

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Diskussion

Autor: Hawranek, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-658>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 18.01.2025

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

Dr. Ing. A. HAWRANEK,

Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Herr Dr. Enyedi hat in seinem Diskussionsbeitrag zur Berechnung einbetonierter Stahlsäulen hervorgehoben, zu anderen Ergebnissen zu gelangen, als in meinem Referat VII A3 Seite 619 des Vorberichtes niedergelegt sind, in dem er die Meinung vertritt, dass sich Säulen bei steifer Bewehrung sowohl bei St 37 wie bei St 52 wirtschaftlich bemessen lassen und der Stahl ausgenützt werden kann, gegenüber meinen Schlussfolgerungen auf Seite 637 und 645.

Herr Enyedi hat jedoch dabei etwas Grundsätzliches übersehen, dass sich nämlich mein Referat, was auch Seite 620 Zeile 13 ausdrücklich hervorhebt, bloss mit einbetonierten Säulen eines Stahlskelettes beschäftigt, wobei der Beton mittragend gerechnet wird. Das Stahlskelett ist nach den Grundsätzen des Stahlbaues konstruiert. Voraussetzung ist also dabei gewesen, dass das Stahlskelett vorher völlig aufgestellt ist und damit für alle wirksamen Kräfte, auch für Wind bemessen ist und nachher noch ein Betonquerschnitt hinzukommt, der überall die aus Feuersicherheitsgründen allseitig 0,05 m starke Deckung einhält. Bei dieser Voraussetzung und Forderung handelt es sich also um etwas ganz anderes als um einen Eisenbeton-Skelettbau, dessen steife Bewehrung stockweise aufgestellt und einbetoniert wird und nach den Regeln des Eisenbetonbaues bemessen wird, wo man auch die Freiheit der Abmessungen des Betonquerschnittes und der Bewehrung hat und auch eine Deckung von 0,05 m nicht vorgeschrieben ist. Die reine Eisenbetonbauweise (Gesichtspunkt 2) habe ich, wie aus der Einleitung zum Referate deutlich hervorgeht, überhaupt nicht behandelt und zwar deshalb, weil für diesen Fall ein eigenes Referat VII A2 von Dr. Emperger vorgelegt worden ist.

Dafür wurden in meinem Referate auch zwei verschiedene Arbeitsvorgänge der Stahlskelettbauweise mit nachträglicher Betonierung berücksichtigt und dann in der Zusammenfassung der Ergebnisse Seite 645 und Seite 639, Zeile 3, Massnahmen angegeben, wie man die ungünstigen Ergebnisse, besonders bei St. 52, verbessern kann; insbesondere, indem man andere Stahlquerschnittsformen der Stützen als bisher im Stahlbau üblich, verwendet. Es sei gleich erwähnt, dass bei Bauten mit wenig Geschossen und Verwendung von Breitflanschprofilen die Ergebnisse günstiger werden, aber mit diesen Profilen kommt man bei vielen Geschossen nicht aus, ausser man verwendet Kopfplatten mit teurer laufender Nietung und unangenehmen Anschlüssen der Unterzüge, die wegen der schwierigen Momentenübertragung bei vielgeschossigen Bauten teuer werden. Deshalb sind die Untersuchungen auch auf die übliche Form der aus 2 I-Profilen bestehenden Säulen beschränkt, die auch den nötigen Zwischenraum zum Einschieben und Auflagern, selbst schwerer Unterzüge, freilassen. Diese grundsätzliche Anordnung der Säulenquerschnitte wird man aber bei vielgeschossigen Bauten schwer verlassen können. (Ich erwähne, dass die Untersuchungen für ein Hochhaus mit 20 Obergeschossen durchgeführt worden ist.)

Ausserdem ist zu beachten, dass das reine Stahlskelett auch für Wind be-

rechnet worden ist und zwar für eine sehr ungünstige aber leicht mögliche Annahme über die dem Wind ausgesetzten Flächen, so dass alle hintereinander liegenden Säulen und Unterzüge vom Wind getroffen werden können. Schliesslich darf nicht vergessen werden, dass die Stahlquerschnitte nach der Vorschrift auf Biegung und Knicken gerechnet sind, (Fall I Seite 629) was bei den Erwägungen des Hr. Dr. Enyedi gewiss nicht berücksichtigt worden ist. Im Fall I a wurden die Stahlsäulen im Interesse einer Ersparnis auf Druck und Biegung mit Nietabzug berechnet und nachträglich untersucht, welche Sicherheit gegen Knicken dann vorhanden ist; so ergab sich (Seite 636), dass diese 1,6 bei St. 37 und bloss 1,36 bei St. 57 gegen Erreichen der Streckgrenze betrug. Es hängt also auch davon ab, wenn die Wirtschaftlichkeit und Ausnützbarkeit des Stahles untersucht wird, wie weit man mit den Sicherheiten noch heruntergehen will, wenn es sich auch, so lange die Stützen nicht einbetoniert werden, nur um vorübergehende Beanspruchungen handelt.

Wenn Herr Dr. Enyedi seine Schlussfolgerungen bezüglich der Ausnützbarkeit der steifen Stahlbewehrung für Säulen aus seinem in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. 1, Seite 117 erschienenen Aufsätze « Die Wirtschaftlichkeit steif bewehrter Druckglieder » gezogen hat, so ist der Widerspruch sofort aufgeklärt. Denn Enyedi berücksichtigt darin bloss Säulen, die auf Druck beansprucht sind, Wind- und Lastmomente zieht er überhaupt nicht in Rechnung; was aber in meinem Referate, wie dies bei einem Skelettbau erforderlich ist, berücksichtigt ist, und wie man sich aus den Tabellen Nr. 1-12 überzeugen kann, wenigstens in den unteren Geschossen viel ausmacht. Ausserdem behandelt Enyedi bloss achteckige Säulen, während im Referate rechteckige Querschnitte berücksichtigt sind.

Das bisher hier Erwähnte gilt dem Grundsätzlichen und bestätigt die Richtigkeit meiner Schlussfolgerungen, die für Säulen in Geschossbauten gezogen wurden.

Wenn im besonderen Herr Enyedi noch in der Formel 1) Seite 625 meines Referates

$$P_{zul.} = 65 (F_b + 14,42 F_c)$$

den Beiwert 14,42 durch 15 ersetzen will, so möchte ich hervorheben, dass dieser Wert 14,42 sich aus den Versuchsserien für rechteckige Säulen nach Saliger bei Berücksichtigung tschechoslowakischer Vorschriften ergibt. Doch sei gleich erwähnt, dass dieser Umstand die Unstimmigkeiten der Schlussfolgerungen zwischen Herrn Enyedi und mir nach obigem nicht verursacht. Uebrigens ist dieser Wert ja abhängig von der Prismenfestigkeit des verwendeten Betons, der Stauchgrenze des Eisens und dem gewählten Sicherheitsgrad. Dieser Beiwert könnte für St. 37 unter besonderen Verhältnissen auch grösser als 15 sein.

Auch die Einwände Enyedis gegen die Schlussfolgerungen des Referates bei einbetonierten Trägern treffen nicht zu. Es ist klar, dass man eine gewöhnliche Decke, die aus einbetonierten Profileisen besteht, so bemessen kann, dass das steife Profil in der untersten Faser gerade die zulässige Beanspruchung erfährt.

Wenn aber ein solcher Träger oder Unterzug im Stahlskelett Windmomente

schon im nichteinbetonierten Zustand erfährt, so ist dessen Abmessung von vornherein bestimmt und wird dann wiederum beim Einbetonieren die vorgeschriebene minimalste Deckung berücksichtigt, so ist eine zweifache Unfreiheit im Bemessungsverfahren vorhanden, die eben zu hohen Betonspannungen führt, wie Seite 632 des Referates ausgeführt ist. Dass Referent die Windmomente für Unterzüge aber berücksichtigt, ist aus der Seite 631 zu ersehen; er hat auch jene Massnahmen angegeben, die eine wirtschaftlichere Ausführung ermöglichen.

Ein Vergleich Enyedis mit den Brückenausführungen Melans und Spangenberg's ist hinfällig, da es sich um anders beanspruchte Druckglieder handelt, als die im Referate behandelten.

Zum Referat VII A2 Dr. Empergers über Berechnung steif bewehrter Säulen und zu dessen Nachtrag in der Diskussion.

Das Additions-gesetz Empergers für steif bewehrte und umschnürte Eisenbetonsäulen, ist aus verschiedenen Versuchsreihen für den Bruchzustand feststehend. Aus meinem Diskussionsbeitrag zu VII A3, ist aber ersichtlich, dass bei der steif bewehrten und umschnürten Säule im Bereich der Gebrauchslasten die wirklichen Spannungen im Beton und Eisen wesentlich von jenen abweichen, wenn die Bemessung solcher Säulen aus der Tragfähigkeit erfolgt, wie Emperger vorschlägt, die dem Quotienten der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsfaktor entsprechen. Es sind noch Versuche nötig, die die Spannungen des Betons und Eisens für die Gebrauchslast feststellen und sie mit jenen beim Bruch in Beziehung bringen. Zur Klarstellung dieser Frage reichen die bisherigen Versuche nicht aus, insbesondere ist auch die Messung der Spannungen in den Umschnürungen nötig, bevor eine endgültige Entscheidung über die Bemessung solcher Säulen getroffen wird. Natürlich müssen dabei alle Eigenschaften der Einzelbaustoffe gleichzeitig geprüft werden.

Traduction.

Au cours de sa contribution à la Discussion, et au sujet du calcul des colonnes en acier enrobées de béton, le Dr. Enyedi est arrivé à des résultats différents de ceux que j'ai exposés dans mon rapport VII-A-3, page 619 de la Publication Préliminaire; il soutient en effet l'opinion que dans le cas de l'armature rigide, les colonnes peuvent être calculées aussi économiquement avec l'acier à haute résistance St. 52 qu'avec l'acier doux St. 37, l'acier pouvant dans les deux cas, être utilisé intégralement; j'arrive par contre à une conclusion inverse (voir pages 637 et 645).

Le Dr. Enyedi semble toutefois ne pas avoir tenu compte de ce fait essentiel, qu'exprime en particulier très nettement la ligne 13 de la page 620, que mon rapport n'envisage uniquement que les colonnes enrobées de béton faisant partie d'une ossature métallique et dans lesquelles l'intervention du béton est introduite dans les calculs. L'ossature métallique est conçue suivant les principes mêmes de la construction métallique. Ceci suppose donc que l'ossature métallique est tout d'abord entièrement montée par elle-même, et que par suite elle est calculée par elle-même pour tous les efforts entrant en