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

Band: 1 (1932)

Artikel: Diskussion

Autor: Kazinczy, G.v.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-663

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: 15.07.2025

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 Probebelastung untersucht. Die Decke lag unter dem Dachboden,

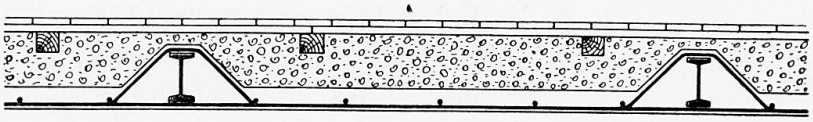
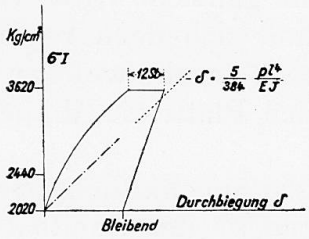


Fig. 1.

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

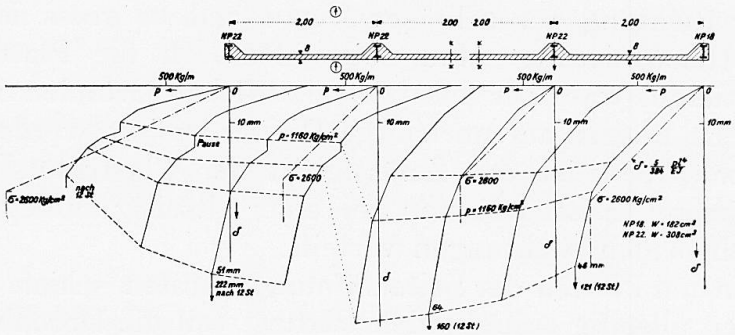


Fig. 3. Fig. 4.

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

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.

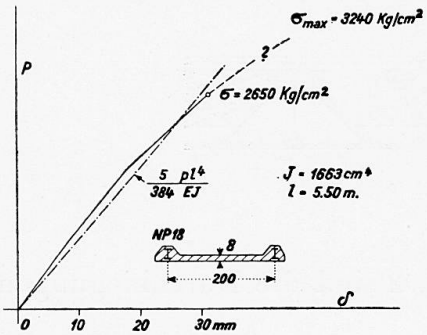


Fig. 5.

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 [1], 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 °/₀ geringer, bei der Fliessgrenze aber erreichen sie den theoretischen Wert. Höchstlast $\sigma_I = 3238$ kg/cm².

Vergleichshalber wurden ganz freie I Balken belastet. (Die Last wurde mittels Bügel angehängt). Sie knickten bei $\sigma = 1945$ kg/cm² vor Erreichen der Fliessgrenze aus ($l = 550$ cm; $h = 18$ cm.; $W = 183$ cm³, 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 ($\sigma = 2000$ kg/cm²) noch weiter gesteigert werden, bis $\sigma = 2800$ kg/cm². Bei dieser Belastung war schon die Durch- und Ausbiegung des Druckflansches sehr beträchtlich.

Die ersten Risse traten bei den Eisenbetondecken für $\sigma_1 = 2770$ kg/cm² (Port. Zem. Beton $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367$ kg/cm²) und $\sigma_1 = 2060$ kg/cm² (Tonerdezem. Beton 2 Tage alt. $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255$ kg/cm²); bei den Decken mit schwächeren Randbalken $\sigma_1 = 1530$ kg/cm² (P. Z. $\sigma_w = 244$ kg/cm²; $\sigma_{bd} = 263$ kg/cm²) und $\sigma_1 = 1350$ kg/cm² (T. E. zem. 1 Tag alt $\sigma_w = 255$ kg/cm²; $\sigma_{bd} = 280$ kg/cm²) und endlich bei der Ziegelgewölbedecke bei $\sigma_I = 845$ kg/cm².

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 Bandeisen 6 × 120 so zusammen verbunden, dass horizontale und vertikale Bewegungen möglich waren, aber in den zwei Endquerschnitten und in den Drittelspunkten war die ursprüngliche Lage des Querschnittes gegen Verwindung gesichert. In der Tat blieb das Ausknicken aus. Die berechnete Spannung ($\sigma = 2452$ kg/cm²) war höher als die ermittelte Fliessgrenze ($\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm²).

Es wurden auch zwei ganz frei gelagerte I Träger belastet ($l = 5{,}57$ m, $h = 18$ cm, $W = 182$ cm³). Sie knickten bei $\sigma = 1980$ kg/cm² aus. Der theoretische Wert würde nach Timoschenko [1] $\sigma_1 = 2050$ kg/cm² 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 kg/cm² auftraten, trotzdem die Materialprobe, die von Ende des Trägerstückes aus dem Flansch entnommen wurde, die Fliessgrenze zu $\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm² 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 Kreiszylinder-Fläche ist, so dass die Rutschung an der ganzen Fläche auf einmal stattfinden kann. Erreichen aber die τ Spannungen an einigen Stellen der Rutschfläche die kritischen Werte noch nicht, so wirken diese Stellen verhindernd ein.

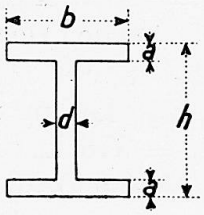


Fig. 6.

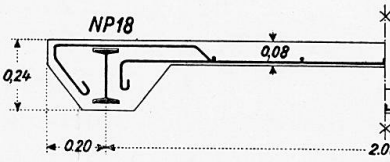


Fig. 7 a.

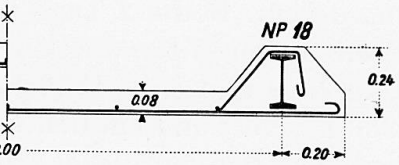


Fig. 7 b.

Die Rutschung kann nur dann entstehen, wenn die durchschnittliche Spannung $\tau = \frac{\int^F \tau . dF}{F}$ den Wert von τ_{fl} erreicht. (Sind aber zu grosse Unterschiede zwischen den einzelnen τ 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. 7*a*. Die Belastung war direkt, aber die Decke konnte entlastet werden, um die bleibenden Durchbiegungen festzustellen. Erste Risse bei $\sigma = 1620$ kg/cm². Starker Knick im Diagramm bei $\sigma_{kr} = 2300$ kg/cm², $\sigma_{max} = 3860$ kg/cm² (berechnet die Last allein auf die Träger $\sigma_{fl} = 2150$ kg/cm²). Versuchen wir in der Rechnung den Beton zu berücksichtigen, so bekommen wir mit $E_{bd} = E_{bz} = 210{\cdot}000$ kg/cm², $n = 10$, für die Risslast $\sigma_{bz} = 63{,}5$; $\sigma_e = 510$ kg/cm². Mit $n = 15$ und $\sigma_{bz} = 0$ für die kritische Last $\sigma_{bd} = 57{,}7$; $\sigma_e = 1800$ kg/cm² und für die Höchstlast $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100$ kg/cm².

einbetonplatten unten (Abb. 7*b*) so betrug für die Riss- , für die kritische Last $\sigma_I = 2380$ kg/cm² und für die Höchstlast $\sigma_I = 3200$ kg/cm². Unter Berücksichtigung des Betons mit $n = 10$, betrug für die Risslast $\sigma_{bz} = 39{,}5$; $\sigma_{bd} = 66$; $\sigma_{ez} = 263$ kg/cm², für die kritische Last $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129$ kg/cm², und für die Höchstlast $\sigma_{ez} = 2980$, $\sigma_{bd} = 179$ kg/cm².

Die Durchbiegungsdiagramme sind in Abbildung 8 dargestellt. Der Knick im Durchbiegungsdiagramm ist bei $\sigma_I = 2380$ kg/cm², ein Beweis dafür, dass an den Risstellen der I Träger allein die Last zu tragen hat, und dass in der

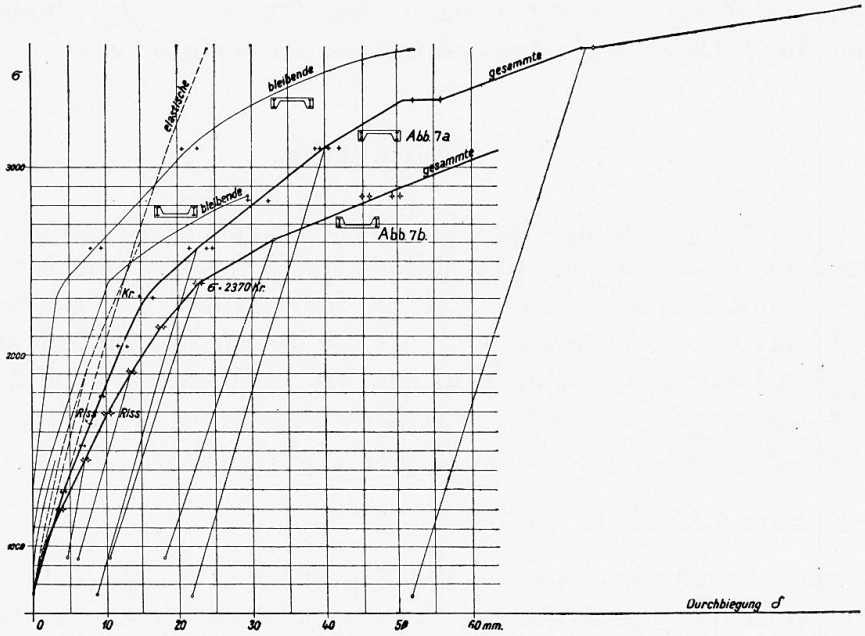


Fig. 8. — élastique = elastische = elastic.
permanent = bleibende = permanent.
total = gesammte = total.
fissure = Riss = crack.
flèche = Durchbiegung = deflection.

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 $M = \sigma_{fl}$. W. Die Höchstlast wird aber erst dann erreicht, wenn im Steg der Fliessvorgang bis in die Näche der Trägermitte rückt (Kist [1] und Fritsche [2]). 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 Additionsgesetz 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

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 Bernouilli 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 $E = 2100000$ kg/cm² 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 $\sigma_I = 1400 - 1500$ kg/cm² 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 $E_b = 210 \cdot 000$ kg/cm² (auf Zug und Druck) und mit $n = 10$ zu erwarten wäre, aber kleiner als nach der Rechnung mit $E_{bd} = 140 \cdot 000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm², $n = 15$.

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.