

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

**Band:** 1 (1932)

**Rubrik:** Participants in the discussion of question VII A4

### **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:** 05.04.2026

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

fait pour ne pouvoir supporter que le poids propre de l'ouvrage pendant la construction, peut fort bien, l'intervention du béton de remplissage et d'enrobage aidant, supporter également la charge utile.

Ce mode d'exécution réunit les avantages que présente l'ossature métallique (gain de temps, prix de revient plus faible, possibilité de faire le montage sans avoir à tenir compte du temps) à ceux du béton (sécurité contre le feu, participation du béton à la charge à supporter, etc...) et permet d'élever le niveau commun du travail. Si la construction en béton armé en treillis, telle l'a exposée Lossier paraît constituer une fausse route, déjà critiquée d'ailleurs, la fusion de l'ossature métallique et du béton armé n'en est pas moins l'une des solutions les plus intéressantes de l'avenir. Il ne suffit toutefois pas de déterminer uniquement dans quelle mesure l'armature métallique rigide et le béton de remplissage et d'enrobage sont susceptibles de « s'associer » ; il est également essentiel d'arriver à une solution satisfaisante en ce qui concerne la liaison entre les appuis munis d'armatures rigides, les poutrelles de plancher et les sous-poutres elles-mêmes. Les recherches expérimentales doivent donc être poursuivies dans le sens ci-dessus, en vue de réaliser des assemblages parfaitement sains et pratiques. C'est dans ce sens que le Groupement Allemand de la Construction Métallique (Stahlbauverband) a établi son programme.

#### VII A 4.

##### POUTRELLES MÉTALLIQUES COMBINÉES AVEC DU BÉTON OU DU BÉTON ARMÉ ET TRAVAILLANT A LA FLEXION

##### PROFILTRÄGER, KOMBINIERT MIT BETON ODER EISENBETON, AUF BIEGUNG BEANSPRUCHT

##### GIRDERS, COMBINED WITH CONCRETE OR REINFORCED CONCRETE, SUBJECTED TO BENDING

C. H. LOBBAN, D. Sc.,

Chartered Civil Engineer, London.

Voir « Publication Préliminaire », p. 647. — Siehe « Vorbericht », S. 647.  
See " Preliminary Publication ", p. 647.

#### Participants à la discussion

*Diskussionsteilnehmer*

#### Participants in the discussion :

Dr. Ing. G. v. KAZINCZY.

Baurat, Budapest.

Es ist schon lange bekannt, dass die Durchbiegungen der einbetonierten Deckenträger kleiner ausfallen, als die der nicht ummantelten. Da die Spannungen von der Verformung des Trägers abhängen, entsteht die Frage,

ob man solche Träger nicht günstiger berechnen könnte. Es gelingt nicht, die grössere Tragfähigkeit theoretisch nach der üblichen Berechnungsweise zu ermitteln, weshalb das Problem durch Versuche erforscht werden muss.

I. — Amtliche Versuche des Verfassers.

Bei einem Neubau hat der Unternehmer kleinere Profile verwendet, als die Baubehörde es ihm zugelassen hatte. Die nach Art Abb. 1 ausgebildete Decke wurde durch Probelastung untersucht. Die Decke lag unter dem Dachboden,

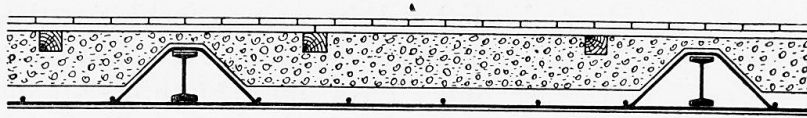
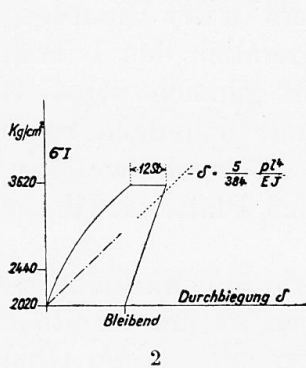


Fig. 1.

von Einspannung war somit keine Rede. In Abb. 2 sind die Durchbiegungen aufgetragen.

Es ist zu ersehen, dass die Durchbiegungen tatsächlich kleiner sind als die theoretischen, aber nach einer Ruhepause von 12 Stunden erreichen sie die letzteren und es bleiben beträchtliche Durchbiegungen zurück.



2

Fig. 2. — fléchissement = Durchbiegung = deflection = permanent = bleibend = permanent.

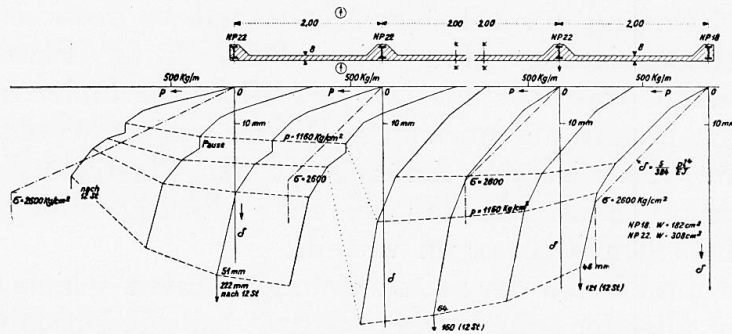


Fig. 3.

Fig. 4.

Weitere Versuche hat der Ungarische Deckenausschuss, dessen Mitglied der Verfasser ist, mit der materiellen Unterstützung des Vereins der Budapester Baumeister durchgeführt. Späterhin hat der Verfasser diese Versuche im Zusammenhang mit amtlichen Prüfungen eines neuen Leichtprofils ergänzt.

II. — Versuche des Ungarischen Deckenausschusses.

Die Art des Einbetonierens des Deckenträgers, welche durch Versuche erprobt wurde, ist in Abb. 1 zu sehen.

Der Ausschuss wollte die I-Träger-Eisenbetondecke so untersuchen, dass ein Versuchsobjekt aus 4 gleich hohen I-Trägern (NP 22) mit 3 Eisenbetonplatten bestehen und nur die Platten belastet sein sollten. Es war nämlich zu befürchten, dass sich der Beton während der Formänderung der Platte von den Stahlträgern lösen und so auf die Träger keine versteifende Wirkung

mehr ausüben würde. Wir haben diese Trennung in der Tat an mehreren Stellen beobachten können. Die Auswertung der Versuche war aber fast unmöglich, da man nicht feststellen konnte, wie viel von der Last auf die einzelnen Träger entfiel, und so konnte man die wahren Durchbiegungen mit den theoretischen nicht vergleichen.

In Abb. 3 sind die Durchbiegungen zu sehen. Sie sind so aufgetragen, dass auch die Form der Deckenmittellinie zum Ausdruck kommt.

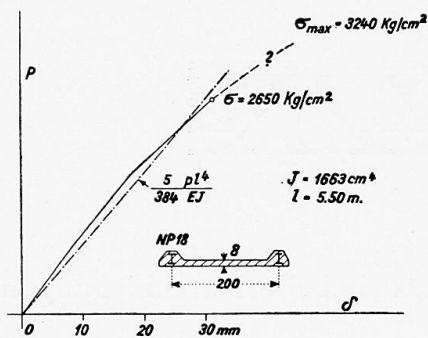


Fig. 5.

Nachher wurden Objekte mit kleineren äusseren Balken (NP. 18) gebaut, die ungefähr die halbe Last zu tragen hatten. Die Durchbiegungslinien sind in Abb. 4 zu sehen. Man erkennt, dass die Durchbiegungen in der Tat anfangs viel kleiner sind als die theoretischen (--- Linie), aber bei Erreichung der Fließgrenze fallen sie ziemlich zusammen (Abb. 4). Die Sicherheit der Träger gegen starke Durchbiegung ist also durch das Einbetonieren nicht grösser geworden.

Es war interessant zu beobachten, dass sich die Risse im Mittelfeld ausschliesslich in der Richtung der Plattenarmierung ausbildeten. Dies ist auch begreiflich, da das Krümmungsmass der Platte in der Richtung der I Träger etwa 6-mal so gross ist, als in der Richtung der Plattenarmierung. Man sollte demnach die Platte parallel den I Trägern armieren, was aber aus wirtschaftlichen Gründen nicht gemacht wird. Dass solche Platten auf unrichtige Weise armiert werden und sich doch bewährt haben, beweist die Zulässigkeit der Plastizitätslehre<sup>1</sup>, nach welcher es gleichgültig ist, wie man bei einer allseitig aufliegenden Platte die Momente nach beiden Richtungen verteilt.

In den Platten der Seitenöffnungen traten schiefe Risse auf, ähnlich wie in einer allseitig aufliegenden Platte, weil die Durchbiegungen der Randbalken viel geringer waren. Diese schiefen Risse stellten sich für diejenigen Objekte viel ausgeprägter dar, bei welchen die Randbalken stärker waren. Es ist interessant, dass die Höchstlast bei diesen viel grösser und die Durchbiegung viel kleiner war, als bei den Objekten mit schwächeren Randbalken. Dem

Verhältnis der Widerstandsmomente von  $\frac{1230}{980} = 1,25$  entspricht das Verhältnis

der Höchstlasten von  $\frac{10078}{6298} = 1,6$ . Der Unterschied ist aber noch grösser, weil die stärkeren Randbalken die Fließgrenze nicht erreicht haben. Die Verschiedenheit der Durchbiegungen ist in Abb. 3 und 4 zu sehen.

Diese Erscheinung kann nur durch den Drillungswiderstand der Platte erklärt werden.

Nachher wurden Versuchsobjekte gebaut, die aus zwei Trägern und einer Platte bestanden. (Durchbiegungsdiagramm in Abb. 5). Anfangs sind die

1. Zürcher Kongress für Materialprüfung 1931. Diskussion G. v. Kazinczy.

Durchbiegungen um etwa 20 % geringer, bei der Fliessgrenze aber erreichen sie den theoretischen Wert. Höchstlast  $\sigma_1 = 3238 \text{ kg/cm}^2$ .

Vergleichshalber wurden ganz freie I Balken belastet. (Die Last wurde mittels Bügel angehängt). Sie knickten bei  $\sigma = 1945 \text{ kg/cm}^2$  vor Erreichen der Fliessgrenze aus ( $l = 550 \text{ cm}$ ;  $h = 18 \text{ cm}$ ;  $W = 183 \text{ cm}^3$ , gleichmässig verteilte Last). Man konnte beobachten, wie die Periode der seitlichen Schwingungen während der Belastung grösser und grösser wurde.

Ausser diesen Objekten wurde noch eine Decke aus 4 Trägern mit zwischenliegenden Ziegelgewölben hergestellt. Die Ziegelgewölbe vermochten die seitliche Ausbiegung des Trägerflansches nicht zu verhindern und trotzdem konnte die Belastung nach dem Beginn der Ausbiegung ( $\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ) noch weiter gesteigert werden, bis  $\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2$ . Bei dieser Belastung war schon die Durch- und Ausbiegung des Druckflansches sehr beträchtlich.

Die ersten Risse traten bei den Eisenbetondecken für  $\sigma_1 = 2770 \text{ kg/cm}^2$  (Port. Zem. Beton  $\sigma_w = 190$ ;  $\sigma_{bd} = 367 \text{ kg/cm}^2$ ) und  $\sigma_1 = 2060 \text{ kg/cm}^2$  (Tonerdezem. Beton 2 Tage alt.  $\sigma_w = 162$ ;  $\sigma_{bd} = 255 \text{ kg/cm}^2$ ); bei den Decken mit schwächeren Randbalken  $\sigma_1 = 1530 \text{ kg/cm}^2$  (P. Z.  $\sigma_w = 244 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_{bd} = 263 \text{ kg/cm}^2$ ) und  $\sigma_1 = 1350 \text{ kg/cm}^2$  (T. E. zem. 1 Tag alt  $\sigma_w = 255 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_{bd} = 280 \text{ kg/cm}^2$ ) und endlich bei der Ziegelgewölbedecke bei  $\sigma_1 = 845 \text{ kg/cm}^2$ .

Nachdem bei den bisher bekannt gegebenen Versuchen die Versuchsobjekte mit freien Trägern durch Ausknicken zugrunde gegangen waren, und wir deshalb die Wirkung des Einbetonierens auf die Tragfähigkeit nicht feststellen konnten, müssten noch weitere Versuche durchgeführt werden, und zwar mit freien I Trägern, bei denen das Ausknicken verhindert ist.

### III. — Versuche der staatlichen Stahl- und Maschinenfabrik.

Das Ausknicken der freien Träger haben wir folgendermassen verhindert :

Zwei um 1,50 m voneinander entfernte Träger wurden seitlich mit Bandisen  $6 \times 120$  so zusammen verbunden, dass horizontale und vertikale Bewegungen möglich waren, aber in den zwei Endquerschnitten und in den Drittelpunkten war die ursprüngliche Lage des Querschnittes gegen Verwindung gesichert. In der Tat blieb das Ausknicken aus. Die berechnete Spannung ( $\sigma = 2452 \text{ kg/cm}^2$ ) war höher als die ermittelte Fliessgrenze ( $\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$ ).

Es wurden auch zwei ganz frei gelagerte I Träger belastet ( $l = 5,57 \text{ m}$ ,  $h = 18 \text{ cm}$ ,  $W = 182 \text{ cm}^3$ ). Sie knickten bei  $\sigma = 1980 \text{ kg/cm}^2$  aus. Der theoretische Wert würde nach Timoschenko<sup>1</sup>  $\sigma_1 = 2050 \text{ kg/cm}^2$  betragen. Durch diese Versuche wurde die genannte Theorie bestätigt.

Ich beobachtete, dass die ersten Fliessfiguren an den gezogenen Flanschen schon bei  $\sigma = 1680$  und  $1800 \text{ kg/cm}^2$  auftraten, trotzdem die Materialprobe, die von Ende des Trägerstückes aus dem Flansch entnommen wurde, die Fliessgrenze zu  $\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$  ergab. (Dabei war die bleibende Durchbiegung 3,5 %). Diese Erscheinung kann nur mit den Eigenspannungen erklärt werden, die nach dem Walzprozesse zurückgeblieben sind, und zwar in den Flanschen als Zug- und im Steg als Druckspannungen. Diese müssen zu den Biegungsspannungen addiert werden. Bei der Berechnung können diese Eigenspannungen

1. Pariser Kongress 1932. Vorberichte, Seite 129.

trotz deren beträchtlichen Höhe ganz vernachlässigt werden, da sie bei der Biegung durch die bleibende Verlängerung der einzelnen Fliessfiguren ausgeglichen werden.

Die Auffassung einiger Forscher, dass das Fliessen am äusseren Rande des Flansches beginnt und bei der Belastung sich allmählich auf einen grösseren Teil des Querschnittes verbreitet, ist nicht zutreffend. Wir haben die Fliessfiguren gleichzeitig an der inneren und äusseren Seite des Flansches beobachtet, es begann also der ganze Querschnitt des Flansches auf einmal zu fliessen.

Die Rutschungen, die die Ursache der Fliessfiguren sind, können nur dann entstehen, wenn die Rutschfläche eine Ebene, eine Kugel- oder Kreiszyylinderfläche ist, so dass die Rutschung an der ganzen Fläche auf einmal stattfinden kann. Erreichen aber die  $\tau$  Spannungen an einigen Stellen der Rutschfläche die kritischen Werte noch nicht, so wirken diese Stellen verhindernd ein.

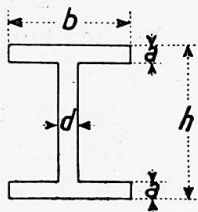


Fig. 6.

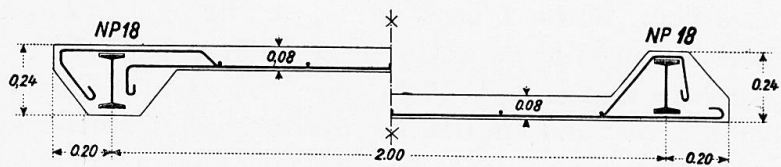


Fig. 7 a.

Fig. 7 b.

Die Rutschung kann nur dann entstehen, wenn die durchschnittliche Spannung  $\tau = \frac{\int \tau \cdot dF}{F}$  den Wert von  $\tau_{fl}$  erreicht. (Sind aber zu grosse Unterschiede zwischen den einzelnen  $\tau$  vorhanden, so können Rutschungen in zwei sich kreuzenden Flächen abklingen. Bei I Trägern ist das zwar nicht der Fall, wohl aber bei der Biegung rechteckiger Querschnitte).

Darum kann eine durch die Fliessgrenze gekennzeichnete Tragfähigkeit eines I Querschnittes mit einer Spannungsverteilung gemäss Abb. 6 durch die Formel  $M_k = \sigma_t \left[ 2 a b \frac{h-a}{2} + \frac{d}{6} (h-2a)^2 \right]$  ausgedrückt werden, und nicht durch die Formel  $M_k = \sigma_t W$ . Das gilt selbstverständlich nur dann, wenn das Ausknicken des Druckgurtes verhindert ist (z. B. durch Einbetonieren).

In unserem Falle ist  $M_w = W$ .  $\sigma_t = 420000$  kg/cm und  $M_k = 454000$  kg/cm. Durch Versuche wurde  $M_{max} = 447000$  kg/cm festgestellt.

Bei weiteren Versuchsobjekten wurden die Träger (gleicher Profile) einbetoniert, gemäss Abb. 7a. Die Belastung war direkt, aber die Decke konnte entlastet werden, um die bleibenden Durchbiegungen festzustellen. Erste Risse bei  $\sigma = 1620$  kg/cm<sup>2</sup>. Starker Knick im Diagramm bei  $\sigma_{kr} = 2300$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{max} = 3860$  kg/cm<sup>2</sup> (berechnet die Last allein auf die Träger  $\sigma_{fl} = 2150$  kg/cm<sup>2</sup>). Versuchen wir in der Rechnung den Beton zu berücksichtigen, so bekommen wir mit  $E_{bd} = E_{bz} = 210 \cdot 000$  kg/cm<sup>2</sup>,  $n = 10$ , für die Risslast  $\sigma_{bz} = 63,5$ ;  $\sigma_e = 510$  kg/cm<sup>2</sup>. Mit  $n = 15$  und  $\sigma_{bz} = 0$  für die kritische Last  $\sigma_{bd} = 57,7$ ;  $\sigma_e = 1800$  kg/cm<sup>2</sup> und für die Höchstlast  $\sigma_{bd} = 97$ ,  $\sigma_e = 3100$  kg/cm<sup>2</sup>.

enbetonplatten unten (Abb. 7b) so betrug für die Risslast  $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$ , für die kritische Last  $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$  und für die Höchstlast  $\sigma_I = 3200 \text{ kg/cm}^2$ . Unter Berücksichtigung des Betons mit  $n = 10$ , betrug für die Risslast  $\sigma_{bz} = 39,5$ ;  $\sigma_{bd} = 66$ ;  $\sigma_{ez} = 263 \text{ kg/cm}^2$ , für die kritische Last  $\sigma_{ez} = 2220$ ,  $\sigma_{bd} = 129 \text{ kg/cm}^2$ , und für die Höchstlast  $\sigma_{ez} = 2980$ ,  $\sigma_{bd} = 179 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Durchbiegungsdiagramme sind in Abbildung 8 dargestellt. Der Knick im Durchbiegungsdiagramm ist bei  $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$ , ein Beweis dafür, dass an den Risstellen der I Träger allein die Last zu tragen hat, und dass in der

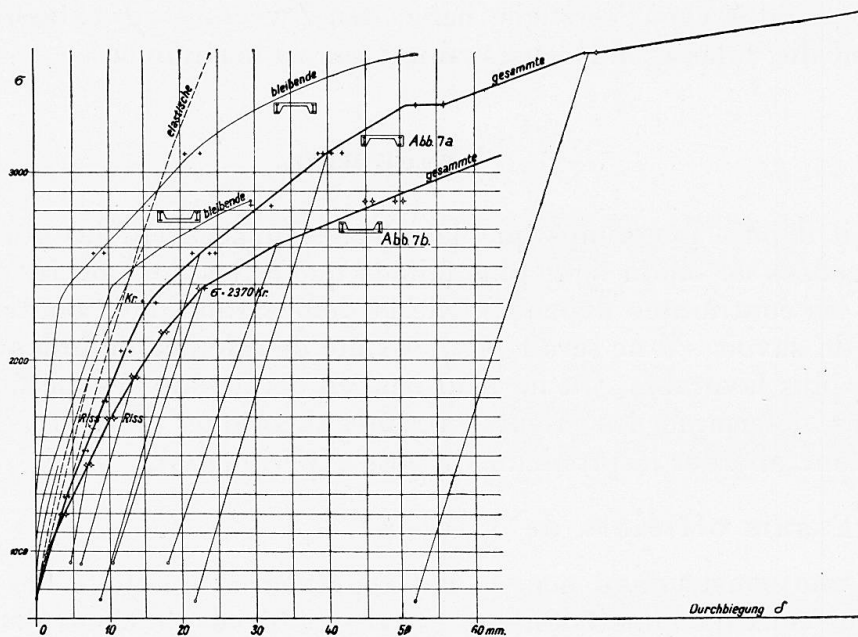


Fig. 8. — élastique = elastische = elastic.  
 permanent = bleibende = permanent.  
 total = gesamte = total.  
 fissure = Riss = crack.  
 flèche = Durchbiegung = deflection.

Zugzone die Fließgrenze erreicht wurde. Der Spannungszustand entspricht dem in Abb. 6 besprochenen. Die kritische Last ist also von der Einbetonierung unabhängig und etwa um 7% höher, als  $M = \sigma_{fl} \cdot W$ . Die Höchstlast wird aber erst dann erreicht, wenn im Steg der Fließvorgang bis in die Nähe der Trägermitte rückt (Kist<sup>1</sup> und Fritsche<sup>2</sup>). Daher kann die Höchstlast um ca. 15% höher liegen. Wird aber im Druckflansch die Stauchgrenze nicht erreicht, da auch der Beton an der Uebertragung der Druckkräfte teilnimmt, und die neutrale Axe bis zum Druckflansch rückt, so kann die Höchstlast noch grösser sein, etwa 35%. In einbetonierten Trägern wird sich aber auch die Verfestigung früher auswirken, da der Fließvorgang auf einer kurzen Strecke des Trägers stattfindet (Risstelle im Beton). Dagegen wird bei nicht einbetonierten Trägern,

1. Lütticher Kongress 1930.

2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

wo sich der Fliessvorgang auf eine längere Strecke ausdehnt, eine viel grössere Formänderung (Durchbiegung) dazu nötig sein.

Bei der Höchstlast hatte sich die Betonschicht über dem breitesten Riss vom Flansch gelöst, d. h. sie wurde durch den Druck zerstört. Diese Betonschicht wurde also erst nach Erreichen der Fliessgrenze im Druckgurt zerstört. Das sogenannte Additions-gesetz wurde somit vollkommen bestätigt.

Gegenwärtig sind neuere Versuche mit in der Zug- und Druckzone eines Eisenbetonbalkens einbetonierten Eisenbahnschienen im Gange. Es hat sich gezeigt, dass der Querschnitt nach dem Bernoullischen Gesetz berechnet werden kann, wenn die Verbundwirkung gesichert ist. Die weiteren noch nicht abgeschlossenen Versuche haben den Zweck, die günstigste Schubarmierung und die zulässigen Höchstspannungen zu bestimmen.

### Traduction.

On sait depuis longtemps que les flèches qu'accusent les poutres de plancher enrobées de béton sont plus faibles que celles des poutres non enrobées. Comme les contraintes dépendent de la déformation de la poutre, la question se pose de savoir s'il ne serait pas possible de calculer de telles poutres d'une manière plus favorable. On ne peut pas, en employant les méthodes de calcul courantes, déterminer les valeurs extrêmes théoriques de la capacité de charge; il faut donc aborder le problème du côté expérimental.

#### I. — Essais officiels de l'auteur.

Dans une construction neuve, l'entrepreneur a employé des profilés plus petits que ceux qu'admettaient les Services officiels de Contrôle du Bâtiment. Le plancher, constitué ainsi que l'indique la figure 1, a été soumis à une charge d'essai. Ce plancher se trouvait au-dessous du grenier, de sorte qu'il ne pouvait pas être question d'un encastrement. Les flèches correspondantes sont indiquées sur la figure 2.

On peut constater que les flèches sont effectivement plus petites que les flèches théoriques; toutefois, après une période de repos de 12 heures, elles atteignirent les mêmes valeurs que ces dernières et il subsista des flèches importantes.

Le Comité Hongrois des Planchers, dont l'auteur est membre, entreprit de nouveaux essais, avec l'appui matériel de l'Association des entrepreneurs de Budapest. Ultérieurement, l'auteur compléta ces essais en y incorporant les essais officiels d'un nouveau profil léger.

#### II. — Essais du Comité Hongrois des Planchers.

On notera sur la figure 1, le mode de bétonnage adopté au cours des essais, pour les poutrelles de plancher.

Le Comité se proposait de faire porter les essais de planchers en béton armé avec poutrelles en I sur un plancher d'essai constitué par 4 poutrelles en I de même hauteur (PN 22) et 3 dalles de béton armé, les charges devant être appliquées uniquement sur les dalles. Il était à craindre en particulier qu'au

cours de la déformation des dalles, le béton ne se décolle des poutrelles métalliques et que, par suite, aucune action particulière ne s'exerce plus sur les poutrelles elles-mêmes. Nous avons en effet pu constater le fait, en pratique, dans de nombreux cas. L'interprétation des résultats des essais fut toutefois presque impossible, car il n'a pas été possible de déterminer quelle fraction de la charge s'était exercée sur les poutrelles elles-mêmes ; il n'a donc pas été possible de comparer les flèches effectives avec les valeurs théoriques.

Les flèches sont portées sur la figure 3, de telle sorte que la forme de la courbe moyenne soit mise en évidence.

Ultérieurement de nouvelles pièces d'essai furent montées, avec des poutres extérieures plus petites (PN 18), ces poutres ayant à supporter à peu près la moitié de la charge. On a porté les flèches obtenues sur la figure 4. On remarque qu'au début, les flèches sont en fait beaucoup plus faibles que les valeurs calculées, qui sont marquées en traits discontinus ; toutefois, elles arrivent à coïncider assez complètement lorsque l'on arrive à la limite d'écoulement (figure 4). L'enrobage de béton ne confère donc pas aux poutres une sécurité plus grande contre les forts fléchissements.

On a pu constater avec intérêt que, dans le panneau du milieu, les fissures se formaient exclusivement suivant la direction de l'armature des dalles. Ceci s'explique par ce fait que dans la direction des poutres en I, la courbure de la dalle est environ 6 fois plus prononcée que dans la direction de l'armature des dalles. Il conviendrait donc de prévoir pour les dalles une armature dans la direction parallèle aux poutres en I, ce qui toutefois ne se fait pas pour des raisons d'ordre économique. Le fait que des dalles ont pu être armées d'une manière non correcte, tout en se comportant bien, confirme la possibilité d'admettre la théorie de la plasticité suivant laquelle<sup>1</sup> il est indifférent de répartir les moments d'une manière ou d'une autre, suivant les deux directions, dans une dalle reposant sur tous ses côtés.

Dans les dalles situées aux ouvertures latérales, se manifestèrent des fissures obliques, de même que dans une dalle reposant sur tous ses côtés, les flèches des poutres de bordure étant beaucoup plus faibles. Ces fissures furent d'ailleurs beaucoup plus marquées pour les pièces d'essai dans lesquelles les poutres de bordure étaient plus fortes. Il est d'ailleurs intéressant de noter que dans ces pièces, la charge maximum était beaucoup plus élevée et les flèches beaucoup plus faibles que dans les pièces d'essai qui comportaient des poutres de bordure plus faibles. Au rapport entre les moments résistants de  $1230/980 = 1,25$  correspond le rapport entre les charges maxima de  $10078/6298 = 1,6$ . L'écart est encore plus accusé du fait que les poutres de bordure plus fortes n'ont pas atteint la limite d'écoulement. Les différences entre les flèches ressortent de l'examen des figures 3 et 4.

Ce fait ne peut s'expliquer que par la résistance de la dalle à la torsion.

Ultérieurement furent établies des pièces d'essai constituées par deux poutrelles et une dalle (diagramme des flèches suivant figure 5). Au début de la

---

1. Congrès pour l'Essai des Matériaux — Zurich 1931 — Contribution à la discussion par G. v. Kazinczy.

mise en charge, les flèches sont plus faibles d'environ 20 % ; toutefois, lorsque l'on atteint la limite d'écoulement, elles sont équivalentes aux valeurs théoriques. Charge maximum :  $\sigma_1 = 3238 \text{ kg/cm}^2$ .

Par comparaison on a mis en charge des poutrelles en I absolument « libres ». Les charges furent appliquées au moyen d'étriers suspendus. Ces poutrelles flambèrent pour  $\sigma = 1945 \text{ kg/cm}^2$  avant d'arriver à la limite d'écoulement ( $l = 550 \text{ cm}$ . ;  $h = 18 \text{ cm}$ . ;  $W = 183 \text{ cm}^3$  ; charge uniformément répartie). On a pu observer, au cours de la mise en charge, l'augmentation progressive de la période des oscillations latérales.

Outre les pièces d'essai ci-dessus, on a également préparé un plancher constitué par 4 poutrelles, avec voûtins intermédiaires en briques. Ces voûtins de briques permettaient de ne pas entraver la déformation latérale de l'aile des poutrelles et malgré cela de pousser encore la charge après le commencement de la déformation ( $\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ), jusqu'à  $\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2$ . Pour cette charge, la flèche et la déformation de l'aile comprimée étaient déjà très importantes.

Les premières fissures ce sont manifestées, dans le plancher en béton armé, pour :

$\sigma_1 = 2770 \text{ kg/cm}^2$  (béton de ciment Portland  $\sigma_w = 190$  ;  $\sigma_{bd} = 367 \text{ kg/cm}^2$ ) et  $\sigma_1 = 2060 \text{ kg/cm}^2$  (béton de ciment alumineux de 2 jours  $\sigma_w = 162$  ;  $\sigma_{bd} = 255 \text{ kg/cm}^2$ )

— dans le plancher comportant les poutrelles de bordure plus faibles, pour :  $\sigma_1 = 1530 \text{ kg/cm}^2$  (béton de ciment Portland  $\sigma_w = 244 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_{bd} = 263 \text{ kg/cm}^2$ ) et  $\sigma_1 = 1350 \text{ kg/cm}^2$  (béton de ciment alumineux de 1 jour  $\sigma_w = 255 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_{bd} = 280 \text{ kg/cm}^2$ ).

— enfin, dans le plancher avec voûtins en briques, pour :

$\sigma_1 = 845 \text{ kg/cm}^2$ .

Les pièces d'essai constituées par les poutrelles « libres » ayant flambé au cours des essais, ainsi que nous l'avons mentionné plus haut, ce qui nous empêcha de déterminer l'influence de l'enrobage dans le béton sur la capacité de charge, il conviendrait de refaire de nouveaux essais, avec des poutrelles en I « libres », en prenant soin d'éviter le flambage.

### III. — Essais effectués par des Aciéries et Ateliers de Construction Mécanique d'État.

Le flambage des poutrelles libres a été empêché de la manière suivante :

Deux poutrelles écartées de 1,50 mètre l'une de l'autre ont été reliées latéralement au moyen d'un fer plat de  $6 \times 120$  de telle sorte que les déplacements horizontaux et verticaux soient possibles, le gauchissement par rapport à la position initiale de la section étant toutefois empêché aux deux extrémités des sections et aux tiers. En fait, on a pu ainsi éliminer le flambage. La contrainte atteinte ( $\sigma = 2452 \text{ kg/cm}^2$ ) est plus élevée que la limite d'écoulement déterminée ( $\sigma_{II} = 2300 \text{ kg/cm}^2$ ).

On a également procédé à la mise en charge de deux poutrelles en I reposant absolument librement sur leurs appuis ( $l = 5,57 \text{ m}$ ,  $h = 18 \text{ cm}$ ,  $W =$

182 cm<sup>3</sup>). Ces poutrelles ont flambé pour  $\sigma = 1980 \text{ kg/cm}^2$ . La valeur théorique suivant Timoshenko<sup>1</sup> atteignait  $\sigma_t = 2050 \text{ kg/cm}^2$ . Ces essais confirment le point de vue théorique correspondant.

On a observé que les premières fissurations se manifestaient, sur les ailes travaillant à la traction, dès les charges  $\sigma = 1680$  et  $1800 \text{ kg/cm}^2$ , quoique l'éprouvette prélevée à l'extrémité d'une aile ait accusé une limite d'écoulement  $\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$  (fléchissement permanent correspondant : 3,5 %). Ce fait ne peut s'expliquer que par la présence de tensions internes consécutives au processus de laminage et se manifestant elles-mêmes, dans les ailes, sous forme de contraintes de traction et dans les âmes sous forme de contraintes de compression. Ces contraintes doivent en somme être ajoutées aux contraintes résultant de la flexion. Dans le calcul, ces contraintes propres peuvent être négligées complètement, malgré leur valeur relativement élevée, car au cours de la flexion elles se trouvent compensées par l'allongement permanent correspondant aux figures d'écoulement.

L'opinion exprimée par certains investigateurs et suivant laquelle l'écoulement s'amorce sur les bords extérieurs des ailes, pour, au cours de la mise en charge, s'étendre progressivement sur une grande partie de la section, n'est pas exacte. Nous avons pu observer simultanément des figures d'écoulement sur les côtés externe et interne de l'aile ; la section tout entière a donc commencé à subir l'écoulement en même temps.

Les phénomènes de glissement qui constituent la cause de l'écoulement, ne peuvent se manifester effectivement que si les surfaces de glissement consistent en plans, sphères ou cylindres, de telle sorte que le glissement interne puisse se produire simultanément sur toute la surface. Si toutefois, les contraintes  $\tau$  en quelques points de la surface de glissement n'ont pas atteint la valeur critique en même temps qu'aux autres points, les premiers entravent le phénomène de glissement. Le glissement ne peut alors se produire que lorsque la contrainte moyenne

$$\tau = \frac{\int^F \tau dF}{F}$$

atteint la valeur de  $\tau_{fl}$  (Si toutefois, il existe des écarts par trop considérables entre les différentes valeurs de  $\tau$ , les phénomènes de glissement peuvent alors se résoudre suivant deux surfaces intersécantes. Ce n'est toutefois pas le cas en ce qui concerne les poutrelles en I, mais seulement lorsqu'il s'agit de la flexion de sections rectangulaire).

C'est pourquoi une capacité de charge conditionnée par la limite d'écoulement, dans une section en I, avec une répartition de tensions suivant la figure 6. peut s'exprimer par la relation suivante :

$$M_k = \sigma_t \left( 2 a b \frac{h-a}{2} + \frac{d}{6} (h-2a)^2 \right)$$

et non pas par la relation :  $M_k = \sigma_t \cdot W$ .

Ce qui précède n'est toutefois naturellement valable que lorsque le flambage

1. Congrès de Paris, Publication Préliminaire, page 147.

de la membrure travaillant à la compression est empêché (par exemple, par enrobage dans le béton).

Dans le cas qui nous occupe,  $M_w = W \sigma_t = 420.000 \text{ kg cm}$  et  $M_k = 454.000 \text{ kg cm}$ . Par des essais, on a pu trouver :  $M_{\max} = 447.000 \text{ kg cm}$ .

Au cours d'essais ultérieurs, on a enrobé les poutrelles dans le béton (mêmes profils), suivant la disposition de la figure 7 a. La charge a été appliquée directement, le plancher peut toutefois être déchargé afin de déterminer les fléchissements permanents. Les premières fissures se produisirent pour  $\sigma_t = 1620 \text{ kg/cm}^2$ . Le diagramme accuse un coude très prononcé pour  $\sigma_{kr} = 2300 \text{ kg/cm}^2$  (Si l'on calcule la charge sur la poutrelle seule :  $\sigma_{fl} = 2150 \text{ kg/cm}^2$ ). Si nous voulons, dans le calcul, tenir compte du béton, nous trouvons, pour  $E_{bd} = E_{bz} = 210.000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $n = 10$  pour la charge de fissuration :  $\sigma_{bz} = 63,5$ ,  $\sigma_c = 510 \text{ kg/cm}^2$ . Pour  $n = 15$  et  $\sigma_{bz} = 0$ , pour la charge critique  $\sigma_{bd} = 57,7$ ,  $\sigma_c = 1800 \text{ kg/cm}^2$  et pour la charge maximum  $\sigma_{bd} = 97$ ,  $\sigma_c = 3100 \text{ kg/cm}^2$ .

Si les dalles de béton armé se trouvent à la partie inférieure (figure 7 b), on arrive à : pour la charge de fissuration  $\sigma_t = 1680 \text{ kg/cm}^2$ , pour la charge critique  $\sigma_t = 2380 \text{ kg/cm}^2$  et pour la charge maximum  $\sigma_t = 3200 \text{ kg/cm}^2$ . En tenant compte du béton, avec  $n = 10$ , on atteint pour la charge de fissuration  $\sigma_{bz} = 39,5$ ,  $\sigma_{bd} = 66$ ,  $\sigma_{ez} = 263 \text{ kg/cm}^2$ , pour la charge critique  $\sigma_{ez} = 2220$ ,  $\sigma_{bd} = 129 \text{ kg/cm}^2$  et pour la charge maximum  $\sigma_{ez} = 2980 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{bd} = 179 \text{ kg/cm}^2$ .

Les diagrammes de fléchissement sont portés sur la figure 8. Le coude se produit pour  $\sigma_t = 2380 \text{ kg/cm}^2$ , ce qui montre qu'aux endroits où se produisent les fissures, la poutrelle seule a à supporter la charge et que dans la zone travaillant à la traction, la limite d'écoulement a été atteinte. L'état de tension correspond à ce qu'indique la figure 6. La charge critique est donc indépendante de l'enrobage de béton et environ supérieure de 7 % à la valeur de  $M = \sigma_{fl} \cdot W$ . La charge maximum n'est toutefois atteinte que lorsque, dans l'âme, le processus d'écoulement arrive au voisinage du milieu de la poutrelle (Kist<sup>1</sup> et Fritsche<sup>2</sup>). Par suite, la charge maximum peut être plus élevée d'environ 15 %. Si toutefois, dans l'aile travaillant à la compression, la limite de compression n'est pas atteinte, le béton participant également à la résistance aux efforts de compression, et l'axe neutre se déplaçant jusqu'à l'aile comprimée, la charge maximum peut alors être encore plus élevée, d'environ 35 %. Dans les poutrelles enrobées de béton, la reprise des possibilités de résistance peut toutefois se faire sentir également plus tôt, car le processus d'écoulement intéresse une faible portion de la poutrelle (fissure du béton). Par contre, dans les poutrelles non enrobées de béton, et sur lesquelles le processus d'écoulement intéresse une plus grande partie de la poutrelle, une bien plus importante déformation est nécessaire (fléchissement).

À la charge maximum, la couche de béton s'était détachée de l'aile à l'endroit de la fissure la plus large, subissant en somme une destruction par suite de la compression. Cette couche de béton ne fut donc amenée à destruction qu'après que la limite d'écoulement fut atteinte dans la membrure travaillant à la compression.

1. Lütticher Kongress 1930.

2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

De nouveaux essais sont actuellement en cours, avec rails de chemin de fer enrobés de béton, dans les zones de compression et de traction d'une poutre en béton armé. On a constaté que la section pouvait être calculée d'après la loi de Bernoulli lorsque l'intervention de l'enrobage de béton est certaine. Des essais actuellement en cours également ont pour but de déterminer quelle est la meilleure disposition à adopter pour les armatures de cisaillement et quelles sont les contraintes maxima admissibles.

### Zusammenfassung.

Bei der Bemessung freier I Balken muss die Knickgefahr berücksichtigt werden. Ist aber der untere Teil dieser Balken durch Deckengewölbe beiderseits seitlich gestützt, so kann die Belastung noch erhöht, d. h. die Träger können bis zur Fließgrenze beansprucht werden. Wird seitliches Ausknicken irgendwie verhindert, z. B. dadurch, dass der Träger mit Beton ummantelt wird, welcher wenigstens bis zu der unteren Fläche des oberen Flansches reicht, so stellt sich die Grenze des Tragvermögens praktisch dann ein, wenn die Fließgrenze im ganzen Querschnitt des Flansches erreicht wird. Von da an wachsen die Durchbiegungen (besonders die bleibenden) sehr schnell, was mit dem Unbrauchbarwerden der Decke identisch ist. Wir wollen also diese Last als kritische Last bezeichnen.

Die Durchbiegungen der nicht einbetonierten Träger über der Proportionalitätsgrenze sind allgemein grösser, als die mit  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  berechneten.

Der einbetonierte Träger verhält sich bei niedriger Belastung wie ein Verbundbalken aus zwei homogenen Materialien mit verschiedenen Elastizitätsmodulen. Die bleibenden Durchbiegungen werden bald beträchtlich. Sie erreichen schon bei  $\sigma_1 = 1400 - 1500 \text{ kg/cm}^2$  die Hälfte der gesamten Durchbiegungen. Befindet sich die Platte über dem I Träger, so sind bei dieser Belastung die bleibenden Durchbiegungen nur 10 — 12 % der gesamten Durchbiegungen. Letztere sind grösser als nach der Theorie unter Voraussetzung eines homogenen Materials  $E_b = 210 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$  (auf Zug und Druck) und mit  $n = 10$  zu erwarten wäre, aber kleiner als nach der Rechnung mit  $E_{bd} = 140 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $n = 15$ .

Die kleinere Durchbiegung ist auf die Wirkung des Betons zwischen den einzelnen Rissen zurückzuführen, da der Stahlträger (wenigstens auf der Zugseite) an der Risstelle vollbeansprucht ist.

Beachtenswert ist weiterhin die ausserordentlich grosse (günstige) Bedeutung des Drillungswiderstandes der Eisenbetonplatten bei verschiedenen Steifigkeiten der benachbarten Träger.

Somit ist die kritische Last bei einbetonierten Trägern auch nicht höher als bei den ausgesteiften, nicht einbetonierten, jedoch ist bei einbetonierten Trägern die Tragfähigkeitsgrenze grösser. Daher könnte man sich also mit einem kleineren Sicherheitsgrad gegen die kritische Last begnügen, statt mit 1,7 — 2,0, vielleicht mit 1,5 — 1,7. Bei freien Trägern sollte man einen Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausknicken von 2,5 — 3 verlangen.

### Résumé.

Dans le calcul des poutres en I libres, il faut tenir compte des risques de flambage. Si toutefois, la partie inférieure de ces poutres est protégée des deux côtés par des voûtins de plancher, la charge peut être encore poussée plus loin, c'est-à-dire que les poutrelles peuvent être chargées jusqu'à la limite d'écoulement. Si, d'une manière quelconque, le flambage latéral est empêché, par exemple au moyen d'un enrobage de la poutrelle dans le béton, cet enrobage s'étendant au moins jusqu'à la face inférieure de l'aile supérieure, la limite de la capacité de charge n'est atteinte en pratique que lorsque la limite d'écoulement est elle-même atteinte dans la section de l'aile tout entière. A partir de ce moment, les fléchissements croissent (particulièrement les fléchissements permanents) très rapidement, ce qui équivaut à la mise hors service du plancher. Nous désignerons donc la charge correspondante comme charge critique.

Les fléchissements des poutrelles non enrobées de béton au-dessus de la limite de proportionnalité sont en général plus élevés que ceux que l'on peut déterminer par le calcul avec  $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Pour les faibles charges, la poutrelle enrobée de béton se comporte comme un système de deux matériaux homogènes possédant des modules d'élasticité différents. Les fléchissements permanents deviennent rapidement considérables;

Pour  $\sigma_1 = 1400$  à  $1500 \text{ kg/cm}^2$ , ils atteignent déjà la moitié de la valeur des fléchissements totaux. Si la dalle se trouve au-dessus de la poutrelle en I, et pour les charges ci-dessus, les fléchissements permanents n'atteignent que de 10 à 12 % des fléchissements totaux. Ces derniers sont plus élevés que ne l'indique la théorie dans l'hypothèse d'un matériau homogène avec  $E_b = 210.000 \text{ kg/cm}^2$  (Traction et compression) et avec  $n = 10$ ; ils sont toutefois plus faibles que ne l'indique le calcul avec  $E_{bd} = 140.000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$  et  $n = 15$ .

Ces valeurs inférieures des fléchissements doivent être attribuées à l'intervention du béton, entre les différentes fissures, car la poutrelle métallique, au moins du côté de la traction, est soumise à la pleine contrainte à l'endroit des fissures.

Il importe en outre de noter l'extrême importance, d'ailleurs favorable, de la résistance à la torsion des dalles de béton armé, pour des rigidités différentes des poutrelles voisines.

Ainsi la charge critique, dans les poutrelles enrobées de béton, n'est pas plus élevée que dans les poutrelles renforcées, mais non enrobées; toutefois, dans ces poutrelles enrobées, la capacité de charge est plus forte. Par suite, on pourrait se contenter d'un coefficient de sécurité plus faible; au lieu d'adopter de 1,7 à 2,0, on pourrait peut-être se contenter de 1,5 à 1,7. Dans les poutres « libres », il conviendrait d'adopter un coefficient de sécurité de 2,5 à 3.

### Summary.

When calculating the dimensions of a free I-beam, the risk of buckling must be taken into consideration. But if the lower part of the beam is laterally supported by ceiling arches at both sides, the load can be further

increased, i. e. the beams can be stressed up to the yield point. If lateral buckling is prevented in any way, for example by the beam being encased in concrete which reaches at least up to the under surface of the top flange, the limit of carrying capacity is practically when the yield point has been reached in the whole cross-section of the flange. From then onwards, the deflections (especially the permanent deflections) increase very rapidly ; this is identical with the flooring becoming unusable. This load is therefore termed the critical load.

With beams not encased in concrete, the deflections above the limit of proportionality are in general greater than those calculated with  $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ .

An encased beam when lightly loaded behaves as a compound beam made of two homogeneous materials with different moduli of elasticity. The permanent deflections soon become considerable ; already with  $\sigma_1 = 1400$  to  $1500 \text{ kg/cm}^2$  they amount to half the total deflections. If the slab is over the I-beam, the permanent deflections with this load are only 10 to 12 % of the total deflections. These are greater than would be expected according to theoretical considerations assuming a homogeneous material  $E_b = 210,000 \text{ kg/cm}^2$  (in tension and compression) and with  $n = 10$ , but they are smaller than those calculated with  $E_{bd} = 140,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$  and  $n = 15$ .

The smaller deflection is to be attributed to the action of the concrete between the separate cracks, since the steel beam is fully stressed at a crack (at least on the tension side).

Another point worthy of notice is the extraordinarily great (favourable) significance of the resistance to twisting of the reinforced concrete slabs for different degrees of stiffness of the neighbouring beams.

Consequently the critical load with encased beams is also not greater than with stiffened uncased beams, but the limit of carrying capacity is higher with encased beams. A lower degree of safety might therefore be sufficient, possibly 1.5 to 1.7 instead of 1.7 to 2.0. In the case of free beams, a degree of safety of 2.5 to 3 should be stipulated.

R. LÉVI,

Ingénieur en Chef adjoint, Chemins de Fer de l'État, Paris.

Il semble résulter des expériences pratiquées sur les poutrelles en acier enrobées de béton que l'on soit en droit de calculer ces ouvrages comme les ponts en béton armé.

On peut tirer une conclusion semblable des mesures que nous avons effectuées lors de son achèvement, sur le pont de l'Europe à Paris. Ce pont, reconstruit récemment par les Chemins de fer de l'État, est constitué dans sa partie centrale par un cours de poutres métalliques dont les membrures sont prises dans deux hourdis en béton armé.

Les poutres ont environ 2 m. 10 de hauteur hors cornières, le hourdis supérieur qui supporte la chaussée a une épaisseur de 21 cm. et le hourdis infé-

rieur, qui a été établi uniquement pour isoler des fumées l'ossature métallique n'a que 8 cm. d'épaisseur.

La solidarité du béton armé aux poutres a été accrue par l'addition de petites pièces en fer plat pincées dans les rivets de bordure.

On peut dire que ce type d'ouvrages constitue l'extrapolation des ponts à poutrelles enrobées pour des portées supérieures aux portées usuelles.

Au pont de l'Europe, l'ossature a été calculée sans tenir compte de l'appoint de résistance que fournit le béton.

On pouvait donc s'attendre à trouver lors des essais des déformations et des fatigues dans le métal inférieures à celles du calcul.

Mais cette réduction a dépassé ce qu'on pouvait supposer.

D'une manière générale on a constaté, au cours des essais, une déformation permanente assez faible due à la première mise en charge. Quant aux déformations survenant lors des déchargements et lors des applications successives des surcharges, elles ont été exactement 10 fois inférieures à ce qu'indiquait le calcul basé sur la résistance du métal seul (2 mm au lieu de 20 mm).

Enfin les Manet-Rabut fixés sur le haut et le bas des âmes des poutres n'ont pas été influencés par les déformations locales, alors que le calcul indiquait des efforts de 4 kg. par millimètre carré environ.

Pour expliquer les résultats obtenus, il faut supposer notamment que, sous l'influence des surcharges le béton se comporte élastiquement, aussi bien en tension qu'en compression. Le coefficient d'élasticité de l'acier étant supposé de 22.10,9 m serait égal à 6,6.

D'autre part, si ces hypothèses étaient exactes, le taux de travail du béton tendu résultant des charges appliquées après sa prise dépasserait par endroits 30 kg/cm<sup>2</sup>. Il semble difficile d'admettre que cet effort n'ait occasionné aucune déformation permanente ni aucune fissure. Mais rien n'en trahit l'existence et l'on est en droit de considérer qu'après la première mise en charge le béton se comporte élastiquement vis-à-vis des surcharges avec un coefficient d'élasticité élevé.

Ces constatations ne valent évidemment que parce que le pont en question, calculé en faisant abstraction du béton, possède précisément une résistance très surabondante, mais elles permettent d'espérer que, dans des ouvrages semblables, on saura faire une économie importante de métal, à condition d'avoir pratiqué des expériences renouvelées.

Une première conclusion qui s'impose est qu'il est possible d'associer le béton aux poutres métalliques assez énergiquement pour qu'il ne se produise pas de glissement. Ceci étant, il est légitime de prendre en compte la résistance du béton, tout au moins dans les parties comprimées.

Cette considération devrait conduire les constructeurs à laminier des poutrelles dissymétriques pour réduire le poids de métal dans la membrure comprimée.

En poussant plus loin les résultats indiqués on en viendrait à considérer que dans les poutres mixtes de grande hauteur à 2 hourdis, la résistance vis-à-vis des surcharges est réalisée presque exclusivement par le béton, tendu et comprimé, l'ossature ayant seulement, avec le concours du béton comprimé, un rôle de résistance à peu près statique, correspondant à la charge morte.

Cette considération conduirait à des sérieuses économies de métal.

### 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'enrobage 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<sup>1</sup>.

1. Hier wird nur auf die für die Praxis wichtigsten Versuchsergebnisse (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

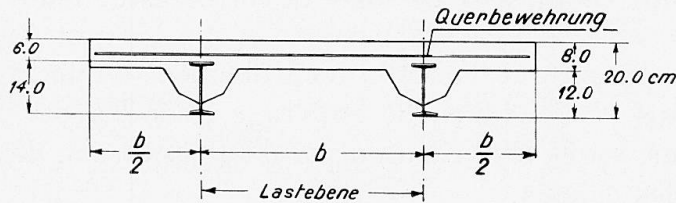


Fig. 1. — Section des poutres d'essai.

Querschnitt der Versuchsträger.

Section through the test beams.

Armatures transversales = Querbewehrung.

Transverse reinforcement.

Plan de charge = Lastebene = Load level.

der beiden Baustoffe : St. 37 der Träger I 14 mit einer Zugfestigkeit von 3,84 t/cm<sup>2</sup> 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<sup>2</sup>.

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

Bei der praktischen Ausführung beansprucht in der Regel das Eigengewicht der weich aufgetragenen 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.

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 Rundeseisen  $\varnothing 6$  bis 8 mm in Abständen von ca. 30 cm<sup>1</sup>.

Die elastischen Eigenschaften

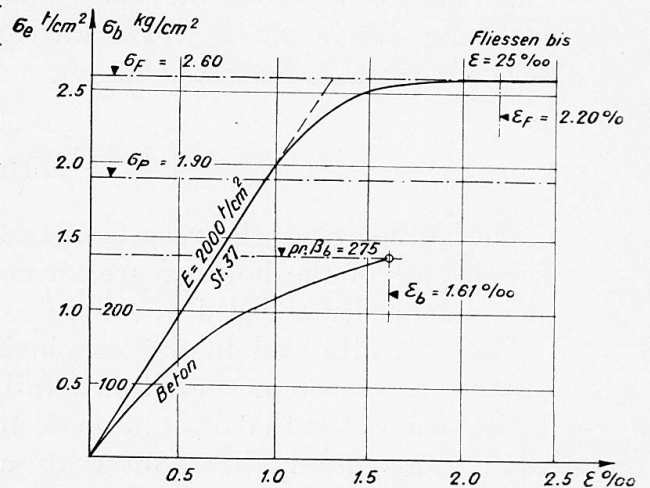


Fig. 2. — Diagramme des allongements.

Spannungsdehnungsdiagramme.

Stress-strain diagram.

Écoulement jusqu'à... = Fließen bis...

Yield up to...

Béton = Beton = concrete.

die Hälfte der Versuchsträger vor dem Betonieren durch angehängte Gewichte mit einer Beanspruchung von  $\sigma_0 = 1,0 \text{ t/cm}^2$  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.

Ausgehend von der Auffassung, dass die jungfräuliche Belastung für die Beurteilung der Sicherheit eines Verbundträgers massgebend ist<sup>1</sup>, 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

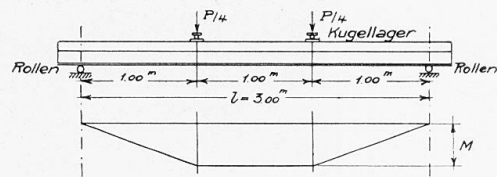


Fig. 3. — Schéma de mise en charge.  
Belastungsschema.

Arrangement of loading.

Paliers à billes = Kugellager.

Ball bearings.

Rouleaux = Rollen = Rolls.

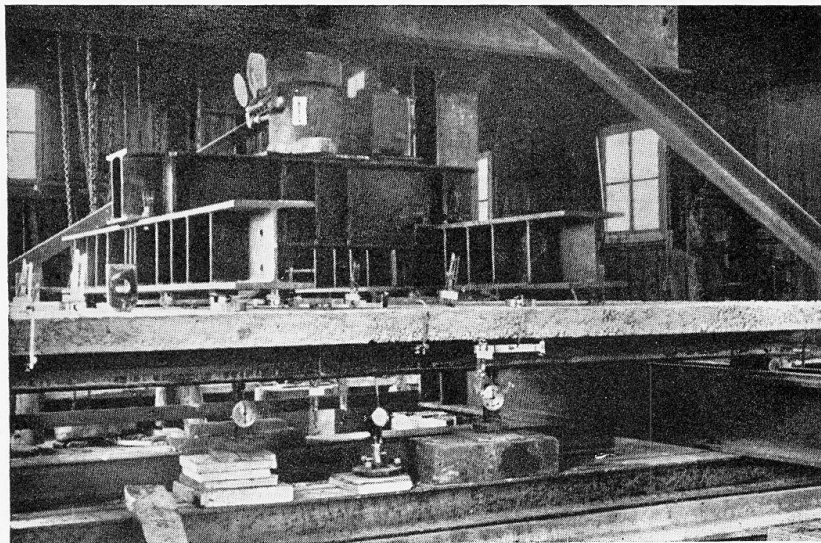


Fig. 4. — Dispositif d'essai avec poutres, avant l'essai.

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, bzw. durch die schon vorher auftretenden starken Quer-

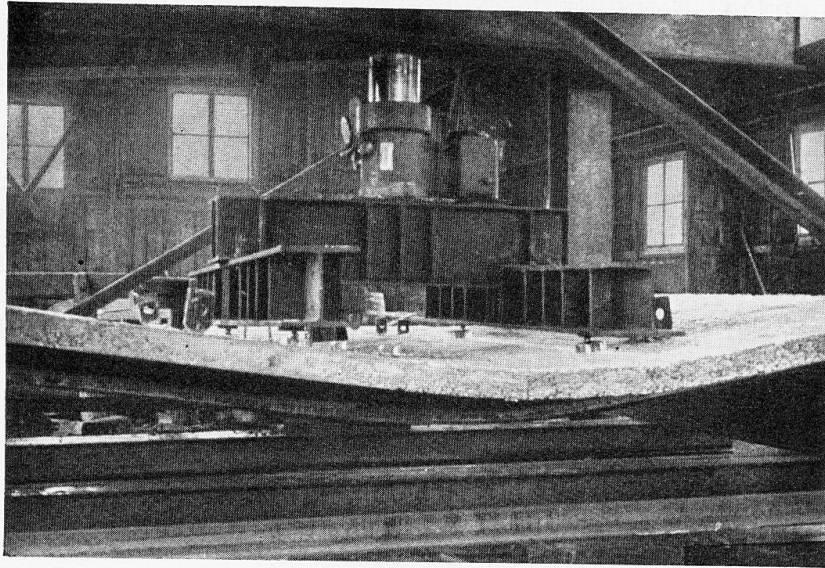


Fig. 5. — Dispositif d'essai avec poutres, après l'essai.  
Versuchseinrichtung mit Träger nach dem Versuch.  
Testing arrangement with beams, after the test

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

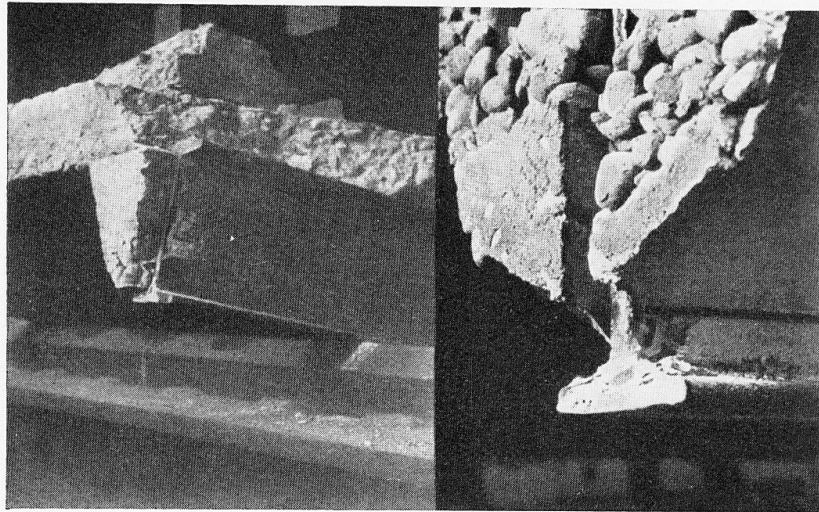


Fig. 6. — Déplacement des poutres aux extrémités.  
Gleiten der Träger, Trägerende.  
Slipping of the beams at the ends.

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.  $0,8 \text{ ‰}$ . In der Platte traten Zugrisse erst im letzten Drittel des Belastungsvorganges auf (Abb. 9, Abb. 10).

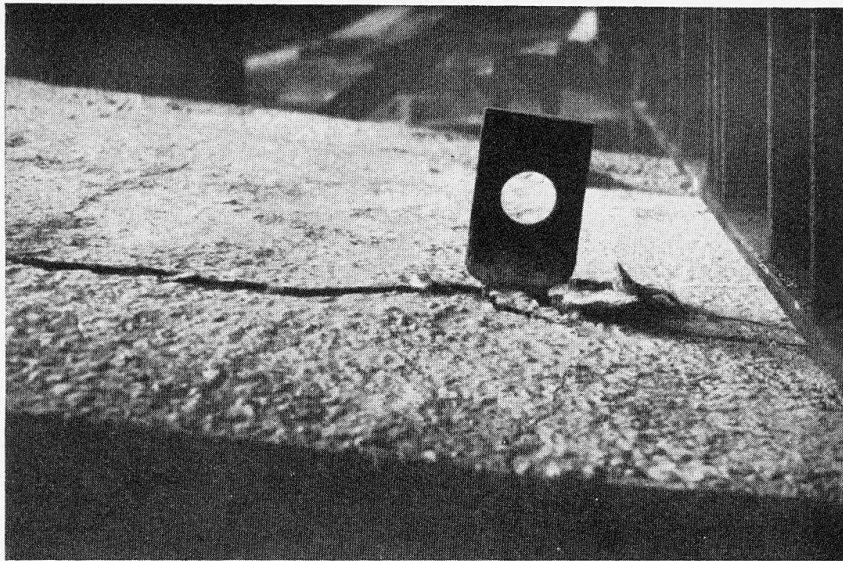


Fig. 7. — Déplacement des poutres et destruction du béton aux crochets de mise en charge.  
Gleiten der Träger, Betonzerstörung bei Lasthaken.  
Slipping of the beams. Breakdown of concrete at load hooks.

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

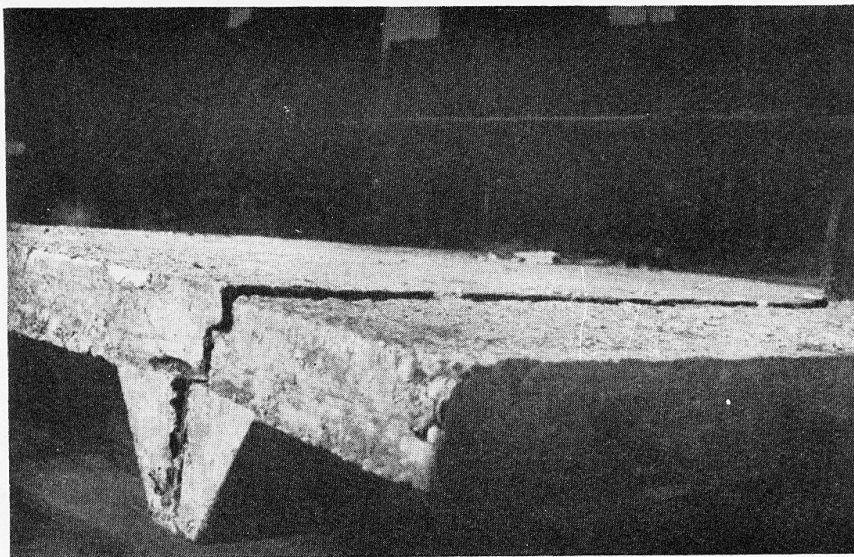


Fig. 8. — Fissure longitudinale avec déplacement de la poutre.  
Längsriß mit Gleiten des Trägers.  
Longitudinal crack, with slipping of the beam.

so besonders bei den Versuchsträgern mit der kleinsten Plattenbreite  $b = 60 \text{ cm}$  (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.

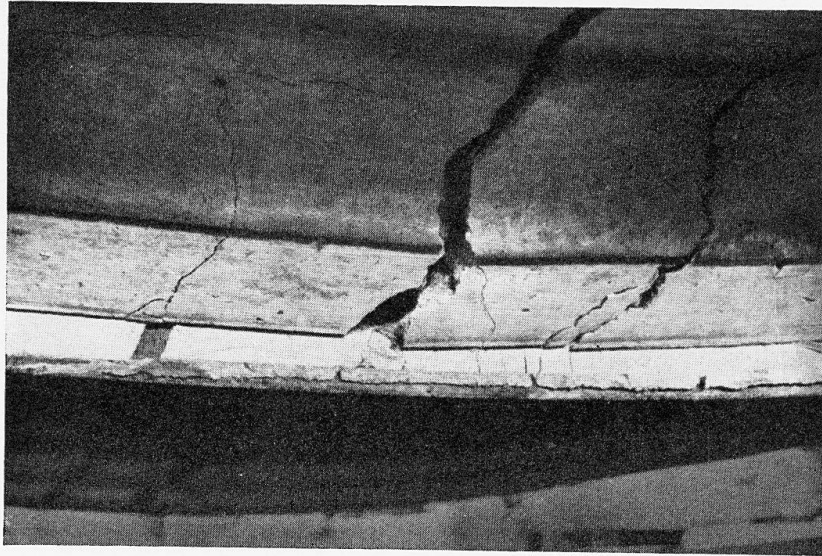


Fig. 9. — Fissures de traction dans les voûtes (à la rupture).  
Zugrisse in den Vouten (Bruchzustand).  
Tensile cracks in the arches (Condition at rupture).



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<sup>1</sup> sind die beobachteten Durchbiegungen von Versuchsträgern B

1. Als Masstab der Belastungen wurde, wie auch in den spätern Abb. 13 und 15, das maximale Biegemoment 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<sup>2</sup>.

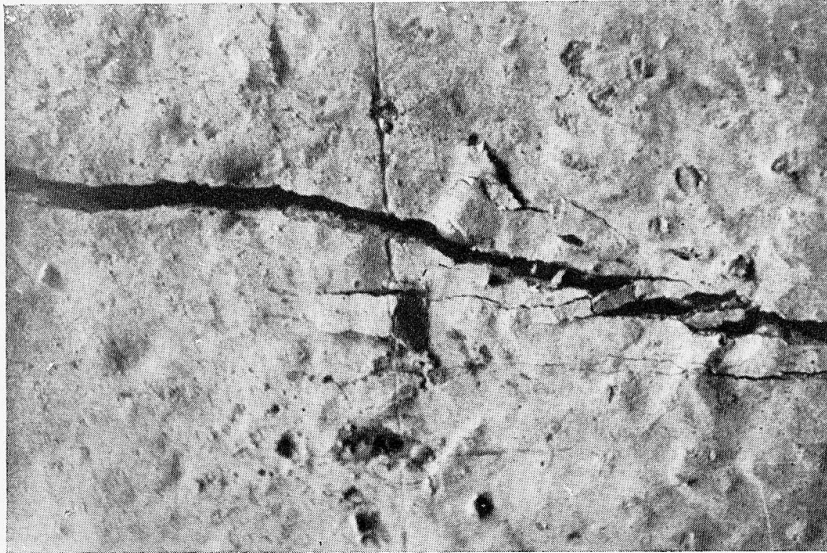


Fig. 11. — Fissure longitudinale et destruction du béton par compression.  
Längsriss und Druckzerstörung des Betons.  
Longitudinal cracking and destruction of the concrete by pressure.

#### 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<sup>3</sup>,
- 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 Nichteckenbleiben 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 Nulllinie, 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-Trägerumfangs 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.

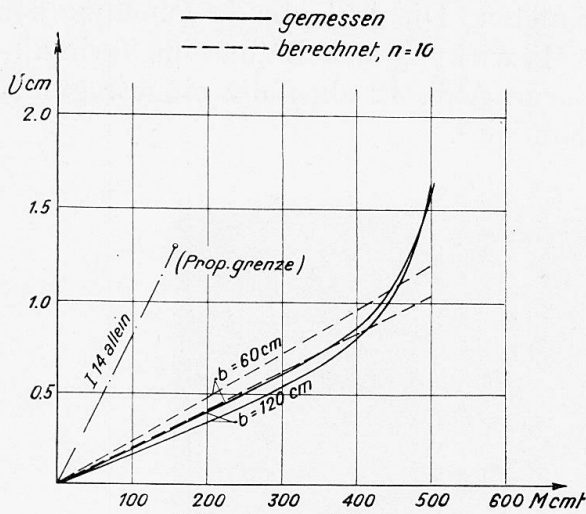


Fig. 12. — Flèches.

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 :

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.

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

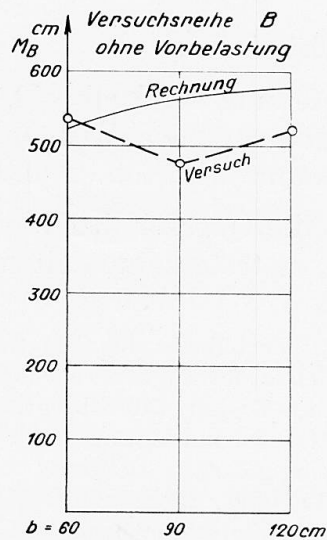
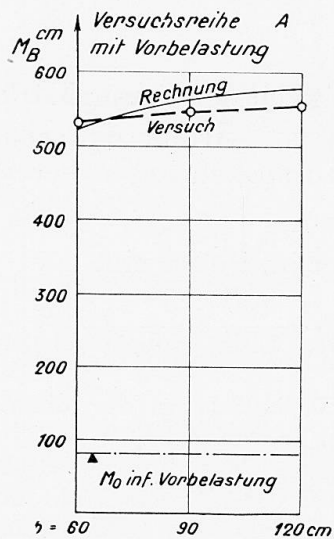


Fig. 13. — Moments de rupture.

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 % genügend berücksichtigt.

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 <sup>1</sup>.

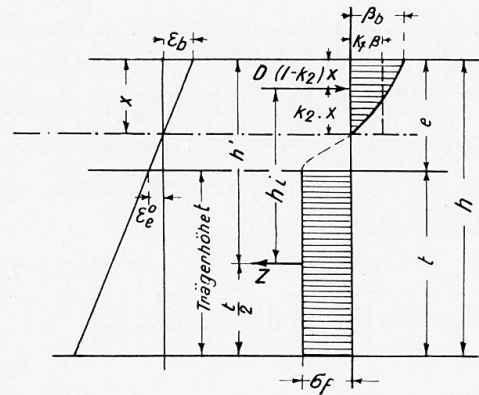


Fig. 14. — Désignations.  
Bezeichnungen = Signs used.  
Hauteur des poutres = Trägerhöhe.  
Height of girders.

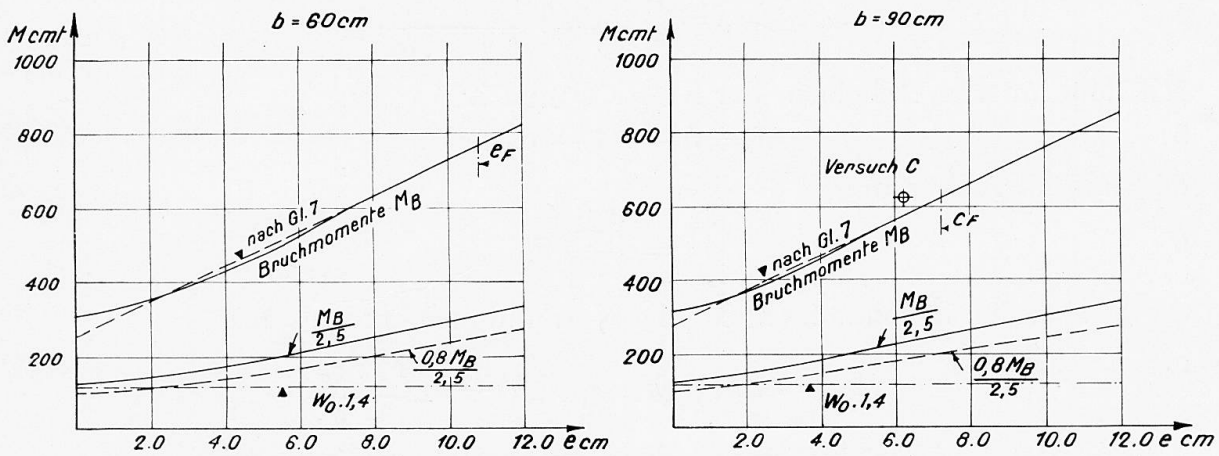


Fig. 15. — Influence de l'épaisseur  $e$  de la dalle proprement dite.  
Einfluss der Ueberdeckungshöhe  $e$ .

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<sup>1</sup>.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 14, die sich auf den Bruchzustand bezieht, und mit  $F_c$  = Querschnitt des eisernen Trägers,  $\sigma_F$  = Fließbeanspruchung,  $\beta_b$  = Prismendruckfestigkeit des Betons ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$1) \quad D = k_1 \cdot \beta_b \cdot b \cdot x = Z = F_c \cdot \sigma_F$$

der Nulllinienabstand  $x$  zu

$$2) \quad x = \frac{F_c \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b}$$

Die Eisendehnung am oberen I-Trägerrand beträgt

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

Sobald  $\varepsilon_c^o \geq \varepsilon_F$ , befindet sich der ganze Eisenquerschnitt im Fließzustand und die Bedingung für den beschriebenen Bruchzustand folgt aus den Gleichungen 2 und 3 zu

$$4) \quad e \geq e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_c \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b}$$

Mit dem inneren Hebelarm der Kräfte  $D$  und  $Z$

$$5) \quad h_i = h' - (1 - k_2) \cdot x$$

und mit der Abkürzung

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

ergibt sich das Bruchmoment  $M_B$  des Verbundquerschnittes zu

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

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  $275 \text{ kg/cm}^2$  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 Bieungsbeanspruchung mit  $1,4 \text{ t/cm}^2$  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 <sup>1</sup>.

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 <sup>2</sup>.

Les caractéristiques élastiques des deux matériaux : l'acier St. 37 pour la poutre I 14, admettant une résistance à la traction de  $3,84 \text{ t/cm}^2$  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.

sont indiquées sur la figure 2. Le diagramme de déformations représente une valeur moyenne déduite de 6 essais <sup>1</sup>.

Les poutres d'essai ont été mises en charge au moyen d'une pompe hydraulique. La charge a été appliquée, à raison du quart de la pression exercée par la pompe, au tiers des poutres, par l'intermédiaire d'un système de poutres auxiliaires croisées (figure 3). Cette application était réalisée au moyen d'un palier à billes, les poutres étant supportées, à leurs deux extrémités, par des rouleaux, ceci afin d'éviter les frottements et de pouvoir réaliser des conditions de charge rigoureusement symétriques.

En règle générale, dans l'exécution pratique, le poids propre de la masse de béton, progressivement appliquée, et de la poutre elle-même, agit tout d'abord uniquement sur la section des armatures, avant que la section combinée (fers + béton d'enrobage) n'intervienne. Afin de pouvoir observer l'influence de cette « contrainte initiale ou préliminaire » sur la charge de rupture de la section combinée, la moitié des poutres d'essai a été soumise, avant le bétonnage et au moyen de poids convenablement suspendus, à une charge préliminaire  $\sigma_0 = 1$  tonne par  $\text{cm}^2$  (essais A). Par contre, dans les essais B, on a pris soin de ne faire agir le poids propre sur les poutres qu'après l'enrobage, en prévoyant un appui continu pendant le bétonnage et la prise. On a pu ainsi, par comparaison entre les essais A et B, déterminer l'influence de la contrainte préliminaire sur la capacité de charge.

En s'appuyant sur cette conception que le processus de la mise en charge initiale joue un rôle capital dans l'évaluation du coefficient de sécurité que peut fournir une poutre enrobée <sup>2</sup>, on a effectué la mise en charge progressivement, sans décharges intermédiaires, jusqu'à la destruction des poutres d'essai. Les figures 4 et 5 représentent la disposition adoptée pour ces essais.

## 2. Les phénomènes accompagnant la rupture.

Au dépassement de la limite d'adhérence entre le béton et le fer, il s'est produit un glissement de la poutre dans le béton. Ce glissement s'est manifesté brusquement et a augmenté jusqu'à environ 3 cm, avec la continuité de l'application de la charge (figure 6). Il s'est traduit en particulier par une déchirure du béton à l'endroit des crochets qui avaient été soudés sur les poutres métalliques (figure 7), pour permettre de manipuler les poutres d'essai.

La contrainte de flexion transversale des dalles de béton sous l'influence des efforts de cisaillement horizontaux s'est manifestée, à la rupture, sous la forme d'une forte fissure longitudinale sur les poutres en I. Sous cette influence et sous l'action des allongements transversaux qui s'étaient déjà produits aupara-

1. Les diagrammes de déformation des éprouvettes de traction en acier St. 37 et des éprouvettes de compression sur prisme de béton de  $12 \times 12 \times 36$  cm. ont été relevés au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de l'École Polytechnique de Zurich. Les prismes de béton utilisés avaient le même âge (5 semaines) que les poutres d'essai au moment des essais, qui ont été effectués dans les ateliers de la Société de Constructions Métalliques de Zurich.

2. Nous nous rallions à ce sujet à l'opinion exprimée par F. v. Emperger (voir Publication Préliminaire au Congrès de Paris de 1932, p. 600 : F. v. Emperger, Colonnes en acier enrobées).

vant, il a pu se produire une diminution de la résistance d'adhérence, allant jusqu'à la possibilité du glissement (figure 8).

L'apparition tardive des premières fissures de traction fut frappante ; même dans les fibres de béton accusant le plus fort allongement, elle ne se manifesta qu'après avoir passé la moitié de la charge de rupture. Les allongements correspondants mesurés dans le fer atteignaient environ 0,8‰. Dans la dalle, les fissures n'apparurent qu'au cours du dernier tiers du processus de mise en charge (figures 9 et 10).

On a pu, dans les poutres élémentaires, constater également un commencement de froissement du béton par compression coïncidant à peu près avec le début du glissement, particulièrement sur les poutres d'essai présentant la largeur minimum de dalle  $b = 60$  cm (figure 11). Cette destruction par compression a d'ailleurs été très accusée au cours de l'essai complémentaire C, dans lequel on avait complètement empêché le glissement au moyen de fers plats soudés sur les profilés en I et pénétrant dans la masse du béton.

### 3. Flèches.

La figure 12<sup>1</sup> permet d'établir la comparaison entre les flèches observées sur les poutres d'essai B (sans charge préliminaire sur les profilés en I) et les valeurs calculées dans les conditions normales,  $n = 10$ <sup>2</sup>.

Dans la zone correspondant aux charges normales, les flèches mesurées sont plus faibles que les flèches calculées. L'importante augmentation de rigidité qui résulte pour un plancher en poutres de l'intervention du béton dans la section d'enrobage est nettement mise en évidence par la comparaison avec les flèches qui correspondent à la poutrelle en I seule et qui ont été portées également sur la figure 12<sup>3</sup>.

### 4. Capacité de charge.

Pour l'interprétation de la capacité de charge observée des poutres d'essai, on a calculé les moments de rupture des sections d'enrobage en se basant sur le diagramme de déformation de la figure 2 et sur les hypothèses suivantes :

a. les sections restent planes<sup>4</sup> ;

---

1. Comme échelle des charges, on a pris, de même que dans les figures 13 et 15 qui suivent, le moment fléchissant maximum de la poutre élémentaire, donc de la demi-section suivant la figure 1.

2.  $n = 10$  est le rapport entre le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité du béton à la compression ; on néglige le béton de la zone tendue.

3. Il est évident que les flèches qui résultent de l'application de la charge initiale des poutres métalliques en I doivent être déterminées séparément de celles qu'accusent les poutres enrobées.

4. Les mesures d'allongement qui ont été effectuées ont montré que cette hypothèse ne correspondait pas rigoureusement à la réalité. A notre avis, on peut expliquer le fait que les sections ne restent pas planes de la manière suivante : si l'on additionne, pour un élément de poutre compris entre deux sections voisines, d'une part, les contraintes de compression, en descendant à partir du bord supérieur du béton et, d'autre part, les contraintes de traction, en remontant à partir de l'arête inférieure de la poutrelle en I, les deux sommes ainsi obtenues (= effort de cisaillement) sont égales l'une à l'autre à l'endroit de l'axe neutre, ou bien, si celui-ci passe au-dessus de la poutrelle en I, et à l'exclusion de la résistance du béton à la traction, à l'endroit de l'arête supérieure de la poutrelle en I. Dans ce plan, l'ef-

b. il ne se produit aucun glissement des poutrelles en I par rapport au béton.

La figure 13 donne une comparaison entre les moments à la rupture calculés et observés. Sauf pour la poutre qui accuse la plus faible largeur de dalle intermédiaire, les valeurs expérimentales sont au-dessous des valeurs calculées. L'écart entre l'essai et le calcul correspond visiblement à la réduction qui résulte, pour la capacité de charge, du glissement des poutrelles dans le béton. La réduction atteint ici, dans les cas les plus défavorables, moins de 20 %. Pour les poutres admettant  $b = 60$  cm., les valeurs expérimentales sont un peu plus élevées que celles que donne le calcul ; comme, dans ce cas, on a pu constater une très nette destruction du béton par compression, le glissement ne se produisant qu'au moment où l'on approche de la résistance maximum du béton, l'exactitude des moments de rupture déterminés par le calcul, dans le cas où l'hypothèse « b » est remplie, se trouve confirmée. L'essai auxiliaire C, porté sur la figure 13 et dans lequel le glissement a été empêché par construction même, confirme également l'exactitude du calcul.

Les résultats ci-dessus offrent deux possibilités pour le calcul et la conception des poutres enrobées :

a. Le glissement des poutrelles métalliques dans le béton est empêché par dispositions pratiques de construction spéciales. On peut envisager par exemple l'emploi d'étriers en fers ronds, traversant les âmes des poutrelles en I au moyen de trous spécialement disposés. Avec cette disposition, le calcul peut être effectué en partant du plein moment de rupture calculé.

b. Si l'on n'entrevoit aucune disposition de sécurité spéciale contre le glissement des poutrelles dans le béton, il faudra tabler sur une capacité de charge réduite. D'après les résultats des essais effectués par le T.K.V.S.B., essais dont le nombre n'est d'ailleurs pas encore très important, il est suffisant d'envisager une réduction de la capacité de charge de 20 %.

Au cours de la série A d'essais avec charge préliminaire des poutrelles en I, la charge totale de rupture ne s'est pas trouvée réduite du fait de cette charge préliminaire, par rapport à celle des poutres sans charge préliminaire, constatation qui concorde avec les résultats de l'étude théorique. Nous en déduisons qu'en tenant compte de la sécurité à la rupture, le calcul des sections enrobées ne doit être basé que sur le moment maximum total, sans qu'il y ait lieu de considérer si une partie de la charge a été, ou non, appliquée initialement sur la poutrelle métallique seule<sup>1</sup>.

Le fait que les charges préliminaires des poutrelles métalliques n'exercent pas d'influence sur la charge totale de rupture de la poutre enrobée conduit à cette conclusion que le retrait du béton peut en fait provoquer un abaissement de la limite de résistance à la fissuration, sans toutefois exercer une influence sur la charge de rupture.

---

fort de cisaillement doit donc passer du béton sur le fer. Comme cet effort se répartit toutefois sur une fraction importante du périmètre de la poutrelle en I, et même en tablant sur la validité de la loi de Hooke, l'allure de variation de la contrainte ne peut plus être rectiligne et les sections ne peuvent plus par suite rester planes. Il semble toutefois que l'influence qui en résulte sur la valeur des moments à la rupture ne soit que faible.

1. En tenant compte de l'apparition de déformations permanentes, il semble toutefois indiqué de limiter dans une certaine mesure l'importance de cette charge préliminaire.

Le calcul du moment de rupture d'une section enrobée, en se basant sur les diagrammes de déformation des deux matériaux, ainsi qu'il a été indiqué, est en général très long, de telle sorte qu'il est difficile d'y recourir dans la pratique. Il existe toutefois, en ce qui concerne la forme des sections, un cas pour lequel la section des fers tout entière se trouve, à la rupture, en état d'écoulement. Dans ce cas, la valeur du moment de rupture est uniquement fixée par une condition d'équilibre<sup>1</sup>.

En tenant compte des désignations de la figure 14, qui concerne la rupture et en désignant par :

$F_e$  la section de la poutre métallique,

$\sigma_F$  la contrainte d'écoulement,

$\beta_b$  la résistance du prisme de béton,

on déduit de l'équation d'équilibre :

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

la position de l'axe neutre,  $x$  :

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

L'allongement du métal au bord supérieur de la poutrelle en I atteint :

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

Dès que  $\varepsilon_c^o \geq \varepsilon_F$ , la totalité de la section du fer se trouve en état d'écoulement et la condition correspondant à l'état de rupture prévu peut être déduite des équations (2) et (3) :

$$e \geq e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b} \quad (4)$$

En introduisant le bras de levier intérieur des efforts  $D$  et  $Z$  :

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

et en posant pour simplifier :

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

on obtient, pour le moment de rupture  $M_B$  de la section enrobée :

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

La valeur de  $k$  ne varie que très peu avec les différentes sortes de béton ; on peut adopter pour les calculs la valeur :

$$k = 0,55 \text{ à } 0,60$$

On a reporté sur la figure 15 les moments de rupture  $M_B$  calculés pour des largeurs de dalle intermédiaire de 60 et 90 cm et pour une hauteur de recou-

1. Voir Strüßler, Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton-Rechteckbalkens. — Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, volume I, Zurich, 1932.

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/cm<sup>2</sup>, 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  $0,8 \cdot M_B : 2,5$  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/cm<sup>2</sup>.

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 Hilfe 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 augmenté lorsque la hauteur de recouvrement croît.

2. L'adhérence naturelle entre le béton et son armature rigide n'est pas suffisante pour assurer une participation commune des deux matériaux à la charge jusqu'à utilisation intégrale de leurs capacités propres. La réduction de la capacité de charge sous l'influence du glissement des poutrelles en I par rapport au béton atteint, suivant les essais du T.K.V.S.B., jusqu'à 20%. Si l'on envisage l'utilisation intégrale des matériaux, il est nécessaire de prévoir une disposition pratique spéciale assurant la sécurité contre le glissement.

3. La charge totale de rupture n'est pas réduite par l'intervention d'une charge préliminaire de la poutrelle métallique avant l'exécution de l'enrobage (par exemple, par l'influence du poids propre du plancher).

4. Les fléchissements des poutres enrobées sous l'action de la charge normale peuvent être déterminés à l'aide du moment d'inertie de la section combinée, avec  $n = 10$  dans le cas du béton de gravier normal.

5. La méthode de calcul indiquée permet de déterminer directement la charge de rupture et de calculer ainsi les sections enrobées avec le coefficient de sécurité envisagé.

### Summary.

1. The carrying capacity of rolled iron beams is increased by the combined action with concrete in proportion to the thickness of the covering.

2. The natural adhesion between concrete and stiff reinforcement is not sufficient to ensure both materials taking the load in common up to the utmost limit. The reduction of the carrying capacity in consequence of slipping of the I-beam in the concrete is as much as 20%, according to the T.K.V.S.B. tests. If an endeavour has to be made to utilise the materials to the full extent, provision must be taken to ensure against slipping.

3. By a preliminary loading of the iron beam before concreting (for example, by the weight of the ceiling), the total breaking load will not be reduced.

4. The bending of composite beams in consequence of the working load may be determined with the help of the moment of inertia of the combined cross-section, calculated with normal gravel concrete for  $n = 10$ .

5. The method of calculating given here allows the load at breakdown to be determined directly and consequently also the dimensions of composite cross-sections for a desired degree of safety.