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

Band: 1 (1932)

Artikel: Diskussion

Autor: Stüssi, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-666

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: 26.12.2025

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

Résumé.

L'auteur donne les résultats d'expériences effectuées sur le Pont de l'Europe à Paris. Les poutres du tablier sont composées de tôles et cornières et leurs membrures seules sont enrobées.

Ces résultats conduisent à la conclusion que le béton d'enrobement tendu et comprimé intervient totalement dans la résistance de l'ouvrage pour les surcharges et qu'on pourrait envisager, après confirmation par d'autres essais, de tenir compte de ce concours dans les calculs.

Zusammenfassung.

Der Verfasser gibt die Versuchsergebnisse der Messungen an der Brücke « Pont de l'Europe » in Paris bekannt. Die Fahrbahnträger sind aus Stehblechen und Winkeleisen gebildet und allein ihre Gurtungen sind umhüllt.

Diese Ergebnisse führen zur Folgerung, dass sich der gezogene und gedrückte Umhüllungsbeton für die Verkehrslasten vollständig am Spannungszustand der Konstruktion beteiligt und dass man auf Grund der Bestätigung dieser Beobachtung durch andere Versuche vorsehen könnte, dieses Mitwirken in den Berechnungen zu berücksichtigen.

Summary.

The author gives the results of tests made on the Pont de l'Europe in Paris. The beams of the flooring are formed of steel plate and angle iron, and only their booms are encased in concrete.

These results lead to the conclusion that the concrete casing, in tension and in compression, contributes fully to the strength of the structure for the traffic loads, and that it is possible to foresee this being taken into account in calculations, after these observations have been confirmed by further other investigations.

Dr. sc. techn. F. STÜSSI,

Oberingenieur der Eisenbaugesellschaft Zürich.

1. Gegenstand.

Um festzustellen, in welchem Masse die Tragfähigkeit von eisernen Trägern durch die Verbundwirkung mit Beton, der ja in vielen Fällen schon aus konstruktiven Gründen angeordnet wird, vergrössert werde, entschloss sich die Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Eisenhochbau- Fabriken (T.K.V.S.B.) auf Vorschlag von Dipl. Ing. P. Sturzenegger, Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich, zur Durchführung von Versuchen mit einbetonierten Walzträgern [1].

1. Hier wird nur auf die für die Praxis wichtigsten Versuchsresultate (Brucherscheinungen, Steifigkeit, Tragfähigkeit) eingetreten. Die Beobachtungen über den Spannungsver-

Abb. 1 zeigt den Querschnitt der Versuchsträger. Doppelträger wurden gewählt, um Torsionsbeanspruchungen aus nicht genau in Trägerebene liegendem Kraftangriff zu vermeiden. Die Breite der die beiden Eisenträger I 14 verbindenden Betonplatte von 8,0 cm Stärke wurde mit $b = 60, 90$ und 120 cm verschieden gewählt, um den Einfluss einer Veränderung der mitwirkenden Betonfläche bei sonst gleichen Abmessungen feststellen zu können. Die Betonplatte erhielt in halber Höhe eine leichte Querbewehrung aus Rundeisen ø 6 bis 8 mm in Abständen von ca. 30 cm [1].

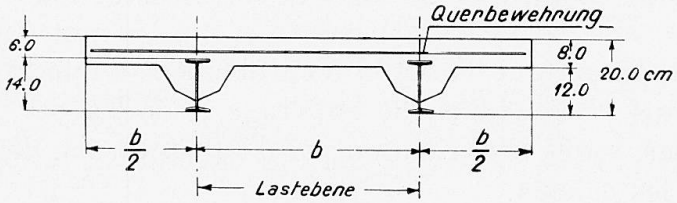

Fig. 1. — Section des poutres d'essai.
Querschnitt der Versuchsträger.
Section through the test beams.
Armatures transversales = Querbewehrung.
Transverse reinforcement.
Plan de charge = Lastebene = Load level.

Die elastischen Eigenschaften der beiden Baustoffe : St. 37 der Träger I 14 mit einer Zugfestigkeit von 3,84 t/cm² und Beton (300 kg Portlandzement auf 1200 l Sand und Kies) sind in Abb. 2 dargestellt. Diese Spannungsdehnungsdiagramme stellen die Mittelwerte aus je 6 Versuchen dar [2].

Die Versuchsträger wurden durch eine hydraulische Pumpe belastet, deren Druck P durch ein System von sich kreuzenden Balken je zu einem Viertel auf die Drittelspunkte der Einzelträger übertragen wurde. (Abb. 3). Die Drucküberragung erfolgte durch Kugellager und die Träger waren an beiden Enden auf Rollen gelagert, wodurch Reibungskräfte vermieden und streng symmetrische Beanspruchungsverhältnisse erreicht wurden.

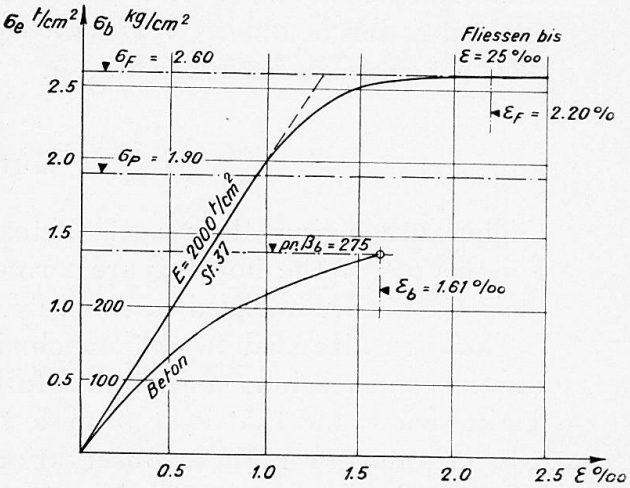

Fig. 2. — Diagramme des allongements.
Spannungsdehnungsdiagramme.
Stress-strain diagram.
Écoulement jusqu'à... = Fliessen bis...
Yield up to...
Béton = Beton = concrete.

Bei der praktischen Ausführung beansprucht in der Regel das Eigengewicht der weich aufgebrachten Betonmasse und des Trägers den Eisenquerschnitt allein, bevor der Verbundquerschnitt (Eisen + abgebundener Beton) zur Wirkung kommt. Um den Einfluss dieser « Vorspannung » auf die Bruchlast des Verbundquerschnittes beobachten zu können, wurde

lauf in Verbundträgern sollen in einer späteren Veröffentlichung der T.K.V.S.B. bekannt gegeben werden.

1. Der Querschnitt einer Vorversuchsreihe ohne Querbewehrung ist in den Abb. 6a und 8 ersichtlich.

2. Die Spannungsdehnungsdiagramme der Zugproben aus St. 37 und der Druckproben an Betonprismen 12 × 12 × 36 cm wurden an der Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E.T.H. in Zürich aufgenommen. Dabei besassen die Betonprismen gleiches Alter (5 Wochen) wie die Versuchsträger bei ihrer Prüfung, welche in den Werkstätten der Eisenbaugesellschaft Zürich durchgeführt wurde.

die Hälfte der Versuchsträger vor dem Betonieren durch angehängte Gewichte mit einer Beanspruchung von $\sigma_0 = 1{,}0$ t/cm² vorbelastet (Versuche A). Aus dem Vergleich mit den Versuchen B, bei denen auch das Eigengewicht infolge der durchgehenden Unterstützung während Herstellung und Abbindezeit erst auf den Verbundträger wirken konnte, ergab sich der Einfluss der Vorspannung auf die Tragfähigkeit.

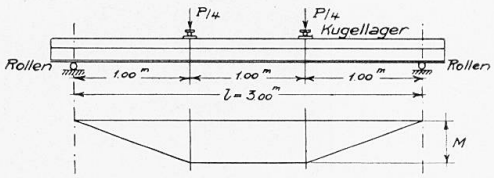

Fig. 3. — Schéma de mise en charge.
Belastungsschema.
Arrangement of loading.
Paliers à billes = Kugellager.
Ball bearings.
Rouleaux = Rollen = Rolls.

Ausgehend von der Auffassung, dass die jungfräuliche Belastung für die Beurteilung der Sicherheit eines Verbundträgers massgebend ist [1], wurde die Belastung stufenweise, ohne zwischengeschaltete Entlastungen, bis zur Zerstörung der Versuchsträger gesteigert. Die Abbildungen 4 und 5 zeigen die Anordnung der Versuchseinrichtung.

2. Die Brucherscheinungen.

Durch Ueberwinden der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen trat ein Gleiten des Trägers im Beton ein. Dieses Gleiten äusserte sich ruckweise und

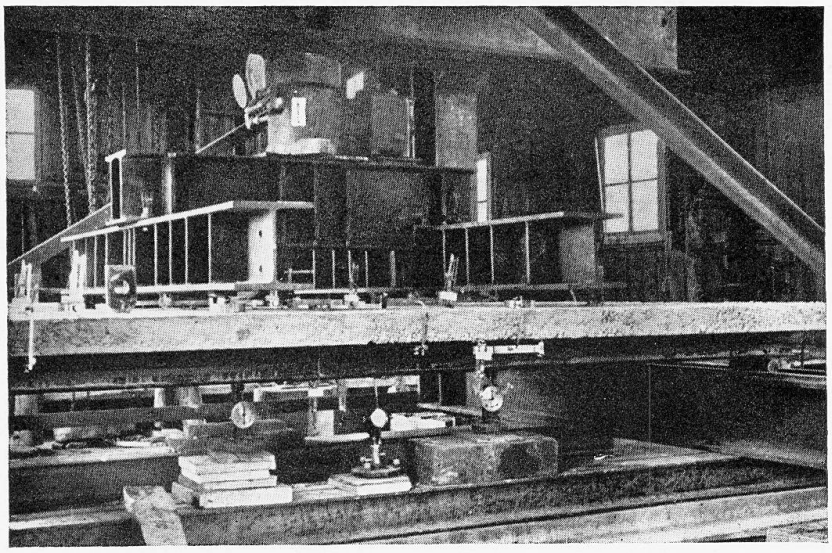

Fig. 4. — Dispositif d'essai avec poutres, avant l'essai.
Versuchseinrichtung mit Trägern vor dem Versuch.
Testing arrangement with beams, before the test.

vergrösserte sich bei andauernder Belastung bis auf rund 3 cm (Abb. 6). Bei den Haken, die zur Handhabung der Versuchsbalken auf den Eisenträgern aufgeschweisst waren, wurde dabei der Beton zerdrückt. (Abb. 7.)

Die Querverbiegung der Betonplatten infolge der wagrechten Schubspan-

1. Wir schliessen uns damit der Auffassung F. von Empergers an. Vgl. : v. Emperger : Verbundsäulen. Vorbericht zum Pariser Kongress 1932, S. 600.

nungen äusserte sich beim Bruch in einem starken Längsriss über den I-Trägern. Dadurch, bezw. durch die schon vorher auftretenden starken Quer-

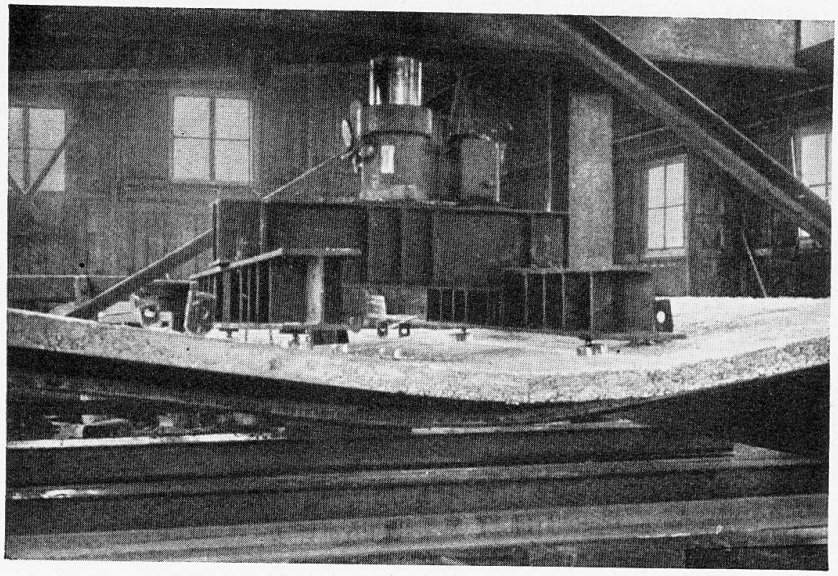

Fig. 5. — Dispositif d'essai avec poutres, après l'essai.
Versuchseinrichtung mit Träger nach dem Versuch.
Testing arrangement with beams, after the test

dehnungen, wird auch die Haftfestigkeit bis zur Möglichkeit des Gleitens vermindert (Abb. 8).

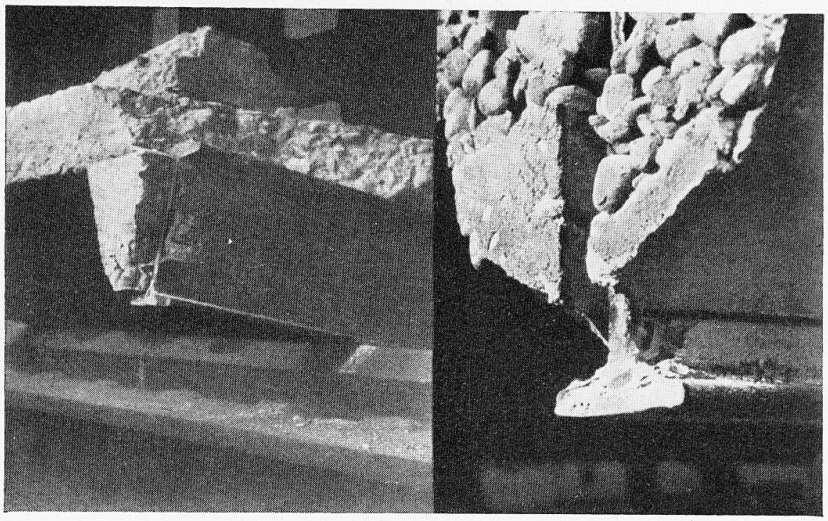

Fig. 6. — Déplacement des poutres aux extrémités.
Gleiten der Träger, Trägerende.
Slipping of the beams at the ends.

Auffallend war das späte Auftreten der ersten Zugrisse; selbst in den Vouten, den Betonfasern stärkster Dehnung, traten sie erst oberhalb der halben Bruchlast auf. Die gemessenen entsprechenden Dehnungen des Eisens betrugen

dabei rd. 0,8 ‰. In der Platte traten Zugrisse erst im letzten Drittel des Belastungsvorganges auf (Abb. 9, Abb. 10).

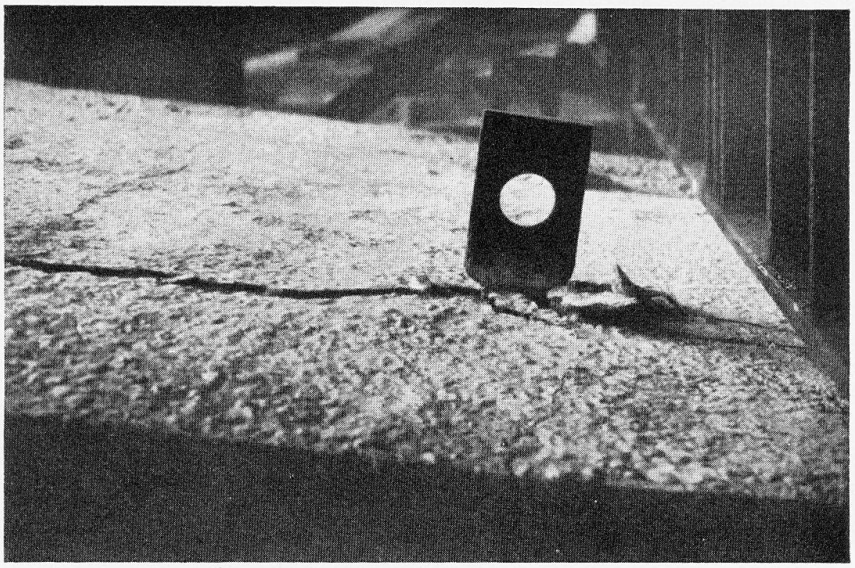

Fig. 7. — Déplacement des poutres et destruction du béton aux crochets de mise en charge.
Gleiten der Träger, Betonzerstörung bei Lasthaken.
Slipping of the beams. Breakdown of concrete at load hooks.

Bei einzelnen Trägern konnte ungefähr gleichzeitig mit dem Gleitbeginn auch eine beginnende Zerstörung des Betons durch Druck festgestellt werden,

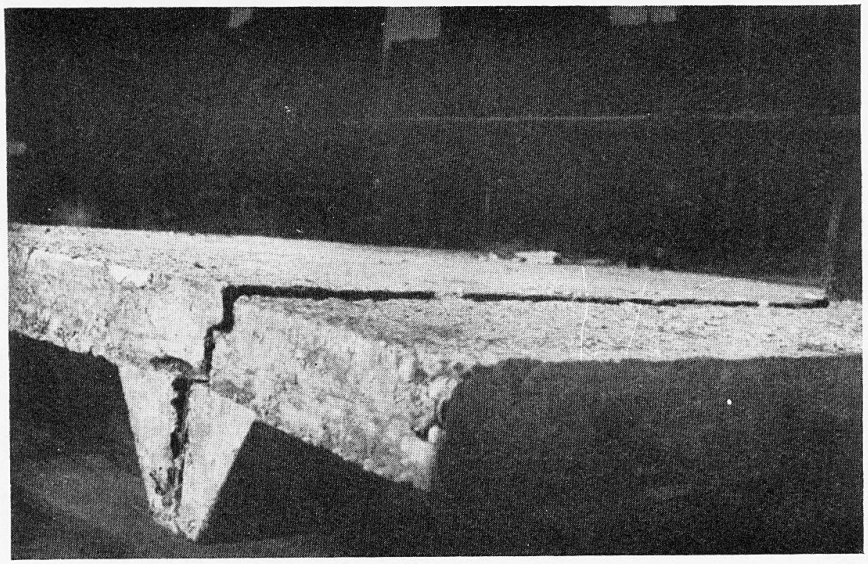

Fig. 8. — Fissure longitudinale avec déplacement de la poutre.
Längsriss mit Gleiten des Trägers.
Longitudinal crack, with slipping of the beam.

so besonders bei den Versuchsträgern mit der kleinsten Plattenbreite $b = 60$ cm (Abb. 11). Stark ausgeprägt war die Druckzerstörung beim Nebenversuch C, bei dem durch quer auf die I-Träger aufgeschweisste und in den

Beton eingreifende Flacheisen das Gleiten vollständig verhindert worden war.

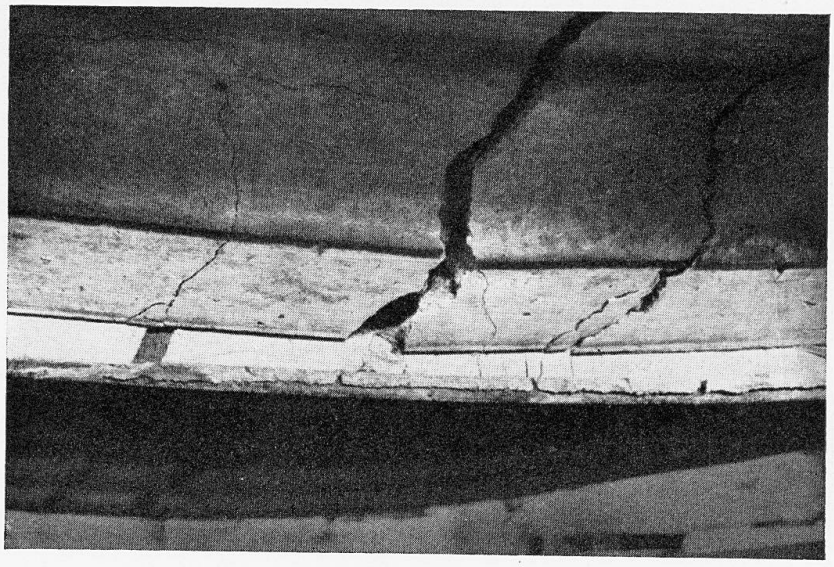

Fig. 9. — Fissures de traction dans les voûtins (à la rupture).
Zugrisse in den Vouten (Bruchzustand).
Tensile cracks in the arches (Condition at rupture).

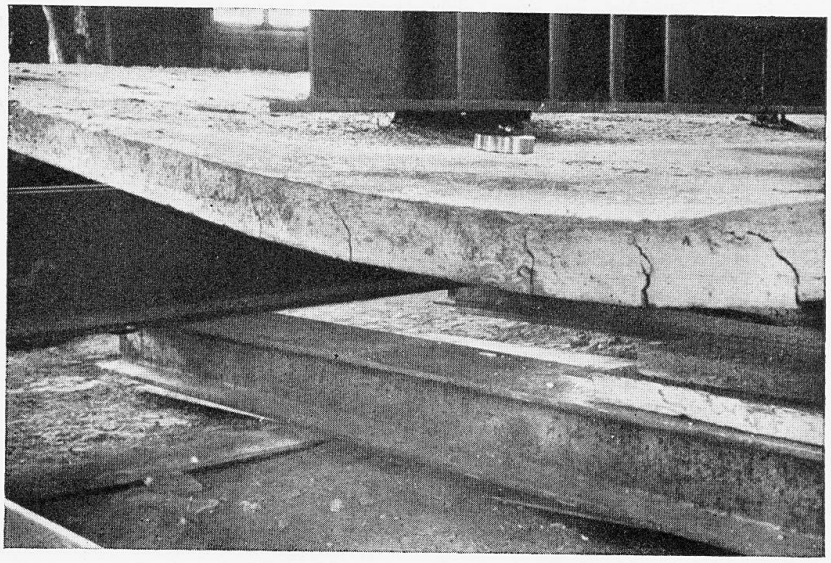

Fig. 10. — Fissures de traction sur les bords de la dalle (à la rupture).
Zugrisse am Plattenrand (Bruchzustand).
Tensile cracks at the edges of slab (Condition at rupture).

3. Durchbiegungen.

In Abb. 12 [1] sind die beobachteten Durchbiegungen von Versuchsträgern B

1. Als Masstab der Belastungen wurde, wie auch in den spätern Abb. 13 und 15, das maximale Biegungsmoment eines Einzelträgers, also des halben Querschnitts nach Abb. 1, aufgetragen.

(ohne Vorbelastung der I-Träger) mit den in üblicher Weise mit $n = 10$ [1] berechneten Werten verglichen. Die gemessenen Durchbiegungen sind im Bereiche der Gebrauchslast kleiner als die berechneten. Die bedeutende Zunahme der Steifigkeit einer Trägerdecke durch die Mitwirkung des Betons im Verbundquerschnitt wird durch Vergleich mit der in Abb. 12 ebenfalls eingetragenen Durchbiegung des I-Trägers allein anschaulich [2].

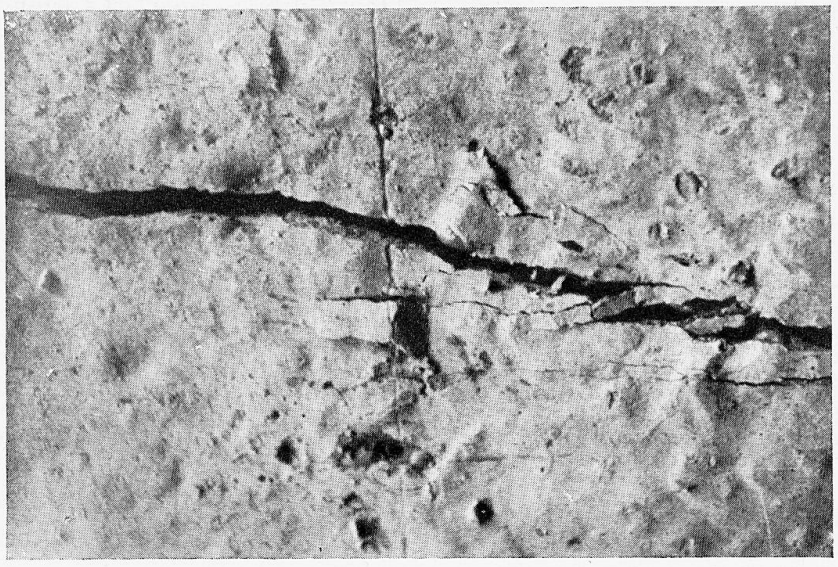

Fig. 11. — Fissure longitudinale et destruction du béton par compression.
Längsriss und Druckzerstörung des Betons.
Longitudinal cracking and destruction of the concrete by pressure.

4. Tragfähigkeit.

Zur Beurteilung der beobachteten Tragfähigkeit der Versuchsträger wurden die Bruchmomente der Verbundquerschnitte auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme der Abb. 2 und folgender Voraussetzungen berechnet :

a. die Querschnitte bleiben eben [3],
b. es trete kein Gleiten der I-Träger im Beton ein.

---

1. $n = 10$ = Verhältnis des Elastizitätsmoduls von Eisen zum Druckelastizitätsmodul von Beton ; Beton der Zugzone vernachlässigt.

2. Selbstredend sind Durchbiegungen infolge Vorbelastung der eisernen I-Träger getrennt von den Durchbiegungen der Verbundträger zu ermitteln.

3. Die durchgeführten Dehnungsmessungen zeigten, dass diese Voraussetzung nicht genau zutrifft. Nach unserer Auffassung liegt ein Grund für das Nichtebenbleiben der Querschnitte in folgendem Umstand : Summiert man in einem Balkenelement zwischen zwei benachbarten Querschnitten einerseits die Druckspannungen von Betonoberkante abwärts und andererseits die Zugspannungen von I-Trägerunterkante aufwärts, so sind die beiden Summen (= Schubkraft) bei der Nullinie, oder, wenn diese oberhalb des I-Trägers verläuft und bei Ausschluss von Betonzugfestigkeit, auch auf der I-Trägeroberkante einander gleich. In dieser Ebene muss demnach die Schubkraft vom Beton auf das Eisen übergehen. Da sie sich in Wirklichkeit jedoch auf einen grösseren Teil des I-Trägerumfanges verteilen wird, kann der Spannungsverlauf auch bei Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes nicht mehr geradlinig sein und die Querschnitte können nicht mehr eben bleiben. Der Einfluss auf die Grösse der Bruchmomente scheint jedoch gering zu sein.

Abb. 13 enthält den Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Bruchmomenten. Mit Ausnahme der Träger mit kleinster Plattenbreite liegen die Versuchswerte unter den theoretisch ermittelten. Der Unterschied zwischen Versuch und Rechnung entspricht offenbar der Tragfähigkeitsverminderung infolge des Gleitens der Träger im Beton. Der Abfall beträgt hier im ungünstigsten Falle weniger als 20 %. Bei den Trägern mit $b = 60$ cm liegen die Versuchswerte etwas höher als die der Rechnung; da bei diesen auch deutliche Druckzerstörung festzustellen war, das Gleiten also erst in dem Moment eintrat, als die Betonfestigkeit annähernd erreicht war, bestätigen sie die Richtigkeit der rechnerisch ermittelten Bruchmomente bei erfüllter Voraussetzung b. Ebenfalls eine Bestätigung der Rechnung liefert der in Abb. 15 eingetragene Nebenversuch C mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten.

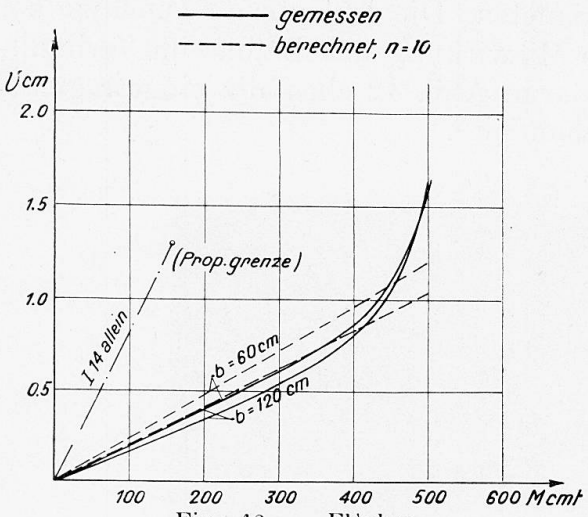

Fig. 12. — Flèches.
Durchbiegungen = Deflection.
Limite de proportionnalité.
Proportionalitätsgrenze.
Limit of proportionality.
Poutrelle I 14 seule = Träger I 14 allein.
Girder I 14 alone.
Mesurées = gemessen = measured.
Calculées = berechnet = calculated.

Für die Bemessung und konstruktive Ausbildung von Verbundträgern folgen aus diesen Feststellungen zwei Möglichkeiten:

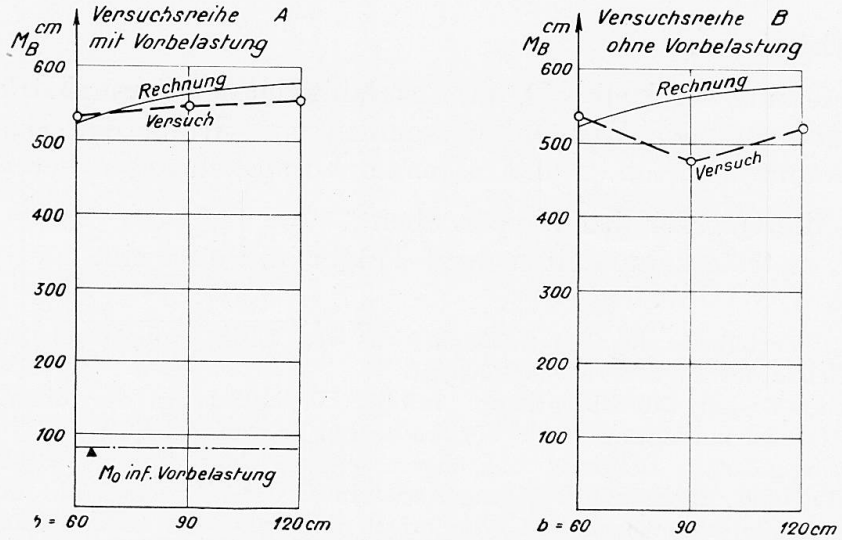

Fig. 13. — Moments de rupture.
Bruchmomente.
Moments at rupture.
série d'essais effectués avec charge préliminaire.
Versuchsreihe mit Vorbelastung.
series of tests with preliminary leading.
....sans.... = ...ohne.... = ...without....
résultat calculé = Rechnung = calculated.
résultat de l'essai = Versuch = test result.
M_0 dû à la charge préliminaire = M_0 inf. Vorbelastung = M_0 due to preliminary loading.

a. Das Gleiten der Träger im Beton wird durch besondere konstruktive Massnahmen verhindert. Als solche kommen Rundeisenbügel, die durch Löcher in den Stegen der I-Träger durchgesteckt werden, in Frage. Bei einer derartigen Anordnung darf der Bemessung das volle rechnerische Bruchmoment zu Grunde gelegt werden.

b. Falls keine besondere Sicherung gegen das Gleiten der Träger im Beton vorgesehen wird, ist mit einer verminderten Tragfähigkeit zu rechnen. Nach den Resultaten der allerdings nicht sehr zahlreichen T.K.V.S.B.-Versuche ist diese Tragfähigkeitsverminderung mit 20 °/₀ genügend berücksichtigt.

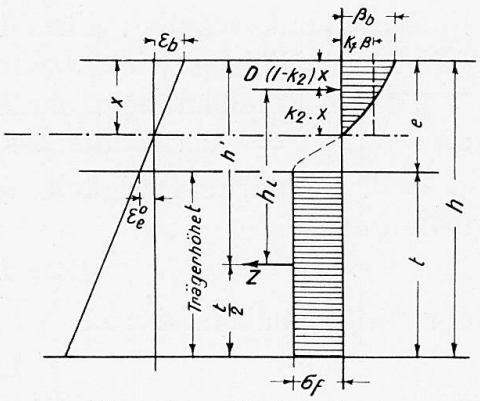

Fig. 14. — Désignations.
Bezeichnungen = Signs used.
Hauteur des poutres = Trägerhöhe.
Height of girders.

Bei der Versuchsreihe A mit Vorbelastung der I-Träger ist dadurch die Gesamtbruchlast gegenüber Trägern ohne Vorbelastung nicht vermindert worden, eine Feststellung, die mit der theoretischen Untersuchung übereinstimmt. Wir folgern daraus, dass mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Bruch der Bemessung von Verbundquerschnitten nur das gesamte Maximalmoment zu Grunde gelegt werden muss, unabhängig davon, ob ein Teil der Belastung anfänglich auf die Eisenträger allein aufgebracht werde oder nicht [1].

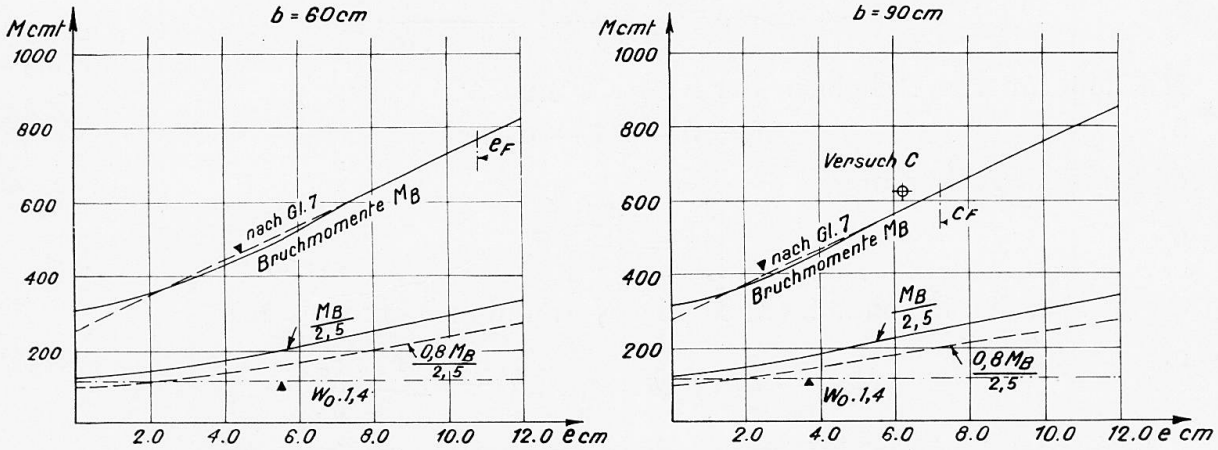

Fig. 15. — Influence de l'épaisseur *e* de la dalle proprement dite.
Einfluss der Ueberdeckungshöhe e.
Influence of the thickness of covering *e*.
suivant équation 7 = nach Gleichung 7 = according to equation 7.
moments de rupture = Bruchmomente = moments at rupture.

Der Umstand, dass Vorbelastungen der Eisenträger die Gesamtbruchlast des Verbundträgers nicht beeinflussen, lässt den Rückschluss zu, dass das Schwinden des Betons zwar die Risslast vermindern kann, dagegen ohne Einfluss auf die Bruchlast ist.

Die erwähnte Berechnung des Bruchmomentes eines Verbundquerschnittes

1. Mit Rücksicht auf das Eintreten bleibender Formänderungen erscheint allerdings eine gewisse Beschränkung der Vorbelastung angezeigt.

auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme beider Baustoffe ist im allgemeinen sehr zeitraubend, sodass sie für die praktische Bemessung kaum in Frage kommt. Es lässt sich jedoch eine Bedingung für die Querschnittsform angeben, unter welcher beim Bruch sich der ganze Eisenquerschnitt im Fliesszustand befindet. Für diesen Fall ist die Grösse des Bruchmomentes durch eine Gleichgewichtsbedingung allein festgelegt [1].

Mit den Bezeichnungen der Abb. 14, die sich auf den Bruchzustand bezieht, und mit F_e = Querschnitt des eisernen Trägers, σ_F = Fliessbeanspruchung, β_b = Prismendruckfestigkeit des Betons ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

1) $$D = k_1 . \beta_b . b . x = Z = F_e \cdot \sigma_F$$

der Nullinienabstand x zu

2) $$x = \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 . \beta_b . b}$$

Die Eisendehnung am obern I-Trägerrand beträgt

3) $$\varepsilon_e{}^o = \varepsilon_b \cdot \frac{e - x}{x} = \varepsilon_b \cdot \left(\frac{e}{x} - 1.\right)$$

Sobald $\varepsilon_e{}^o \geqslant \varepsilon_F$, befindet sich der ganze Eisenquerschnitt im Fliesszustand und die Bedingung für den beschriebenen Bruchzustand folgt aus den Gleichungen 2 und 3 zu

4) $$e \geqslant e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b . b} .$$

Mit dem inneren Hebelarm der Kräfte D und Z

5) $$h_i = h' - (1 - k_2) . x$$

und mit der Abkürzung

6) $$k = \frac{1 - k_2}{k_1}$$

ergibt sich das Bruchmoment M_B des Verbundquerschnittes zu

7) $$M_B = Z . h_i = F_e . \sigma_F . \left(h' - k . \frac{F_e \cdot \sigma_F}{\beta_b . b}\right).$$

Der Wert von k ist für verschiedene Betonarten nur sehr wenig veränderlich; er darf mit $k = 0{,}55$ bis $0{,}60$ in die Berechnung eingeführt werden.

In Abb. 15 sind die berechneten Bruchmomente M_B für Plattenbreiten $b = 60$ und $b = 90$ cm bei wachsender Ueberdeckungshöhe e aufgetragen. Die Abweichungen der genau berechneten Werte für $e < e_F$ gegenüber den nach Gl. 7 ermittelten sind gering. Gl. 7 erlaubt somit allgemein die direkte Bestimmung der Bruchlast von auf Biegung beanspruchten Verbundträgern in guter Annäherung.

Vergleicht man die durch den beabsichtigten Sicherheitsgrad dividierten

1. Vergl. Stüssi : Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton - Rechteckbalkens. Abhandlungen der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, I. Band, Zürich, 1932.

Werte von M_B mit der für den I-Träger allein zulässigen Belastung, so ergibt sich, dass die Verbundwirkung erst von einer gewissen Ueberdeckungshöhe *e* an eine nennenswerte Vergrösserung der Tragfähigkeit bewirkt. Im Beispiel der Abb. 15 mit Beton von 275 kg/cm² Prismendruckfestigkeit ist 2,5 -fache Sicherheit gegen Bruch angenommen. Die Linie M_B : 2,5 entspricht einem Verbundquerschnitt mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten, während die Werte 0,8. M_B : 2,5 für Verbundträger ohne Gleitsicherung in Frage kommen. Für den Vergleich mit dem Eisenquerschnitt I 14 allein wurde die zulässige Biegungsbeanspruchung mit 1,4 t/cm² angenommen.

Die vorgelegten Ausführungen stützen sich auf eine kleine Anzahl von Versuchen, deren Weiterführung mit dem Zweck der weiteren Prüfung und Bestätigung dieser ersten Ueberlegungen und Resultate wünschenswert ist. Die die Haftfestigkeit zwischen I-Trägern und Beton betreffenden Fragen, wie z.B. die Grösse der die Gleitsicherung beanspruchenden Schubkräfte, wären ebenfalls auf dem Versuchsweg abzuklären.

Traduction.

1. Objet.

La Commission Technique du Syndicat des Ateliers Suisses de Construction de Ponts et Charpentes Métalliques, que l'on désigne généralement sous les initiales « T.K.V.S.B. », a pris, suivant la proposition du Dipl. Ing. P. Sturzenegger, directeur de la Société de Constructions Métalliques de Zurich, la décision de procéder à des essais sur profilés enrobés de béton, en vue de déterminer dans quelle mesure la capacité portante de ces éléments peut se trouver accrue par l'influence de l'enrobage, ce dernier étant d'ailleurs très souvent prévu déjà pour des raisons de construction [1].

La figure 1 représente la section de la poutre d'essai. On a choisi la poutre à armature double, afin d'éviter les contraintes de torsion qui pourraient résulter de l'application d'efforts situés non exactement dans le plan de la poutre. La largeur de la dalle de béton reliant entre elle les deux profilés I 14, et qui a une épaisseur de 8 cm., a été fixée à $b = 60{,}90$, et 120 cm, afin de pouvoir déterminer, toutes autres dimensions restant les mêmes, quelle pouvait être l'influence d'une modification de la surface de béton adjointe. Cette dalle de béton intermédiaire a été munie, à la moitié de sa hauteur, d'une armature transversale légère, constituée par des fers ronds de 6 à 8 mm, admettant entre eux des écartements de l'ordre de 30 cm [2].

Les caractéristiques élastiques des deux matériaux : l'acier St. 37 pour la poutre I 14, admettant une résistance à la traction de 3,84 t/cm² et le béton (mélange à 300 kg de ciment Portland pour 1200 litres de sable et de gravier),

1. Il ne sera mentionné dans ce qui suit que les résultats d'essais qui présentent un intérêt particulier dans la pratique (phénomènes de rupture, rigidité, capacité portante). Les résultats des observations concernant l'allure de variation des contraintes dans les poutres enrobées de béton seront publiés dans une communication ultérieure de la T.K.V.S.B.

2. On remarquera, sur les figures 6*a* et 8, la section qui a été adoptée pour une série d'essais préliminaires, et qui ne comporte pas d'armature transversale.

vrement croissante. Les écarts entre les valeurs calculées avec précision pour $e < e_F$ par rapport aux valeurs déduites de l'équation (7) sont faibles. L'équation (7) permet donc de déterminer, d'une manière générale et suffisamment approchée, la charge de rupture des poutres enrobées sollicitées à la flexion.

Si l'on compare les valeurs obtenues en divisant M_B par le coefficient de sécurité envisagé, on constate que l'intervention de l'enrobage ne se manifeste par une amélioration notable de la capacité de charge qu'à partir d'une certaine hauteur de recouvrement e. Dans l'exemple de la figure 15, avec un béton accusant sur le prisme une résistance à la compression de 275 kg/cm², on a admis un coefficient de sécurité de 2,5. La courbe $M_B/2{,}5$ correspond à une section enrobée comportant un dispositif empêchant le glissement, tandis que les valeurs $0{,}8 . M_B : 2{,}5$ concernent des poutres enrobées ne comportant pas de protection contre le glissement. Pour la comparaison avec la section du fer de la poutrelle I 14 seule, on a adopté une contrainte de flexion admissible de 1,4 t/cm².

Les résultats exposés ci-dessus s'appuient sur un petit nombre d'essais ; il est à désirer que ces essais soient poursuivis, afin d'obtenir confirmation de ces considérations et résultats de début. Il conviendrait également d'étudier expérimentalement les questions qui se rapportent à l'adhérence entre les poutrelles en I et le béton, comme par exemple la valeur des efforts de cisaillement susceptibles d'affecter la sécurité contre ce glissement.

Zusammenfassung.

1. Die Tragfähigkeit eiserner Walzträger nimmt durch die Verbundwirkung mit Beton bei wachsender Ueberdeckungshöhe zu.

2. Die natürliche Haftfestigkeit zwischen Beton und steifer Bewehrung genügt nicht, um eine gemeinsame Tragwirkung beider Baustoffe bis zu ihrer Ausnützung zu gewährleisten. Die Abminderung der Tragfähigkeit infolge des Gleitens der I-Träger im Beton beträgt nach den T.K.V.S.B. -Versuchen bis zu 20 %. Falls volle Materialausnützung angestrebt wird, ist die Anordnung einer konstruktiven Gleitsicherung notwendig.

3. Durch eine Vorbelastung der Eisenträger vor dem Betonieren (z.B. durch Deckeneigengewicht) wird die Gesamtbruchlast nicht vermindert.

4. Die Durchbiegungen von Verbundträgern infolge Gebrauchslast können mit Hülfe des Trägheitsmomentes des kombinierten Querschnittes, bei normalem Kiesbeton berechnet für $n = 10$, bestimmt werden.

5. Die angegebene Berechnungsmethode erlaubt die direkte Bestimmung der Bruchlast und damit die Bemessung von Verbundquerschnitten mit beabsichtigtem Sicherheitsgrad.

Résumé.

1. La capacité de charge d'un profilé métallique sous l'influence de l'enrobage du béton augmente lorsque la hauteur de recouvrement croît.