei der Frage der Beanspruchung von Eisenbetonbalken nicht um ein rein elastisches Problem handelt, kann aus eigenen Untersuchungen in vollem Umfange bestätigt werden.

Bringt man einen Kontrollbalken, wie sie auf Baustellen des öfteren für die Feststellung der Betonbiegedruckfestigkeit verwendet werden, durch rasches Aufbringen der Belastung in einigen Minuten zum Bruch, so erreichen die gemessenen Durchbiegungen sowohl unter der zulässigen Last wie unter der Bruchlast keineswegs die Werte, die man erreicht, wenn man die Last langsam im Laufe mehrerer Stunden aufbringt. Bringt man den Balken nicht zum Bruch, sondern lässt man die zulässige Last mehrere Tage auf dem Balken ruhen, so kann man feststellen, dass die Durchbiegungen sich im Laufe dieser Tage ebenfalls beträchtlich steigern.

Einen besonders augenfälligen Beweis für die Richtigkeit der von Herrn Faber getroffenen Feststellungen haben die von mir durchgeführten Durchbiegungsmessungen beim Bau der Sophienbrücke in Bamberg erbracht. Es handelte sich hierbei um die Untersuchung der als Balkenträger 45 m weit gespannten Mittelöffnung. Zwei Stunden nach erfolgter Absenkung des Lehrgerüsts betrug die grösste Durchbiegung in Balkenmitte nur 8 mm. Nach 11 Tagen hatte sich diese Durchbiegung auf 21 mm und nach 82 Tagen auf 29 mm erhöht. Zieht man von diesen Durchbiegungen die ebenfalls gemessenen Pfeiler- und Auflagersetzungen ab, so ergibt sich eine Steigerung der Durchbiegung von 7 mm auf 26 mm, d. i. eine 3,7 fache Vergrösserung der Durchbiegung, ohne dass irgendwelche erkennbare Risse aufgetreten wären. Die Messungen des Herrn Faber, die er nach seinem Bericht an kleinen Probek balken vorgenommen hat, sind also hier an einem grossen ausgeführten Brückenbauwerk in vollem Umfang bestätigt worden.

Es kann keinem Zweifel unterliegen, dass diese Tatsachen im Widerspruch mit der bisher allein als gültig anerkannten Elastizitätstheorie stehen.

Traduction.

L'opinion émise par M. O. Faber, suivant laquelle les fléchissements d'une poutre en béton armé, même sous l'influence de la charge normale, sont dans une large mesure fonction du temps, le problème des contraintes dans les poutres en béton armé n'étant ainsi pas seulement un problème d'élasticité, peut être confirmée pleinement par des recherches expérimentales convenables.

Considérons par exemple une poutre d'essai, telle que celles que l'on emploie fréquemment sur les chantiers pour déterminer la résistance du béton à la compression par flexion et soumettons cette poutre à l'action d'une charge croissant très rapidement jusqu'à obtenir la rupture. Les fléchissements mesurés, tant au passage à la charge admissible, que pour la charge de rupture de la poutre, ne seront nullement identiques à ceux que l'on obtiendrait en appliquant les mêmes efforts lentement en quelques heures. Si l'on ne pousse pas l'essai jusqu'à la rupture, mais que l'on s'arrête pendant plusieurs jours à la charge normale, on peut alors constater qu'au cours de ces quelques jours, les flèches augmentent encore d'une manière importante.