

Voute gewisse Regeln zu beachten, denn es dürfen nicht einfach die Größtwerte von  $Q$  und  $M$  in die Formel eingesetzt werden. Die Regeln sind in Beton und Eisen 1922 veröffentlicht, auch in meinem Buch über den Eisenbetonbau enthalten.

Beim *durchlaufenden Balken* ist die volle Schubsicherung durch die Versuche als notwendig nachgewiesen worden, sogar bei gutem Beton. Auch aus statisch-theoretischen Gründen ist sie hier nötig, weil die gemessenen Biegelinien zeigen, daß nur bei ihr die Beziehungen zwischen Moment und Drehwinkel benachbarter Querschnitte gelten, auf denen die Theorie des durchlaufenden Balkens aufgebaut ist (einerlei Krümmung der Biegelinie beim einfachen Balken).

Versuchsergebnisse von kleinen niedern rechteckigen oder rechteckähnlichen Balken dürfen nicht ohne weiteres auf große Balken, wie sie praktisch vorkommen, übertragen werden. Deshalb sind die Versuche mit den großen Balken, über die hier berichtet ist, angestellt worden. Insbesondere ist es beweiskräftiger, wenn Balken mit verschieden starker Bewehrung auf Schub geprüft werden, als wenn man aus der gemessenen Dehnung der Aufbiegungen auf die zulässige Beanspruchung derselben schließen wollte, in dem Sinne, daß aus einer kleineren Dehnung als der rechnungsmäßigen gefolgert würde, daß man entsprechend weniger aufgebogene Eisen nötig hätte. Abgesehen von der gewagten Übertragung auf größere Formate, ist noch zu beachten, daß solche Dehnungsmessungen, wie sie von RICHART angestellt wurden, nicht die volle Eisenspannung liefern können, weil die Dehnung des Eisens bekanntlich durch den Gleitwiderstand des umgebenden Betons vermindert wird, auch wenn er schon gerissen ist.

## Diskussion

Professor O. GRAF, Stuttgart:

Wir hörten die Forderung, daß Veranlassung gegeben ist, bei durchlaufenden Eisenbetonträgern die Bedingungen, welche als Grundlage des Eisenbetons anerkannt sind, voll gelten zu lassen: Der Beton nimmt Zugspannungen nicht auf, weil unter zulässigen Belastungen mit dem Vorhandensein von Rissen zu rechnen ist. Das Eisen überträgt also die Zugspannung. Die Bewehrung muß so angeordnet sein, daß sie überall da, wo Risse im Beton zu erwarten sind, das Klaffen der Risse hinreichend hindert bis zu Belastungen, mit denen volle Ausnützung des Eisens bis zur Streckgrenze erreicht ist. Im besonderen finden wir aus den neuen Versuchen zur letztgenannten Bedingung wertvolle Einzelheiten, weil die Verankerung der Bewehrung wiederholt maßgebend gewesen ist, in unmittelbarer Abhängigkeit von der Widerstandsfähigkeit des Betons etwa in dem Ausmaß, das frühere Versuche mit verschiedenen Haken erkennen ließen (vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, Seite 155). Die lehrreichen Versuche geben also nicht bloß zum Thema an sich Aufschluß, sondern veranlassen uns weiterhin, die Konstruktionsregeln für die Verankerung der Eisen erneut zu verfolgen, u. a. derart, daß die Anwendung bestimmter Eisendurchmesser von der Güte des Betons abhängig gemacht werden. Daß der Ort der Verankerung der Eisen von erheblichem Einfluß sein kann, wird durch die sieben mitgeteilten Versuche besonders anschaulich dargelegt.

Professor Dr.-Ing. MAUTNER, Frankfurt (Aachen):

In den Jahren 1927/28 fand in deutschen Zeitschriften ein lebhafter Meinungsaustausch über die Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonbalken statt. Der Meinungsaustausch ging davon aus, daß nach dem Heft 48 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, der Balken 1025 mit 50%iger Schubsicherung 120 t Bruchlast

aufwies, während der Balken 1026 mit voller Schubsicherung nur 119 t erreichte. Überdies war in diesem Versuchsbericht die für Balken 1025 angegebene Bewehrungsgewichtszahl etwa 6% geringer, als bei voller Schubsicherung. In dem genannten Meinungsstreit wurde die Rückkehr zu den deutschen Bestimmungen vom Jahre 1916 für die Schubbewehrung empfohlen und die volle Schubsicherung nach den Bestimmungen vom Jahre 1925 als unwirtschaftlich bekämpft.

Das kleinere Bewehrungsgewicht des halbschubgesicherten Balkens erwies sich als ein Irrtum der Versuchsanstalt, der von MÖRSCH in „Beton und Eisen“ 1927 richtiggestellt wurde. Was die Frage der Sicherheit anbelangt, so wies MÖRSCH daraufhin, daß die Versuche des Heftes 48 nur eine scheinbare Gleichwertigkeit der halben und der vollen Schubsicherung ergeben hätten. Die Versuche sind bekanntlich mit vorzüglichem Laboratoriumsbeton mit  $K_w = 282 \text{ at}$  durchgeführt worden. Die bei der halben Schubbewehrung schief gegen das Auflager gerichtete Gewölbedruckkraft konnte bei der vorzüglichen Betonbeschaffenheit von der Druckzone des Steges aufgenommen werden und führte hierdurch zu einer wesentlichen Entlastung der schwächeren Schrägeisen der halben Schubbewehrung; außerdem war durch die Fortführung der geraden Eisen bis zum Auflager eine reichlichere Momentendeckung im Vergleich zur vollen Schubsicherung vorhanden. MÖRSCH wies bereits nach dem Vorliegen der Ergebnisse des Heftes 48 darauf hin, daß die Verhältnisse nicht so günstig für die halbe Schubsicherung beim durchlaufenden Balken liegen würden, weil bei diesem Größtmoment und größte Querkraft zusammenfallen und daher der Stegbeton keine große Zusatzbelastung durch die schief gerichtete Gewölbedruckkraft aufnehmen kann. Das Heft 58 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welches die Verhältnisse des Endfeldes eines durchlaufenden Trägers wiedergibt, bestätigte die Richtigkeit dieser Voraussage. Bei diesen Versuchen hat sich bereits die Überlegenheit der vollen Schubsicherung bei Verwendung guten Laboratoriumsbetons gezeigt. Wiewohl die Folgerungen MÖRSCH aus den Versuchsberichten der Hefte 48 und 58 schon eindeutig die Überlegenheit der vollen Schubsicherung bewiesen, entschloß sich die WAYSS & FREYTAG A.-G. über Antrag von Professor Dr. MÖRSCH, weitere Versuche in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart ausführen zu lassen, deren Ergebnisse MÖRSCH in seinem Referat gleichfalls vorgeführt hat. Die Versuche hatten zunächst den Zweck, die Wirkung der Schubsicherung an Eisenbetonbalken mit baumäßigem Beton, also mit  $W_{b,28} > 100 \text{ at}$  zu zeigen, weiter sollten aber die Versuche die Unzweckmäßigkeit und Unverläßlichkeit jener Schubbewehrungen beweisen, die von verschiedenen an dem Meinungsstreit Beteiligten zur Herbeiführung „besserer Wirtschaftlichkeit“ der Schubbewehrung erstattet wurden.

Was den ersten Zweck der Versuche anbelangt, so ist es schade, daß die Würfestigkeiten der geprüften Balken ziemlich stark voneinander abwichen (72, 110 und 150 at). Es ist schwer im Laboratorium einen so minderwertigen Beton herzustellen, wie er nach den deutschen Bestimmungen für Bauwerke noch zugelassen wird. Die Umrechnung der Höchstlasten im Verhältnis der Würfestigkeiten, wie sie von Mörsch vorgenommen wurde, ist aber zweifelsfrei. Hiebei zeigte sich die bedeutende Überlegenheit der vollen Schubsicherung. — Der Vergleich der Biegelinien zeigt, wie von Mörsch hervorgehoben, daß im Falle der halben Schubsicherung die Umkehrung der Krümmung in der Nähe der Auflager stattfindet, was der Beweis des Angriffes der Druckmittelkraft unter dem Schwerpunkt des Querschnittes ist.

Der zweite Teil der WAYSS & FREYTAGSchen Versuche wäre eigentlich überflüssig gewesen. Mörsch hat in wiederholten Rechenbeispielen gezeigt, daß bei richtiger Ablösung der Zugeisen und ihrer Abbiegung in die Druckzone und bei geeigneter Wahl des Bügelabstandes für die volle Schubsicherung stets weniger

Eisen benötigt wird als für die halbe Schubsicherung. Die Reihenfolge der Eisenaufwandgröße nach den verschiedenen deutschen Bestimmungen ist:

Bewehrung nach den Bestimmungen	1907
„ „ „ „	1916
„ „ „ „	1925

derart, daß letztere den kleinsten Eisenaufwand mit sich bringt, wenn die Ablösung der Eisen wie vorbeschrieben geschieht. Der Grund hierfür ist leicht einzusehen, weil der Weg der schrägen Abbiegung der abgelösten Eisen und der Verankerung in der Druckzone kürzer ist, als die Fortführung bis zum Auflager. Die gegen diesen höchst einfachen Grundsatz angeführten Rechenbeispiele gehen alle von falschen Voraussetzungen aus. So z. B. ein Gegenvorschlag, der das 4 kg-Dreieck lediglich mit Bügeln deckt, was jedem Konstrukteur bei Betrachtung des Schubdiagramms unzumutbar erscheinen wird. Von anderer Seite kam der Einwand, daß die Schubdeckung bei Balken mit geringen Feldmomenten (Dachpfetten) nicht möglich sei, weil nicht genügend untere Eisen notwendig und daher vorhanden seien, um das Schubdiagramm durch Abbiegungen mit den Bügeln zu decken. Auch hiergegen hat MÖRSCH nachgewiesen, daß dieser Einwand für die Endfelder solcher Pfetten gar nicht zutrifft und für die Mittelfelder dadurch leicht behoben werden kann, daß ein oder zwei abgeboogene Eisen über die Mittelstütze in die untere Druckzone abgeboogen werden. Dies führt zu keinem nennenswerten Eisen-Mehrverbrauch.

Nachdem nun durch diese einfache Beweisführung die behauptete Unwirtschaftlichkeit der vollen Schubsicherung als unrichtig erwiesen war, kamen Vorschläge, die Zugseisen entsprechend dem Momentverlauf zu kürzen und in der Zugzone endigend oder, wie MÖRSCH sagte, „schwimmende Eisen“ zuzulegen. Es wurden daher die WAYSS & FREYTAGSchen Versuche auf diese, wie wir glauben jedem Konstrukteur zuwiderlaufende Schubsicherung und Eisenanordnung ausgedehnt. Die Versuche ergaben, wie vor auszusehen war, die Unterlegenheit dieser fehlerhaften Bewehrungen. — Da in dem Meinungsstreit die Wirtschaftlichkeitsfrage eine große Rolle spielt, so sei noch erwähnt, daß bei der WAYSS & FREYTAG A.-G., also einer der bedeutendsten Großbauunternehmungen, noch vor Herausgabe der Bestimmungen vom Jahre 1925 schon mehrere Jahre lang die volle Schubsicherung nach der vorbeschriebenen Art üblich war und in tausenden Fällen zur Durchführung gelangte. Es ist dabei niemals eine geringere Wirtschaftlichkeit der Bewehrung festgestellt worden.

Prof. Ing. F. CAMPUS, Liège:

Le remarquable rapport du Prof. MÖRSCH confirme expérimentalement et théoriquement la supériorité et l'utilité de l'action combinée de barres relevées et d'étriers pour résister à la totalité des efforts tranchants dans les pièces fléchies. En faisant abstraction de la résistance propre du béton aux efforts rasants, on établit une concordance logique et conforme aux réalités avec le calcul des barres principales, effectué sans tenir compte de la résistance à la traction du béton. Car, en effet, toutes les armatures quelconques sont disposées pour supporter les effets des tensions principales de traction, agissant suivant les lignes isostatiques de la pièce fléchie.

L'importance des barres relevées et des étriers au point de vue de la résistance semble cependant être méconnue de beaucoup de praticiens; c'est pourquoi on les appelle souvent armatures secondaires. Comme les tensions secondaires, selon une définition donnée dans la revue ENGINEERING du 2 mars 1928 (Secondary stresses), les armatures secondaires sont celles que l'on ne calcule pas. Cela provient de ce que, dans l'état actuel de la question, le calcul de ces armatures est plus compliqué et

exige plus de temps que celui des armatures principales, qui se fait au moyen de tables et d'abaques. Simplifions le calcul des barres relevées et des étriers, tout en le conservant pratiquement exact; il est possible qu'il en résulte un progrès dans l'application effective de ces éléments.

\* \* \*

Le calcul des barres obliques et des étriers est basé sur la formule rappelée par le Prof. MÖRSCH:  $\tau_0 = \frac{Q}{b z}$ .

La section totale des barres obliques découle de la formule  $\Omega_0 \sigma_a = \int \frac{Q}{z} \cos a \, dx$ .

Si l'on emploie des étriers, leur section totale dérive de  $\Omega_e \sigma_a = \int \frac{Q}{z} \, dx$ .

Théoriquement, les deux genres d'armatures ont donc le même volume.

Leur position se détermine en subdivisant le diagramme des efforts tranchants en surfaces partielles d'aires égales à  $\frac{\omega_0 \sigma_a z}{\cos a}$  ou  $\omega_e \sigma_a z$ ,  $\omega_0$  ou  $\omega_e$  étant la section d'une barre relevée ou d'un étrier. La projection du centre de gravité de chaque aire partielle sur l'axe neutre détermine les alignements des armatures.

Le calcul exige donc le tracé du diagramme des efforts tranchants, la détermination de sa surface, sa subdivision en surfaces partielles et la recherche des centres de gravité de ces parties. En outre, il faut déterminer par le diagramme des moments fléchissants à partir de quels points les barres principales peuvent être relevées obliquement. La fig. 20 du rapport du Prof. MÖRSCH synthétise les opérations.

Il est possible d'obtenir un résultat équivalent, sinon meilleur, par le moyen du seul diagramme des moments, nécessaire en tout état de cause pour le calcul des armatures principales, et plus usuel que le diagramme des efforts tranchants. Il n'y a pas de surface à calculer, ni à subdiviser, non plus que de centres de gravité à déterminer. Il suffit d'observer que  $Q = \frac{dM}{dx}$ , d'où  $\tau_0 = \frac{dM}{b z dx}$ .

Dès lors  $\Omega_0 \sigma_a = \int \frac{dM \cos a}{z} = \frac{\Delta M \cos a}{z}$ , et  $\Omega_e \sigma_a = \frac{\Delta M}{z}$ .

Considérons la courbe des  $M$  correspondant à un ensemble de charges fixes (fig. 52). On trace une série de parallèles à l'axe des abscisses, distantes de cet axe et entre elles de  $\frac{\omega_0 \sigma_a z}{\cos a}$  ou  $\omega_e \sigma_a z$ , suivant qu'il s'agit de barres obliques ou d'étriers. On projette sur l'axe des abscisses les points d'intersection de ces droites avec la courbe

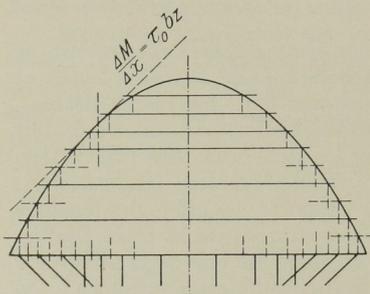


Abb. 52

des  $M$ . Les segments ainsi déterminés correspondent chacun à une armature. Comme point déterminatif de l'alignement, on choisit les milieux des segments ou, mieux, les projections sur l'axe des abscisses des points d'intersection de la courbe des moments avec les parallèles à l'axe des abscisses situées à mi-distance des précédentes. La différence pratique avec les alignements correspondant aux aires partielles du diagramme des efforts tranchants est insignifiante, surtout en regard de la précision de montage des armatures du béton armé.

Si l'on veut déterminer à partir de quel point la tension tangentielle du béton est inférieure à  $\tau_0$ , par exemple pour délimiter les régions dévolues aux barres relevées et aux étriers, il suffit de chercher le point de contact de la tangente au dia-

gramme des moments définie par  $\frac{dM}{dx} = \tau_0 b z$ . Ce procédé est suffisamment précis, puisque la position exacte du point ne possède aucune signification capitale. On détermine sur le même diagramme les points à partir desquels les barres peuvent être relevées.

Pour des charges fixes, la méthode simple précédente est rigoureuse, abstraction faite de la petite imperfection théorique relative à la détermination des alignements des barres.

\* \* \*

Dans le cas de charges mobiles, la rigueur mathématique disparaît, car la relation  $Q = \frac{dM}{dx}$  ne s'applique pas à la courbe enveloppe des moments fléchissants. Mais la méthode classique utilisant le diagramme enveloppe des efforts tranchants n'est pas non plus rigoureuse et l'erreur commise est même supérieure à celle qui provient de l'emploi de la méthode des moments. Car, s'il est permis d'écrire  $\tau_0 = \frac{Q}{b z}$  pour le diagramme enveloppe des efforts tranchants, par contre l'expression  $\int \frac{Q}{z} \cos \alpha dx$  n'a plus de sens. En effet, cette courbe représente un ensemble de valeurs maxima non simultanées, dont chaque point correspond à une courbe instantanée réelle des efforts tranchants, située à l'intérieur de l'enveloppe, et à laquelle s'applique la relation intégrale.

Donc, la surface du diagramme des efforts tranchants maxima donne des armatures obliques ou verticales trop fortes. La constatation saute aux yeux si nous examinons le cas d'une charge mobile unique circulant sur une poutre à deux appuis (fig. 53). L'ensemble des armatures correspond à la surface hachurée, tout à fait excessive si on se réfère à une courbe instantanée (en pointillé). La charge fixe équivalente se compose d'une charge uniformément répartie et d'une charge concentrée au milieu de la portée, toutes deux égales à la charge mobile.

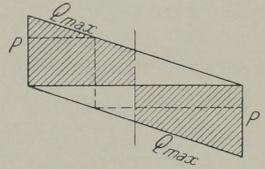


Abb. 53

toutes deux égales à

Considérons ensuite le diagramme enveloppe des moments (fig. 54). Nous pouvons envisager qu'il correspond à une charge fixe fictive uniformément répartie, égale au double de la charge mobile lorsque celle-ci est unique. La courbe des efforts tranchants correspondants est la dérivée de la courbe des moments. En comparant un diagramme réel d'efforts tranchants avec le diagramme fictif, on voit que la concordance des aires est meilleure que par l'emploi du diagramme des efforts tranchants maxima; l'excès est moindre. Le cas envisagé d'une force unique agissant seule est le plus défavorable que l'on puisse considérer. La concordance s'améliore en faveur de la méthode des moments lorsque la charge mobile est divisée. Si l'on y joint l'effet des charges fixes, toujours important sinon prépondérant, on peut considérer que la méthode est d'une exactitude tout à fait satisfaisante pour la pratique.

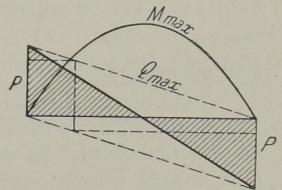


Abb. 54

Donc la méthode que j'ai décrite pour les charges fixes s'applique pratiquement au diagramme des moments maxima tenant compte de toutes les circonstances de sollicitation.

\* \* \*

Les résultats de la méthode sont satisfaisants et diffèrent très peu d'ailleurs de ceux que l'on obtient par le calcul des efforts tranchants. Mais la simplification est notable et le gain de temps considérable (surtout dans le cas de pièces hyperstatiques), étant donné que le diagramme des moments maxima doit être tracé dans tous les cas pour le calcul des armatures principales. Pour des calculs sommaires, on peut adopter une parabole.

Une réserve cependant. Lorsqu'il y a des charges mobiles, la tangente de coefficient angulaire  $\frac{\Delta M}{\Delta x} = \tau_0 b z$  ne définit plus le point en deçà duquel la tension tangentielle du béton est inférieure à  $\tau_0$ .

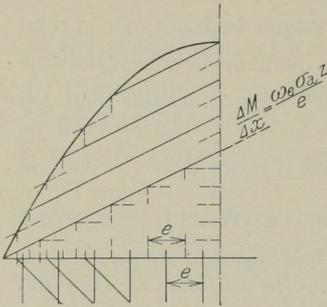


Abb. 55

Pour une pièce sur deux appuis, le point exact est généralement un peu plus près du milieu de la poutre. La différence reste cependant dans des limites modérées et, en réalité, l'inconvénient n'est pas grand si ce point ne sert qu'à limiter les régions dévolues aux barres relevées et aux étriers. Le calculateur use toujours d'une certaine latitude pour la répartition de ces armatures et il n'en résulte, en l'occurrence, aucun défaut caractérisé.

La méthode permet aisément de combiner la résistance des barres obliques, des étriers et du béton, si l'on désirait tenir compte de cette dernière selon un usage périmé. Par exemple, si l'on s'impose de disposer des étriers de section  $\omega_e$  écartés

de  $e$ , les moments correspondants sont tels que  $\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{\omega_e \sigma_a z}{e}$ . Il suffit de tracer à partir des extrémités du diagramme des moments fléchissants, des droites ayant le coefficient angulaire  $\frac{\Delta M}{\Delta x}$  défini ci-dessus. Les lignes de division destinées à définir les barres obliques seront alors tracées parallèlement à ces droites au lieu d'être parallèles à l'axe des abscisses. La figure schématique 55 montre que le nombre et la disposition des barres obliques subissent de ce fait la modification attendue.

Si l'on voulait tenir compte de la résistance du béton, on tracerait les droites de division parallèlement à la droite dont le coefficient angulaire est  $\frac{\Delta M}{\Delta x} = b \tau_0 z$ .

Bref, il n'est aucune disposition calculable par la méthode des efforts tranchants qui ne puisse l'être par celle des moments, et en outre plus simplement. Il s'agit d'ailleurs, en somme, d'une application de l'intégration graphique.

Prof. E. PROBST, Karlsruhe.:

Jedermann wird Herrn Prof. MÖRSCH zustimmen, wenn er verlangt, daß der Frage der Schubsicherung von Eisenbetonträgern die größte Aufmerksamkeit zugewendet wird. In den Zielen bestehen keine Meinungsverschiedenheiten, wohl aber in den Wegen, wie die günstigste Schubsicherung zu erreichen ist. Was Prof. MÖRSCH als Schubsicherung verlangt, geht meines Erachtens über das hinaus, was man auf Grund aller bisher durchgeführter Untersuchungen und Beobachtungen fordern kann. Allerdings darf man bei Laboratoriumsuntersuchungen nicht etwa den von Prof. MAUTNER in der Aussprache erwähnten „baumäßigen, besonders schlechten Beton“ verwenden, der auf deutschen Baustellen als Ausnahme gelten dürfte. Man sollte vielmehr bestrebt sein, den Unterschied zwischen Laboratoriumsbeton und Baubeton möglichst klein zu halten, wenn man Folgerungen für die praktische Anwendung ziehen will.

Entgegen der Ansicht von MÖRSCH glaube ich nicht, daß Mängel in der Schubbewehrung durch guten Beton ausgeglichen werden können, ebensowenig wie Mängel des Betons durch eine stärkere Bewehrung wettgemacht werden können.

Die Auseinandersetzungen über die notwendigen Schubsicherungen begannen, als durch die deutschen Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1925 Forderungen erhoben wurden, die meines Erachtens konstruktiv und wirtschaftlich eine überflüssige Belastung bedeuten. Wenn Herr MAUTNER darauf hinweist, daß er als technischer Direktor eines Großunternehmens seit Jahren noch vor Erscheinen der neuen Eisenbetonbestimmungen immer so konstruieren ließ, wie es jetzt die Bestimmungen verlangen, und behauptet, daß ihm nicht eine Unwirtschaftlichkeit aufgefallen sei, so ist das eine Ansicht, die von mir mit vielen Anderen nicht geteilt wird. Ich will aber die Frage der Wirtschaftlichkeit aus der Diskussion ausschalten und mich darauf beschränken, zu zeigen, daß die von MÖRSCH verlangte sogenannte 100%ige Schubsicherung weder theoretisch noch konstruktiv gerechtfertigt ist.

MÖRSCH bezeichnet als 100%ige Schubsicherung diejenige, bei der die berechnete Eisenspannung gleich ist der berechneten Anstrengung der Längseisen infolge der größten Biegemomente.

Diese Berechnung gilt aber nur, solange keine Schrägrisse infolge von Hauptzugspannungen auftreten. Wie wenig sie den tatsächlichen Verhältnissen Rechnung trägt, ersieht man, wenn MÖRSCH in Heft 58 des D. A. f. E. die der Bruchlast entsprechenden Spannungen in den Schrägeisen und Bügeln mit 4000 bis 6900 kg/qcm und in den Längseisen mit etwa 2200 bis 3300 kg/qcm berechnet.

Wenn man die Schubbewehrung mit der Längsbewehrung vergleichen will, wird man zweckmäßiger den Querschnitt der ersteren in Hundertteilen der zur Aufnahme der größten Biegemomente erforderlichen Längseisen ausdrücken, wie dies auch früher geschehen ist.

Es ist erfreulich, daß MÖRSCH die Spannungstrajektorien im Zusammenhang mit der Ribbildung an Eisenbetonbalken zur Begründung für die notwendigen Schubbewehrungen heranzieht, wie dies schon früher geschehen ist. (Siehe Band I meiner „Vorlesungen“. 1. Auflage 1917.) Der Verlauf der Ribbildungen gibt die beste Möglichkeit, die günstigste Lage der Eisen zu erkennen.

Ich halte es nicht für berechtigt, die Wirkung der Schrägbewehrung mit den Zugdiagonalen eines Fachwerkes zu vergleichen, bei dem die Aufgabe der Druckdiagonalen dem Beton zugewiesen wird. Ein Blick auf Abb. 56 zeigt, daß in jedem Querschnitt, in dem größere als zulässige Schubspannungen (bzw. Hauptzugspannungen) auftreten, eine Schubbewehrung notwendig ist. Daß Bügel ebenso wie Schrägeisen zur Vergrößerung des Schubwiderstandes herangezogen werden können, ist seit langem bekannt. Vorzuziehen sind die konstruktiv einfacheren Schrägeisen.

Im allgemeinen halte ich es aus folgenden Gründen für zweckmäßiger, Bügel nur als Montageisen und nur in Ausnahmefällen als Schubbewehrung zu verwenden: Wo die Querkkräfte gegenüber den Biegemomenten zurücktreten, sollte man, um Ribbildung zu fördern, nur die unbedingt erforderlichen Bügel einlegen, da diese bekanntlich der Ausgangspunkt für Ribbildungen sind. Man betrachte in Abb. 57 Beispiele von zwei Eisenbetonträgern bei Balkenbrücken-

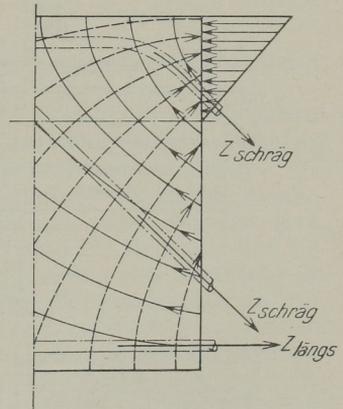


Abb. 56

konstruktionen mit 25 und 32 m Spannweiten. Man sieht den Beton vor lauter Bügeln nicht, und man darf sich nicht wundern, wenn an den Stellen der großen

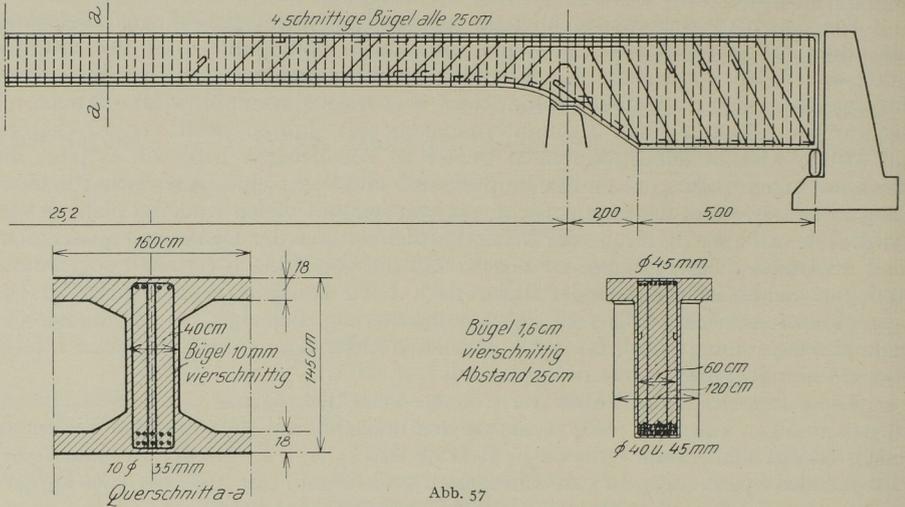


Abb. 57

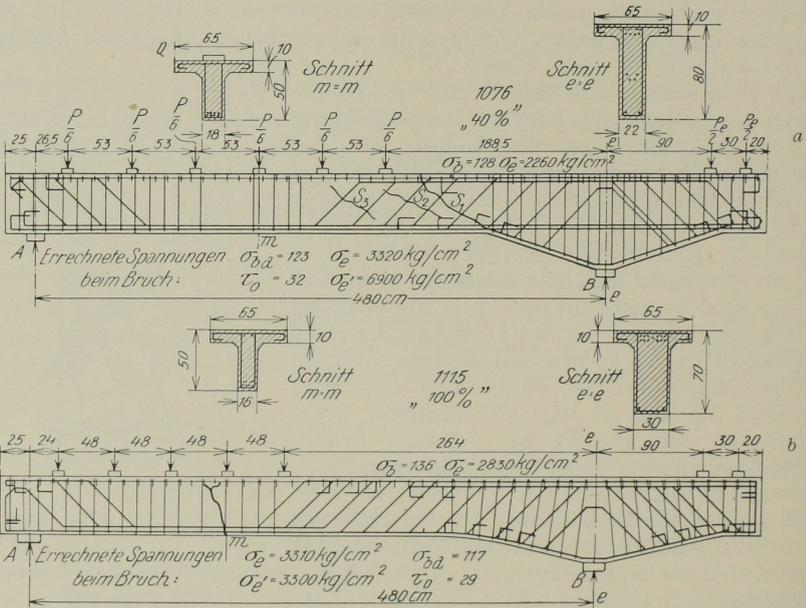


Abb. 58 a und 58 b

Biegemomente mehr Risse entstehen, als wenn die Zahl der Bügel auf das für die Montage notwendige Mindestmaß eingeschränkt wäre.

Zu ungünstigen Wirkungen kann es führen, wenn man Schubsicherungen auch dort verlangt, wo die  $\tau_D$ -Spannungen die zulässige Spannung nicht erreichen.

Daß man mit Bügeln dieselbe Wirkung erzielen kann wie mit Schrägeisen, zeigen die beiden Balken 1124 und 1132 (in dem Bericht von MÖRSCH Fig. 31 und 35). So hat Balken 1124 mit einer sogenannten 50%igen Schubsicherung durch Bügel eine Bruchlast von 75 t gegenüber 73,5 t bei Balken 1132 mit Schrägeisen bei der sogenannten 100%igen Schubsicherung. Man sieht daraus, daß man mit Bügeln manchmal eine bessere Wirkung erzielen kann, da die 50%ige Schubsicherung in diesem Fall eine höhere Bruchlast ergab als die 100%ige. MÖRSCH erklärt dies damit, daß die Streckgrenze der Eiseneinlagen bei Balken 1124 niedriger war, und errechnet aus der Proportionalität zwischen Bruchlast und Streckgrenze eine höhere Bruchlast bei Annahme einer höheren Streckgrenze (wie bei Balken 1132). Ich halte dies für unzulässig, da man meines Erachtens Proportionalität zwischen Bruchlast und Streckgrenze der Eiseneinlagen, sofern man diese überhaupt genau festlegen kann, nicht annehmen darf. Insbesondere gilt dies hier, wo Balken 1124 in der Mitte (infolge der Biegemomente) und 1132 an einem Schrägriß (infolge der Querkräfte) brach. Wäre die Streckgrenze der Längseisen bei 1124 höher gewesen, so wäre der Bruch kaum in der Mitte erfolgt.

Vergleicht man die MÖRSCHSchen Versuchsbalken 1076 mit 1115 (Abb. 58a und 58b) — ein Vergleich, den MÖRSCH in dem Schlußwort ablehnt — so sieht man, daß bei nicht ganz gleichen Laststellungen beide Träger die gleichen Bruchlasten hatten. Bei denselben Spannweiten hatte Balken 1076 einen schwächeren Steg über der Kragstütze und eine recht ungünstige, nach MÖRSCH nur eine 40%ige Schubsicherung.

MÖRSCH verlangt auf Grund seiner in Heft 58 des D. A. f. E. veröffentlichten Versuche, daß man Eisenbetonbalken so konstruieren müßte, daß sie durch die Biegemomente und nicht durch die Querkräfte zerstört werden sollten.

Ich muß gestehen, daß es mir vollkommen gleichgültig ist, ob ein Eisenbetonträger an den Normalspannungen oder an den Hauptspannungen zugrunde geht. Das Ziel des Konstrukteurs sollte sein, das Verhältnis zwischen Bruchlast und Gebrauchslast so groß wie möglich zu gestalten. Wenn man aus den Versuchen die meines Erachtens nicht zulässige Folgerung zieht, daß Eisenbetonträger so konstruiert werden sollten, daß sie an den Biegemomenten zugrunde gehen müssen, so führt dies zu einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung der Schubbewehrung.

Betrachtet man in Abb. 59 die schematische Darstellung der in den amtlichen Bestimmungen von den Jahren 1906, 1916 und 1925 geforderten Schubsicherungen, so folgt: In Übereinstimmung mit MÖRSCH lehne ich die Bestimmungen vom Jahre 1906 für die Schubbewehrungen ab. Vergleicht man aber die Bestimmungen von 1916 mit denjenigen von 1925, so sieht man an dem letzten Diagramm, daß auch diejenigen Spannungen, die kleiner als die zulässigen sind, durch Schrägeisen oder Bügel aufgenommen werden müssen.

Wir können auch nach den Bestimmungen vom Jahre 1916 die Schubbewehrung als vollkommen sicher ansehen mit dem Vorteil, daß Bügel und Schrägeisen nur dort untergebracht werden, wo die Schubspannungen größer als zulässig sind. Nach den neuen Bestimmungen von 1925 ist man gezwungen, Schrägeisen oder Bügel auch dort vorzusehen, wo  $\tau_0$  kleiner als zulässig ist, also dort, wo sie nicht notwendig sind.

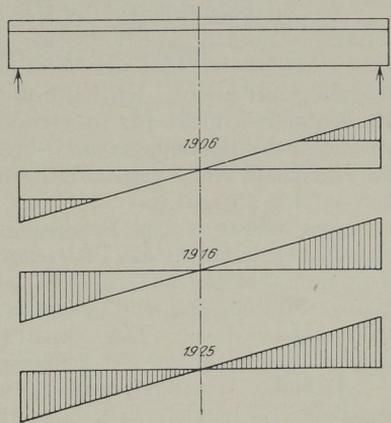


Abb. 59

Aus den angeführten Gründen lehne ich die Forderungen für die Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen ab.

Konstruiert man die Schubsicherung nach den Bestimmungen von 1916, und sorgt man für eine gute Verteilung der Schrägeisen oder Bügel derart, daß jeder Querschnitt, in dem  $\tau_0$  größer als zulässig ist, von mindestens einem, besser von zwei Eisen nach Abb. 56 getroffen wird, so wird man sicher, einfach und wirtschaftlich konstruieren.

Prof. Dr. Ing. MÖRSCH:

Zu den Ausführungen des Herrn Prof. CAMPUS habe ich zu bemerken, daß man selbstverständlich die Schrägeisen auch an Hand der Momentenlinie austeilen kann. Was einfacher ist, läßt sich wohl nicht ohne weiteres entscheiden, da hier die Gewöhnung mitspricht. Ich halte die Ermittlung der Schubsicherung mit Hilfe der Momentenlinie nicht für so klar und übersichtlich wie das Schubdiagramm, das veränderliche Balkenhöhe und -breite sowie ungünstigste veränderliche Belastung auf einfachste Weise berücksichtigen läßt und deshalb eine geringere Fehlermöglichkeit in sich schließt.

Aus meiner langen Erfahrung in der Erziehung junger Ingenieure zu Konstrukteuren habe ich die Überzeugung gewonnen, daß die Arbeit mit dem Schubdiagramm sehr erzieherisch wirkt, weil dadurch der Blick geübt wird für eine zweckmäßige Führung der Schrägeisen und für ein passendes Verhältnis von Bügeln und aufgebogenen Eisen. Der Konstrukteur ist mit dem Schubdiagramm jedenfalls freier in der Wahl der zur Schubsicherung dienenden Eisen.

Daß die Arbeit mit dem Schubdiagramm viel Mühe mache, kann ich nicht zugeben. Es handelt sich dabei doch um einfachste Rechnungen, die mit dem Schieber erledigt werden können. Die Schwerpunkte der Einzeltrapeze wird doch niemand genau ermitteln; es genügt, die Mitte der einzelnen trapezförmigen Streifen zu nehmen.

Wenn an dem aus den maximalen Querkraften gezeichneten Schubdiagramm getadelt wird, daß es Spannungen enthalte, die niemals gleichzeitig vorhanden seien, so ist dem entgegenzuhalten, daß jede Aufbiegung in stande sein muß, zusammen mit den Bügeln der größten an der betreffenden Stelle möglichen Querkraft zu widerstehen. Die von mir gezeigte Rechnung ist also ebenso richtig, wie die Ermittlung der Diagonalen eines Parallelfachwerkes aus den größten Querkraften der entsprechenden Felder. Schließlich ist ja auch die Wirkung der Aufbiegungen eine den Fachwerkdiagonalen ähnliche.

Zu den Ausführungen des Herrn Prof. Dr. Ing. PROBST muß ich feststellen, daß es irreführend ist, wenn er in seiner Kritik der Versuche des Heftes 58 des D. A. f. E. den Balken 1076 zum Vergleich mit den andern heranzieht. Denn die drei andern in meinem Bericht beschriebenen Balken sind durch fünf Lasten auf einer Länge von 2,16 m vom linken Auflager belastet, während beim Balken 1076 sechs Lasten auf 2,91 m wirkten. Es war also eine andere Verteilung der Momente und Querkraften vorhanden, die einen direkten Vergleich zwischen den getragenen Höchstlasten ausschließt. Außerdem war die gesamte Balkenhöhe über dem rechten Auflager um 10 cm größer als bei den drei übrigen und die Schräge anders ausgebildet.

Die Schubbewehrung des Balkens 1076 erwies sich als ungenügend, denn der Bruch erfolgte wegen der klaffenden Schrägrisse am Übergang zur Schräge. Im übrigen verweise ich auf meine in Heft 58 gegebene Auswertung jener Balkenversuche, wo auch der Balken 1076 behandelt ist.

Es ist ein Irrtum, wenn Herr PROBST behauptet, daß ich verlange, ein Balken

müsse so konstruiert werden, daß er wegen der Momente und nicht wegen der Querkräfte breche. Mein Verlangen zielt auf gleiche Sicherheit gegen beide Bruchmöglichkeiten. Für die Anwendung ist es zwar erwünscht, wenn die Sicherheit gegen die Querkräfte etwas größer ist als gegen die Momente, weil bei einer Überlastung dann die Biegerisse als warnende Vorboten zu werten sind, während anderseits an den schrägen Schubrissen kein sicheres Urteil gewonnen werden kann, wie lange der Verbund noch standhält. Dieser Standpunkt ist in der Literatur schon lange mehrfach zum Ausdruck gekommen.

Was endlich die Gefahr der Bügel für die Zugrisse betrifft, so ist sie nicht befürchten, denn Zugrisse treten gerade bei den stark bewehrten Rippen doch auf. Bei fehlenden oder weit gestellten Bügeln ist es möglich, daß die Zugrisse dann in größeren Abständen auftreten, dafür aber um so dicker ausfallen.