

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: Reinforced and prestressed concrete

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: 22.02.2026

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

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

IV

Problèmes spéciaux (cisaillement, précontrainte, préfabrication)
Spezielle Probleme (Schub, Vorspannung, Vorfabrikation)
Special Problems (Shear, Prestressing, Prefabrication)

IV a

Résistance à l'effort tranchant (y compris l'influence des étriers quant à l'adhérence, l'ancrage et le cisaillement; influence du retrait et de la température)
Schubfestigkeit (einschließlich Einfluß von Bügeln auf Haftung, Verankerung und Schub; Einfluß von Schwinden und Temperatur)
Shear Strength (Including Influence of Stirrups on Bond, Anchorage and Shear; Influence of Shrinkage and Temperature)

IV b

Etude et montage des constructions préfabriquées
Entwurf und Montage vorfabrizierter Bauten
Design and Erection of Prefabricated Structures

Generalbericht

B. THÜRLIMANN

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

a) Schubfestigkeit

Mit einer Ausnahme enthielten die Beiträge keine direkten Diskussionen zu den im Vorbericht veröffentlichten Arbeiten.

Eine Gruppe behandelte das Schubproblem ganz allgemein. F. LEONHARDT gab eine weitgespannte Zusammenfassung über das Schubproblem bei Balken und Platten. Er benützte versuchsmäßig beobachtete Bügelkräfte, um zu zeigen, daß sie bedeutend unterhalb den aus der einfachen Fachwerkanalogie theoretisch berechneten Werten liegen. Diese Tatsache läßt sich durch eine Neigung der Resultierenden in der Druckzone (Druckgurt des angenommenen Fachwerkes), eine Neigung der Schubrisse und folglich auch der Druckdiagonalen von weniger als 45° und schließlich durch Rahmenwirkung der Fachwerk-Gurte und -Diagonalen erklären. Bügelkräfte treten erst auf, wenn

die Bügel durch Schubrisen geschnitten werden. Daraus kann geschlossen werden, daß die Bügelbemessung aus der Differenz ($V_u - V_c$) hergeleitet werden soll. Dabei ist V_u die Querkraft unter Bruchlast und V_c die Querkraft, die vom Beton allein unmittelbar vor dem Auftreten der ersten Schubrisse getragen wird. LEONHARDT bestätigt damit im wesentlichen das Verfahren, welches den Normen-ACI-Standard 318-63 des American Concrete Institute zu Grunde liegt.

Weitere Angaben über das Verhalten von sehr kurzen Balken sowie von Durchlaufträgern und über zweckmäßige Details der Schubarmierung wurden ebenfalls gemacht.

Der Berichterstatter findet die Einführung des «Schubdeckungsgrades» $\eta < 1$ durch LEONHARDT eher unglücklich. Dieser Faktor mag wohl sehr zweckmäßig sein, um einen Vergleich zwischen der auf der Basis ($V_u - V_c$) und der aus der gewöhnlichen Fachwerk-Analogie mit V_u hergeleiteten Schubarmierung zu machen. Dagegen kann seine Anwendung bei einem Statiker unter Umständen ein gewisses «Schuldbewußtsein» auslösen, aus dem Gefühl heraus, er habe keine vollwertige Schubbemessung vorgenommen. Jedenfalls hat sich in der amerikanischen Praxis die Einführung eines solchen Faktors als unnötig erwiesen.

Im Bericht von R. WALTHER wurde erwähnt, daß das aus den sehr eingehenden Versuchen von LEONHARDT und WALTHER hergeleitete Bemessungsverfahren «sehr nahe demjenigen entspreche, das von WARNER und THÜRLIMANN und im wesentlichen auch von den ACI-Normen vorgeschlagen wird»^{*)}. Es sei aber aus einer ziemlich anderen Herleitung erhalten worden, nämlich direkt aus Bügelkräften, «die wir sehr sorgfältig in allen unseren Versuchen gemessen haben». WALTHER kam zum Schluß, daß dieses Bemessungsverfahren mit vollem Vertrauen angewendet werden kann «in der Praxis, ohne sich zu viele Gedanken zu machen über die sehr verschiedenen und vielleicht manchmal fragwürdigen Herleitungen».

In diesem Zusammenhang war es eigentlich erstaunlich, daß kein Beitrag aus den Vereinigten Staaten vorgebracht wurde. Dieser Umstand scheint die Haltung der Kommission zu unterstützen, welche für die Ausarbeitung der ACI-Normen verantwortlich war. Im Vorbericht wurde sie zitiert, nämlich daß «im gegenwärtigen Zeitpunkt keine rein rationale Lösung des Problems möglich scheint».

Waren die beiden ersten Beiträge im wesentlichen auf Versuchserkenntnissen aufgebaut, so legte H. RÜSCH theoretische Überlegungen vor. Als ein «Versuch zu einer exakten Lösung» beschrieb er ein Kamm-Modell, das etwa einem Fachwerk mit einem biegesteifen Obergurt und biegesteifen Druckdiagonalen entspricht. Als Näherungsverfahren für die praktische Bemessung schlug er eine erweiterte Fachwerk-Analogie vor unter Berücksichtigung ver-

^{*)} Zitiert als Übersetzung des englischen Originaltextes.

schiedener Neigungen der Druckdiagonalen und des Einflusses der örtlichen Krafteinleitung. Am Ende drückte RÜSCH seine Bedenken aus, Bemessungsverfahren allein aus Versuchsergebnissen herzuleiten. Er stellte als das wichtigste Grundgesetz in der Stahlbetonbauweise die Hypothese hin, daß dem Beton bei der Bemessung gar keine Zugspannungen zugemutet werden sollen.

G. WÄSTLUND orientierte in einer Zusammenfassung über eine «Theorie für kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Schub von Stahl- und Spannbetonbalken» ohne Schubarmierung. Ähnlich, wie es schon andere vorgeschlagen haben, wird vorausgesetzt, daß die Druckzone einen Teil und die Verdüblung durch die Längsarmierung einen andern Teil überträgt. Weiter kann die Neigung der Resultierenden in der Druckzone eine Erhöhung des Schubwiderstandes bewirken. Die abgeleiteten und durch Versuche bestätigten Formeln «sind zum Teil den in den neuen amerikanischen Normen enthaltenen Formeln ähnlich».

Eine zweite Gruppe von Beiträgen befaßte sich mit speziellen Problemen der Schubfestigkeit oder verwandten Gebieten. A. M. NEVILLE fügte zu seinen Ausführungen im Vorbericht weitere qualitative Beschreibungen von Versuchsergebnissen hinzu. Er stellte fest, daß durch Verwendung von profilierten Armierungsstählen als Biegebewehrung eine Erhöhung des Schubwiderstandes erzielt werden kann, und zwar infolge einer viel besseren Haftfestigkeit dieser Stähle. Bei orthogonaler Bewehrung wurde durch die horizontalen Stäbe nur eine Verbesserung des Schubwiderstandes erzielt, wenn die Betonfestigkeit über 4000 psi (ca. 350 kg/cm² Würfeldruckfestigkeit) lag. Die praktische Anwendung von Armierungsnetzen als zusätzliche Schubarmierung wurde durch zwei Photos illustriert.

LOSBERG berichtete aus einer theoretischen und experimentellen Studie über die Verankerungslänge von profilierten Armierungsstählen, die in einem Biegebalken entsprechend dem Momentendiagramm abgestuft sind. Theoretisch traf er die Annahme, daß die Haftspannungen proportional der relativen Verschiebung zwischen Stahl und Beton sind. Eine solche Annahme wird z. B. auch für die Berechnung von Verbundträgern mit elastischer Verdübelung gemacht. Trotzdem vollständig elastisches Verhalten vorausgesetzt wurde, konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und experimentellen Resultaten aus Zug- und Balkenversuchen erhalten werden. Der Einfluß des Schubes auf die Kräfte in der Biegearmierung wurde erwähnt, wie er sich aus dem «Fachwerk-Verhalten» ergibt.

ROBINSON beschrieb Resultate aus Versuchen über Stöße von Armierungsstählen auf Zug durch Überlappung und Querbügel. In Anlehnung an die Fachwerk-Analogie für die Schubbemessung wurden Beton-Druckdiagonalen unter 45° zwischen den gestoßenen Zugstäben angenommen. Die totale Bügelkraft berechnete sich daraus gleich der Zugkraft in den Zugstäben. Versuche wurden durchgeführt, bei denen der Bügelquerschnitt $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{2}$ des theoretisch gerechneten Querschnittes betrug und im weitem die Überlappungslänge

variiert wurde. Sie zeigten, daß die Annahme von Beton-Druckdiagonalen unter 45° zu einer sehr bedeutenden Überbemessung der Querbügel führen würde.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Diskussionen am Kongreß keine wesentlich neuen Entwicklungen noch eine allgemein annehmbare theoretische Lösung der Schubprobleme aufzeigten. Es wurde jedoch über bedeutende Versuchsergebnisse berichtet, welche das den neuen ACI-318-63-Normen zu Grunde liegende Bemessungsverfahren zu bestätigen scheinen.

b) Entwurf und Montage vorfabrizierter Bauten

K. SEVERN fügte zum Bericht über «Neue Entwicklungen in der Vorfabrikation in England» im Vorbericht, Separatband, Beschreibungen von kürzlich gebauten Objekten hinzu. Er machte weitere Angaben über besondere Entwicklungstendenzen, wie z. B. gleichzeitige Verwendung von Spannstahl und schlaffer Armierung, Fertigung von vorfabrizierten Elementen mit standardisierten Abmessungen, Verlangen nach einer Zusammenstellung über das Verhalten von heute bereits angewendeten Verbindungstypen.

Zur Arbeit im Vorbericht machte M. S. RUDENKO weitere Angaben über die Montage einer durchlaufenden Fachwerkbrücke aus armiertem und vorgespanntem Beton. Große Teile von bis 120 m Länge und 2600 t Gewicht wurden an Land aus vorgefertigten Teilen zusammengebaut und nachher mit Pontons in die endgültige Lage eingeschwommen. Diese Montagemethode soll in Rußland für viele große Brücken Anwendung finden.

Studien über die praktische Anwendung der Vorfabrikation für Straßenbrücken mit kurzen Spannweiten von 10 bis 20 m wurden von J. TROKAN beschrieben. Mit einer Reihe von Bildern illustrierte er das Ziel dieser Untersuchungen: Minimale Verwendung von zusätzlichem Ortsbeton, freie Wahl der Schiefe der Brücke, Verhalten der Brücke entsprechend den statisch gemachten Voraussetzungen.

SPYRA und SMITH berichteten über Entwicklungsstudien einer Verbindung für vorfabrizierte Säulen. Volle Kontinuität der Armierung wurde hergestellt, indem die Stäbe des oberen Säulenteils in Röhren hineingesteckt wurden, die an die Armierungsstäbe des unteren Säulenteiles angeschweißt waren. Die Lastübertragung wurde durch einen expandierenden Zementmörtel erzielt, der zuvor in die Röhren eingebracht worden war.

Ein Bericht von NOÉ enthielt Angaben über die physikalischen Eigenschaften von «Silicalcite» als Leichtmaterial für vorfabrizierte Bauteile. Das Material besteht aus Sand, Kalk, Wasser und speziellen Zusatzmitteln. Es wird in einem Autoklav gesättigtem Dampf ausgesetzt und anschließend in feine Partikel gebrochen. Das Raumgewicht für leichtes «Silicalcite» mit einer Zellenstruktur schwankt zwischen 450 und 1300 kg/m³, für schweres «Sili-

calcite» zwischen 1500 und 2000 kg/m³, die entsprechenden Druckfestigkeiten liegen zwischen 25 und 300 kg/cm², beziehungsweise zwischen 200 und 1000 kg/cm².

In Anbetracht der ungeheuer rasch zunehmenden Ausbreitung der Vorfabrikation in den verschiedensten Ländern war es eigentlich eher enttäuschend, daß nur wenige Beiträge am Kongreß vorgetragen wurden.

General Report

a) Shear Strength

All but one of the contributions were not directly discussions of papers in the Preliminary Publication.

One group treated the problem of shear in general. F. LEONHARDT presented a comprehensive summary on shear action in beams and slabs. Using experimentally observed stirrup forces he showed that they lag considerably behind the theoretically determined values according to the usual truss analogy. This situation is explained by an inclination of the resultant in the compression zone (top chord of the assumed truss), an inclination of the shear cracks and hence the compression diagonals smaller than 45° and by frame action between top and bottom chords and the compression diagonals. The stirrup forces are coming into action only after the stirrups are crossed by cracks. Hence it is concluded that their design should be based on the difference ($V_u - V_c$) where V_u is the shear force at ultimate load and V_c the shear force carried by the concrete alone at cracking load. LEONHARDT confirms substantially the procedure put forward in the ACI-Standard 318-63 of the American Concrete Institute. Further information was presented on the behaviour of very short beams, continuous beams and also on the proper detailing of shear reinforcements.

To the reporter the introduction of a "shear converage factor" $\eta < 1$ by LEONHARDT seems rather unfortunate. This factor may be very useful for a comparison between the shear reinforcement based on ($V_u - V_c$) and the shear reinforcement according to the truss analogy based on V_u . However, it may leave with a designer a "guilty feeling" of not having made an adequate design against shear failure. In any case the use of such a factor has not been found necessary in American practice.

In the report of R. WALTHER it is stated that the design rule derived from the extensive experimental investigation by LEONHARDT and WALTHER "corresponds closely to the one suggested by WARNER and THÜRLIMANN and

in effect also to the one proposed by the ACI-Building Code". It has, however, been obtained "quite differently namely directly from stirrup stresses which we have carefully measured in all our beam tests". WALTHER concludes that such a design rule "can safely be accepted without worrying too much about the vastly different and maybe sometimes questionable approaches".

It was quite interesting that no contribution from the United States was presented. This fact seems to support the attitude of the Committee responsible for the draft of the ACI-Standard 318-63 cited in the General Report of the Preliminary Publications that "a fully rational design approach to the problem does not seem possible at this time".

Whereas the contributions above were essentially based on experimental evidence H. RÜSCH presented theoretical considerations. As a "trial for an exact solution" he outlined a truss model with the top chord and compression diagonals treated as elements exhibiting axial and bending stiffness ("comb-tooth model"). As an approximate procedure for design purposes he proposed the use of a modified truss analogy introducing the inclination of the compression diagonal and the local application of the load as parameters. At the end RÜSCH expressed his concern regarding design procedures based solely on experimental evidence. He advocated as basic principle in the design of reinforced concrete structures the hypothesis that concrete should not be required to carry any tensile stresses at all.

G. WÄSTLUND presented a short review of a "Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams" without shear reinforcement. Similar to other investigators it is assumed that the compression zone carries one part and the dowel action of the longitudinal reinforcement an other part of the shear. Furthermore an inclination of the resultant in the compression zone may increase the shear strength. The derived equations substantiated by tests "are to some extent similar to those given in the new American Code Requirements".

A second group of papers dealt with specific problems concerning shear strength or related topics. A. M. NEVILLE added to his paper in the Preliminary Publication some further qualitative descriptions of test results. He observed that the use of deformed bars as bending reinforcement increases the shear strength due to much higher bond strength. Concerning orthogonal web reinforcement the horizontal bars improved the shear strength only if the concrete strength was above 4000 psi. The practical application of wire mesh as additional shear reinforcement was shown with two photographs.

LOSBERG reported on theoretical and experimental studies of the anchorage length of deformed bars at cut-off points. For the calculation of the bond stresses he assumed proportionality between stress and relative displacement of steel and concrete. Such a hypothesis has been used earlier for the calculation of composite beams with incomplete interaction. Despite the fact that perfect elastic behaviour is assumed a fair agreement between theoretical and

experimental results for tensile and beam specimens was obtained. The effect of shear through truss action on the forces in the bending reinforcement and hence on the location of the cut-off points was mentioned.

ROBINSON described results of tests splicing tension bars by overlapping and transverse ties. Extending the truss analogy used for the design of shear reinforcement compression diagonals acting under 45° between the overlapping bars were assumed. The total force in the tie bars became hence equal to the tensile force in the longitudinal bars. Tests were made on simple tension specimens varying the cross section of the ties between $1/8$ and $1/2$ of the theoretically derived values and also varying the overlapping length of the tension reinforcement. They indicated that the application of the truss analogy with 45° diagonals leads to a very considerable overdesign of the ties.

Summarizing, the discussions at the Congress did not reveal substantially new approaches nor a generally acceptable theoretical solution of the shear problem. However, much experimental evidence has been reported supporting the design procedures used in the new ACI 318-63 Standard.

b) Design and Erection of Prefabricated Structures

K. SEVERN updated the report on "Recent Development in Structural Precast Concrete in Great Britain" in the Preliminary Publication, Separate Volume, by a description of recently developed projects. He also indicated some trends, such as simultaneous use of prestressed and ordinary reinforcement, production of standard precast elements, desirability of a survey on the behaviour of joint types in use.

To the report in the Preliminary Publication M. S. RUDENKO added a description of the erection of a continuous truss bridge in reinforced and prestressed concrete. Large parts of 120 m length and 2600 t weight were assembled on land from prefabricated parts and then moved by barges to the final site. This method of erection is reportedly used for many bridges in Russia.

Studies on the actual use of prefabrication for short span highway bridges from 10 to 20 m length were described by J. TROKAN. With a number of pictures he illustrated the aim of these studies: minimum use of additional concrete cast in place, free choice of skewed angle of the bridge, behaviour according to statical assumptions.

SPYRA and SMITH described development studies of a particular joint for precast columns. Full continuity of the reinforcing bars is obtained by placing the bars of the upper part into steel tubes welded to the bars of the lower part. Load transfer is accomplished by an expanding cement grout placed into the tubes.

A report by NOÉ dealt with the physical properties of "silicalcite" as a light

weight material for prefabricated elements. The material is composed of sand, lime, water and appropriate admixtures, treated with saturated steam in an autoclave and broken into fine particles. The unit weight for light "silicalcite" with a cellular structure varies between 450 and 1300 kg/m³, for heavy "silicalcite" between 1500 and 2000 kg/m³, the corresponding compressive strength varies between 25 to 300 kg/cm² and 200 to 1000 kg/cm² respectively.

Concerning the rapidly increasing use of prefabrication in many countries it was rather surprising that only a limited number of contributions on this topic were presented at the Congress.

Rapport général

a) Résistance à l'effort tranchant

A une exception près, les contributions présentées ne constituent pas directement une discussion des travaux qui ont paru dans la Publication Préliminaire.

Certains des auteurs ont traité le problème du cisaillement d'une manière générale. F. LEONHARDT a présenté un important résumé des problèmes de cisaillement relatifs aux poutres et aux dalles. Se fondant sur l'observation expérimentale des efforts dans les étriers, il a montré qu'ils étaient largement inférieurs aux valeurs théoriques données par l'analogie du treillis. Ce fait s'explique par une inclinaison de la résultante dans la zone comprimée (membrure comprimée du treillis théorique), par une inclinaison des fissures de cisaillement et, par suite, des bielles comprimées, inférieure à 45° ainsi que par l'influence de la rigidité flexionnelle des membrures et des diagonales du treillis. Il ne se produit d'efforts dans les étriers que lorsque ceux-ci sont recoupés par des fissures obliques. C'est donc la différence ($V_u - V_c$) qui doit servir de base pour dimensionner les étriers, V_u représentant l'effort tranchant sous la charge de ruine et V_c , l'effort tranchant supporté par le béton seul immédiatement avant qu'apparaisse la première fissure oblique. LEONHARDT confirme donc pour l'essentiel le procédé qui sert de base aux règles ACI Standard 318-63 de l'American Concrete Institute.

Il donne également des indications complémentaires sur le comportement des poutres très courtes et des poutres continues ainsi que sur des détails constructifs relatifs aux armatures de cisaillement.

Le rapporteur n'estime guère heureuse l'introduction, par LEONHARDT, du «facteur de couverture du cisaillement» $\eta < 1$. Ce facteur permet certes de comparer les armatures de cisaillement déterminées à partir de ($V_u - V_c$) d'une

part, de l'analogie du treillis avec V_u d'autre part; son utilisation peut toutefois faire naître chez l'ingénieur un certain «sentiment de culpabilité» parce qu'il peut lui sembler qu'il n'a pas exécuté un dimensionnement complètement valable des armatures de cisaillement. En tout cas, l'introduction d'un tel facteur s'est révélée superflue dans la pratique américaine.

Dans sa contribution, R. WALTHER indique que le procédé de dimensionnement élaboré par LEONHARDT et WALTHER à partir d'essais très approfondis «est très proche de celui proposé par WARNER et THÜRLIMANN et, pour l'essentiel, des règles ACI»^{*)}. Mais ce procédé a été développé différemment, directement à partir des efforts dans les étriers «que nous avons mesuré soigneusement dans tous nos essais». WALTHER conclut que ce procédé peut être appliqué en toute confiance «dans la pratique, sans trop s'inquiéter des méthodes de dérivation très diverses et parfois peut-être douteuses».

Remarquons à ce sujet qu'il est surprenant que les Etats-Unis n'aient pas présenté de contribution. Ceci semble confirmer la position de la Commission chargée de l'élaboration des règles ACI. Elle a été citée, dans la Publication Préliminaire, dans les termes suivants: «une méthode permettant de traiter le problème d'une façon pleinement rationnelle ne semble pas possible pour le moment».

Alors que les deux premières contributions reposent essentiellement sur des résultats expérimentaux, H. RÜSCH présente des considérations d'ordre théorique. «Tentant d'obtenir une solution exacte», il décrit un «modèle de peigne», correspondant à peu près à un treillis avec membrure supérieure et diagonales comprimées rigides à la flexion. Comme procédé approximatif pour le dimensionnement pratique, il propose une extension de l'analogie du treillis, tenant compte des différentes inclinaisons des diagonales comprimées et de l'influence de l'application locale des efforts. Pour conclure, RÜSCH exprime ses doutes quant aux méthodes de dimensionnement établies uniquement à partir de résultats expérimentaux. Comme principe essentiel du dimensionnement en béton armé, il défend l'hypothèse que le béton ne doit reprendre absolument aucune traction.

Dans un résumé, G. WÄSTLUND s'est intéressé à une «Théorie des poutres en béton armé ou précontraint sollicitées à la flexion et au cisaillement», sans armatures de cisaillement. Comme d'autres chercheurs l'ont déjà proposé, on suppose que l'effort tranchant est repris d'une part par la zone comprimée, d'autre part par les armatures longitudinales formant goujourns de cisaillement. De plus, l'inclinaison de la résultante de la zone comprimée peut provoquer une augmentation de la résistance à l'effort tranchant. Les formules établies, et confirmées par des essais, «sont partiellement semblables à celles que contiennent les nouvelles règles américaines».

Dans un second groupe de contributions, on a traité de problèmes spéciaux

^{*)} Traduit du texte anglais original.

relatifs à la résistance à l'effort tranchant ou de questions connexes. Complétant son exposé paru dans la Publication Préliminaire, A. M. NEVILLE présente une nouvelle description qualitative de résultats expérimentaux. Il a constaté qu'en utilisant des barres à empreintes comme armature de flexion on pouvait obtenir une augmentation de la résistance au cisaillement, et ce grâce à la meilleure adhérence de ces aciers. Avec des armatures orthogonales, les barres horizontales n'ont amélioré la résistance au cisaillement que lorsque la résistance du béton dépassait 4000 psi (résistance à la compression sur cube d'environ 350 kg/cm²). Deux photographies illustrent l'application pratique des treillis d'armatures comme armatures de cisaillement complémentaires.

LOSBERG rend compte d'une étude théorique et expérimentale relative à la longueur d'ancrage de barres à empreintes arrêtees, dans une poutre fléchie, selon le diagramme des moments. Théoriquement, il a admis que les contraintes d'adhérence sont proportionnelles aux déplacements relatifs de l'acier et du béton. La même hypothèse sert aussi de base, par exemple, pour le calcul des poutres mixtes à goudonnage élastique. Bien qu'on ait supposé un comportement complètement élastique, on a obtenu une bonne concordance entre les résultats théoriques et ceux fournis par des essais de traction et sur poutres. Il a été fait mention de l'influence de cisaillement sur les efforts dans les armatures de flexion, telle qu'elle ressort du «comportement en treillis».

ROBINSON décrit les résultats d'essais entrepris sur des jonctions de barres tendues, par recouvrement et étriers transversaux. Conformément à l'analogie du treillis utilisée pour dimensionner les armatures de cisaillement, on a admis qu'il se formait des bielles de compression en béton, inclinées à 45° sur les barres en jonction. L'effort total ainsi calculé dans les étriers est égal à l'effort des barres tendues. On a effectué des essais dans lesquels la section des étriers représentait de 1/8^e à la moitié de la section théorique calculée; de plus, on a fait varier la longueur de recouvrement. Ces essais ont montré que l'hypothèse de bielles inclinées à 45° conduirait à un surdimensionnement très important des étriers transversaux.

On peut dire en résumé que la discussion lors du Congrès n'a apporté aucun développement réellement nouveau ni de solution théorique de valeur générale au problème du cisaillement. Il a toutefois été présenté des résultats expérimentaux importants qui semblent confirmer la valeur du procédé de dimensionnement qui sert de base aux nouvelles règles ACI 318-63.

b) Etude et montage des constructions préfabriquées

Au rapport sur les «Nouveaux développements intéressant la préfabrication en Angleterre» paru dans la Publication Préliminaire, volume séparé, K. SEVERN a ajouté des descriptions portant sur des constructions récentes. Il a également donné d'autres indications sur certaines tendances particulières, comme par

exemple l'utilisation simultanée d'acier de précontrainte et d'armatures ordinaires, la construction d'éléments préfabriqués dans des dimensions standardisées, le besoin d'une synthèse sur le comportement des types d'assemblage que l'on utilise actuellement.

M. S. RUDENKO a complété sa contribution parue dans la Publication Préliminaire par de nouvelles indications sur le montage d'un pont en treillis continu en béton armé et précontraint. Des tronçons de grandes dimensions, atteignant une longueur de 120 m et un poids de 2600 t, ont été assemblés à terre à partir d'éléments préfabriqués puis mis à leur emplacement définitif au moyen de pontons. Ce procédé de montage doit être utilisé en Russie pour un grand nombre de ponts importants.

J. TROKAN décrit des études faites sur l'application pratique de la préfabrication dans la construction de ponts-routes de faible portée, soit de 10 à 20 m. Une série de figures lui permet d'illustrer le but de ces recherches : réduction au minimum du béton coulé sur place, libre choix du biais du pont, comportement de l'ouvrage conforme aux hypothèses du calcul.

SPYRA et SMITH rendent compte de recherches faites sur un type d'assemblage pour des piliers préfabriqués. On réalise une continuité totale de l'armature en enfilant les barres de la partie supérieure dans des tubes préalablement soudés à l'armature de la partie inférieure du pilier. La transmission des efforts est assurée par un mortier de ciment expansif préalablement coulé dans les tubes.

Dans son rapport, NOÉ donne des renseignements sur les propriétés physiques de la «silicalcite» comme matériau léger destiné aux éléments préfabriqués. Il s'agit d'un mélange de sable, de chaux, d'eau et d'additifs spéciaux. Il est traité à l'autoclave, en milieu de vapeur d'eau saturée, puis broyé en fines particules. Le poids spécifique apparent de la «silicalcite» légère à structure cellulaire varie entre 450 et 1300 kg/m³ avec résistance à la compression allant de 25 à 300 kg/cm², et celui de la «silicalcite» lourde, entre 1500 et 2000 kg/m³ avec une résistance à la compression comprise entre 200 et 1000 kg/cm².

Etant donné l'extension réellement énorme que prend la préfabrication dans les pays les plus divers, on doit regretter que seul un petit nombre de contributions aient été présentées au Congrès.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa1

On the Reduction of Shear Reinforcement as Derived From the Stuttgart Shear Tests 1961—1963

*Sur une réduction de l'armature de cisaillement basée sur les essais de Stuttgart
(1961—1963)*

*Über die Verringerung der Schubbewehrung auf Grund der Stuttgarter
Schubversuche von 1961—1963*

FRITZ LEONHARDT

o. Professor, Technical University of Stuttgart

Notation

t	total depth of section.
d	distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
z	distance from T to C , leverarm of internal forces.
b'	width of web.
b	width of compression flange.
s	spacing of stirrups or bent up bars in a direction parallel to the longitudinal reinforcement.
h	amount of horizontal movement of the M/z -line to get the T -line.
l	span length.
a	distance of single loads from support.
M	bending moment.
C	internal compression force in compression chord of "truss" due to bending.
C_s	compression force of the inclined struts of the "truss".
T_x	tension force of the longitudinal reinforcement (tension chord of "truss") due to bending.
T_y	tension force of stirrups
P	load on test beam.
P_p	prestressing force.
V	total shear force.
V_i	shear force carried by the compression members of the truss.
V'	shear force carried by the web reinforcement.
$v = \frac{V}{b'z}$	shear stress.
$v_i = \frac{V_i}{b'z}$	

f_v	tensile stress in web reinforcement.
f'_c	compressive cylinder strength.
f_p	compressive stress in p. c. due to prestressing force after all losses at centroid of cross section.
f_y	yield strength of reinforcement.
t_1, t_2	principal stresses according to bending theory of beams.
A_v	area of web reinforcement within the length s of the beam.
A_c	gross area of section.
α	angle between web reinforcing bars and longitudinal axis of beam.
β	angle between compression strut and longitudinal axis of beam in truss analogy.
$r = \frac{A_v}{b's}$	
η	factor of shear coverage, related to shear reinforcement according to MÖRSCH's analysis.
κ	second reduction factor for shear coverage for short beams or loads close to support.

1. Introduction

The Stuttgart shear tests, which have been published in seven reports [1], [2], [3], [4], [5], [6] and [7] have brought considerable new knowledge due to the fact, that the many parameters, which have influence on the ultimate shear load, have been studied each separately. It has been found e. g. that the most unfavourable shear condition is given by one or two concentrated loads per span with a moment shear ratio of $\frac{M}{Vd} = 2.4$ to 3.5. All other load patterns can be considerably more favourable. The following paper deals only with this unfavourable loading, short beams or loads near the support with $\frac{M}{Vd} < 2.4$ are treated separately.

It must also be mentioned that all the Stuttgart tests have been made with high tensile steel as reinforcement with a yield point of $f_y = 60\,000$ psi with deformed bars.

2. The Variability of the Mechanism in the Cracked State

The classical shear analysis of W. RITTER and E. MÖRSCH explain the shear strength in the cracked state with the truss analogy, using a truss with parallel chords, compression struts at an angle of 45° and vertical or with -45° inclined tension bars (fig. 1). It is assumed that the shear force V will be fully carried by the web members, which leads to the following percentage of shear reinforcement in the web for the length s

$$r = \frac{v}{f_v} = \frac{V}{b'z \sin \gamma f_v} \quad \text{with} \quad r = \frac{A_v}{b's}.$$

This amount of shear reinforcement may be called full shear coverage, a reduced amount will be defined by the reduction factor $\eta < 1$, referring to this full coverage.

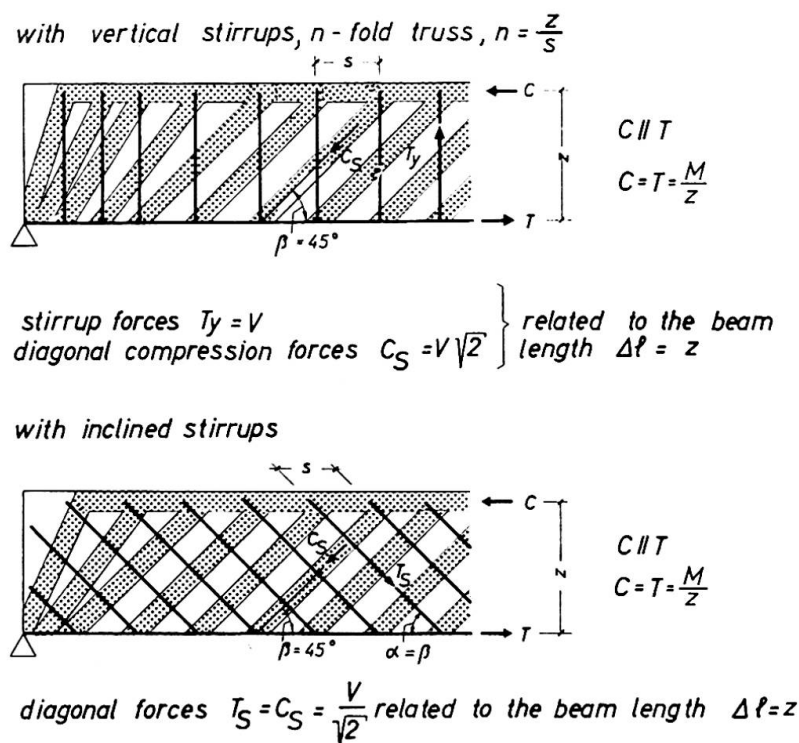


Fig. 1. Assumptions of classical truss analogy according to E. MÖRSCH.

With this classical truss analogy, the equilibrium conditions for the inner forces are fulfilled, but not the compatibility conditions, which are badly hurt, because the compression members of concrete are 3 to 20 times stiffer than the tension members of thin steel bars. Nature does not know this truss analogy and acts according to the law of the minimum of deformation work and, therefore, the inner forces in reinforced concrete beams change considerably as soon as cracks appear, strongly depending upon the stiffness ratio between the concrete and the steel members. A beam with a thick web will show considerably different internal forces compared with a beam of equal chord members, but with a thinner web. Even the crack pattern changes with this stiffness ratio and has influence on the mechanism. We shall try to explain these mechanisms by our test results, using again trusses as an analogy.

2.1. Mechanism for Slabs and Beams with Thick Webs (fig. 2)

In beams or slabs with rectangular cross-section we have the mechanism of a tied arch and the shear forces are carried totally by the inclined upper chord (arch or strut). The tie force decreases towards the support by the unreliable bending resistance of the concrete teeth between the cracks, as shown by G. KANI in [17], unreliable, because this resistance decreases to

almost zero, when the ratio between crack spacing and crack depth becomes small in beams with $t > 15''$. For ultimate load, this decrease of the tie force can become small, therefore, the tie should continue to the supports with full area and be well anchored.

As soon as cut-off bars are used in rectangular cross-sections with their

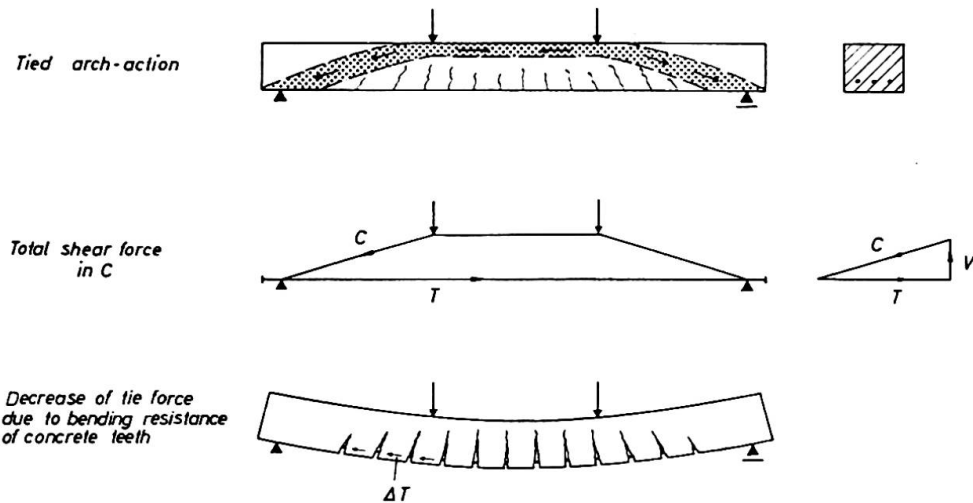


Fig. 2. Tied arch action in beams with thick webs.

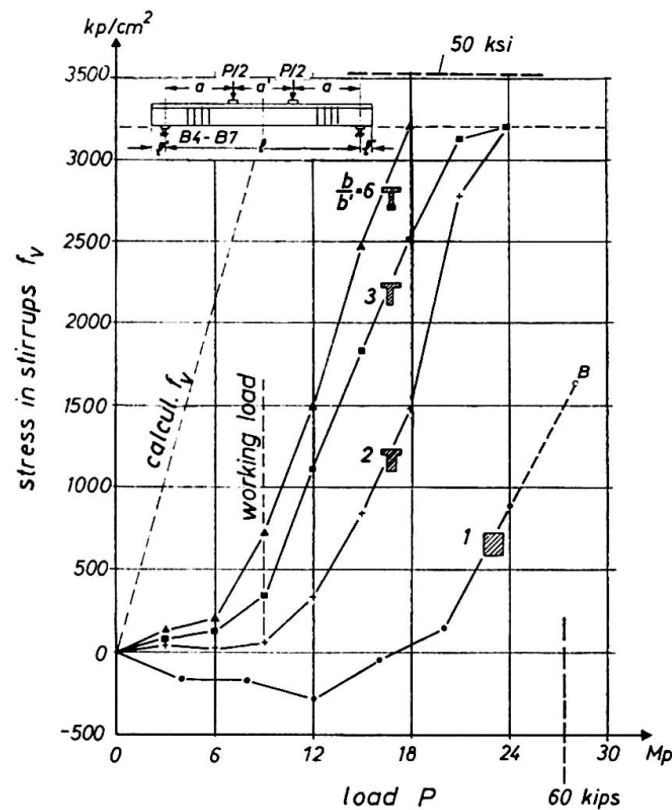


Fig. 3. Average stresses in stirrups, measured in beams with the one variable $b/b' =$ width of compression zone to width of web, with equal and constant shear reinforcement ($\eta = 0,38$) compared to stresses calculated according to MÖRSCH.

length determined by the moment diagram, then the shear strength will be reduced considerably [6].

A shear reinforcement in such cross-sections does not change this mechanism under working load, stirrups remain without tension up to very high load intensities and they begin to carry only after shear cracks enter the inclined compression chord C . The test results as shown in fig. 3 prove, that the stresses in stirrups are strongly influenced by the thickness of the web and in beams with rectangular cross-section they remain very small or are even negative (compression) up to $0,7 P_u$ (ultimate load).

2.2. The Change of the Mechanism by the Reduction of the Web-thickness

If in T-beams, the compression and tension chords are kept equal and only the thickness of the web is reduced, then the tensile stresses of the equal stirrups grow almost proportional to the ratio b/b' (fig. 3). The measured tension forces in stirrups, however, remain far below those calculated with MÖRSCH's truss analogy even for webs as thin as 2'' with $b'/b = 1/6$. This means that even in beams with very thin webs, a part of the shear force must be carried by the chords and not by the web members. In fact, we have measured tensile stresses on top of the compression flange near the supports. Therefore, even in T-beams the resultant compression force C , which can be considered as the top chord of an imagined truss, must be inclined. Fig. 4 shows that a slope of 1/12 to 1/20 between the load and the upper end of the last shear crack is easily possible and has been observed. This slope means that 25% to

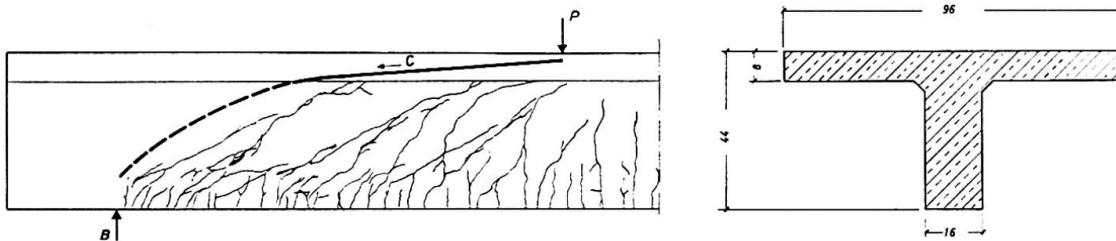


Fig. 4. In T-beams, the resultant force C in the compression chord can be inclined by 1 : 12 to 1 : 20 in spite of shear cracks covering the whole depth of the web.

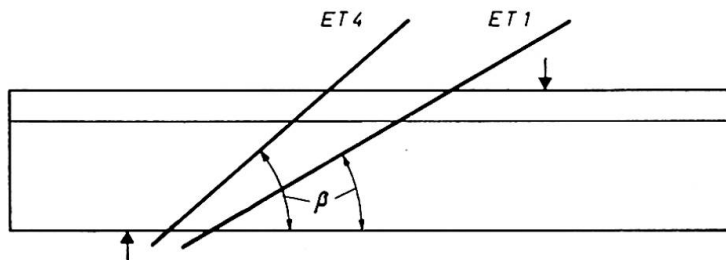


Fig. 5. Crack pattern of rectangular beam ET 1 with $b/b' = 1$ compared with pattern of T-beam ET 4 with $b/b' = 3$. Both beams have equal longitudinal and shear reinforcement. Average angles β of shear cracks differ considerably.

Nr.	truss-system	tension forces	
		in the web T_y related to z	in the chord T_x near the support
1		0	$3.0V$
2		$0.60V$	$1.5V$
3		$1.0V$	$1.0V$
4		T_{45° $\frac{1}{2} \sqrt{2} V$ $\approx 0.71 V$	$0.5V$
5		$0.67V$	$1.5V$
6		$0.57V$	$1.73V$

Fig. 6. The influence of an inclination of the top chord or of the angle $\beta \leq 45^\circ$ of the compression struts in simple trusses on the vertical tension force T_y and on the tie force T_x near the support.

15% of V is carried by the compression chord in a beam with a shear span of 3. In the bottom chord (longitudinal reinforcement), a small part of V might be carried by the dowel effect of the reinforcing bars; however, this effect is surely over-estimated in [15], as soon as stirrups are used.

Further, we have observed that the inclination of the shear cracks is not simply 45° , but varies considerably with the stiffness ratio expressed by b'/b and can be as low as 30° (beam ET 1 in [2]) (fig. 5). This means that the diagonal struts of our imagined truss are less inclined and, therefore, a smaller quantity of vertical tension bars, the stirrups, will be sufficient for the equilibrium. Simultaneously, the tension force in the bottom chord near the support will be larger than in a truss with 45° struts. Fig. 6 explains by simple truss analysis, how the vertical tension forces T_y and the chord tension T_x are influenced, when the inclination of the top chord varies from 1 : 3 to zero

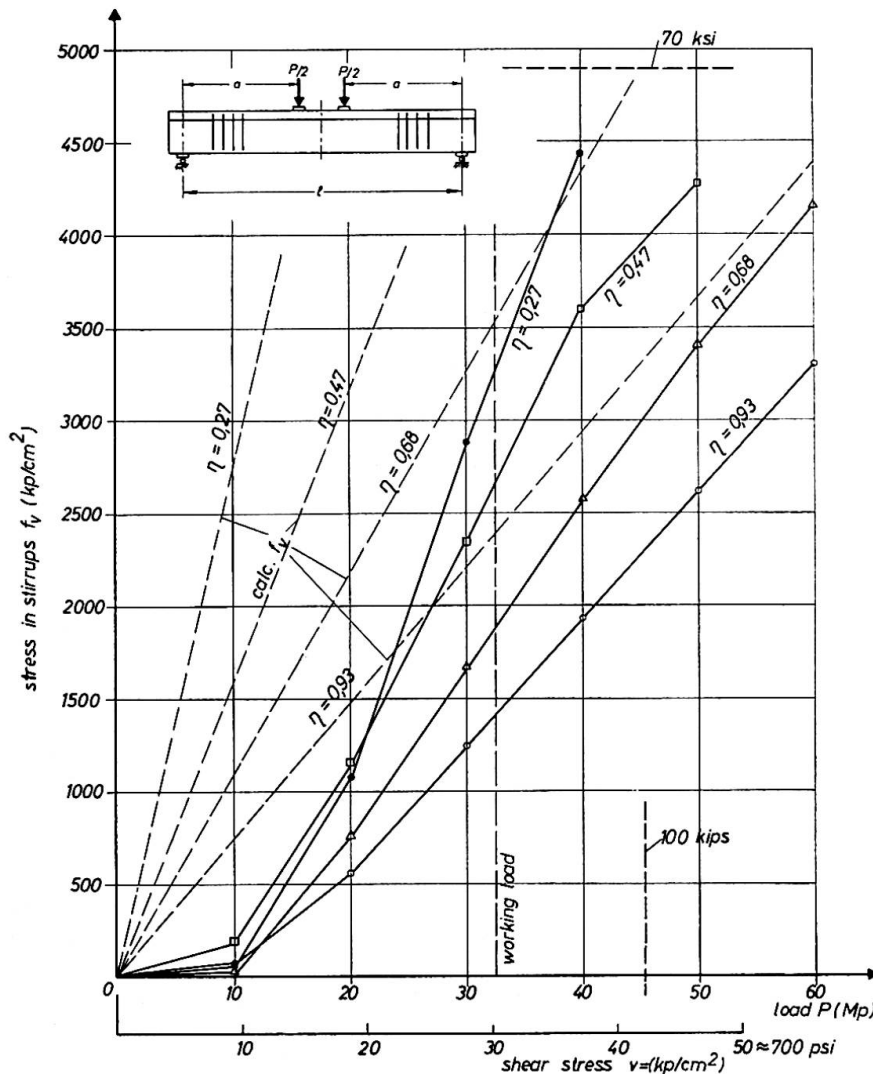


Fig. 7. Average stresses in stirrups, measured in beams with constant $b/b' = 6$ and A_s , variable only the percentage of shear coverage η , compared with calculated stresses according to MÖRSCH.

or the angle β of the diagonal struts varies from 45° to 30° . T_v can be between zero and V , related to the beam length $\Delta l = z$.

The inclination of the shear cracks can also be influenced to a smaller extent by the percentage of shear coverage, expressed by η . We have found that for equal $b'/b = 1/6$, the angle β of shear cracks can vary between 37° for $\eta = 0.25$ and 44° for $\eta = 1.0$, the average variation however is small.

On the other side, η has no influence on the cracking load or on the distance between lines of calculated and actual steel stresses in stirrups as shown in fig. 7 for T beams with constant b'/b , only η variable.

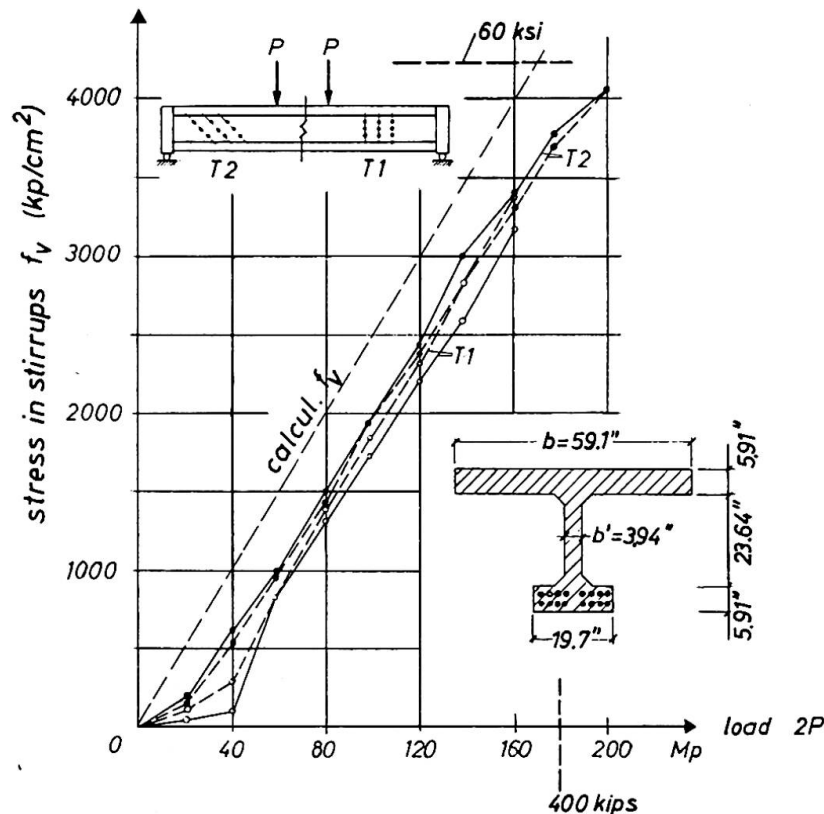


Fig. 8. Measured and calculated stresses in stirrups of beams with extremely thin webs ($b/b' = 15$), shear stresses v reaching 2500 psi. Beam T 1 had vertical stirrups, T 2 inclined stirrups.

Even in large beams with extremely thin webs and a ratio of $b'/b = 1/15$, as we have tested in our beams T 1 and T 2 [1] [5], where the angle of the cracks was about 45° , the forces in the stirrups do not reach the values of MÖRSCH's truss analogy, fig. 8. This means that even for highest shear stresses and in I-beams, a part of the shear force is carried by a slight inclination of the resultant compression force in the top chord and by "frame action" between the web-members and the chords.

Fig. 9 shows, how the portion of the shear force, which is carried by stirrups, is varying with increasing load for different ratios b'/b and two grades of shear coverage. These lines show, that the load intensity has considerable influence

on the mechanism, the web-members increase their portion of the shear with increasing load intensity and only ultimate load conditions tell the safety and give the design criteria.

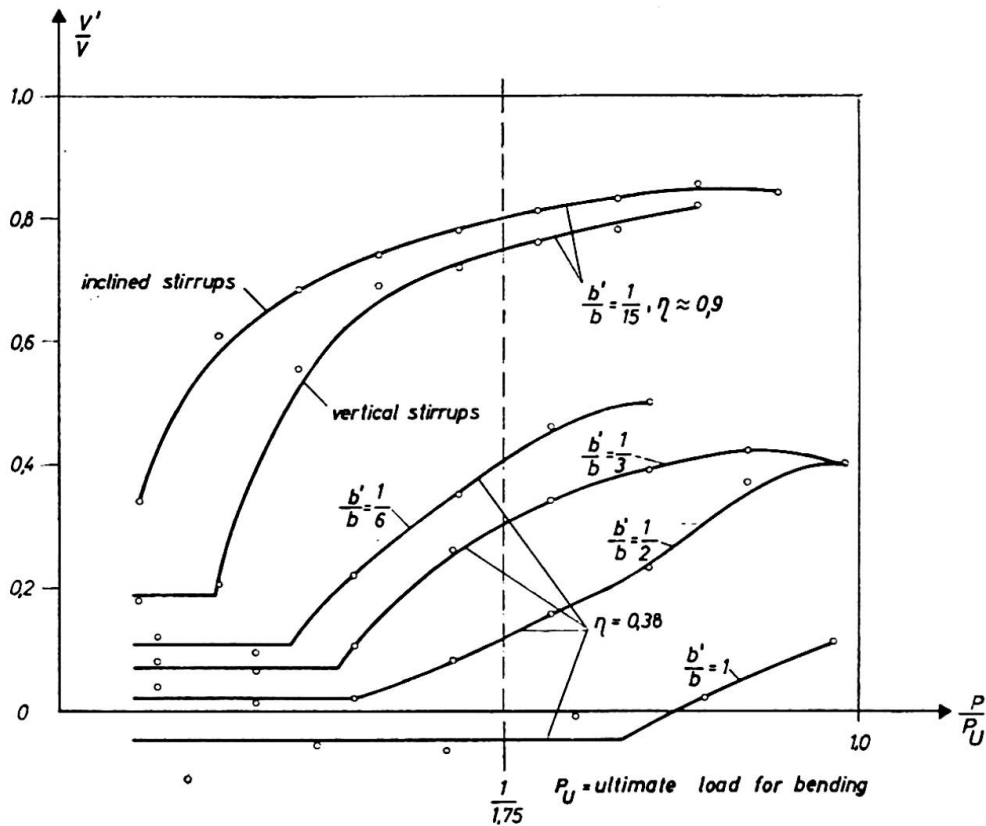


Fig. 9. Portion of shear force V' carried by web-reinforcement for different widths of webs expressed by b'/b and for different shear coverage η plotted against load intensity P/P_U .

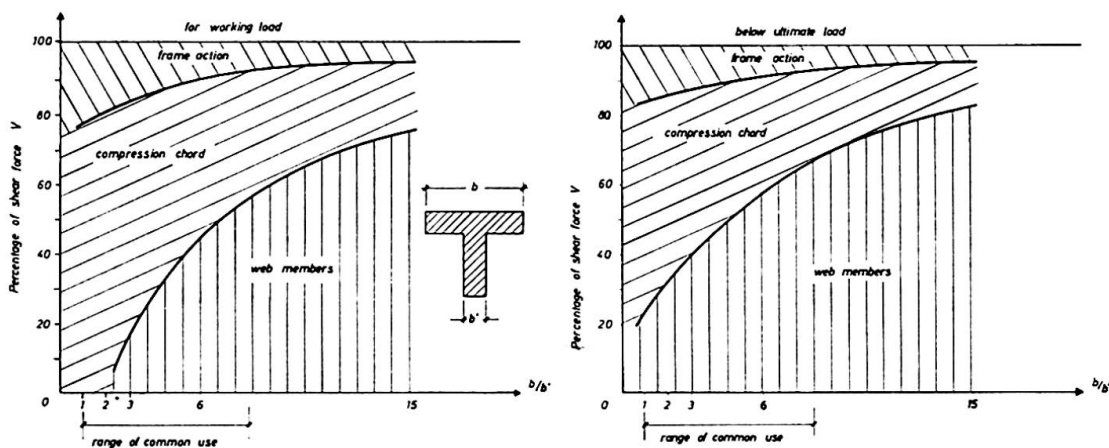


Fig. 10. Distribution of the shear force V

1. on web members = stirrups and struts,
2. on compression chord carrying V_c by inclination,
3. on frame action due to stiffness of junction between web- and chord members depending on b/b' for working load and shortly below ultimate load.

In fig. 10, the influence of the ratio between web stiffness and chord stiffness expressed by b'/b on the mechanism is shown in a different way; the lines give the distribution of the shear force on the web-members, the compression chord and on the "frame action" due to fixed connection between struts and chords. In the normal T beams with b/b' between 3 and 6, the web members carry less than half of the total shear force even under ultimate load conditions.

The result is, that the mechanism changes with decreasing web thickness and increasing load intensity from the tied arch to a truss with a curved or inclined top chord and with diagonal struts, of which the inclination varies between 30° and 45° .

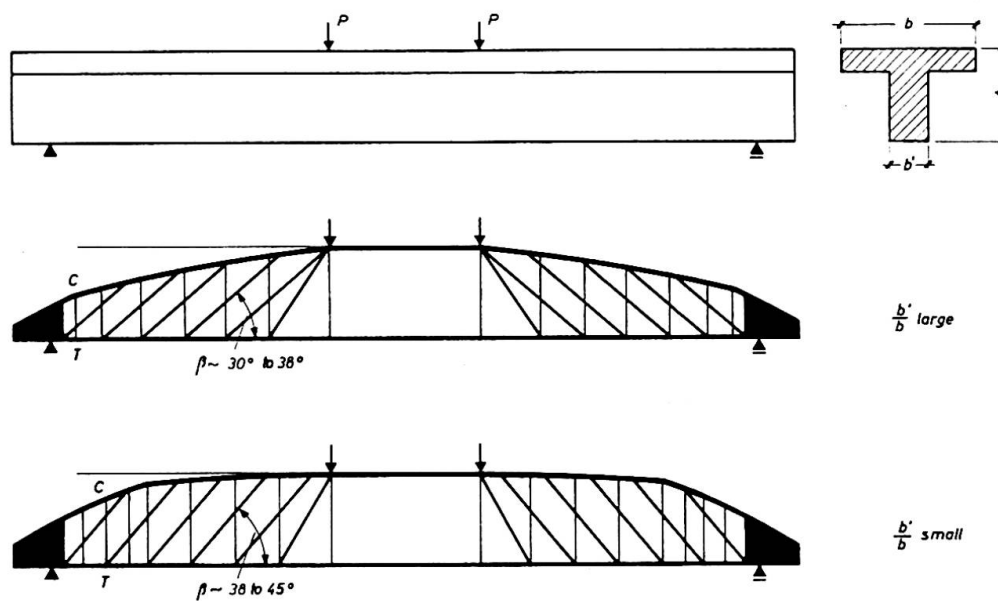


Fig. 11. The actual mechanism of internal forces can be compared with such trusses with inclined compression chords and diagonal web struts with angles $\beta \leq 45^\circ$, the angles of chord and struts mainly depending on b/b' (extended truss analogy).

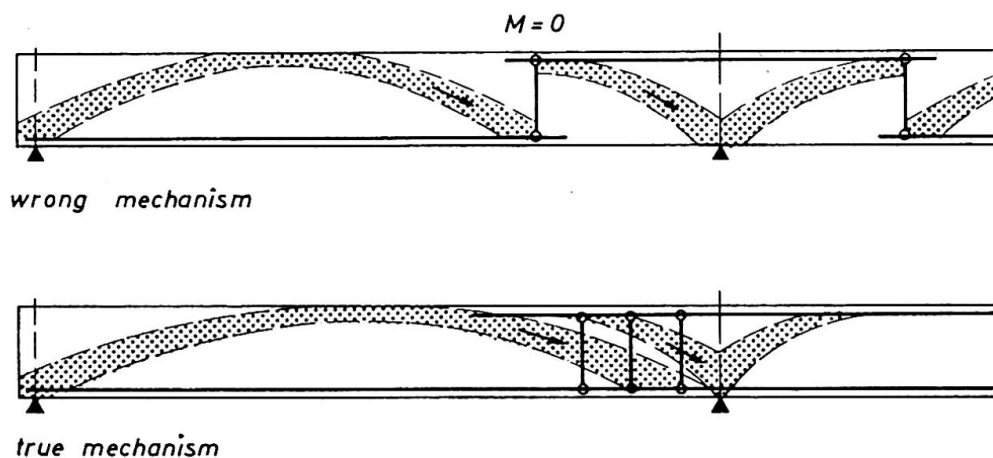


Fig. 12. Common idea of the mechanism of continuous beams compared with the findings by tests for rectangular cross sections.

This means, that the trusses which we must have in mind in order to understand the shear problem, must have variables as shown in fig. 11.

2.3. Mechanism of Continuous Beams

The system of internal forces in continuous beams is generally assumed to have a simple beam between the points of inflection ($M = 0$) suspended from a cantilever beam (fig. 12). The Stuttgart tests and US-tests [8] [9] showed, that for rectangular cross-sections or T-beams with thick webs, the inclined compression chord extends directly to the support so that the bottom tie reinforcement must also here be extended partially till to this support. Correspondingly, there are very flat shear cracks near the inner support with

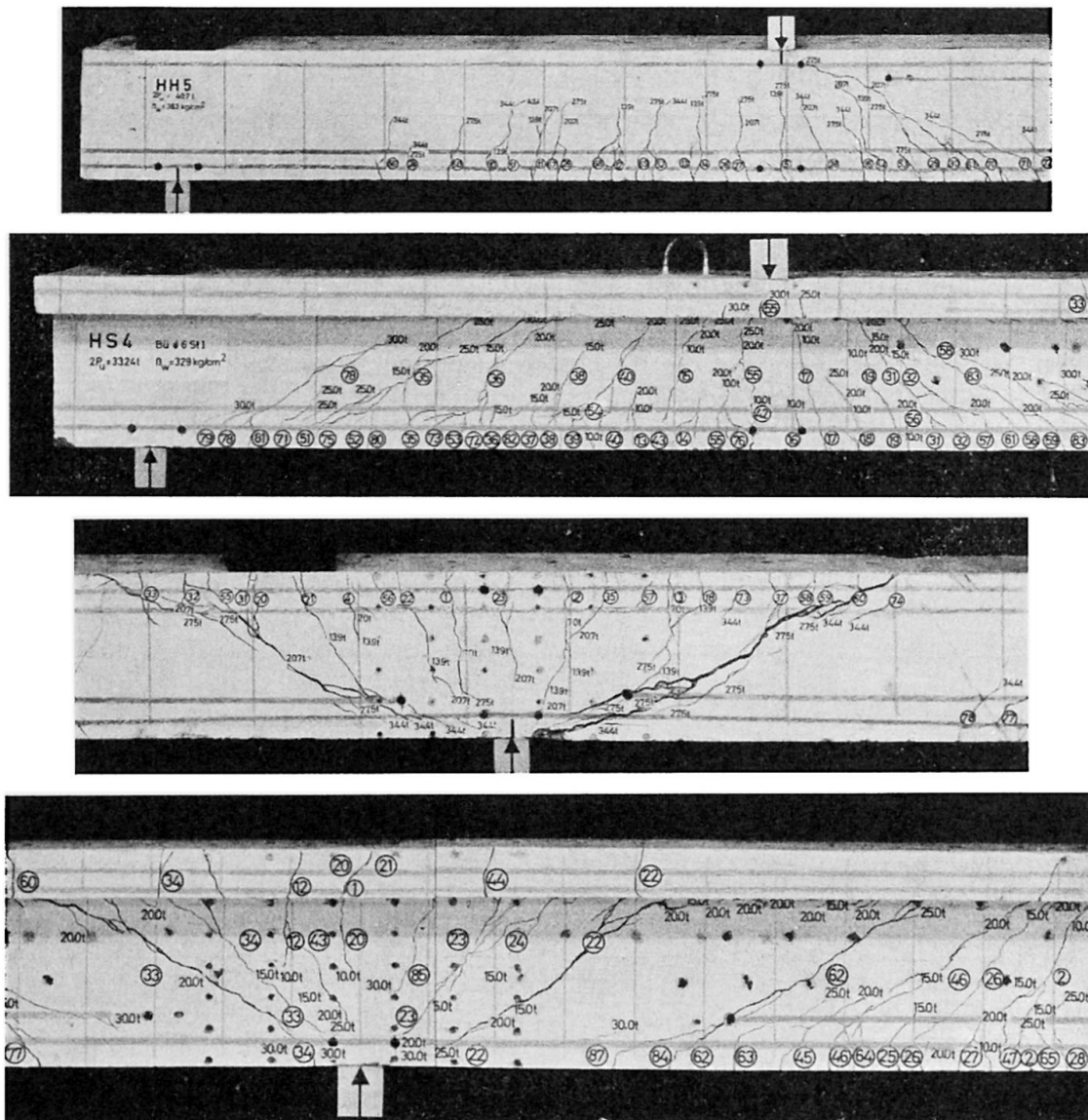


Fig. 13. Small inclination of shear cracks of continuous beams near inner support, if $b/b' \leq 3$.

angles as low as 30° (fig. 13). As a consequence, stirrups are more necessary near the support than in the region of the small moments, where we have no cracks up to high load intensities, so that stirrups in this region did show only small stresses.

Also in continuous beams, the mechanism changes with the stiffness ratio b'/b in a similar way as we have shown for single span beams. In beams with thin webs, there is truss action under high loads with a smaller influence of the inclination of the chords but a larger influence of the angle β of the struts near inner supports. The ratio of V'/V is larger there than near outer supports.

3. Calculation of the Reduction of Shear Reinforcement

3.1. Slender Beams and Slabs

The described mechanisms make it clear that a full shear coverage according to MÖRSCH's theory is not necessary, because the tensile forces in the web are considerably smaller and their magnitude depends primarily upon the stiffness ratio b'/b . The sound design principle for reinforced concrete, to carry all tensile forces by steel, can, therefore, be fulfilled by a reduced shear coverage $\eta < 1$ corresponding to the requirements of the ACI Code 318-63.

The measured stresses in stirrups showed in all tests a characteristic pattern as drawn in fig. 14. The line of the stresses in the stirrups as a function of the load runs almost parallel to the one calculated with MÖRSCH's truss analogy, however, in a horizontal distance equal to the load P_{crack} . This load P_{crack} is the one under which a shear crack has reached the stirrup. We have defined P_{crack} as the load which is found by continuing the measured line straightly towards the abscissis. To this load corresponds to a shear stress v_i , which we

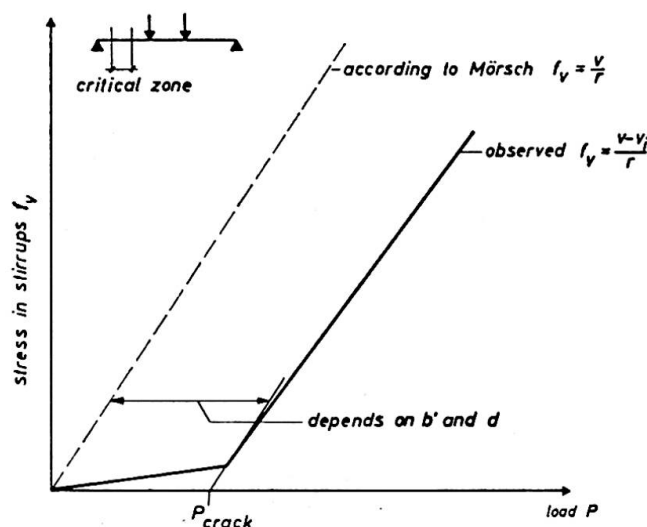


Fig. 14. Characteristic line of stresses in web reinforcement, compared with classical analysis of MÖRSCH.

found to be different from v_c as found for beams without shear reinforcement. The US results give $v_c = f(\sqrt{f'_c})$ influenced by the tensile strength of the concrete. The value v_i , however, is influenced by the portion of $V_i = P_{crack}$ which represents the portion of V which is carried by the compression members of the truss and, therefore, shows a straight line function with the compressive strength f'_c (fig. 15). We have found this value to be different for single and continuous beams:

$$\begin{aligned} \text{for single span beams } v_i &= \frac{1}{16} f'_c, \\ \text{for continuous beams } v_i &= \frac{1}{22} f'_c. \end{aligned} \quad (1)$$

P_{crack} increases with increasing b' and z , because the corresponding shear force is $V_i = v_i b' z$. The thicker the web, the larger the distance between the actual stress line of the stirrups and the calculated one according to MÖRSCH. This is caused by the inclination of the compression chord and the angles $\beta < 45^\circ$ for the diagonal struts. From the characteristic line of fig. 14 we derive the formula for the stresses of the stirrups

$$f_v = \frac{v - v_i}{r}. \quad (2)$$

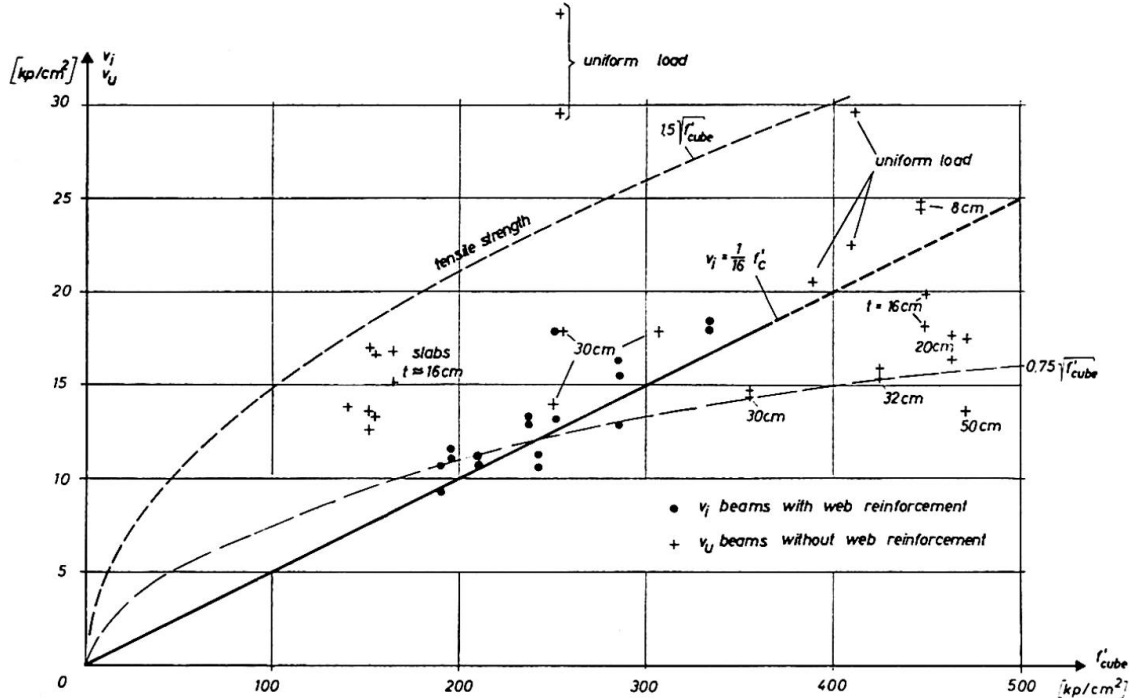


Fig. 15. Shear stress V_i due to portion of shear force carried by compression members of single span beams with shear reinforcement plotted against the cube strength of concrete, compared with the ultimate shear stress V_u of beams without shear reinforcement for different depth d . Only beams with $3,2 < \frac{M}{v d} > 2,5$.

Consequently, the factor for the necessary percentage of shear coverage can be written

$$\eta = \frac{\nu v_{D+L} - v_i}{\nu v_{D+L}} \quad (3)$$

with $D + L$ = working load, ν = factor of safety.

This formula corresponds in principle to the ACI Code 318-63 and the Stuttgart tests confirm fully the soundness of this new US-Code concerning shear.

If we plot the v_u/f'_c of all our test results for the mentioned range of a/d and the results of [9] against the percentage of shear coverage η , we get fig. 16. The two lines for $v_i = 1/16 f'_c$ and $1/22 f'_c$ are below all corresponding points with two exceptions; three values of continuous beams, which did not fail by

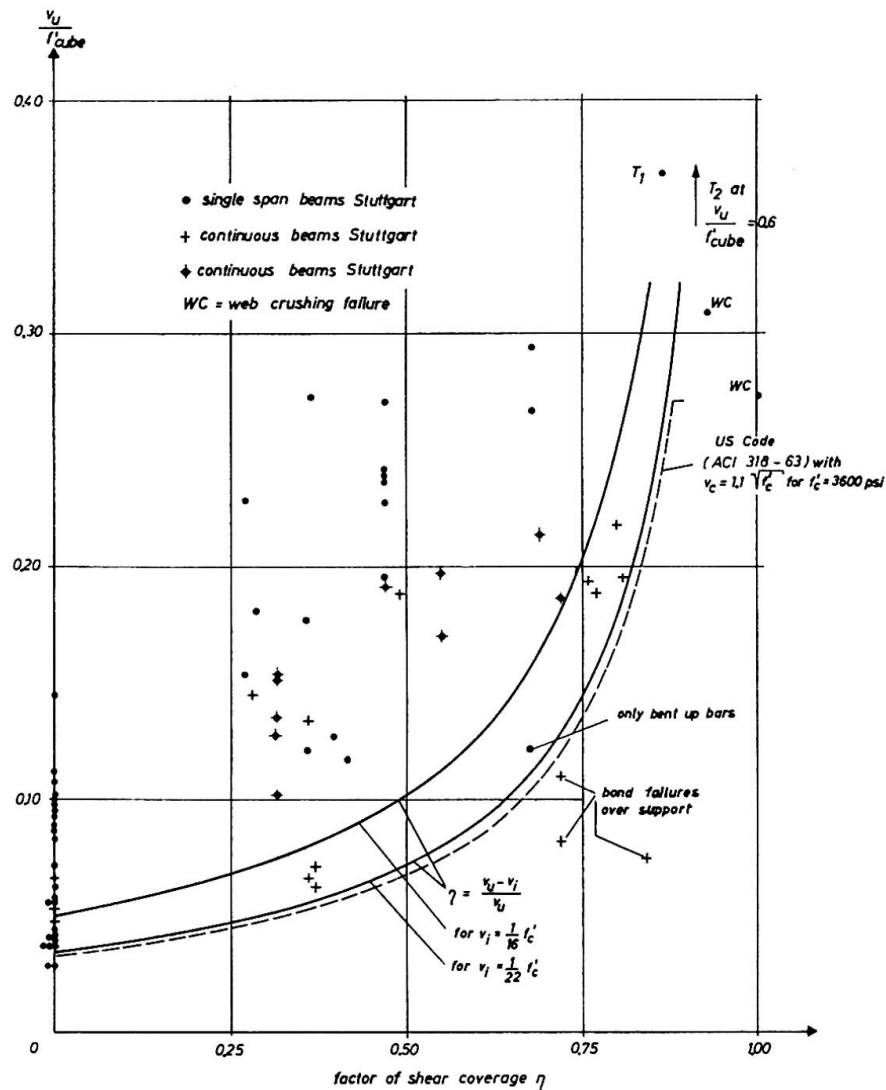


Fig. 16. The ultimate shear stresses of test beams with shear failures plotted against percentage of shear coverage compared with curves $\eta = \frac{v_u - v_i}{v_u}$.

shear in the web but by bond failure of the top chord bars, which have only about half the bond strength of bottom bars due to the sedimentation of the concrete after compaction. One value concerns a simple span beam which was web-reinforced with bent up bars only, which is not allowed.

The graph proves, that the percentage of shear coverage η calculated with eq. (3) using v_i according to (1) gives sufficient safety; v_{D+L} refers to the maximum value of V of the beam and η should be constant for the shear zone belonging to this max V .

An upper limit of v must be chosen in order to avoid failure by diagonal compression in the web. In our tests we found that the diagonal compression is not only influenced by the direction of the web reinforcement (as can be derived from the truss analogy), but it is further influenced by the angle of the shear cracks. We found that for vertical stirrups, the principle diagonal compression stress for high shear intensity can reach

$$t_2 = 2.4 v \text{ (for low shear stresses, it can be } t_2 \rightarrow 3.5 v \text{)}.$$

For inclined stirrups, ($\alpha = 45^\circ$), closely spaced, it reaches

$$t_2 = 1.7 v.$$

Therefore, using a factor of safety of 2.1 and a reduction for sustained load, the upper limit of the shear stresses due to the working load can be chosen

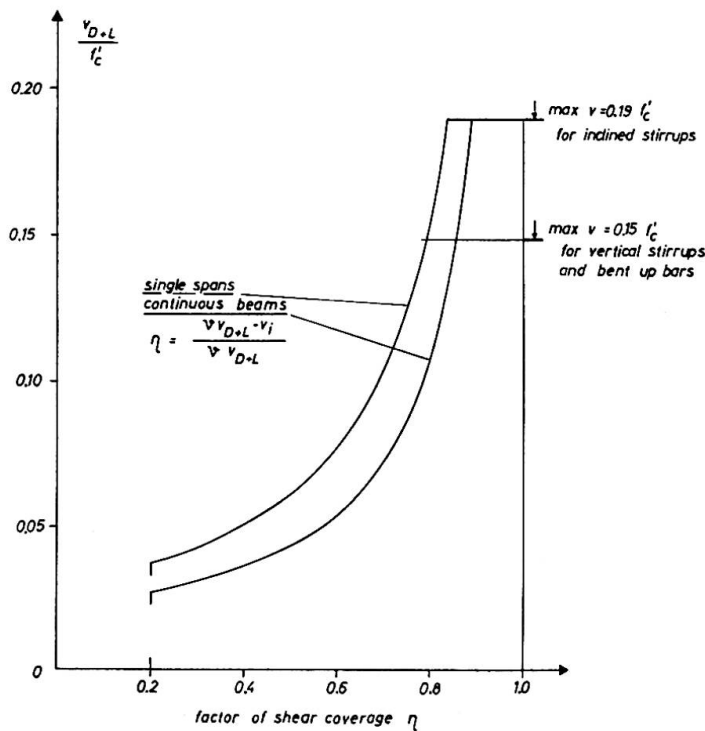


Fig. 17. The required shear coverage for working load design and upper limits of allowable shear stresses.

for vertical stirrups and stirrups combined

with bent up bars

$$\max v_{D+L} = 0.15 f'_c$$

for inclined stirrups $\alpha = 45^\circ$ to 55°

$$\max v_{D+L} = 0.19 f'_c$$

(since compression is critical and not tension, we refer v to f'_c and not to $\sqrt{f'_c}$).

The maximum shear stresses for working load give the necessary percentage of shear coverage η for single span and continuous beams according to fig. 17. The upper limits are governed by web compression, the lower limits show the low values which can be allowed without web reinforcement and with constant ties. For T beams with $b'/b < 1/3$, the minimum requirements for shear reinforcement must be observed.

3.2. Further Reduction of the Shear Coverage for Short Beams, Short Slabs or Brackets

The Stuttgart tests have confirmed the results of other investigators [12], concerning the influence of $\frac{M}{v \cdot d}$ or of a/d for single loads and of the slenderness ratio l/d for distributed loads as shown in fig. 18. According to these test

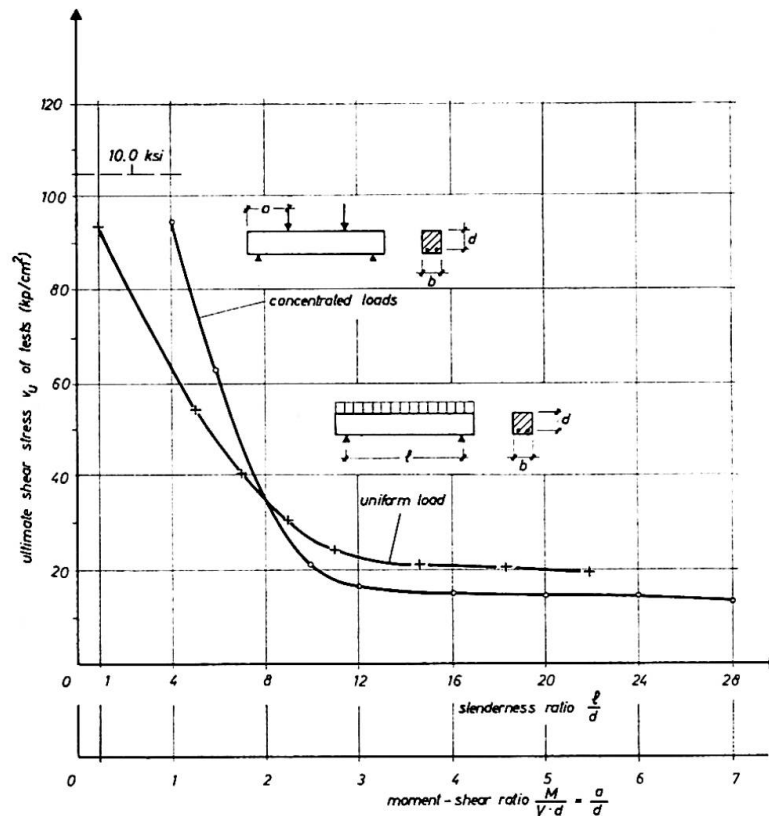


Fig. 18. The increase of shear carrying capacity without shear reinforcement in beams with the decrease of the slenderness

ratio l/d or of the shear span,
ratio a/d for single loads.

results, the shear strength of beams without shear reinforcement increases rapidly for concentrated loads as soon as $a/d < 3$ or for distributed loads as soon as $l/d < 12$. For deep beams with $l/d = 1$ such high shear stresses had been obtained, that a shear reinforcement would make no sense, as several tests have actually proved [18] [7].

This fact can be fully explained by the arch action of the concrete, it allows us to further reduce the shear coverage by the factor κ , which can be taken from the straight line given in fig. 19. The necessary shear reinforcement will finally be calculated by

$$A_v = \kappa \eta \frac{V s \sin \alpha}{z f_v}$$

or with the percentage of shear reinforcement:

$$r = \kappa \eta \frac{A_v}{b' s \sin \alpha} = \kappa \eta \frac{v}{f_v}.$$

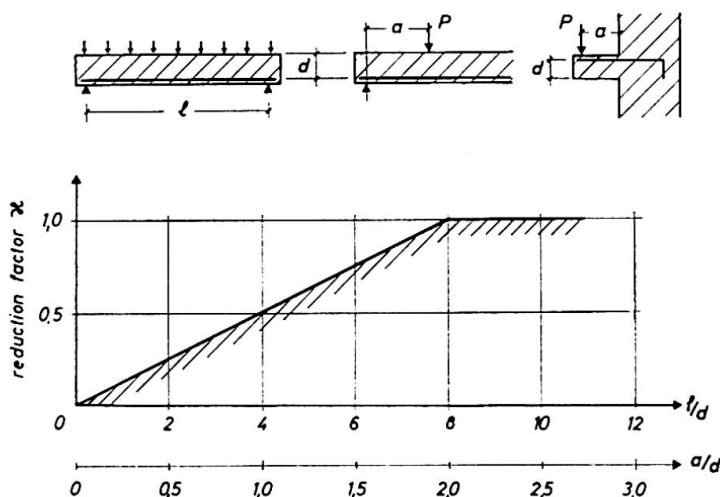


Fig. 19. Reduction factor κ for the portion of the shear force to be carried by web reinforcement or for the shear coverage depending
on l/d for uniform load or
on a/d for contribution of concentrated loads.

4. Structural Conditions for Reduced Shear Reinforcement

4.1. Preference of Stirrups

The reduced shear coverage should preferably be made with stirrups in close spacing, the spacing decreasing with increasing values of the shear stress from $a < t/2$ to $t/6$. Bent up bars of high strength steel are less suitable and lead to larger width of shear cracks. Inclined stirrups show the best efficiency (fig. 20). Bent up bars are acceptable in continuous beams in the region of

small moments for changing some bars from bottom to top, avoiding herewith the large anchorage length especially in the top region.

The stirrups must be well anchored, preferably with hooks (fig. 21). Stirrups made of a welded wire fabric with a wire spacing of 2 to 6" and with a top anchorage by welded longitudinal wires, are especially suited for ribs, joists, and small beams in buildings.

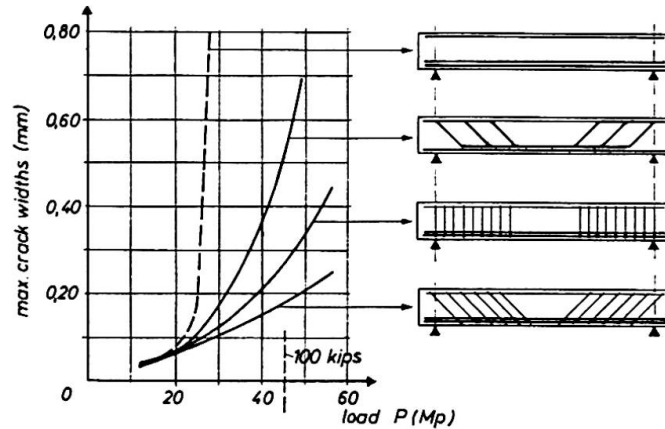


Fig. 20. Maximum crack width of shear cracks for average types of shear reinforcements. Comparison for equal cross-sections A_c and A_s .

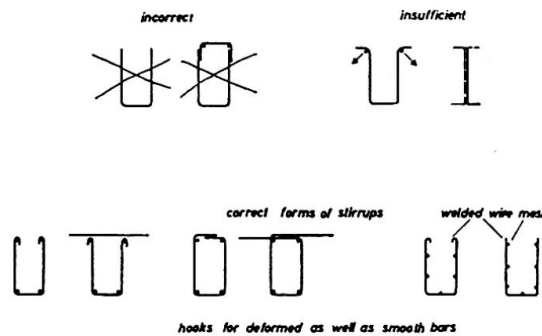


Fig. 21. Value of different forms of stirrups, the upper anchorage with a short length is very important.

4.2. The Determination of the Points for Cut Off and Bent up Bars

It is known that the tie force T is not proportional to the bending moment, as soon as the shear stress is low. For higher shear stresses the distribution of the tie force depends also upon the direction of the shear reinforcement. For low values of v and rectangular cross sections or slabs, the tensile force in the longitudinal reinforcement can be as high as $T = \frac{M}{z} + 1.5V$ near the support. MÖRSCH's truss analogy gives for vertical stirrups a tie force $T = \frac{M}{z} + \frac{V}{2}$. This value increases according to the described mechanisms.

The length of longitudinal bars can therefore not be found with the M/z -line, but with a T -line, which is found by moving the M/z -line horizontally by the amount of h (fig. 22). This h must be made depending upon v . Since the

shear stress v is connected with the factor of shear coverage η according to fig. 17, it will be sufficient to determine h from η and the direction of the web reinforcement.

The two following values cover practical needs (fig. 23):

$h = (1.2 - 0.9 \eta) d \geq 0.5 d$ for vertical stirrups or vertical stirrups combined with bent up bars,

$h = (1.2 - 1.2 \eta) d \geq 0.2 d$ for inclined stirrups $\alpha = 45^\circ + 55^\circ$.

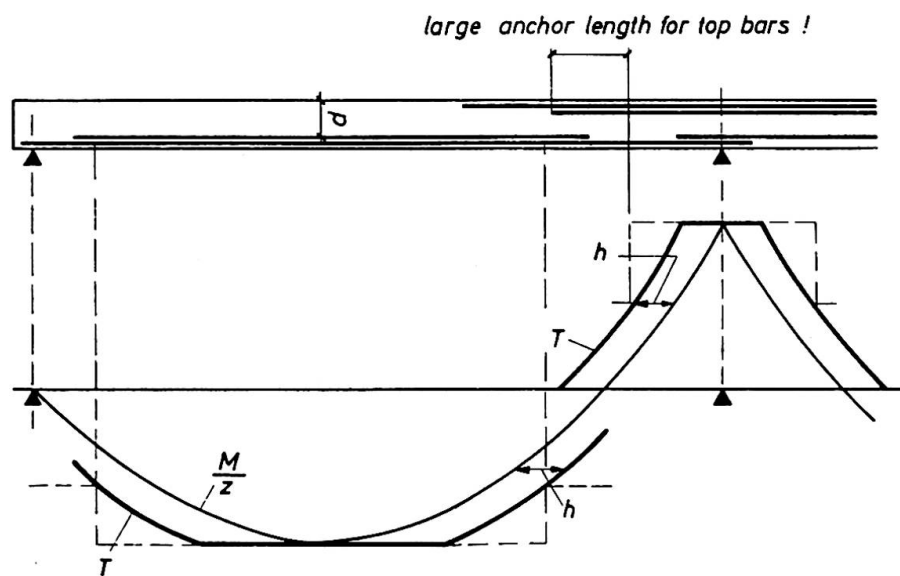


Fig. 22. The determination of the length of cut off bars must be made for a tie force diagram with the T-line found by moving the M/z line horizontally with the length h , found by the diagram of fig. 23.

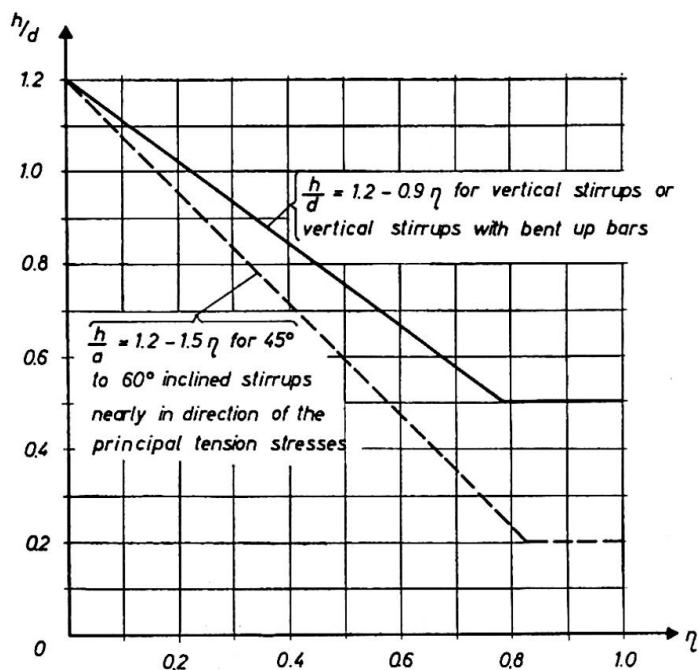


Fig. 23. Values of h for T-line, depending on the factor of shear coverage η and the type of web reinforcement.

Top bars for negative moments over intermediate supports of continuous beams must get a larger length of anchorage than bottom bars, if the beams are concreted in normal position, because the bond strength of top bars is low due to the sedimentation of the compacted concrete. The bond stress of top bars should always be calculated and it will be found, that often small diameters must be used and well distributed horizontally into the slab (fig. 24).

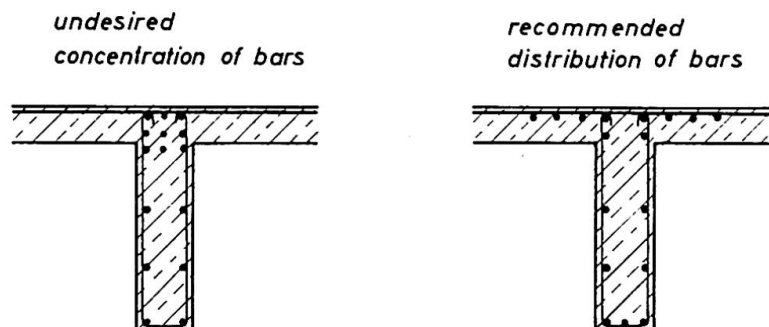


Fig. 24. Top bars for negative moments of continuous beams should be distributed sideways into the slab, using medium diameters of bars.

4.3. Anchorage

In beams and slabs without shear reinforcement, especially in beams with a slenderness of $l/d < 8$ or with concentrated loads close to the supports with $a/d < 2$, a safe anchorage of the longitudinal bars must be provided. In many cases the bond length of straight deformed bars is here inadequate and hooks may be necessary, preferably hooks horizontally placed or loops or special anchor pieces.

5. Torsion and Prestressing

Two tests on large prestressed hollow box girders, of which F. LEONHARDT and R. WALTHER have reported in [16], have shown, that similar relations for reduced web reinforcement as shown here can be established for the shear forces due to torsion and for the reduction by prestressing forces. It was found, however, that the principal compression stress can become as high as 3.5-times the value calculated by usual analysis and, therefore, can become critical earlier than generally suspected. One must, therefore, be careful about the diagonal compression in webs. On the other side for torsion also principal tension has not to be limited for the design, because it is easily possible to take care of the tensile forces by reinforcement in the webs.

Fig. 25 shows a first tentative proposal for the determination of the necessary coverage of shear in prestressed concrete girders, depending upon the shear stress v due to loads and prestressing force and depending upon the average normal stress due to the final prestressing force $f_p = P_p/A_c$. These lines need further confirmation by tests.

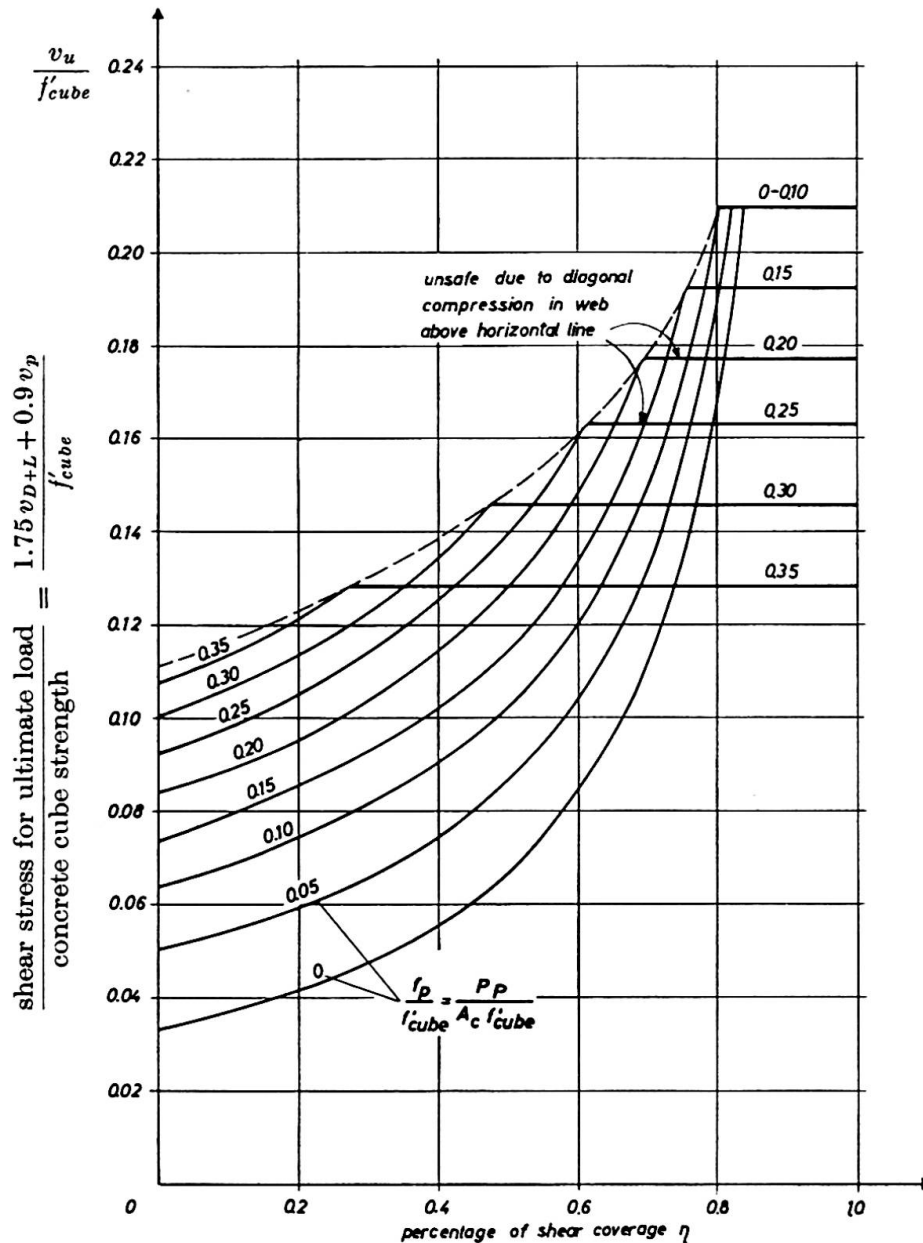


Fig. 25. The necessary shear coverage for prestressed concrete girders, considering the degree of prestressing by the average compression stress due to P_p depending on the maximum shear stress due to loads and P . Limits to prevent web crushing failures.

Literature

1. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung. Heft 152 des DAfSt., Berlin 1962.
2. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Heft 151 des DAfSt. Berlin 1962.
3. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung. Heft 156 des DAfSt.
4. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Schubversuche an Durchlaufträgern. Heft 163 des DAfSt.
5. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im

- Stahlbetonbau. Beton u. Stahlbetonbau 1961, Heft 12, 1962, Hefte 2, 3, 6, 7 u. 8, 1963, Hefte 8 u. 9 (7 Fortsetzungen).
6. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Schubversuche an Platten mit geschweißten Bewehrungsmatten. Beton- u. Stahlbetonbau 1964, Heft 4 u. 5 (8. Fortsetzung zu «Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau»).
 7. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Untersuchungen an wandartigen Trägern mit unterschiedlicher Bewehrung und Belastung. Heft 172 des DAfSt.
 8. BRYANT, ROBERT H., BIANCHINI, ALBERT C., RODRIGUEZ, JOSÉ J. and KESLER, CLYDE E.: Shear strength of two-span continuous reinforced concrete beams with multiple point loading. ACI-Journal, Sept. 1962, Proc. V. 59.
 9. RODRIGUEZ, JOSÉ J., BIANCHINI, ALBERT C., VIEST, IVAN M., KESLER, CLYDE E.: Shear strength of two-span continuous reinforced concrete beams. ACI-Journal, April 1959, Vol. 30.
 10. FERGUSON, PHIL M.: Some implications of recent diagonal tension tests. ACI-Journal, Aug. 1956, Vol. 28.
 11. ACI Building Code, 318-63, June 1963, ACI, Detroit, USA.
 12. LAUPA, A., SIESS, CH. P., NEWMARK, N. M.: Strength in shear of reinforced concrete beams. University of Illinois Bulletin, No. 428.
 13. GURALNICK, S. A.: Shear strength of reinforced concrete beams. Proceedings of the American Society of Civil Engineering, St. 1, Vol. 85, 1959.
 14. FRANZ, G., and NIEDENHOFF, H.: Die Bewehrung von Konsolen und gedrungenen Balken. Beton- u. Stahlbetonbau 1963, Heft 5.
 15. KREFELD, W. J. and THURSTON, C. W.: Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams. Report Columbia University in the City of New York. Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, June 1962.
 16. LEONHARDT, F. and WALTHER, R.: Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern. Festschrift der Beton- u. Monierbau AG, Düsseldorf, Okt 1964.
 17. KANI, G. N. J.: The riddle of shear failure and its solution. ACI-Journal, April 1964.
 18. CHOW, LI, CONWAY, H. D. and WINTER, G.: Stresses in deep beams. Proc. ASCE, Sep. No. 127, May 1952, Paper 2557.

Summary

The classical shear analogy of W. RITTER and E. MOERSCH, using a truss with parallel chords and compression struts at an angle of 45° , could be extended on the basis of the Stuttgart shear tests to trusses with an inclined compression chord and struts with angles between 30° and 45° , according to the observed inclined compression forces. The ratio between width of compression flange and width of web is of a particular influence on these inclinations of the truss members and therefore on the amount of forces in the tension bars. This allows to reduce the shear reinforcement by subtracting a stress τ_{0D} from the classical shear stress τ_0 .

The consequent increase of the tensile force in the bottom chord between load and support can be found by moving the M/z -line horizontally by a portion of the depth, depending on the percentage of shear coverage, for which formulas are given. On this way, the tensile force is also found, for which the longitudinal bars must be anchored at end supports.

Practical recommendations are given for the design of the shear reinforcement in single span and continuous beams. The future development of the extended truss analogy on prestressed beams and beams with torsion load is indicated.

Résumé

L'analogie classique pour le calcul au cisaillement selon W. RITTER et E. MÖRSCH, qui admet des treillis à membrures parallèles et bielles de compression à 45° , peut être étendue à des treillis à membrure supérieure inclinée et bielles de compression inclinées de 30° à 45° . Le rapport de la largeur de la dalle de compression à celle de l'âme de la poutre influe fortement sur les efforts dans les armatures tendues. L'analogie élargie du treillis conduit à une diminution de l'armature de cisaillement parce qu'elle permet de réduire la contrainte de cisaillement classique τ_0 d'une constante τ_{0D} .

On tient compte de l'augmentation des efforts de traction longitudinaux qui en résulte dans la zone d'effort tranchant en déplaçant horizontalement la ligne M/z d'une fraction de la hauteur utile d , fraction dépendant du pourcentage d'armatures de cisaillement. En même temps, on obtient aussi l'effort de traction qui doit être ancré à l'appui.

L'auteur donne des règles pratiques pour le dimensionnement de l'armature de cisaillement dans des poutres simples et des poutres continues; il montre le développement futur de cette théorie pour des poutres sollicitées à la torsion et des poutres précontraintes.

Zusammenfassung

Die klassische Schubanalogie mit parallelgurtigen Fachwerken mit 45° Druckstreben von W. RITTER und E. MÖRSCH konnte auf der Grundlage der Stuttgarter Schubversuche zu Fachwerken mit geneigtem Obergurt und Druckstreben in Neigungen von 30° bis 45° erweitert werden. Das Verhältnis der Druckplattenbreite zur Stegbreite ist von besonderem Einfluß auf die Kräfte in den Zugstäben. Die erweiterte Fachwerkanalogie führt zur Verringerung der Schubbewehrung, indem ein Festwert τ_{0D} von der klassischen Schubspannung τ_0 in Abzug gebracht wird.

Die daraus folgende Zunahme der Zuggurtkraft im Querkraftbereich wird durch eine horizontale Verschiebung der M/z -Linie um einen vom Schubdeckungsgrad abhängigen Teil der Nutzhöhe d berücksichtigt. Man erhält damit auch die am Auflager zu verankernde Zuggurtkraft.

Für die Ausbildung der Schubbewehrung in Einfeld- und Durchlaufträgern werden praktische Hinweise gegeben. Die künftige Entwicklung der erweiterten Theorie auf Träger mit Torsionsbelastung und unter Vorspannung wird angedeutet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV a 2

Discussion of Some Papers of the Preliminary Report

Remarques sur certaines contributions du Rapport Préliminaire

Diskussion verschiedener Beiträge des Vorberichtes

RENÉ WALTHER

Dr.-Ing., Basel/Stuttgart

Following a suggestion made in the General Report, the results presented in some of the papers to the Congress in Rio de Janeiro will be compared with the findings of the extensive investigation into the problem of shear recently conducted at the Otto-Graf-Institute (Technische Hochschule Stuttgart).

Dealing first with the contribution of R. WARNER and B. THÜRLIMANN, the general approach and many assumptions differ considerably from our findings, yet the final conclusions are fortunately very similar as far as the dimensioning of the web reinforcement is concerned. According to our point of view, the following objections can be made:

1. Shear-compression is not the predominant mode of failure, especially not for T-beams or box-girders, which are mostly used in practice¹⁾ and where the problem of shear is more important than for rectangular members.
2. Even for rectangular members the ultimate cause of failure is very often a local or over all destruction of the bond of the longitudinal reinforcement, even though the failure appearance is very similar to shear-compression. Thus the inclined cracks propagate closer to the compression fibre than vertical bending cracks, i. e. $\delta < 1$. This is especially the case for continuous beam, due to the poor bond of the longitudinal tension reinforcement over intermediate supports. Our reevaluation of early and recent test data have conclusively shown, that the influence of bond is so important, that it should not be neglected in deriving empirical parameters.
3. The inclination φ of diagonal cracks is very often smaller than 45° and depends, among other, on the percentage of web reinforcement. Incidentally this is one important reason, why the "full web reinforcement" according to the truss analogy is often not necessary, since the stirrup force Q_s (notations see WARNER and THÜRLIMANN) becomes greater with smaller values of φ .

¹⁾ The vast majority of all the beams mentioned in the Separate Volume on precast concrete, for example, are of non rectangular sections.

4. The relative depth ζ_c of the compression zone is certainly a function of the web reinforcement. The ratio $\delta = \zeta_c / \zeta_0 \sim 1$ was empirically derived only from tests without web reinforcement and does not possibly hold true for beams with web reinforcement.

In spite of these objections — and similar objections can be made to any approach suggested so far — the final simplified design criterion, that the required percentage of web reinforcement be

$$\rho = \frac{Q - Q_c}{\sigma_f b h}$$

with

$$Q_c = \frac{1}{8} \sigma_u \zeta_0 b h$$

corresponds in effect closely to the relationship which we have found from our tests,

i. e.
$$\sigma_{St} = \frac{\tau_0 - \tau_{0cr}}{\rho}$$

with

σ_{St} = mean stress in the stirrups,

τ_{0cr} = shearing stress at inclined cracking load.

but we derived this relationship quite differently namely directly from stirrup stresses, which we have carefully measured in all our beam tests. As a first example we cite the results of a beam series, mentioned already in the contribution of the writer, where only the web thickness was varied. The measured load-stress curves of the stirrups, presented in fig. 1 have all about the same slope, but this slope starts from different loads P depending on the web

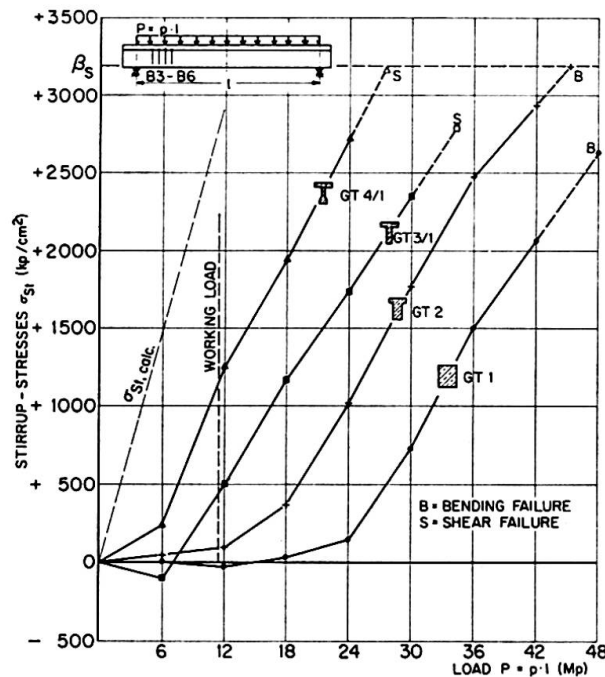


Fig. 1. Measured stirrup-stresses of a beam series, where only the web thickness was varied.

thickness. Undoubtedly this load represents the inclined cracking load P_{cr} since stirrups are only appreciably subjected to tension when inclined cracks have formed. Dividing P_{cr} by $b_0 h$ (b_0 = web thickness) yields an approximately constant value, which can safely be defined as inclined cracking shear stress and which from many tests was found to be about a $1/30$ th of the concrete strength β_p (prism-strength):

$$\tau_{0cr} = \frac{P_{cr}}{b_0 h} \sim \frac{1}{30} \beta_p.$$

By this method the inclined cracking load can reliably be determined and is no more left to the choice of the investigator, as the authors rightly argue for visual observation of the crack propagation.

Another example is given in fig. 2 for a T-beam series where only the

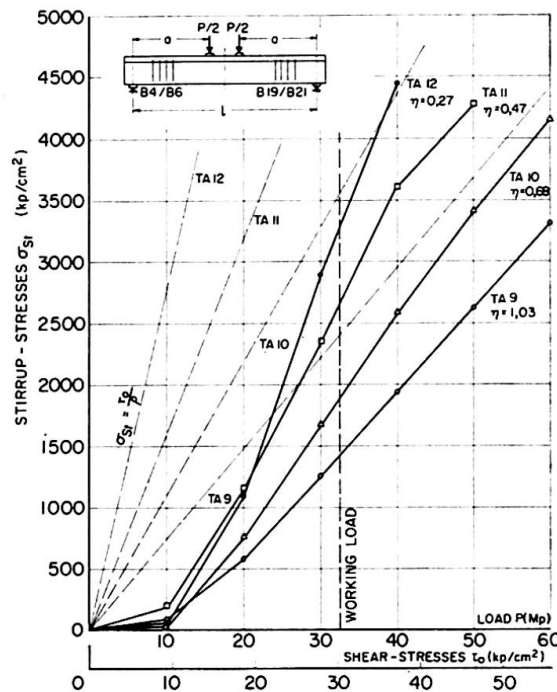


Fig. 2. Measured stirrup-stresses of a beam series, where only the relative amount η of web reinforcement was varied.

percentage of web reinforcement was varied. As expected for beams with constant cross-sections and constant concrete strength the initial cracking load is about the same for all beams. The slope of the load-stress curves depends on the relative amount η of web reinforcement ²⁾, which varied from

²⁾ The notion "percentage ρ of web reinforcement" is not deemed to be a very practical one, since it not related to the shear force and thus does not convey a direct idea of its magnitude. $\rho = 1$ for example may be a very strong web reinforcement for rectangular beams, but a weak one for beams with thin webs. We therefore prefer the notion of "relative amount η of web reinforcement", which is the ratio of the actual web reinforcement to the one theoretically required by the truss analogy ($\eta = 1$ = "full web reinforcement").

$\eta = 1,03$ (beam T A 9) to $\eta = 0,68$ (T A 10), $\eta = 0,47$ (T A 11) and $\eta = 0,27$ (T A 12). These curves are about parallel to the theoretical ones given by the truss analogy to $\sigma_{Sl} = \tau_0/\rho$ or $\sigma_{e, B\ddot{u}} = \tau_0/\mu_s$ in our notations.

Thus the measured stirrup stresses follow the relationship mentioned before:

$$\sigma_{Sl} = \frac{\tau_0 - \tau_{0cr}}{\rho}.$$

This relationship was found in all our tests for simple span and continuous beams of rectangular as well as for I-sections, T- and inverted T-sections and last not least even for prestressed box-girders which will be mentioned in the contribution of F. LEONHARDT. There are many reasons for this phenomenon such as shear resistance of the compression zone, dowel action of the longitudinal reinforcement, inclination of diagonal cracks smaller than 45° , compression and bending stiffness of the concrete compression diagonals (the actual "truss" has no hinged connections) etc.

Since the above design rule corresponds closely to the one suggested by WARNER and THÜRLIMANN and in effect also to the one proposed by the ACI-Building Code it can safely be accepted for practice without worrying about the vastly different and maybe sometimes questionable approaches. Contrary to the restriction assumed by WARNER and THÜRLIMANN, it is also valid for non rectangular beams.

This simple design rule has however to be accompanied by construction requirements especially with respect to the reinforcement (bond, anchorage, spacing, cutt-off bars etc.) and the interaction of moment and shear. Furthermore it does not dismiss the need of a satisfactory and practicable ultimate shear strength theory.

As to the contribution of ST. SORETZ we would like to make two remarks. Firstly, the failure of the continuous member shown in fig. 8 does not seem to be one of normal shear. In our opinion it was primarily due to the fact that the hooks of the bent up bars were anchored in the critical tension zone, which is contrary to generally accepted rules of reinforced concrete design. Since these bent up bars were stronger than the too widely spaced stirrups, they tended initially to carry most of the shear force in the vicinity of the intermediate support but could not transfer that force to the tension chord.

The second remark pertains to the merits of horizontal web reinforcement. Undoubtedly such a reinforcement is beneficial to minimize the crack width, especially for relatively deep beams. The tests cited by SORETZ however disprove the claim of E. RAUSCH, that the horizontal web reinforcement has to be equally strong as the stirrups, since beam C 4, where the area of horizontal web reinforcement was only half of that of the stirrups, showed markedly smaller crack widths than beam C 3 with three times as much horizontal web reinforcement. This is not surprising, when compared with our measurements of the relative displacement of the crack borders, shown in fig. 3 for a T-beam

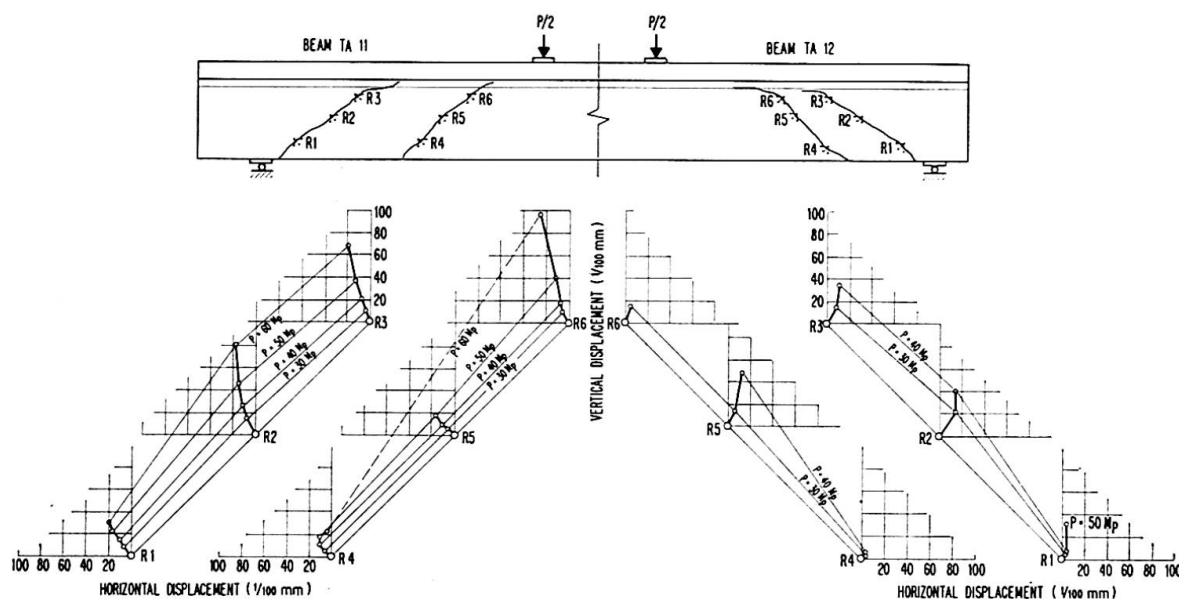


Fig. 3. Relative displacement of the crack-borders for a T-beam with vertical stirrups. Shear cracks open about twice as much in vertical direction than in horizontal.

with vertical stirrups. It follows that shear crack open about twice as much in vertical direction than in horizontal. Consequently vertical or slightly inclined stirrups are definitely the best shear reinforcement.

Summary

Some papers of the Preliminary Report are discussed and compared with the findings of investigations at the Institute of Technology Stuttgart.

It is shown, that the design rules proposed by WARNER and THÜRLIMANN correspond closely to the ones derived by LEONHARDT and the writer, even though the basic approach of the problem was quite different.

Test data is presented to prove the effect of vertical and horizontal web reinforcement.

Résumé

On discute certaines contributions contenues dans le Rapport Préliminaire et on les compare avec les résultats des recherches conduites à l'Ecole Polytechnique de Stuttgart.

Il est montré que les règles proposées par WARNER et THÜRLIMANN pour le dimensionnement des armatures correspondent étroitement à celles établies par LEONHARDT et l'auteur, et ce en dépit des différences fondamentales qui distinguent les deux manières selon lesquelles le problème a été abordé.

On présente les résultats de différents essais afin de mettre en évidence les effets des armatures de cisaillement verticales et horizontales.

Zusammenfassung

Es werden einige Beiträge des Vorberichts diskutiert und mit Ergebnissen der an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführten Schubversuche verglichen.

Trotz der grundlegend verschiedenen Ansätze kommen WARNER und THÜRLIMANN zu ähnlichen Bemessungsregeln für die Schubbewehrung wie sie aus den Stuttgarter Schubversuchen abgeleitet wurden.

Anhand von Meßergebnissen wird die Wirksamkeit von horizontalen und vertikalen Schubzulagen aufgezeigt.

IV a 3

Über eine Erweiterung der Mörschschen Fachwerkanalogie

An Extension of the Mörsch Truss Analogy

Sur une extension de la méthode du treillis de Mörsch

HUBERT RÜSCH

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., München

1. Die Fachwerkanalogie

MÖRSCH hat die Fachwerkanalogie als ein Gedankenbild für die Bemessung der Schubbewehrung entwickelt. Nach seinen Vorstellungen sind die Druckstreben immer unter 45° gegen die Balkenachse geneigt, während die Richtung der Zugstäbe weitgehend frei gewählt werden darf.

Vielfach wurde dieses Fachwerk nur als eine vergrößerte Darstellung des Trajektorienbildes aufgefaßt. Die starre Bindung der Neigung der Druckstreben wurde durch den an der neutralen Achse auftretenden Größtwert der Schubspannung erklärt, der unter 45° geneigte Hauptspannungen erzeugt. Dies macht auch verständlich, daß bis heute die Vorstellung lebendig blieb, die von einem Balken aufnehmbare Querkraft würde durch die «Schubfestigkeit des Betons» bestimmt.

2. Die Bedeutung der Schubspannung für den Stahlbeton

In diesem Zusammenhang muß daran erinnert werden, daß der Größtwert der Hauptschubspannung nur für das Verhalten der zähen Werkstoffe eine ausschlaggebende Rolle spielt. Bei spröden Werkstoffen, zu denen der Beton zählt, muß die Bruchgefahr an Hand der gleichzeitig wirkenden Hauptspannungen beurteilt werden.

Wir haben uns in diesem Sinne schon lange daran gewöhnt, bei der Bemessung von Schalen und Scheiben zuerst die Größe und Richtung der Hauptspannungen zu bestimmen und dann die Hauptdruckspannungen dem Beton, die Zugspannungen der eingelegten Bewehrung zuzuweisen. Dabei wird gar nicht in Erwägung gezogen, daß in die Berechnung der Hauptspannungen eingehende Schubspannung eine andere Bedeutung als die einer Spannungs-komponente zuzuweisen oder gar ihre Größe in der bei Balken üblichen Weise auf einen niedrigen Wert zu begrenzen. Wie richtig das ist, zeigt eine einfache Überlegung. Der örtlich auftretende Zahlenwert der Schubspannung hängt in erster Linie von der zu Beginn der Berechnung gewählten Richtung des

Koordinatennetzes ab; er verschwindet ganz, wo zufällig die willkürlich gewählte Koordinatenrichtung mit der vom Belastungszustand bestimmten Hauptspannungsrichtung zusammenfällt.

Für die Bemessung von schlanken Balken kommt aber der Schubspannung doch eine Bedeutung zu. Dieser scheinbare Widerspruch läßt sich auf einfache Weise erklären. Der nach der Schubspannungsformel $\tau_0 = Q/bz$ berechnete Wert hat noch eine zweite Bedeutung. Er ist auch ein Maßstab für die auf die mitwirkende Querschnittsfläche bh und die Betonfestigkeit β_w bezogene Querkraft $q = Q/bh\beta_w$, da $z/h \approx 0,9$ konst. ist. Es ist demnach gar nicht falsch, wenn die Bestimmungen mancher Länder zur Vereinfachung die zulässige Querkraft mit $\tau_0 = Q/bh$ und nicht mit $\tau_0 = Q/b \cdot 0,9h$ begrenzen. Damit wird man nur der Tatsache gerecht, daß im Querkraftbereich eines solchen Balkens die Schubspannungen selbst nur eine untergeordnete Rolle spielen, wie im folgenden gezeigt wird.

3. Die Besonderheiten des schlanken Balkens

Das in einem schlanken Balken im ungerissenen Zustand entstehende Spannungsbild läßt sich am leichtesten an Hand des Trajektorienbildes der Hauptspannungen verstehen. Es ist durch 2 Scharen von sich rechtwinklig kreuzenden Druck- und Zuggewölben gekennzeichnet, die lotrecht an den beiden Rändern aufstehen. Die Gewölbekräfte sind am Rand gleich Null und haben im Scheitel ein Maximum. Die Horizontalkomponenten der Gewölbekräfte tragen das Biegemoment, die Vertikalkomponenten die Querkraft.

Wenn nun mit steigender Last die Zugfestigkeit des Betons überwunden wird, entstehen Risse, deren Richtung den Drucktrajektorien folgend die Zuggewölbe durchschneidet. Die ausfallende Betonzugkraft muß nun von den zu diesem Zweck eingelegten Bewehrungsstäben aufgenommen werden. Die Stahldehnung ist aber mehrfach größer als die zum Riß führende Betondehnung, die nur 0,1 bis 0,15‰ betrug. Der Dehnungszuwachs stört die Verträglichkeitsbedingung und führt mit steigender Last zu einer fortschreitenden Umlagerung der inneren Kräfte.

Die Risse folgen deshalb in ihrem weiteren Verlauf nicht mehr der ursprünglichen, sondern der sich ständig verändernden Form der Drucktrajektorien. Sie unterteilen den Beton des Balkens in ein kammartiges Gebilde. Die Biegedruckzone ist der Rücken dieses Kammes, seine Zähne sind durch die Bewehrung miteinander gekoppelt. Kammrücken und Kammzähne werden vorwiegend durch Normalkräfte mit zusätzlichen Biegemomenten belastet. Die Schubspannungen spielen im gerissenen Betontragwerk nur noch eine nebengeordnete Rolle. Der Bruch ist in den meisten Fällen eine Folge der Druckspannungen, welche nach dem Ausfall der Betonzugzone rasch ansteigen.

Der schlanke Balken unterscheidet sich also von den vorher beschriebenen Schalen und Scheiben vor allem in 3 Dingen:

- 3.1. Wegen der kleinen Konstruktionshöhe wird die Zugfestigkeit des Betons meist schon unterhalb der Gebrauchslast überschritten; deshalb entstehen wesentlich mehr Risse.
- 3.2. Die Bewehrung des Balkens im Querkraftbereich läßt sich nicht auf ebenso einfache Weise wie bei Schalen der Richtung der Hauptzugspannungen anpassen.
- 3.3. Aus den vorgenannten beiden Gründen entsteht nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit eine wesentlich größere Umlagerung der inneren Kräfte.

4. Die Brucharten

Wenn man also bei Scheiben und Schalen meist darauf vertrauen kann, daß nur wenige Risse entstehen werden und deshalb die nach der Elastizitätstheorie für den ungerissenen Querschnitt berechneten Schnittkräfte die Beanspruchung zutreffend beschreiben, kann man bei schlanken Balken die dem Ausfall der Betonzugzone folgenden Umlagerungen der Schnittkräfte nicht mehr vernachlässigen. Ihre Auswirkungen zu verfolgen ist das Anliegen aller sogenannten Schubtheorien. Die Bezeichnung «Schubtheorie» ist aber irreführend. Die Ursachen eines Bruches im Querkraftbereich sind nicht in den Schubspannungen, sondern in den nachstehend aufgezeichneten Erscheinungen zu suchen (siehe Fig. 1).

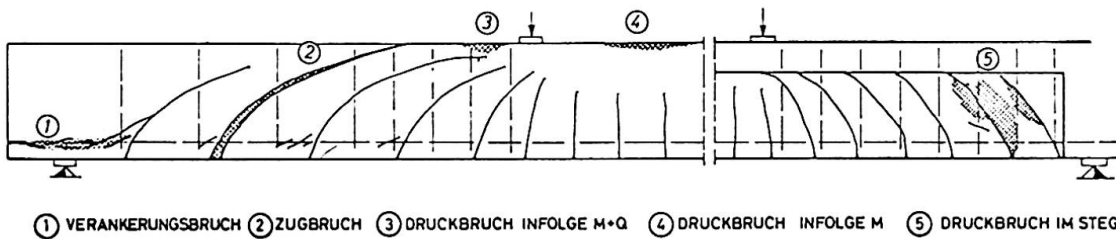


Fig. 1.

Bruch der Biegedruckzone infolge $M + Q$

Im Querkraftbereich ist die Biegedruckkraft kleiner als an der weiter zur Balkenmitte liegenden Stelle des größten Momentes. Das von der Umlagerung der inneren Kräfte ausgelöste Hochwandern eines Schrägrisses kann aber den Kammrücken örtlich so stark einschnüren, daß an dieser Stelle die Druckfestigkeit des Betons vorzeitig überschritten wird.

Druckbruch des Steges

Er entsteht in Plattenbalken mit breitem Druckgurt und sehr dünnem Steg, wenn die Querkraft von flach geneigten Druckstreben übernommen werden muß.

Zugbruch

Er tritt vor allem bei fehlender oder zu schwacher Querbewehrung auf. Er ist die Folge der durch die exzentrisch wirkende Biegedruckkraft und die Querkraft im Kammrücken ausgelösten Hauptspannungen, die eine starke Druckkomponente und eine schwache Zugkomponente aufweisen. Unter der Wirkung der Zugkomponente verlängert sich ein schon bestehender Schrägriß und durchschneidet die Biegedruckzone ganz.

Verankerungsbruch der Längsbewehrung

Er tritt häufig dann auf, wenn die Längszugkraft nach dem Auflager zu langsamer abnimmt als erwartet wurde. Dies ist vor allem bei Balken mit geringer Querbewehrung der Fall, welche die Lasten weitgehend durch Bogen- oder Sprengwerkwirkung tragen.

Bruch der Querbewehrung

Diese Bruchart wird nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Sie kann nur ausnahmsweise bei sehr schwacher oder spröder Querbewehrung und erst nach großen Verformungen entstehen.

5. Die Schubtheorien

Im Gebiet der reinen Biegung kann man die nach dem Entstehen der Risse auftretenden Spannungen für alle Belastungsgrade bis zum Bruch unter strenger Beachtung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen berechnen. Für das Gebiet der gleichzeitigen Beanspruchung durch Moment und Querkraft fehlt eine solche strenge Theorie. Die sogenannten «Schubtheorien» bringen nur Näherungslösungen, die man je nach der Art des Vorgehens in folgende Gruppen einteilen kann:

Fachwerkanalogien

In neueren Arbeiten wurde der Versuch unternommen, die von RITTER [1] und MÖRSCH [2] eingeführte starre Bindung an 45° geneigte Druckstreben zu verlassen und die wahre Neigung dieser Streben unter Berücksichtigung der Formänderungen zu bestimmen [3, 4, 5, 6]. Dabei kommt man zu spürbar flacheren Neigungen und erzielt auch eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Hypothesen über die Festigkeit der Druckzone

Eine andere Gruppe versucht, nur die als $M + Q$ Bruch oder Zugbruch beschriebenen Vorgänge zu klären, die zu einem Bruch des Druckgurtes führen,

da dieser Art des Versagens in der Praxis eine besondere Bedeutung zukommt. Sie berechnen aus Moment und Querkraft die im Druckgurt auftretenden Hauptspannungen und vergleichen sie mit einer nach MOHR entwickelten Hüllkurve. Ein Teil dieser Autoren [7, 8, 9] bestimmt die Höhe der Druckzone auch im Querkraftbereich mit den für reine Biegung geltenden Ansätzen, während andere [10] die im Querkraftbereich entstehende Einschnürung der Druckzone berücksichtigen. Unsicher bleibt dabei, welcher Teil der Querkraft von dem Druckgurt getragen werden muß.

Empirische Formeln

In neuester Zeit wurden vielfach mangels einer ausreichenden theoretischen Grundlage empirische Formeln vorgeschlagen, welche die durch Versuche gewonnenen Erfahrungen zu einer den Bedürfnissen der Praxis angepaßten Formel verdichten wollen. Solche Vorschläge wurden auch mehrfach in Bemessungsvorschriften übernommen [11, 12].

6. Versuch zu einer exakten Lösung

Es wurde schon erwähnt, daß nach Überwindung der Zugfestigkeit des Betons der von Rissen durchschnittenen Balken einem Kamm ähnelt, dessen Zähne durch die Bewehrungsstäbe gekoppelt werden. Der Spannungszustand eines solchen Traggliedes ist innerlich hochgradig statisch unbestimmt. Der

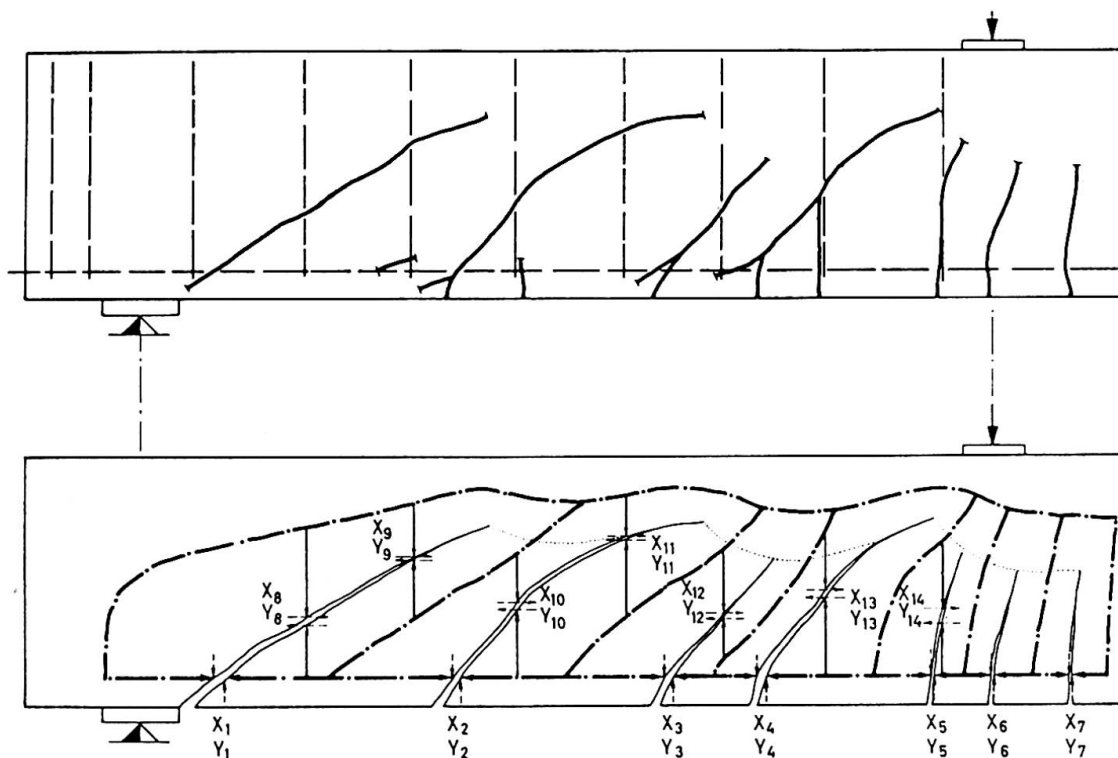


Fig. 2.

Gedanke liegt nahe, die von der Bewehrung ausgeübten Koppelungskräfte als statisch unbestimmte Größen aufzufassen. Die Bewehrung übt aber nicht nur in der Stabrichtung wirkende Kopplungskräfte X_i , sondern auch parallel zu den Rissen wirkende Verdübelungskräfte Y_i aus. Das zugehörige statische Grundsystem zeigt Fig. 2 an einem stark vereinfachten Beispiel. Selbst in normalen Fällen kann sich die Zahl der überzähligen Größen auf 50 erhöhen.

Die modernen Rechenautomaten ermöglichen es, derart hochgradig statisch unbestimmte Systeme selbst dann zu lösen, wenn die Systemachsen des Betontragwerkes eine sehr unregelmäßige Form annehmen und sich die Querschnittsgrößen von Stelle zu Stelle ändern.

Dieser Weg zu einer theoretischen Bestimmung der im Querkraftbereich auftretenden Spannungen wurde am Institut des Verfassers durch Nachrechnungen einer Reihe von Versuchsbalken erprobt. Dabei wurde eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und im Versuch gewonnenen Werte erreicht, wenn alle Verformungsgrößen des Betons und der Bewehrung wirklichkeitsnah in die Berechnung eingeführt wurden. Vor allem waren folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen.

- 6.1. Der Verformungsmodul des Betons ändert sich nicht nur mit steigender Spannung, sondern auch mit der Dauer der Belastung.
- 6.2. Es sind nicht nur die elastischen Verformungen der Bewehrung, sondern auch die an den Verankerungsstellen auftretenden bleibenden Verschiebungen zu berücksichtigen. Diese Verschiebungen sind nach noch unveröffentlichten Versuchen am Institut des Verfassers viel größer als bisher vermutet wurde. Die Hakenverankerung eines Bügels führt beispielsweise nach Fig. 3 bei Rundstahl und 1400 kp/cm² Stahlspannung zu 0,5—0,8 mm, bei Rippenstahl und 2400 kp/cm² Spannung zu 0,7—0,8 mm Schlupf. Diese Verschiebungen überwiegen bei normalen Balkenabmessungen weit die Größe der elastischen Verformungsanteile.
- 6.3. Die Längsstäbe übertragen eine zwischen den Rißufern wirkende Querkraft. Wenn sie zu groß wird, entstehen die bekannten flachen und kurzen Risse, welche die Längsstäbe begleiten und ihren Verbund schädigen (siehe linke Hälfte von Fig. 1). Die Verdübelungskraft (Y in Fig. 2) nimmt dann ab. Der Zusammenhang zwischen der Verdübelungskraft und der Verschiebung der Rißufer ist leider noch zu wenig erforscht, so daß mit Näherungen gearbeitet werden mußte.

Es besteht kein Zweifel, daß Untersuchungen der im vorstehenden beschriebenen Art geeignet sind, das wahre Tragverhalten des schlanken Balkens verstehen zu lernen. Daß dazu eine so komplizierte mathematische Analyse notwendig ist, bedarf der Erklärung. Man möchte glauben, die im Versuch gemessenen Verformungen müßten für sich allein genügen, um unter Heranziehung der Verformungsgesetze und der Gleichgewichtsbedingungen ein genügend zuverlässiges Bild des Kräftespieles zu liefern. Dies ist aber leider nicht der

Fall. Versucht man z. B. auf diesem Wege die im Kammrücken wirkende Querkraft zu bestimmen, zeigt sich, daß schon eine kleine Ungenauigkeit in der Zugkraft der Längsbewehrung das Vorzeichen der Querkraft umdrehen kann. Die aus der Dehnung der Staboberfläche berechnete Zugkraft ist aber immer ungenau, da sie durch Biegespannungen und die teilweise Mitwirkung des Betons auf Zug beeinflusst wird.

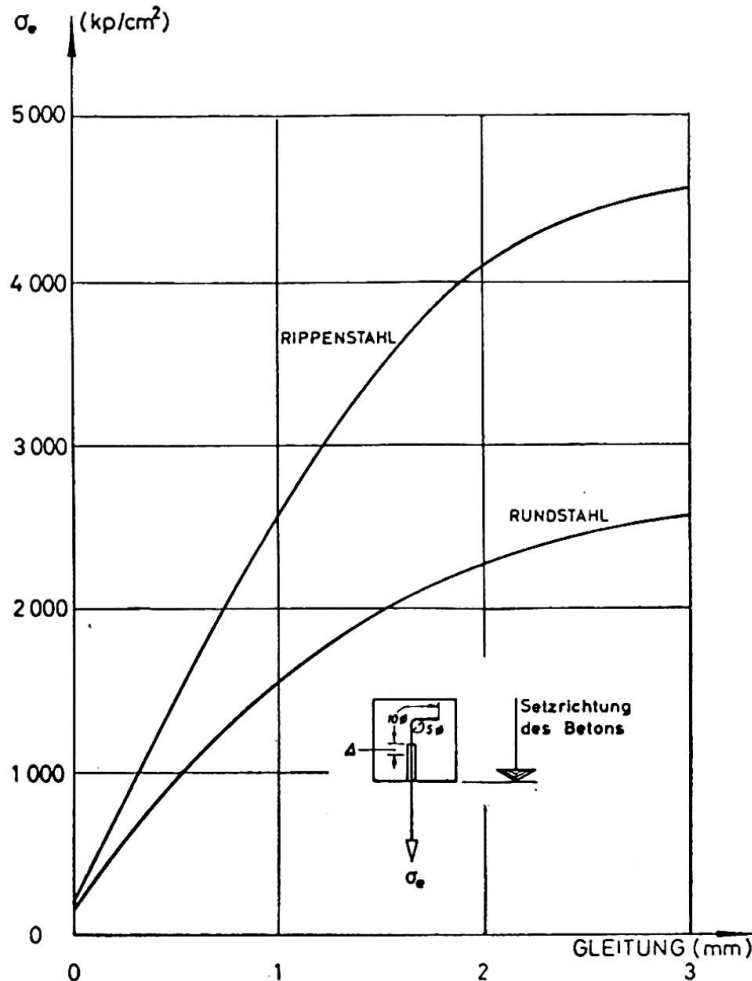


Fig. 2.

Die mathematische Behandlung hat den großen Vorteil, daß an jeder Stelle des Tragwerkes die Gleichgewichts- und die Verträglichkeitsbedingungen erfüllt werden. Örtliche Ungenauigkeiten der Berechnungsannahmen können sich dann bei einem hochgradig statisch unbestimmten System niemals stark auswirken, weil sie durch kleine Veränderungen *aller* statisch unbestimmten Größen kompensiert werden. Dies hat eine systematische Untersuchung der Fehlerempfindlichkeit des elektronischen Programmes deutlich gezeigt.

Es muß aber besonders hervorgehoben werden, daß das beschriebene Verfahren nur dazu dienen soll, das Tragverhalten schlanker Balken zu studieren und den Einfluß einer Variation einzelner Faktoren — z. B. der Betongüte, der Stahlgüte, der Steifigkeit der Verdübelungskräfte usw. — systematisch zu verfolgen. Die mit elektronischen Rechnern gemachten Erfahrungen zeigen,

daß die Berechnung, sobald einmal das Programm vorliegt, billiger und aufschlußreicher sein kann als Versuchsreihen. Natürlich kann aber ein solches Programm niemals dazu dienen, die täglich in der Praxis anfallenden Aufgaben zu lösen.

7. Der Grundgedanke der erweiterten Fachwerkanalogie

Das wahre Tragverhalten der schlanken Balken ist, wie im vorstehenden gezeigt wurde, nur im Bereich der reinen Biegung mit einfachen Formeln zu erfassen. Für den Querkraftbereich wird man sich in der Praxis wohl immer mit einem Näherungsverfahren begnügen müssen. Zur Entwicklung solcher Formeln erscheint der unter 5 angedeutete Weg zur Erweiterung der Fachwerkanalogie am geeignetsten. Dies gilt vor allem dann, wenn man nicht von der wesentlichsten Grundlage des Stahlbetons abweichen will, die fordert, daß alle zum Gleichgewicht notwendigen Zugkräfte durch Stahl abzudecken sind.

Nach den in den letzten Jahrzehnten ausgeführten Versuchen steht eindeutig fest, daß man in manchen Bereichen die Querbewehrung gegenüber den von MÖRSCH aufgestellten Forderungen wesentlich vermindern kann. Es wurden aber auch andere Beobachtungen gemacht, die sich durch die bisherigen Vorstellungen nicht vollständig erklären lassen. Im folgenden wird gezeigt werden, wie sich die meisten Widersprüche durch eine Weiterentwicklung der Fachwerkanalogie beseitigen lassen, wenn man die strenge Bindung an 45° geneigte Druckstreben aufgibt. Daß diese Bindung auch nicht notwendig ist, wurde in den vorausgegangenen Abschnitten schon gezeigt.

8. Der Einfluß der Neigung der Druckstreben

In der oberen Hälfte der Fig. 4 wird ein Fachwerk mit der Strebenneigung $\alpha = 45^\circ$ gezeigt, das den von MÖRSCH aufgestellten Forderungen entspricht; bei der unteren Hälfte wurde zur Aufnahme der gleichen Last die Strebenneigung flacher gewählt. In beiden Fällen sind senkrechte Zugstäbe vorgesehen ($\beta = 90^\circ$). Die Querbewehrung soll also aus Bügeln bestehen. Zwischen beiden Fachwerken bestehen folgende Unterschiede:

- a) Beim oberen Fachwerk muß die Querkraft durch die Pfosten viermal, beim unteren nur zweimal zum Obergurt hochgehoben werden. Man braucht also beim zweiten Beispiel nur halb so viel Querbewehrung.
- b) Die Völligkeit der im Bild ebenfalls dargestellten Zugkraftlinie der Längsbewehrung ist von der Strebenneigung abhängig. Was beim zweiten Beispiel an Querbewehrung eingespart wurde, wird durch den Mehraufwand an Längsbewehrung wieder verbraucht.
- c) Diese Feststellungen ändern sich nicht grundsätzlich, wenn man die Quer-

kraft durch eine Reihe von überlagerten Fachwerken aufnimmt (Fig. 5). In diesem Falle verwandelt sich nur die Stufenlinie der Gurtkraft in eine Gerade und das Maß v wird kleiner, um das die Zugkraftlinie des Fachwerkes gegenüber der Zugkraftlinie des Balkens nach dem Auflager zu verschoben liegt. Das Maß v wird anschaulicherweise als Verschiebemaß bezeichnet.

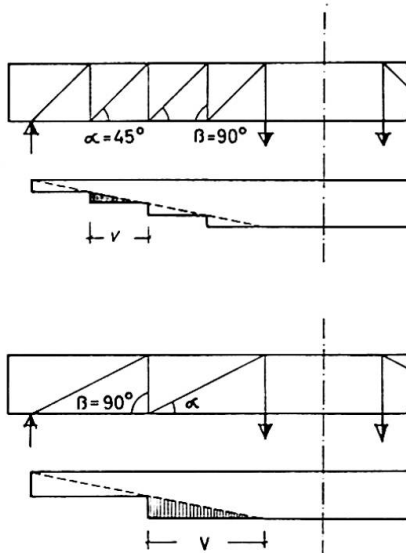


Fig. 4.

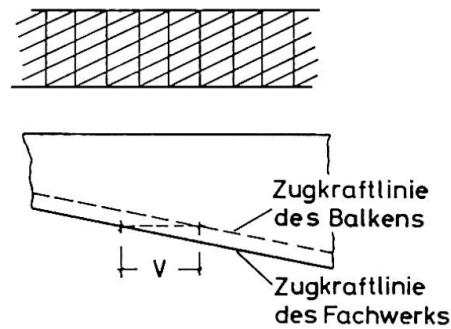


Fig. 5.

9. Der Einfluß der Krafteintragung

Bei den in Fig. 4 gezeigten Fachwerken hing die Last am Balken. Fig. 6 zeigt nun, daß die Art des Lastangriffes sowohl die Neigung der Druckstreben als auch die Querbewehrung spürbar beeinflusst.

Beim obersten Fachwerk wirken sowohl die Last als auch die Stützkraft direkt und als Druckkräfte ein. Die Querkraft kann in diesem Falle allein durch die Druckstrebe und ohne jede Querbewehrung getragen werden. Die von außen einwirkende Last ersetzt also in diesem Falle die Zugkraft des Pfostens und damit auch die ihr entsprechenden Bügel. Im gleichen Maße aber, wie man in den folgenden Beispielen von Fig. 6 dazu übergeht, die Last indirekt durch Querbalken einzutragen, läßt diese günstige Wirkung nach. Sie verkehrt sich sogar in das Gegenteil, wenn die Lasten zwar direkt, aber als Zugkräfte einwirken.

Bei den verschiedenen Beispielen wird im Bild auch gezeigt, wie der Neigungswinkel der Druckstrebe näherungsweise bestimmt werden kann. Die ideelle Bügelkraft, welche den angreifenden Lasten entspricht, ist jeweils auf die korrespondierende Breite eines Fachwerkfeldes zu verteilen.

$$Z_i = \frac{P}{z \operatorname{ctg} \alpha}.$$

Z_i kann sowohl Querbewehrung ersetzen (Vorzeichen +) als auch zusätzliche Querbewehrung erforderlich machen. Die angegebene Formel kann näherungsweise für alle in Fig. 6 gezeigten Arten der Lasteintragung verwendet werden. Für Gleichlasten, die von oben auf den Balken einwirken, setzt man $Z_i = +q$, wenn die Gleichlast angehängt wird $Z_i = -q$.

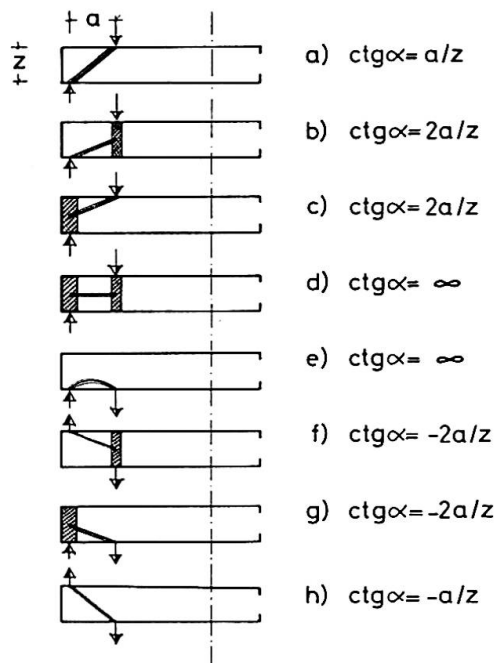


Fig. 6.

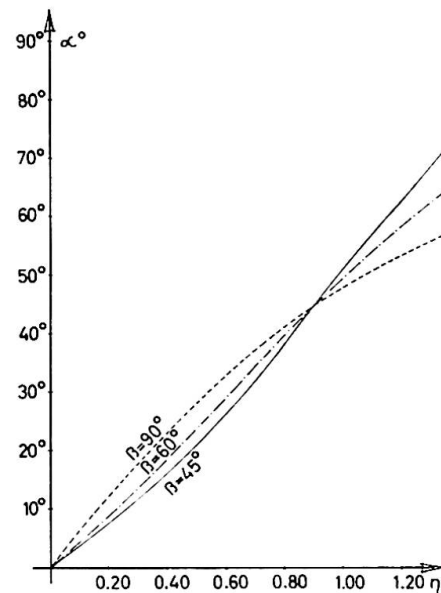


Fig. 7.

10. Der Deckungsgrad der Querkraft

In den vorausgegangenen beiden Abschnitten wurde gezeigt, in welcher Weise die Neigung der Druckstreben von der Stärke der Querbewehrung und der Art der Lasteintragung abhängt. Um diesen Zusammenhang anschaulich darzustellen, erweist es sich als zweckmäßig, einen neuen Parameter einzuführen. Das Verhältnis zwischen der vorhandenen Querbewehrung und dem nach der MÖRSCHSchen Fachwerkstheorie berechneten Wert soll im folgenden als «Deckungsgrad der Querkraft» bezeichnet werden.

$$\eta = \left[\frac{n}{a} F_{e1} (\sin \beta + \cos \beta) \sigma_e + Z_i \right] : \frac{Q}{z}.$$

In dieser Formel ist n die Zahl der im gleichen Schnitt wirkenden Bügel ($\beta = 90^\circ$) oder Schrägstäbe ($\beta = 45^\circ - 60^\circ$) und a ihr in Richtung der Balkenachse gemessener Abstand; F_{e1} ist der Querschnitt eines Stabes.

Zwischen dem Deckungsgrad η und der Neigung α der Druckstreben besteht bei einem idealisierten Bügelfachwerk unter Vernachlässigung von Z_i die Beziehung

$$\eta \approx \text{tg} \alpha.$$

In Wirklichkeit haben aber die Gurtungen endliche Abmessungen. In [13] wurde gezeigt, welche Abweichungen dann auftreten. Für die Ableitung der zugehörigen Formeln wurde von der Fachwerkanalogie nur die Vorstellung übernommen, daß die Druckstreben parallel zu einem vereinfachend als geradlinig angenommenen Schrägriß verlaufen. Im übrigen erfolgte die Ableitung für ein Balkenelement, wobei die Verdübelungswirkung der Längsstäbe vernachlässigt wurde, das sie ohne eine Mitwirkung des Betons auf Zug nicht möglich ist. Auch der von der Biegedruckzone im Zusammenhang mit der Biegebeanspruchung der Zähne des Kammes (Rahmentragwerk) aufnehmbare Anteil der Querkraft blieb zur Vereinfachung unberücksichtigt. Diese Annahme kommt der Wirklichkeit um so näher, je schlanker und biegeweicher die Zähne sind.

Die so erhaltenen Formeln wurden in Fig. 7 für mittlere Verhältnisse ausgewertet, um anschaulich zu machen, in welchem Maße die Neigung α der Druckstreben sowohl von dem Deckungsgrad η der Querkraft als auch von der Neigung β der Querbewehrung abhängt.

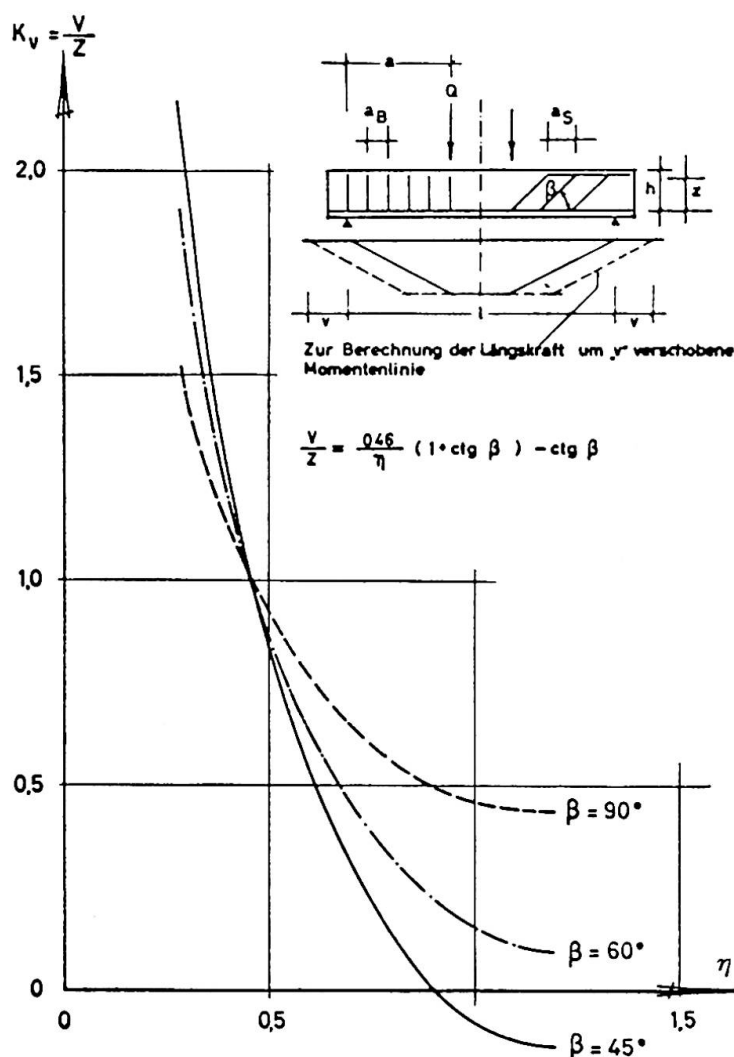


Fig. 8.

11. Das Verschiebemaß der Zugkraftlinie der Längsbewehrung

In [13] wurden auch Formeln für die Bestimmung des Verschiebemaßes v aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet. Sie gelten unter der Annahme einer gut verteilten Querbewehrung. Fig. 8 zeigt für mittlere Verhältnisse die Abhängigkeit des Koeffizienten $k_v = v/z$ (v = Verschiebemaß, z = Hebelarm der inneren Kräfte) von dem Deckungsgrad η und der Neigung β der Querbewehrung.

Führt man die Querbewehrung schwächer aus als der MÖRSCHschen Formel entspricht, entstehen flacher als 45° geneigte Druckstreben, die dazu führen, daß die Zugkraftlinie der Längsbewehrung langsamer als affin zur Momentenlinie abnimmt. Die Folge ist eine stärkere Beanspruchung der Verankerung dieser Bewehrung. Auf diesem Wege lernt man verstehen, wie MÖRSCH zu seiner Forderung kam, immer volle Deckung der Querkraft (also unter 45° geneigte Druckstreben) zu verlangen. Die von ihm bei verringerter Querbewehrung beobachteten «Schubbrüche» waren in Wirklichkeit auf eine Überbeanspruchung der als Endverankerung dienenden Haken zurückzuführen. Wenn die Querbewehrung verstärkt wurde, blieb der «Schubbruch» aus. In Wirklichkeit hat aber diese Verstärkung den Verankerungsbruch verhindert, weil für ein größeres η das Verschiebemaß v kleiner ist. Der Verankerungsbruch hätte ebenso wirksam durch eine bessere Aufteilung der Längsbewehrung oder Verwendung von Stählen mit größerer Haftfestigkeit verhindert werden können. Solche Stähle standen aber MÖRSCH noch nicht zur Verfügung.

12. Der Verankerungsbruch

Um einen Verankerungsbruch zu verhindern, müssen am Auflager genügend Stäbe mit ausreichender Verankerungslänge enden. Am Endauflager eines Balkens beträgt die zu verankernde Kraft

$$Z_0 = Q v/z = k_v Q.$$

Um sie aufzunehmen, muß die Bewehrung um die Länge l_v über das Auflager hinweggeführt werden (n = Zahl der Stäbe, ϕ = Stabdicke, τ_1 = Haftfestigkeit).

$$l_v = \frac{k_v Q}{\tau_1 n \phi \pi}.$$

Daß diese Bedingung nicht immer erfüllt ist, soll an einem Beispiel gezeigt werden.

Ein freiaufliegender Plattenbalken von 60 cm Höhe ist mit 6 Längsstäben $\phi 26$ bewehrt. Der Deckungsgrad der Querkraft betrage $\eta = 0,7$, wobei 2 Stäbe aufgebogen wurden. Die Auflagerkraft sei $Q = 26$ t. Nach Fig. 8 ist für ge-

mischte Querbewehrung $k_r = 0,60$. Für Rippenstahl und Betongüte 300 ist $\tau_{1 \max} = 20 \text{ kp/cm}^2$.

Damit wird:
$$l_v = \frac{0,6 \cdot 26\,000}{20 \cdot 4 \cdot 1,6 \pi} = 24 \text{ cm.}$$

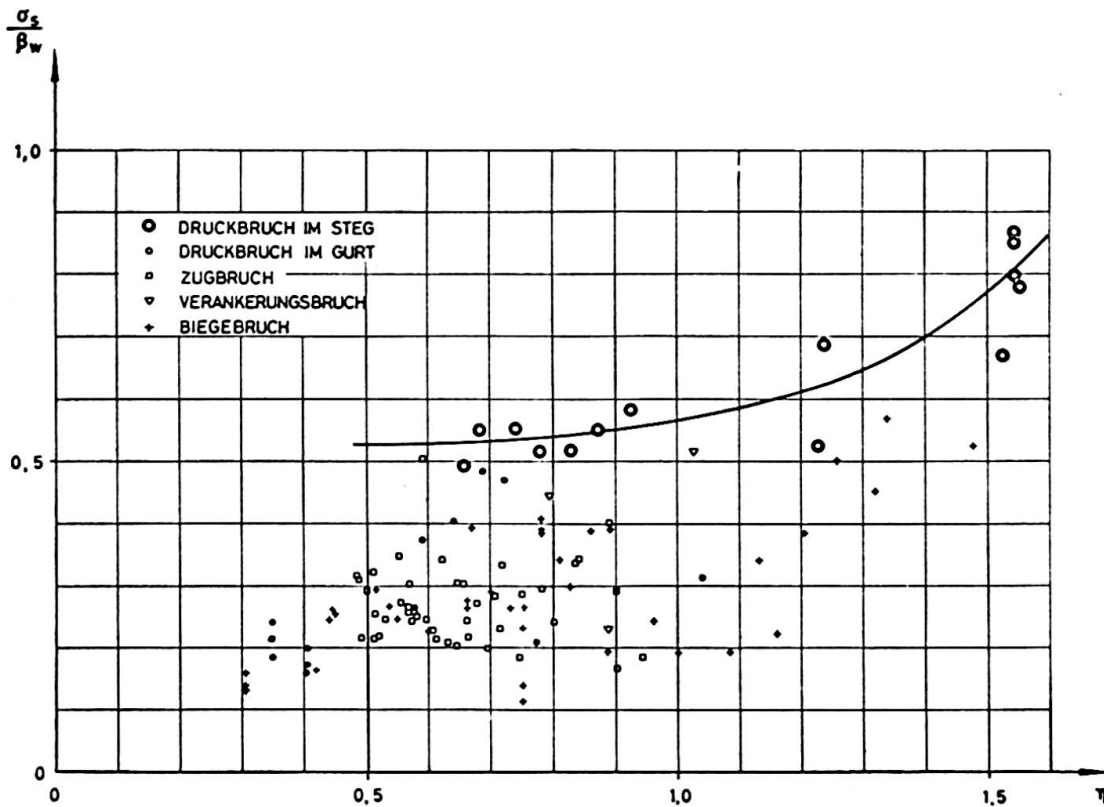


Fig. 9.

Eine so große Überlänge ist am Balkenende meist nicht ohne Abbiegung der Längsbewehrung unterzubringen. Man wird deshalb meist nur dann mit veringertener Deckung der Querkraft arbeiten, wenn alle Stäbe bis zum Auflager durchgeführt werden können. Dann ist für reine Bügelbewehrung $k_r = 0,70$ und

$$l_v = \frac{0,7 \cdot 26\,000}{20 \cdot 6 \cdot 2,6 \pi} = 18 \text{ cm.}$$

Man kann aber eine ähnliche Verkürzung der Verankerungslänge durch eine Verstärkung der Bügelbewehrung erreichen. Mit $\eta = 1,0$ und einem näher an 90° liegenden mittleren β -Wert wird $k_r = 0,4$ und

$$l_v = \frac{0,4 \cdot 26\,000}{20 \cdot 4 \cdot 2,6 \pi} = 16 \text{ cm.}$$

13. Der Stegbruch

Nach der vorgeschlagenen Erweiterung der MÖRSCHschen Fachwerktheorie muß die Querkraft bei abnehmender Querbewehrung durch immer flacher werdende Druckstreben getragen werden. Damit wachsen die schrägen Druckspannungen und es entsteht die Gefahr eines Druckbruches im Steg. Ein solcher Bruch ist natürlich nur in den dünnen Stegen eines Plattenbalkens zu erwarten.

Es bietet sich hier eine interessante Möglichkeit, die aufgestellten Hypothesen zu überprüfen, indem man die der Fachwerkanalogie zugeordneten Druckspannungen berechnet. Entsprechende Formeln werden in [13] abgeleitet. Hier soll in Fig. 9 nur das Ergebnis einer Nachrechnung der zur Verfügung stehenden Versuchswerte wiedergegeben werden.

Die Figur zeigt für eine große Zahl von Versuchen die berechneten Stegspannungen. Die zu einem Stegbruch führenden Fälle wurden besonders gekennzeichnet. Es ist unverkennbar, daß die natürlich nur als eine Näherung aufzufassende erweiterte Fachwerkanalogie eine Beurteilung dieser Bruchgefahr erlaubt. Daß die Spannungen für normale η -Werte nur etwa 55% der Würfelfestigkeit betragen, weist darauf hin, daß in den Zähnen gleichzeitig spürbare Biegespannungen wirken. Mit wachsendem Deckungsgrad der Querkraft nahm die mittlere Druckspannung zu. Auch dies ist verständlich, weil in diesem Bereich die Strebenkraft so klein wird, daß ein Durchbruch nur bei außergewöhnlich dünnen Stegen möglich ist. Die starke Bewehrung führt dann zu einer sehr engen Zahnteilung. Weil schlanke Zähne keine nennenswerten Biegespannungen erhalten, ist eine höhere Ausnutzung durch die Strebenkraft möglich.

14. Die Grenzen der Anwendbarkeit der erweiterten Fachwerkanalogie

Die erweiterte Fachwerkanalogie erfüllt nur die Gleichgewichtsbedingung. Die Vernachlässigung der Verträglichkeitsbedingung hat zur Folge, daß die Grenzen der Anwendbarkeit an Hand von Versuchsergebnissen definiert werden müssen.

MÖRSCH hat eine Begrenzung mit Hilfe maximaler Schubspannungswerte $\tau_0 = Q/Z$ vorgenommen. Nach dem Vorstehenden erscheint es aber sinnvoller und auch einfacher, die bezogene Querkraft $q = Q/bh\beta_w$ auszuwählen. Die Höhe des zulässigen Wertes hängt eindeutig von dem Deckungsgrad der Querkraft ab. Der Wert $q = \eta/8$ wurde bei den Versuchen nie unterschritten. Bei zweifacher Sicherheit könnte man etwa $q = \eta/16$ als obere Grenze wählen.

Wie im Gebiet der reinen Biegung muß man auch im Querkraftbereich die Ausnutzung so begrenzen, daß keine unzulässig breiten Risse entstehen. Der vorstehende Vorschlag entspricht annähernd auch dieser Bedingung.

Die Frage der Begrenzung von q bedarf aber noch eines genauen Studiums, das noch nicht abgeschlossen wurde.

15. Die Versuche als Grundlage von sogenannten Schubtheorien

In den letzten Jahren wurde die Versuchsgrundlage sehr stark erweitert. Dies muß nicht unbedingt von Vorteil sein. Eine Gefahr entsteht vor allem dann, wenn man, wie es verschiedentlich geschehen ist, allein auf den Versuchsergebnissen eine Bemessungsgrundlage aufbauen will.

Es wird leider viel zu oft übersehen, wie begrenzt die Aussagekraft von Versuchen ist. Die Versuchsbalken werden in Laboratorien unter besonders günstigen Bedingungen und unter Anwendung einer ungewöhnlichen Sorgfalt hergestellt. Sie werden dann in konditionierten Räumen vor ungünstigen klimatischen Einflüssen geschützt und zu gegebener Zeit so vorsichtig wie möglich belastet. Es ist fast schon als ein Akt der Undankbarkeit anzusehen, wenn der Balken dann doch noch bricht.

Auf diesem Wege bekommt man kein treues Abbild der in der Praxis herrschenden Verhältnisse. Dort werden die Balken mit einer geringeren Sorgfalt hergestellt und weisen gelegentlich auch Fehlstellen auf, z. B. als Folge einer Mittagspause, welche das Betonieren unterbrach. Sie bleiben dann vielerlei Witterungseinflüssen ausgesetzt, die erhebliche Eigenspannungen hinterlassen. Was aber am wichtigsten ist, sie werden zum Schluß nicht nur einmal und kurzfristig belastet. Ein Teil der Lasten wirkt dauernd ein, der Rest ist Wechsellast. Es kann kein Zweifel bestehen, daß unter diesen Umständen im Laufe der Zeit die vom Beton aufgenommenen Zugspannungen mehr und mehr abgebaut werden.

Der Versuchsbalken unterscheidet sich also von dem Konstruktionsglied eines Bauwerkes fast ebenso sehr wie eine Treibhausorchidee von einer Wiesenblume. Man sollte diesen Unterschied nicht außer acht lassen, wenn man Versuchsergebnisse zur Begründung einer Theorie heranzieht. Sowohl die Verdübelungskräfte der Längsbewehrung als auch die vom Kammrücken getragenen Querkraftanteile verdanken ihre Existenz nur der Mitwirkung des Betons auf Zug, die dank der sorgfältigen Behandlung bei den Versuchsbalken gesichert ist. Sie bei der Bemessung voll zu berücksichtigen, kommt aber einem Verstoß gegen das wichtigste Grundgesetz der Stahlbetonbauweise gleich.

Wir dürfen also die Versuche nur dazu benützen, das innere Kräftespiel zu studieren. Es ist eine völlig andere Aufgabe, auf der so gewonnenen Erkenntnis eine Bemessungstheorie aufzubauen, welche den Grundlagen der Stahlbetonbauweise voll entspricht. Erst aus dieser Sicht wird die Erweiterung der Fachwerkanalogie sinnvoll. Auch die Entwicklung eines elektronischen Rechenprogrammes kann zusätzliches Interesse aus der Möglichkeit gewinnen, das Kräftespiel eines Balkens zu simulieren, dessen Beton keine Zugspannungen aufnehmen kann.

Literaturzusammenstellung

1. RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, V. 33, Nr. 7, Febr. 1899. Seite 59—61.
2. MÖRSCH, E.: Der Eisenbeton. Seine Theorie und Anwendung. Verlag K. Wittwer, Stuttgart 1908.
3. KUPFER, H.: Erweiterung der Mörschschen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit. Comité Européen du Béton, Bulletin d'Information No. 40 Januar 1964, Paris.
4. BAKER, A. L. L. und AHMAD, A.: A statically indeterminate truss model for reinforced concrete beams failing by shear. Comité Européen du Béton, Bulletin d'Information No. 40, Januar 1964, Paris.
5. AHMAD, A.: A statically indeterminate truss mechanism for reinforced concrete beams failing by shear. Dissertation, University of London.
6. KANI, G. N. J.: The riddle of shear failure and its solution. ACI Journal, Proc. Vol. 61, No. 4, April 1964.
7. PAEZ, A.: Los Esfuerzos Cortantes y Flexion en el Hormigon Armado. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, Madrid 1961, No. 212.
8. GURALNIK, S. A.: Shear strength of reinforced concrete beams. Proc. ASCE, Vol. 85 (1959), Paper 1909.
9. BRESLER, B. and PISTER, K. S.: Strength of concrete under combined stresses. ACI-Journal, V. 30, No. 3, Sept. 1958 (Proc. V 55), S. 321—345.
10. WALTHER, R. E.: The ultimate strength of prestressed and conventionally reinforced concrete under the combined action of moment and shear. Dissertation Lehigh University und Beton- und Stahlbetonbau, 57. Jahrg. Heft 11, Nov. 1962.
11. Comité Européen du Béton: Recommendations pratiques unifiés pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé.
12. American Concrete Institut: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 - 63).
13. RÜSCH, H.: Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken. Sonderdruck aus der Festschrift für Prof. Ing. F. Campus, Amici et Alumni, Université de Liège, 1964.

Zusammenfassung

Nach einigen grundsätzlichen Betrachtungen über die Begriffe «Schubspannung» und «Schubfestigkeit» wird der im Querkraftbereich eines schlanken Balkens auftretende Spannungszustand beschrieben und eine Möglichkeit gezeigt, das hochgradig statisch unbestimmte System der inneren Kräfte mit Hilfe eines elektronischen Rechenprogrammes zu lösen. Für die täglichen Aufgaben der Praxis wird aber ein einfaches Näherungsverfahren benötigt. Es wird gezeigt, daß hierzu die Weiterentwicklung der Fachwerkanalogie besonders geeignet ist. Es ist nur nötig, die starre Bindung an 45° geneigte Druckstreben aufzugeben und die Kopplung der durch die Längs- und Querbewehrung aufzunehmenden Kräfte nachzuweisen. Das Bemessungsverfahren bietet die Gewähr, daß das Gleichgewicht ohne Mitwirkung des Betons auf

Zug gesichert ist. Im Gegensatz dazu beruht die bei den üblichen Versuchsbalken erzielte Tragfähigkeit oft zu einem wesentlichen Teil auf dieser Mitwirkung.

Summary

After some basic considerations regarding the terms "shear stress" and "shear strength", the state of stress occurring in the shear region of a slender beam subjected to flexural loads is described. A method is indicated, which allows the solution of the highly statically-indeterminate system of internal forces by means of electronic computers. However, for day-to-day-problems arising in practice, a simpler approximate solution has to be found. It is shown that a further development of the truss analogy is particularly suitable for this purpose. It is merely necessary to abandon the conception of the 45 degree inclination of the compression struts and to determine the forces which will be sustained by the longitudinal and transverse reinforcement. This design method ensures that the conditions of equilibrium are fulfilled without taking into consideration the tensile stresses to which the concrete is subjected. In contrast to this, the load-carrying capacity as determined in the usual beam tests is based, to a considerable extent, upon the presence of tensile stresses in the concrete.

Résumé

Après avoir exposé quelques considérations fondamentales relatives aux termes «contrainte de cisaillement» et «résistance à l'effort tranchant», l'auteur décrit le régime de contraintes auquel est soumise une poutre élancée dans la région où s'exerce un effort tranchant. De plus, il montre comment on peut résoudre, à l'aide d'un programme de calcul électronique, le système hautement hyperstatique des sollicitations internes. Pour les besoins de la pratique, on doit toutefois disposer d'un procédé approximatif simple, ce que permet au mieux une extension de la méthode du treillis. Il faut seulement abandonner l'hypothèse de bielles inclinées à 45° et considérer la dépendance mutuelle des efforts agissant dans les armatures longitudinale et transversale. De cette façon, l'équilibre est assuré sans contraintes de traction dans le béton. Par contre, la résistance observée lors d'essais sur des poutres repose souvent pour une part essentielle sur la collaboration du béton tendu.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa4

A Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams

Short review of a treatise by Dr. MOGENS LORENTSEN¹⁾

Théorie sur l'action combinée de la flexion et du cisaillement dans les poutres en béton armé et en béton précontraint

Theorie über das Zusammenwirken von Biegung und Schub in armierten und in vorgespannten Betonträgern

GEORG WÄSTLUND

Professor, head of the institution

This is a short review of a doctor thesis by MOGENS LORENTSEN: "Shear and bond in prestressed concrete beams without shear reinforcement." LORENTSEN's full paper is rather comprehensive. It contains among other things test results from 30 beams, all without shear reinforcement but of various design as to the shape of cross section, some are reinforced and other prestressed, some with bond and others without bond.

The paper further gives a conception of the mechanism of shear failure and also the bases for computation of the critical shear force. The theory has a great advantage in that it is applicable to ordinary reinforced concrete as well as to prestressed concrete.

LORENTSEN has applied his theory to test results published by earlier authors as well as to test results of his own. The agreement is satisfactory.

His formulas are to some extent similar to those given in the new American Building Code Requirements. It is interesting that LORENTSEN's formulas are based on a conception of the mechanism of failure, whereas the American ones are more empirical. In the following some main points of the theory are given.

Fig. 1 shows in principle a reinforced beam with bond between reinforcement and concrete. The beam is supposed to go to fail in shear. The figure shows the approximative distribution of the tension force just before what LORENTSEN calls "the critical shear cracking". As seen, here the tension force in the reinforcement drops abruptly to a low value in the uncracked part of the beam. That will mean very high bond stresses on a short length, denoted c in the figure.

¹⁾ Institution for bridge building and structural engineering at the Royal institute of technology, Stockholm.

LORENTSEN has simulated this case in an exaggerated manner in a test beam, see Fig. 2. That is a T-beam with only one reinforcement bar. There is no bond between bar and concrete, but anchorages at both ends and at two intermediate points. The intermediate anchorages correspond to very con-

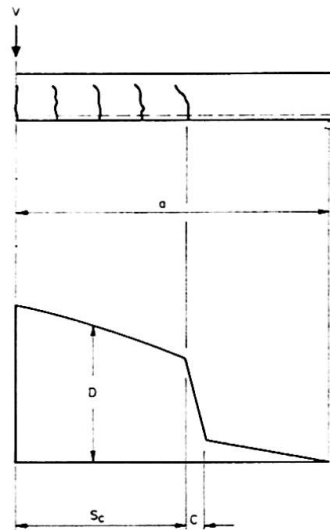


Fig. 1. Approximative distribution of tension force D in the reinforcement bar.

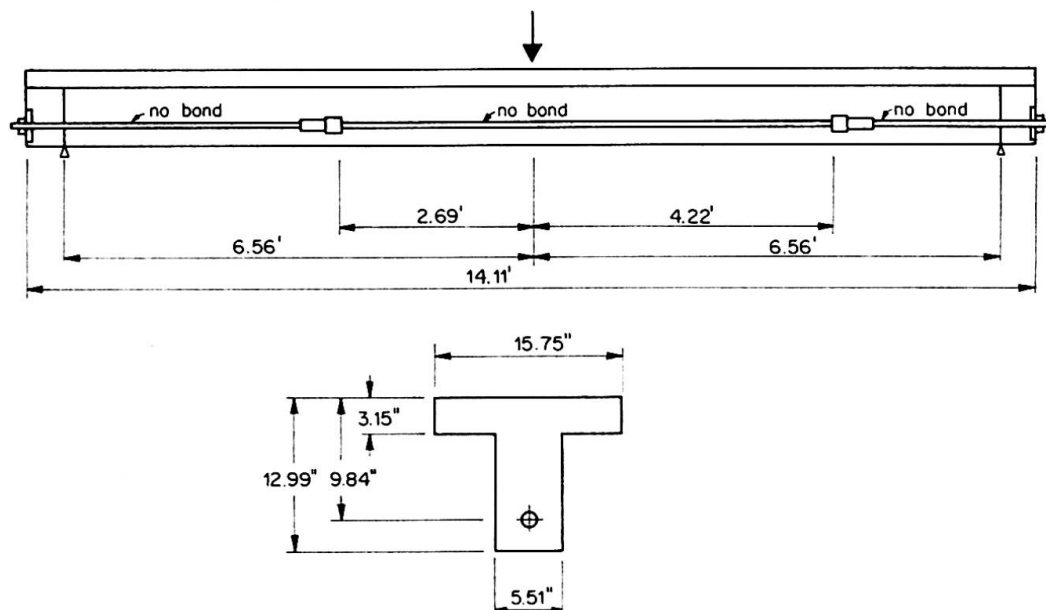


Fig. 2. Test beams with intermediate anchorages.

centrated bond forces in a cracked reinforced beam with the anchorages placed just at the outermost bending cracks.

Fig. 3 shows the behaviour at failure of that beam. First came bending cracks, one in the middle and two at the intermediate anchorages. At further loadings those outermost bending cracks were extended, in the compressed zone near horizontally in the direction towards the load, in the tensile zone

horizontally towards the supports causing splitting of the concrete. The lower part of the figure shows the measured strain distribution in the bar.

In an ordinary reinforced beam the mechanism of failure has been found to be quite similar. Fig. 4 shows such a T-beam, like that in Fig. 2, but now

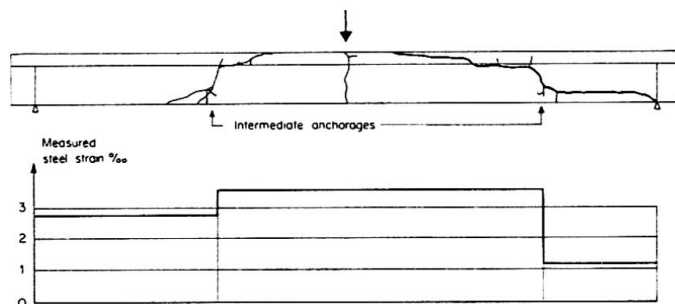


Fig. 3. Failure of a beam, shown in Fig. 2.

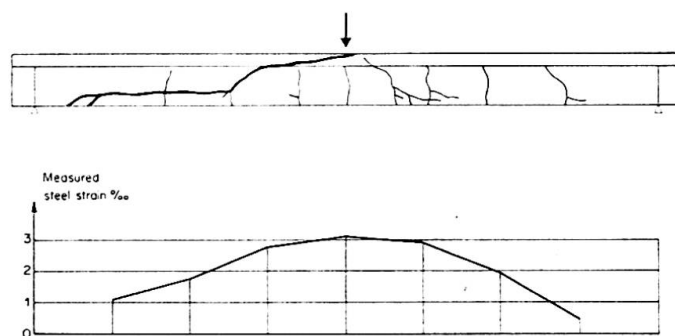


Fig. 4. Failure of a beam with normal bond.

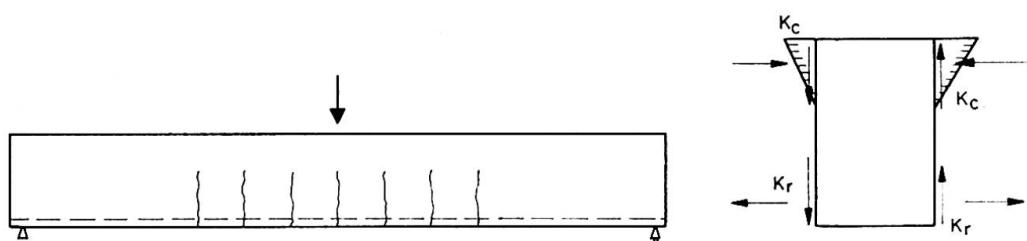


Fig. 5. Shear forces in a beam with pure beam action.

with normal bond before cracking all along the bar. The beam was tested in the same manner, first the bending cracks appeared. One of the outermost cracks then bent near horizontally proceeding further on both in the upper and lower parts of the beam.

LORENTSEN gives the following conception of the mechanism of failure. Fig. 5 shows schematically how a beam gets bending cracks and how the shear in this state is carried by a "crack lamella". This state represents a pure beam action. The shear force then is composed of two components K_c and K_r . K_c is a component, carried by the uncracked concrete zone, and K_r is a compo-

nent, carried by the reinforcement bar due to its dowel effect. Similar thoughts have recently been published by KANI²⁾.

The beam action is supposed to be complete up to the stage, when the shear force attains the so called lamella strength. When the shear force exceeds the strength of the lamella, the load will be carried by a combined beam and arch action. Fig. 6 shows this case, with forces here acting on a very short

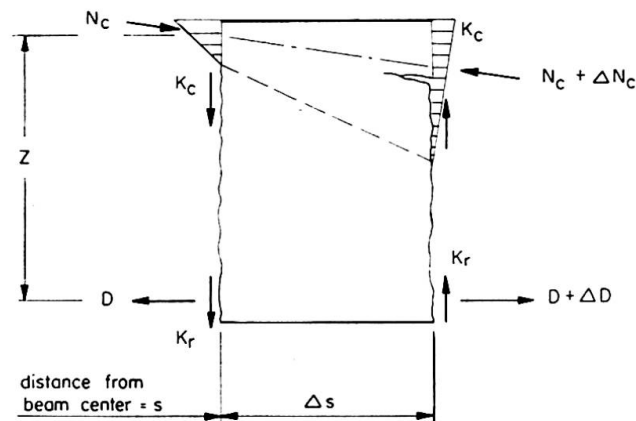


Fig. 6. Shear forces in a beam with combined beam and arch action.

lamella. The pluses are of pure nominal kind and can in reality be minus. The arch action is represented by the slope of the compression forces. The maximal shear then will be composed of three forces, K_c and K_r as before, and in addition the vertical component of N_c .

The mechanism of the shear failure is now assumed to be as follows. The bending crack in the "section of critical shear" is considered. In the figure this crack is represented by the right hand side of the lamella. The force K_c will have its maximal value, when the *vertical* tensile stress in the lamella initiates a near horizontal crack in the lamella. This crack will then proceed further on in the beam in the direction towards the load.

As soon as this crack will start to open, the dowel effect of the reinforcement will come to action. When the dowel effect is fully utilized and reaches its maximal value K_r , the bar will split the concrete along the bar in the direction towards the support.

Simultaneously as the bond diminishes the arch action will start, which is marked on Fig. 6 through sloping compression forces N_c .

LORENTSEN has deduced a value of K_c corresponding to the creation of a horizontal tensile crack in the lamella, the deduction made in accordance with the theory of elasticity, see Fig. 7. In this case the lamella was divided

²⁾ G. N. J. KANI: "The Riddle of Shear Failure and its Solution", Journal of ACI, April 1964.

in elements, and for the numerical calculations a computing machine was used. The right part of the figure shows the calculated vertical tensile stresses (relative values) in three horizontal sections. The lamella concrete strength K_c also was studied by testing rectangular concrete elements, simulating the lamellas.

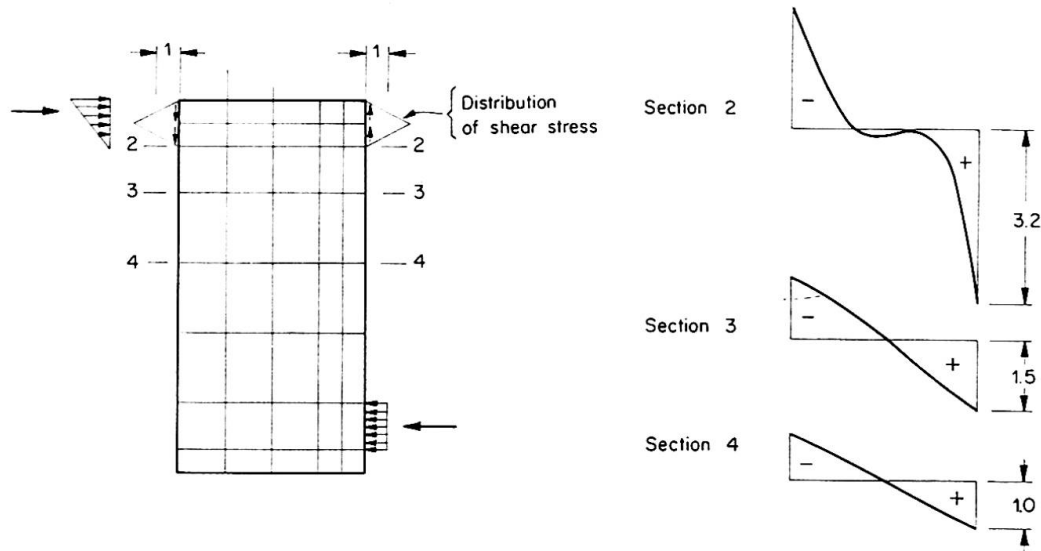


Fig. 7. Calculated vertical tensile stresses (relative values) in three horizontal sections of a lamella, the stresses caused by the shear force K_c in the compressed zone.

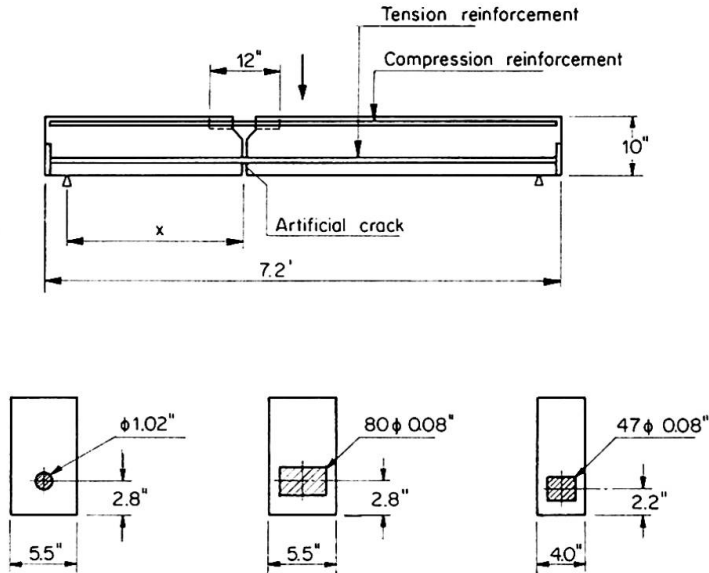


Fig. 8. Test beams for the study of dowel effect.

LORENTSEN also to some extent studied the value of K_r , the dowel effect, partly through own tests, partly through evaluating tests by other authors. Fig. 8 shows his test beams. The beams had an artificial crack, where the shear mainly was transferred through the dowel effect. Different tension reinforcement was used.

In order that the expressions might be comparable with the American formula the expressions are given in English units.

LORENTSEN found the following expressions

$$K_c = 2.3 b k d \sqrt{f'_c},$$

$$K_r = 0.95 b H \sqrt{f'_c},$$

$$K = K_c + K_r \text{ "lamella strength",}$$

where d and H are shown in Fig. 9,

f'_c = prism strength,

$k \cong \sqrt{n p}$,

$n = E_r/E_c$ relation between elastic moduli,

p = percentage of reinforcement.

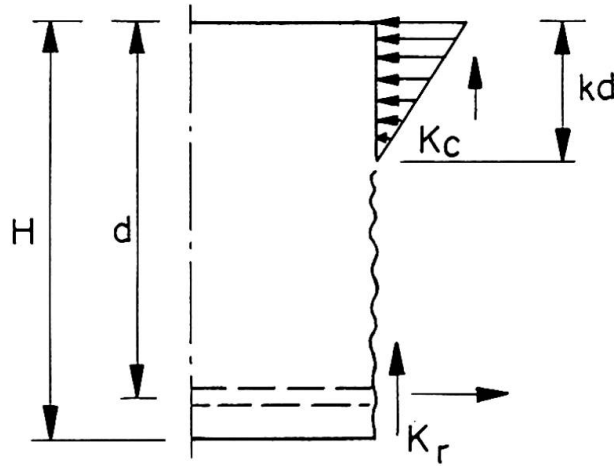
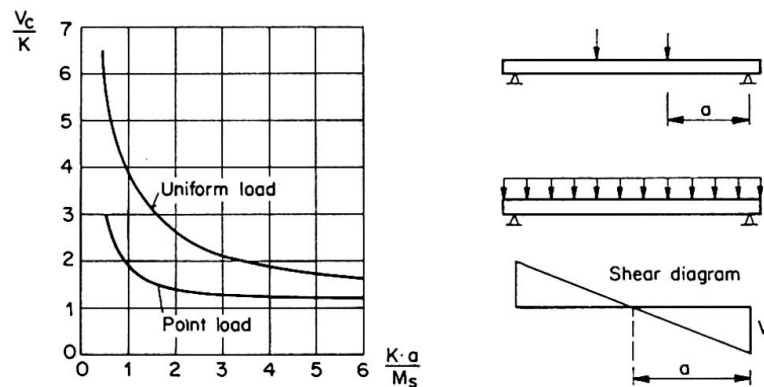


Fig. 9. Notations.

Critical shear strength V_c

$$V_c = K \cdot \phi \left(\frac{K \cdot a}{M_s} \right) = \gamma \cdot K > K$$



M_s = Moment giving bending crack, prestressing taken into account.

Fig. 10. Magnification factor γ due to combined beam and arch action.

The value of K represents the main part of the critical shear force. Fig. 10 gives the value, if in addition to K the arch action is taken into account. A magnification factor γ is introduced, which is dependant on the parameter $K a/M_s$, where M_s is the moment giving bending cracks in the beam, in case there is prestressing also this taken into account. The γ -value is given in diagram, Fig. 10 for beams with uniform load and with point loads. It is seen that uniform load is more favorable. Favorable is also a short shear span a and a high value of M_s , crack moment, all in accordance with known facts. The same formulas thus are given for both ordinary reinforced concrete and prestressed concrete. For use in practice some further development might be necessary.

Summary

The paper comprises a short review of a doctor thesis by MOGENS LORENTSEN, giving a conception of the mechanism of shear failure in reinforced and prestressed concrete beams without shear reinforcement. This conception also gives the bases for computation of the critical shear force, as shown.

Résumé

L'auteur donne un court aperçu de la thèse de MOGENS LORENTSEN, thèse qui traite le mécanisme de la rupture par cisaillement dans les poutres en béton armé et en béton précontraint, sans armatures de cisaillement. Ce travail donne aussi les bases pour le calcul de l'effort de cisaillement critique.

Zusammenfassung

Dieser Beitrag enthält eine kurze Übersicht über die Doktorarbeit von MOGENS LORENTSEN, welche den Schubbruchmechanismus in armierten und in vorgespannten Betonträgern ohne Schubarmierung behandelt. Diese Arbeit gibt auch die Grundlagen für die Berechnung der kritischen Schubkraft.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV a 5

Supplement - Complément - Ergänzung

Shear Strength of Continuous Reinforced and Prestressed Concrete Beams¹⁾

Résistance au cisaillement des poutres continues en béton armé et précontraint

Die Schubfestigkeit kontinuierlicher Stahlbeton- und vorgespannter Balken

A. M. NEVILLE

D. Sc. (Eng.), Ph. D., Professor and Dean, Calgary, Alberta, Canada

Since the paper was written, further tests have been made in order to expand the scope of the investigation to beams with deformed bar reinforcement. Such reinforcement is extensively used in many parts of the world, and an understanding of the behaviour of beams with steel of high bond characteristics is of considerable importance. We are thus now able to compare the behaviour of beams with deformed and plain round reinforcements and also to review the effectiveness of orthogonal web reinforcement when the main reinforcement is deformed.

Briefly, the results of our tests are as follows, the beams being of the same proportions as shown in fig. 2 of the paper.

The use of deformed bars increases the ultimate strength of the beam in shear by about 10% when stirrups only are used and by 20% when orthogonal web reinforcement is provided. This improvement is due to the better bond characteristics of the deformed bars, as is proved by the fact that when two $\frac{5}{8}$ " $\varnothing$ bars were used instead of one 1" $\varnothing$ bar (both in tension and in compression) the ultimate strength in shear increased by 15% even though the main steel area was smaller; only stirrups were provided in the two types of beams being compared. The influence of bond characteristics of the main tension reinforcement on the shear resistance of a beam is important, not only because, once again, it highlights the inter-relation between shear and bending moment in the design of beams, but also because it should make us think carefully about transferring experience on shear with reinforced concrete to prestressed concrete where the bond behaviour is not the same.

Now, referring to prestressing beams, we should recall a diagram in the paper (fig. 6) showing that the plastic moment over the centre support depends on the transformation of the tendon *only* and is not influenced by the applied shear. We did some further tests in which the prestressing wire over the centre

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IV a 3, p. 787.

support was ground to different thicknesses so that the plastic moment at that section varied. In each case the shear capacity of the beam was unaffected. This again indicates that there is no real shear-moment interaction.

As regards beams with orthogonal web reinforcement, we found that, as in the case of beams with plain round reinforcement, the addition of horizontal web steel improves the load-carrying capacity of beams when high strength concrete is used (say over 4000 psi measured on cylinders). With lower strength concrete, the provision of orthogonal reinforcement is hardly beneficial. In other words, if diagonal cracking occurs early and the deformation of concrete is large relative to the tensile stress in it, the horizontal web reinforcement is of little help. But if the steel is stressed with the concrete, it carries the horizontal component of the diagonal tension and continues to do so up to failure.

Now I would like to mention one practical application of orthogonal web reinforcement. It has been used in joists and also in some beams in a number of buildings designed by the Department of Public Works of the Province of Alberta in Canada — a government department, and therefore, one might suspect, not an unduly progressive organization. The web reinforcement is in the form of a welded wire mesh, and is therefore extremely easy to place. The mesh carries $\frac{1}{3}$ of the shear, bent-up bars resisting the remainder. Pictures of the reinforcement are shown in the photographs of Fig. A.

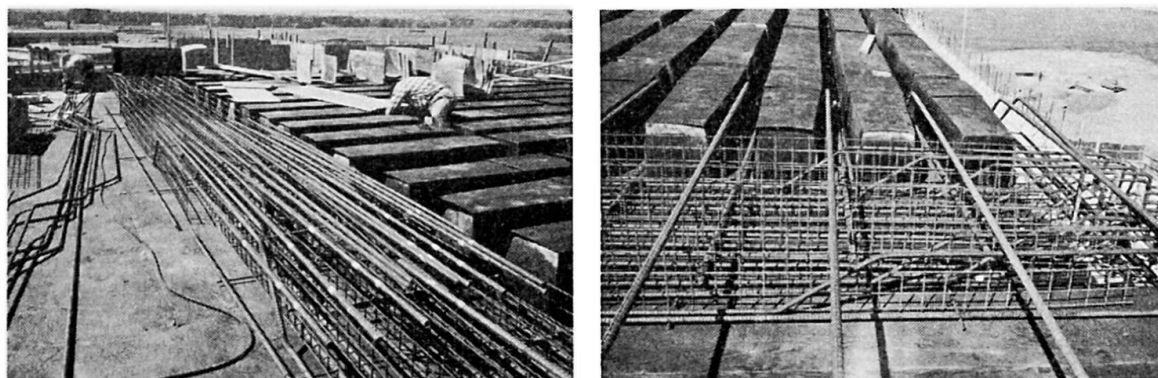


Figure A.

Without bent-up bars we would of course have the disadvantage of lack of support to the main reinforcement. In such a case I would, therefore, prefer, at least in large beams, to use a wire fabric bent into a troughlike shape which would thus provide both orthogonal reinforcement and a good support to the main reinforcement: as a result, splitting along the tension steel would be restrained and the integrity of the beam would be preserved up to a very advanced stage of overload. The same result would of course be achieved by welding the mesh to the main tension steel.

We have said that a high strength of concrete is essential for the orthogonal web reinforcement to make a good contribution to the load-carrying capacity

of the beam. But with vertical stirrups only, the concrete strength (within the range of 3000 to 5000 psi determined on cylinders) does not appear significantly to improve the load-carrying capacity of beams with deformed reinforcement; we showed this to be the case with plain steel in tests reported in 1960 ²).

The observed results were compared with the requirements of the new (1963) revision of the Building Code 318 of the American Concrete Institute. The diagonal cracking load of the beams tested exceeded the limiting shearing stress given in the Code for beams with unreinforced webs by a factor averaging 2.8. The ϕ coefficient, which provides for a chance undercapacity, was of course ignored.

One further point concerns the actual stress in concrete at diagonal tension cracking. We found an extremely good agreement between this stress and the splitting strength of concrete — the Brazilian test. The square root of the compressive cylinder strength gives equally good agreement: for our range of strengths the stress at diagonal tension cracking was $6.3 \sqrt{f'_c}$. By comparison, the A.C.I. Code limits the stress in *any* beam without web reinforcement to $3.5 \sqrt{f'_c}$.

The actual ultimate capacity in shear also exceeded that given in the Code by a factor of 1.55, again because the contribution of concrete up to cracking is underestimated by the Code. This excess strength is comparable to that found in 1963 by BRESLER and SCORDELIS³) in simple span beams.

On the other hand, the sum of the observed cracking stress and the stress carried by the stirrups according to the truss analogy accorded very well with the observed values of the ultimate shear. The mean ratio of these two quantities was 1.10, the range being 1.08 to 1.12. (The highest values were obtained with orthogonal web reinforcement.) The overestimate is due to the fact that probably not all stirrups actually yielded. It seems thus that the truss analogy has perhaps more to commend it than we thought.

Summary

An extension of tests reported in the paper to beams with deformed bar reinforcement is reported. It is shown that while the requirements of the new A.C.I. Code are in many cases unduly conservative the truss analogy seems essentially valid. Further tests on beams with orthogonal web reinforcement are reported, and the use of this type of shear reinforcement in the form of welded wire mesh in actual buildings in Alberta is described.

²) J. TAUB and A. M. NEVILLE: "Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams". J. of American Concrete Institute, August 1960, Proc. V. 57, pp. 193—220.

³) B. BRESLER and A. C. SCORDELIS: "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams". J. of American Concrete Institute, January 1963, Proc. V. 60, pp. 51—74.

Résumé

Il est rendu compte de l'extension, au cas des poutres comportant des armatures à empreintes, des essais qui ont été décrits dans le mémoire original. Si les spécifications du nouveau Code A.C.I. apparaissent exagérément prudentes en de nombreux cas, il est également montré que l'analogie du treillis est tout à fait valable. On décrit de nouveaux essais exécutés sur des poutres comportant des armatures de cisaillement orthogonales ainsi que l'emploi de ce type particulier d'armature de cisaillement sous forme de grillage soudé qu'on utilise actuellement à Alberta.

Zusammenfassung

Als Ergänzung zum Vorbericht werden weitere Ergebnisse über das Verhalten von Stahlbetonträgern mit gerippten Armierungsstählen untersucht. Dabei zeigt sich, daß, obwohl die Forderungen des neuen A.C.I. Code in vielen Fällen zu konservativ sind, die Fachwerkanalogie in der Hauptsache als richtig angenommen werden kann. Weitere Versuche an orthogonal bewehrten Trägern werden beschrieben, sowie die besondere Anwendung von geschweißten Netzarmerungen als Schubbewehrung bei einigen Bauten in Alberta.

IVa6

Anchorage of Beam Reinforcement Shortened According to the Moment Distribution Curve

L'ancrage des armatures arrêtées en fonction de la courbe des moments

Verankerung der dem Momentenverlauf entsprechend abgestuften Armierung

A. LOSBERG

Prof. Dr. Techn., Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden

1. Introduction

This paper studies the anchorage of beam reinforcement of deformed bars (corrugated Swedish reinforcement steel), when the reinforcement is cut off according to the moment distribution curve. The influence of shear cracks and web reinforcement on this anchorage has been taken into consideration.

When the reinforcement is cut off to cover the moment distribution curve, it is normally required that a cut-off bar should be fully anchored outside that beam section where the bar has to begin to act according to the moment curve. This is a case of anchorage where the stress in the through reinforcement must be transferred to the cut-off reinforcement by means of the surrounding concrete, and it is *not* directly comparable with the classical anchorage case studied through the traditional pull-out test. Furthermore, the traditional methods of treating problems concerning bond and anchorage are generally based on conditions valid for smooth bars, where the bond acts as a pure glue effect with a sudden bond failure at a fixed and relatively low ultimate strength value. The bond of deformed bars, however, depends largely on the direct contact pressure between the bar ridges and the surrounding concrete, and the bond is so good that in many cases the ultimate strength is not reached, and this is the case at the ends of a cut-off reinforcement bar. In such a case it is necessary to study in detail the stress transfer between concrete and reinforcement when the displacement between these components takes place.

For the study of this and analogous problems a hypothesis has been put forward by GRANHOLM, originally in his works about composite wooden constructions [1], where he assumes that there is pure proportionality between the bond stress τ_b and the corresponding displacement φ between the section parts

$$\tau_b = K \varphi, \quad (1)$$

where K is called *modulus of displacement*. Used for analysing the slip between concrete and reinforcement, this assumption can, of course, not be quite

correct, for the displacement actually takes place as a shear deformation in the concrete layer surrounding the reinforcement bars. Besides, the deformation in this layer will rapidly increase and become of non-elastic character. Thus the relation between bond stress and deformation will not be straight-lined, a fact which is also well-known from pull-out tests. Such tests of the type shown in fig. 1 have been made with a very short bond length, which will give a fairly level bond stress distribution, and the test results give a direct idea of the stress-displacement curve.

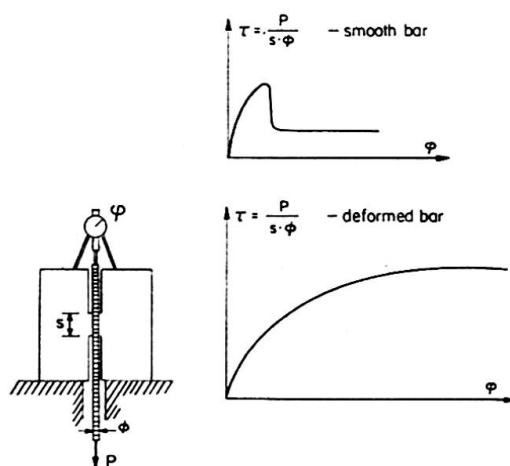


Fig. 1. Pull-out test specimen with short bond length and typical stress-deformation curves. The upper curve is valid for smooth bars, the lower one for deformed bars.

The investigation briefly presented here will show, through a comparison of test results and theoretical analysis based on the simple hypothesis above, that, in spite of its imperfection, this hypothesis can be used for treating bond and anchorage problems. The investigation is not yet finished.

2. Theoretical Treatment

Let us to begin with study a basic bond problem, the tensile test on a prism with through reinforcement as shown in fig. 2. This case is valid for instance for the analysis of crack formation [2].

The assumption (1) can be expressed in components of displacement ξ and η for steel and concrete respectively (see fig. 2)

$$\tau_b = K \phi = K (\xi - \eta). \quad (2)$$

These components can also be used to express the strains ϵ_r and ϵ_c and the stresses σ_r and σ_c in the two materials

$$\epsilon_r = \frac{d\xi}{dx} = \frac{\sigma_r}{E_r}; \quad \epsilon_c = \frac{d\eta}{dx} = \frac{\sigma_c}{E_c}, \quad (3)$$

where Hooke's law is presupposed to apply and the shrinkage of concrete is left out of account. The connection between bond stress τ_b and normal stress σ_a gives as usual

$$\tau_b = \frac{A_r}{p} \frac{d\sigma_r}{dx} = \frac{\Phi}{4} \frac{d\sigma_r}{dx} \quad (4)$$

and the equilibrium condition gives

$$\sigma_r^0 A_r = \sigma_r A_r + \sigma_c A_c. \quad (5)$$

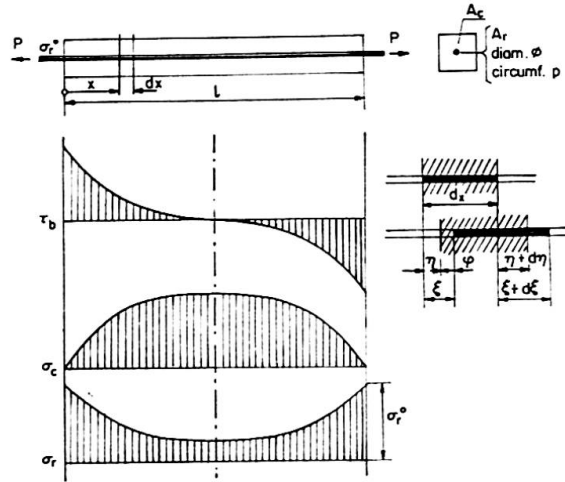


Fig. 2. Tensile prism with a through reinforcement bar, analysed according to the K -value theory. Typical stress distribution curves are given.

Combining the equations (2)–(5) we get the differential equation

$$\frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} - \kappa^2 \sigma_c = -\kappa^2 \frac{\mu}{1+n\mu} \sigma_r^0 \quad (6)$$

with the notations

$$\kappa^2 = \frac{\Phi}{4} \frac{K}{E_r} (1 + n\mu); \quad n = \frac{E_r}{E_c}; \quad \mu = \frac{A_r}{A_c}. \quad (6a)$$

The solution of this equation for the limit conditions here valid is

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -\frac{\mu}{1+n\mu}\sigma_r^0\left[1-\frac{\cosh\kappa\left(\frac{l}{2}-x\right)}{\cosh\kappa\frac{l}{2}}\right] \\ \sigma_r &= \sigma_r^0-\frac{1}{\mu}\sigma_c\end{aligned}\tag{7}$$

and the corresponding solution for τ_b from equation (4) (see fig. 2).

It may be pointed out that the same differential equation is valid for other cases of anchorage, e. g. the anchorage of the end of a reinforcement bar in a concrete prism. This case can be applied to the study of anchorage of reinforcement at the end of a beam.

A more complicated case directly related to the primary aim of this investigation is shown in fig. 3. Here the problem is to find how the stress is transferred from the through bars to the bars cut off between the ends of the prism. These ends can be said to represent cracks which arise in the neighbourhood of the cut-off bar ends in the tension zone of a beam. Between them there may be a more or less short-distanced crack formation. The concrete stress

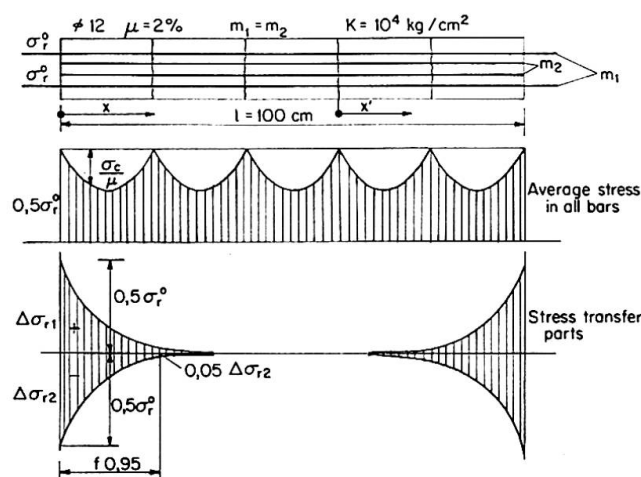


Fig. 3. Tensile prism with through bars (number m_1) and cut-off bars (number m_2), analysed according to the K -value theory. The reinforcement stress curves are calculated for a prism of the length $l = 100$ cm with equally spaced cracks, reinforcement percentage $\mu = 2.0\%$, $\phi = 12$ mm, bars with $m_1 = m_2$ and a K -value 10^4 kg/cm². The upper curve represents the average stress in all bars; the "waves" are caused by the bond stress transfer to the concrete between the cracks (last two terms of Eq. (10)). The lower curves represent the stress transfer from the through bars (upper branch) to the cut-off bars (lower branch, first terms of Eq. (10)). The distance $f_{0.95}$ represents the length along which the stress transfer is carried through up to 95%.

can be calculated in exactly the same way as in the basic problem above and it will be found that the stress distribution between any two cracks can be written with an expression analogous to (4)

$$\sigma_c = \frac{\mu}{1 + n\mu} \frac{m_1}{m_1 + m_2} \sigma_r^0 \left[1 - \frac{\cosh \kappa \left(\frac{s}{2} - x' \right)}{\cosh \kappa \frac{s}{2}} \right], \quad (8)$$

where m_1 is the number of through bars and m_2 the number of cut-off bars, and x' is the distance from a crack position $s = 0$. The reinforcement stresses σ_{r1} and σ_{r2} respectively can be obtained from the two differential equations

$$\frac{d\sigma_{r1,2}}{dx^2} - \kappa^2 \sigma_{r1,2} = -\kappa_0^2 n \sigma_c, \quad (9)$$

where the notation

$$\kappa_0^2 = \frac{K}{E_r} \frac{4}{\Phi} \quad (9a)$$

is used and σ_c is inserted according to equation (8). The solutions can be written in the simple form

$$\sigma_{r1,2} = \Delta \sigma_{r1,2} + \frac{m_{1,2}}{m_1 + m_2} \sigma_r^0 - \frac{\sigma_c}{\mu}, \quad (10)$$

where $\Delta \sigma_{r1}$ and $\Delta \sigma_{r2}$ represent the stress change in the through and cut-off reinforcement bars respectively due to the stress transfer from the through bars to the cut-off bars. From the limit conditions on both sides of a crack we can find that these stress functions are entirely continuous through the crack and thus quite independent of the number or location of the cracks. If the entire length of the cut-off bars is fairly great, these stress functions can be written under the simplified form

$$\Delta \sigma_{r1} = \frac{m_1}{m_1 + m_2} \sigma_r^0 e^{-\kappa_0 x}; \quad \Delta \sigma_{r2} = -\frac{m_2}{m_1 + m_2} \sigma_r^0 e^{-\kappa_0 x}. \quad (11)$$

These results have been applied on a numerical example in fig. 3. The quantity (9a) indicates the rapidity of the stress transfer and the process of anchorage. Theoretically the anchorage can never reach 100%, but if we consider for instance an anchorage of 95% as in practical cases complete the necessary anchorage length $f_{0.95}$ can be calculated from equation (11) and will be

$$f_{0.95} = \frac{3,0}{\kappa_0}. \quad (12)$$

As pointed out in the introduction the relation (1) between bond stress and displacement is far from linear. It is possible to obtain an idea of the

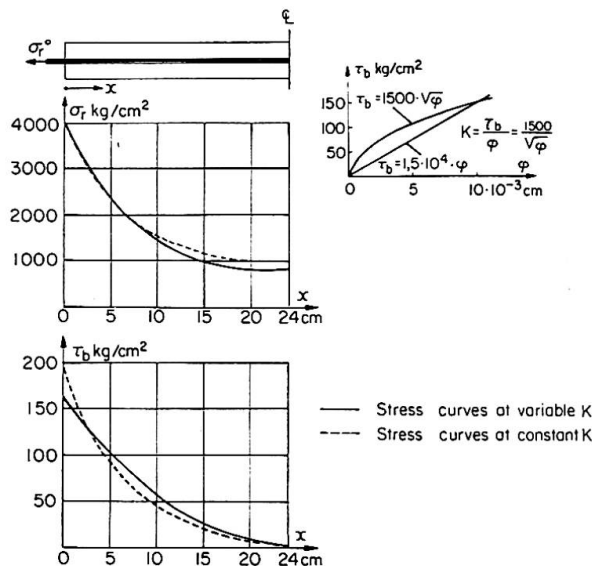


Fig. 4. Stress distribution in the reinforcement in the basic case according to Figure 2 calculated for a parabolic relation curve $\tau_b - \phi$ with the aid of iterative difference calculus and compared with the stress curve valid for a constant K -value estimated from the τ_b and ϕ values in the prism end.

influence of this on the stress distribution with the aid of iterative difference calculus. For such a calculation, based on an arbitrary relation between τ_b and φ , the equations (2), (3) and (5) are re-written as

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{1}{E_r} \sigma_r (1 + n\mu) - n\mu \sigma_r^0 \quad (13)$$

and applied together with the equation (4). As is obvious from the example illustrated in fig. 4 the influence of the non-linearity is, however, comparatively small.

3. Tests on Tensile Test Specimens

To verify these theoretical results tests have been made on test specimens which agree with the theoretical models discussed above. Test specimens were made as tensile forced prisms with through or end-anchored reinforcement as well as prisms such as the theoretical model in fig. 3 with cut-off reinforcement. In order to measure the stress distribution the cast-in bars were provided with slots all along the bar in which resistive strain gauges of very small dimensions were glued very close to each other. The test results are in fairly good agreement with the theoretical results. Fig. 5 gives an example of the test results and the corresponding theoretical curves for two of the specimens with cut-off bars.

Thus, the test results also show, that the simple assumption (1) of proportionality between bond stress and displacement could be used for a theoretical study of bond and anchorage problems.

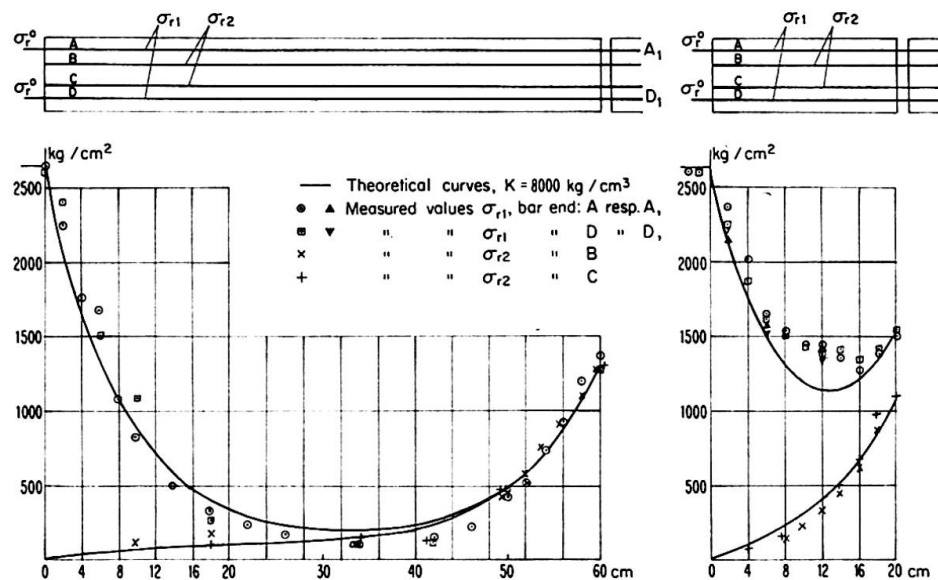


Fig. 5. Test results of stress measurements on two tensile prism specimens with through bars A and D and cut-off bars B and C. The prisms were provided with an artificial crack in the middle. For purposes of comparison the theoretical curves have been calculated for a constant $K = 8000 \text{ kg/cm}^2$ and are shown in the diagram.

4. Application to Beams

Finally, the results from pure tensile cases will be applied to the case of anchorage of cut-off reinforcement bars in beams. Theoretical considerations show that the same formula (11) for stress transfer between through and cut-off bars can be used, as shown in fig. 6. In the example given in that figure

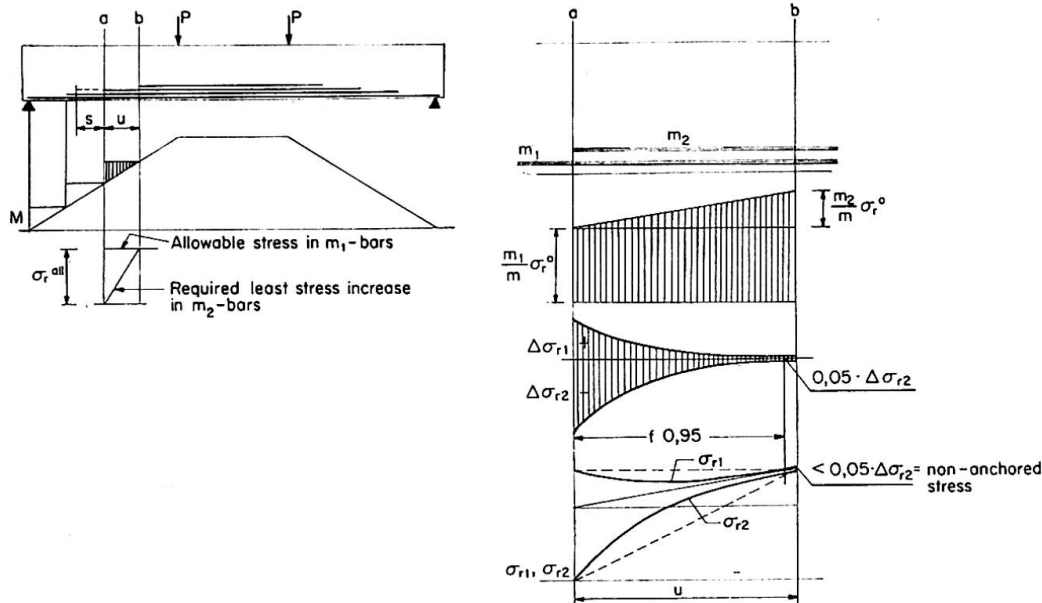


Fig. 6. Assumed stress transfer in beam reinforcement from through bars m_1 to bars m_2 cut off according to the moment curve. The stress variation caused by the bond stress transfer to the concrete between the cracks has not been considered, otherwise the stress curves in the detailed part of the figure agree with the ones shown in Figure 3.

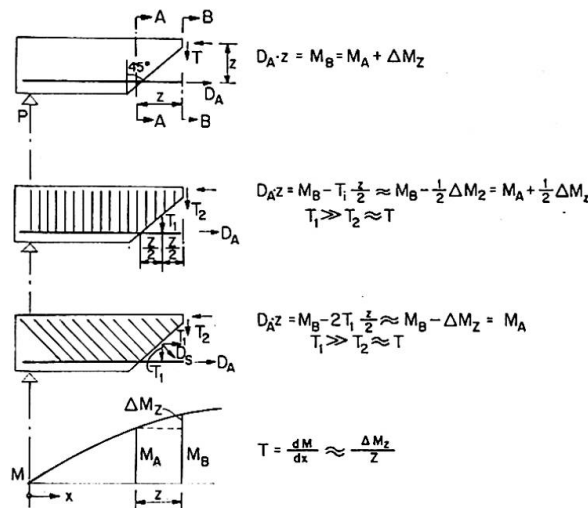
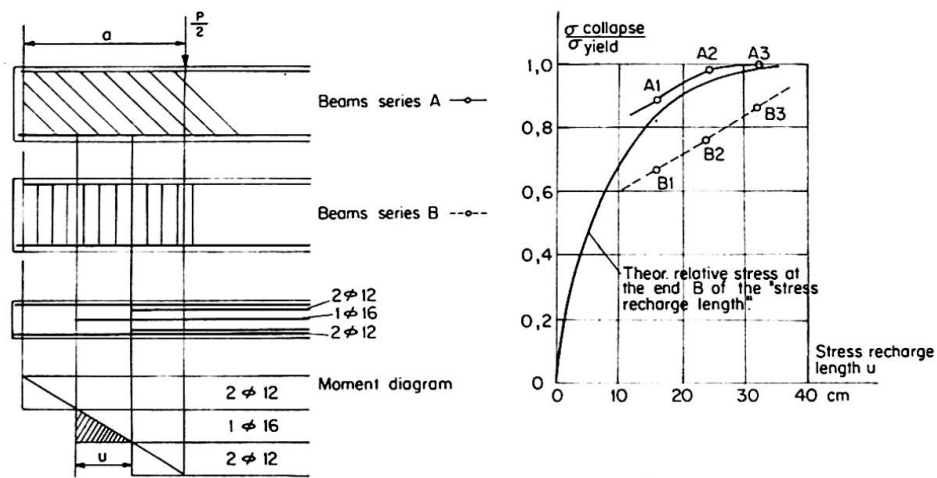


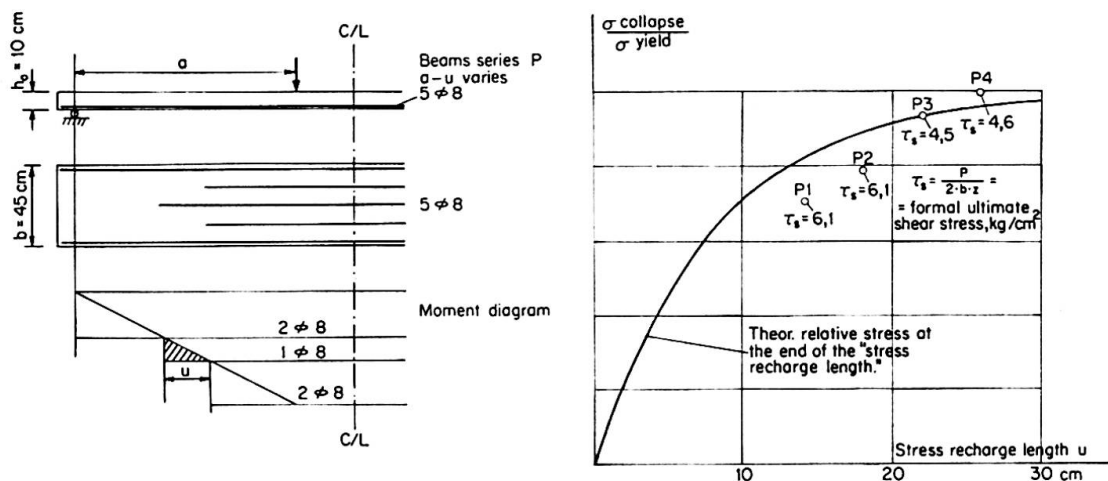
Fig. 7. The effect of the dislocation of the moment centre caused by inclined shear cracks, the "z effect". In a beam without web reinforcement the tension reinforcement force in the section A - A corresponds to the moment in section B - B, so the cut-off point must be dislocated the corresponding distance. In beams with stirrups this moment increase is less.

a cut-off bar which, in accordance with the moment distribution curve, begins to act at a cross-section a , need not have reached full stress before the cross-section b . In such cases the length $a - b$ may be used as "stress recharge length", u , which will give the cut-off bar full stress anchorage at point a , if the distance $a - b$ is long enough compared with the anchorage length l according to fig. 3. No anchorage whatsoever is then necessary outside the theoretical point a .

In judging this it is, however, necessary to observe the effect of the dislocation of the moment centre in the beam due to the rise of diagonal shear tensile cracks illustrated in fig. 7. This so called z effect will give an increase of the necessary anchorage length of the same magnitude as the inner moment



a) Beams with vertical or diagonal stirrups.



b) Slab strips without shear reinforcement. The formal shear stress τ_s at collapse is shown underneath the result points.

Fig. 8. Stress in the beam reinforcement calculated from the collapse load in relation to the stress recharge length u and compared with the theoretical transferred stress at the inner end of the stress recharge length of a bar cut off directly according to the moment curve.

arm z . If the beam has web reinforcement of vertical stirrups, this effect will be reduced to about half, and if the web reinforcement is made of bent-up bars or inclined stirrups, the effect will be practically completely reduced.

These theoretical considerations are applied to results from test series of beams with diagonal and vertical stirrups as well as without web reinforcement. In all beams the reinforcement is cut off directly according to the moment curve. In fig. 8a the results from one series of beams with vertical stirrups and one series with diagonal stirrups have been assembled and the stresses in the reinforcement at collapse are compared with the theoretical stress at the inner end of the stress recharge length. The agreement seems to be satisfactory for the diagonally web reinforced beams, but for the beams with vertical stirrups it is obvious, quite in accordance with the theoretical considerations, that the z effect requires an extension of the anchorage length. Fig. 8b shows some of the results from tests on slab strips without web reinforcement. The slabs with the longest stress recharge length agree with the test results and the theoretical curve, but for the slabs with short stress recharge length the agreement is not so good, obviously due to the fact that in these cases with a shorter shear span the shear stresses are higher and produce inclined tensile cracks giving z effect.

References

1. HJ. GRANHOLM: Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner. (On Composite Beams and Columns with Special Reference to Nailed Wooden Constructions.) Chalmers University of Technology, Trans. No. 88, Gothenburg, Sweden 1949.
2. A. LOSBERG: Sprickbildning i kontinuerliga betongkonstruktioner, låsta mot rörelser av temperatur och krympning. (Crack Formation in Continuous Concrete Pavements, Prevented from Deformations Arising from Temperature and Shrinkage.) Chalmers University of Technology, Department of Structural Engineering, Duplicated Report, Gothenburg, Sweden, 1962.

Summary

This paper studies the anchorage of cut-off reinforcement bars and the stress transfer from cut-off to through bars in concrete prisms and beams with reinforcement of deformed bars. The theoretical treatment is based on the hypothesis that the bond stress is directly proportional to the displacement between steel and concrete. To verify the theory, tests on tensile specimens were made, in which the steel stress was carefully measured with strain gauges glued in slots along the bars. The results were applied to the beam case where the reinforcement is cut-off according to the moment curve, and the influence of shear crack and web reinforcement was also considered.

Résumé

Cette communication a pour objet l'étude de l'ancrage des armatures et de la transmission des contraintes des armatures interrompues à celles qui sont continues dans des poutres en béton et des poutres comportant des armatures à empreintes. L'analyse théorique procède de l'hypothèse selon laquelle la contrainte d'adhérence est directement proportionnelle au déplacement relatif de l'acier et du béton. On a éprouvé la validité de la théorie en soumettant des éprouvettes de traction à des essais qui ont permis, grâce à des jauges ohmiques collées dans des fentes le long des armatures, de mesurer avec précision les contraintes développées dans l'acier. Les résultats sont appliqués au cas d'une poutre comportant des armatures arrêtées conformément à la courbe des moments, avec prise en compte également des fissures par cisaillement et de l'armature de cisaillement.

Zusammenfassung

Dieser Beitrag untersucht das Verhalten von Verankerungen bei abgestuften Stahleinlagen und die Spannungsübertragung von abgestuften auf durchlaufende Stahleinlagen von mit Rippenstahl bewehrten Betonprismen und Betonträgern. Die theoretischen Untersuchungen fußten auf der Annahme direkter Proportionalität zwischen der Haftspannung und der relativen Verschiebung zwischen Stahlarmierung und Beton. Durch Versuche an Zugproben, wobei die Spannungen in der Armierung durch aufgeklebte Spannungsmesser sorgfältig ermittelt wurden, konnte die Richtigkeit dieser Annahme bestätigt werden. Die erhaltenen Ergebnisse wurden für den Biegeträger mit entsprechend dem Momentenverlauf abgestuften Stahleinlagen übertragen, wobei auch der Einfluß von Schubrisen und der Stegarmierung berücksichtigt wurde.

IV a 7

Premiers essais sur les aciers de couture

Vorversuche an Armierungsstößen mit Querbewehrung

Preliminary Tests on Transverse Ties

J. R. ROBINSON

Paris

Aux jonctions de barres droites par recouvrement et aux arrêts droits de barres dans les membrures tendues des poutres, s'effectuent des transferts d'efforts de barre à barre par l'intermédiaire du béton. Le transfert de l'effort d'un acier au béton par la mise en jeu de l'adhérence peut entraîner le fendage longitudinal de l'enrobage, c'est-à-dire de la gaine de béton qui entoure l'acier là où son épaisseur est minimale. Le transfert des efforts par le béton peut entraîner sa fissuration obliquement aux barres par développement de contraintes tangentes. Ces phénomènes sont particulièrement à redouter lorsqu'on emploie des barres à haute adhérence: les efforts de transfert ne se répartissent point uniformément sur les longueurs de recouvrement ou d'ancrage considérées dans le calcul, mais peuvent se concentrer d'une façon dangereuse en certaines zones. Si en une telle zone le béton se fend ou se fissure et s'il n'existe point d'aciers transversaux, les efforts de transfert peuvent s'y annuler. Les zones voisines sont alors surchargées et cèdent à leur tour, la propagation du phénomène conduisant à la ruine de la jonction ou de l'ancrage. S'il existe des aciers transversaux, convenablement disposés, ils s'opposent à l'annulation des efforts de transfert dans les zones fendues ou fissurées; les zones voisines sont alors moins surchargées et la propagation des désordres s'arrête à quelque distance, un état d'équilibre stable pouvant être atteint.

Ainsi la sécurité des jonctions et arrêts ou ancrages ne peut reposer sur le seul béton. Elle exige la présence d'aciers transversaux, dits «aciers de couture» et même par contraction du langage «coutures». Ces coutures ont deux rôles à jouer: s'opposer tout d'abord au fendage longitudinal de l'enrobage, d'où le nom de «coutures d'enrobage»; s'opposer ensuite à la séparation par écartement par l'effet de la fissuration oblique, des barres entre lesquelles s'effectue le transfert d'efforts, d'où le nom de «coutures d'attache». Les mêmes aciers transversaux jouent d'ailleurs à la fois les deux rôles, soit dans les mêmes parties, soit dans des parties différentes de leur tracé.

La fonction de couture d'enrobage échappe au calcul. Les coutures d'attache peuvent être calculées par une extension de la théorie du treillis de RITTER-MÖRSCH, en supposant que les fissures obliques inclinées à 45° sur les barres

en jonction découpent des bielles de béton susceptibles de transmettre exclusivement des efforts de compression.

On sait que, dans d'autres cas, la théorie du treillis peut se montrer trop conservatrice. En revanche, il n'est point établi que des coutures calculées dans leur fonction d'attache soient suffisantes dans leur rôle de couture d'enrobage, sans qu'il soit tenu compte des nombreux paramètres dont l'influence paraît devoir jouer: résistance du béton; positions relatives des barres en jonction; tracés ou formes, diamètres individuels ou espacements, nuances, caractères d'adhérence des aciers de couture. Seule l'expérimentation peut permettre d'y voir clair.

On aurait pu songer à opérer par essais de poutres soumises à la flexion. Mais la complexité des phénomènes de comportement des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant aurait risqué de masquer les influences propres aux coutures. Il importait par ailleurs de réduire les frais de recherche. C'est pourquoi a été entrepris à l'I.R.A.B.A. (Institut de Recherches Appliquées du Béton Armé) un programme d'essais par traction.

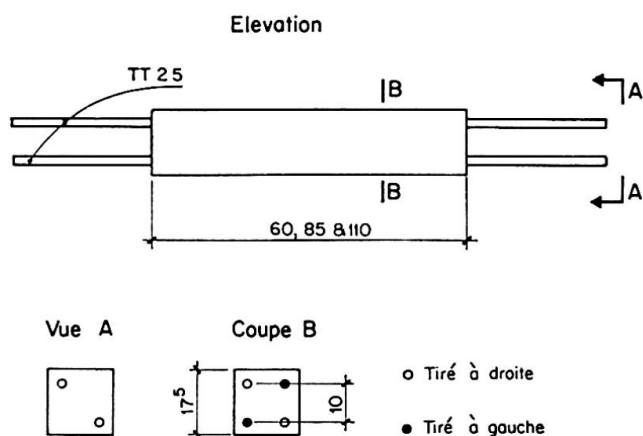


Fig. 1.

La première série d'essais, encore en cours, porte sur les prismes à section carrée armés aux angles de quatre aciers Tentor de 25 mm que définit la fig. 1 quant à leurs dimensions et à la disposition relative des barres longitudinales en jonction. La résistance du béton de ces prismes, mesurée sur cylindres, était de 300 kg/cm^2 .

Les armatures transversales ou coutures sont constituées de cadres en ronds lisses de nuance douce (fig. 2). Les diamètres de ces ronds et les espacements des cadres sont variables.

Pour le calcul de ces cadres en tant que coutures d'attache, il y a lieu de considérer un équilibre de treillis théorique dans chaque face (fig. 2; coupe schématique D). Cette hypothèse conduit à prendre en compte comme longueur de calcul de la jonction, la longueur de recouvrement mécanique ou longueur d'ancrage, l_a , différence entre la longueur de recouvrement géométrique, l , et la distance d'axe en axe, c , des barres (fig. 2; coupe schématique C). L'effort

maximal dont soit susceptible une barre longitudinale de section A et de limite d'élasticité σ_e est égal à $A \sigma_e$. La moitié de cet effort doit être transférée à chaque barre tirée en sens inverse. Dans chaque face du prisme, l'effort tangent maximal est ainsi par unité de longueur d'ancrage égal à $A \sigma_e / 2 l_a$. L'effort transversal que peuvent équilibrer les coutures, constituées de ronds de section

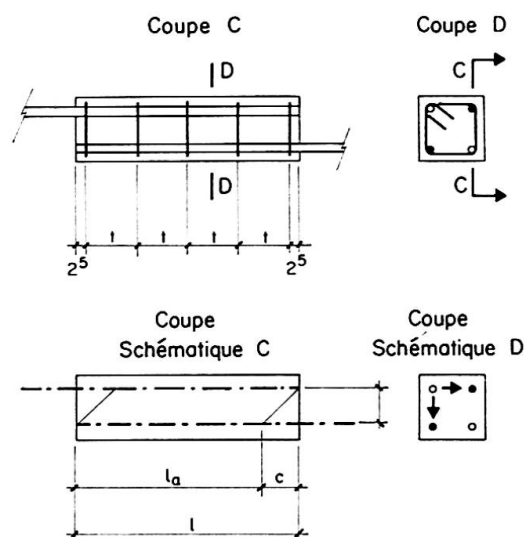


Fig. 2.

A_t et de limite d'élasticité σ_{el} , est égal par unité de longueur à $A_t \sigma_{el} / t$, t étant l'espacement des cadres. Du fait de l'inclinaison à 45° attribuée aux bielles de compression, l'effort transversal est égal à l'effort tangent. D'où l'équation qui définit la couture strictement suffisante, dite théorique

$$\frac{A \sigma_e}{2 l_a} = \frac{A_t \sigma_{el}}{t}. \quad (1)$$

Nous appellerons couture à la fraction l/ν la couture définie par

$$\frac{1}{\nu} \frac{A \sigma_e}{2 l_a} = \frac{A_t \sigma_{el}}{t}. \quad (2)$$

ν étant un nombre (supérieur à l'unité).

Les longueurs totales l de 60, 85 et 110 cm des éprouvettes ont été choisies pour correspondre à des longueurs d'ancrage, l_a , respectivement égales à 20, 30 et 40 diamètres des barres Tentor de 25 mm utilisées. Ont été explorées pour chaque longueur d'ancrage, les coutures au $1/2$, aux $3/8$, au $1/4$ et au $1/8$.

Eu égard à la nécessité d'employer un nombre entier de cadres, les fractions théoriques n'ont pu être exactement réalisées. Le tableau A donne la correspondance approchée entre fraction de couture d'une part, diamètres d'aciers de couture et nombre de cadres d'autre part pour les éprouvettes qui ont été effectivement soumises à l'essai dans chacune des trois longueurs retenues.

L'effort de traction appliqué aux barres en jonction a été en général limité à celui qui correspondait à leur limite d'élasticité garantie (4500 kg/cm²).

Tableau A. Nombre de cadres par éprouvette

		Fraction de couture théorique			
		$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
Diamètre	10		2	3	4
des aciers	8		3	4	5
de couture	6	3	5		8
(mm)	5	3	6		12

Tableau B. Charges de rupture des éprouvettes de 40 diamètres en contrainte (kg/cm²) des barres en jonction

		Fraction de couture théorique			
		$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
Diamètre	10		4500	4400	> 4500
des aciers	8		4500	> 4500	> 4500
de couture	6	4100	> 4500		> 4500
(mm)	5	4500	> 4500		> 4500

Tableau C. Charges de rupture des éprouvettes de 30 diamètres en contrainte (kg/cm²) des barres en jonction

		Fraction de couture théorique			
		$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
Diamètre	10		3800	4100	> 4500
des aciers	8		3900	4300	> 4500
de couture	6	3400	> 4500		> 4500
(mm)	5	3500	> 4500		> 4500

Tableau D. Charges de rupture des éprouvettes de 20 diamètres en contrainte (kg/cm²) des barres en jonction

		Fraction de couture théorique			
		$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
Diamètre	10		3000	3200	> 4500
des aciers	8		3000	3200	> 4500
de couture	6	2900	3800		> 4500
(mm)	5	2900	3800		> 4500

Les charges de rupture, exprimées en contrainte (kg/cm^2) des barres en jonction, figurent respectivement aux tableaux B, C et D pour les éprouvettes dont les recouvrements mécaniques sont de 40, 30 et 20 diamètres.

La couture au $1/2$ s'est avérée toujours suffisante. L'efficacité de la couture croît avec la longueur de recouvrement et décroît lorsque le diamètre de l'acier de couture augmente (c'est-à-dire, à section égale de coutures, lorsque le nombre de ces dernières diminue).

Les ruptures ont toujours eu un caractère fragile: la charge ultime atteinte, l'effort décroît brusquement si la déformation augmente. Elles se produisent par éclatement du béton sur une arête au moins, qui dénude la ou les barres intéressées (fig. 3).

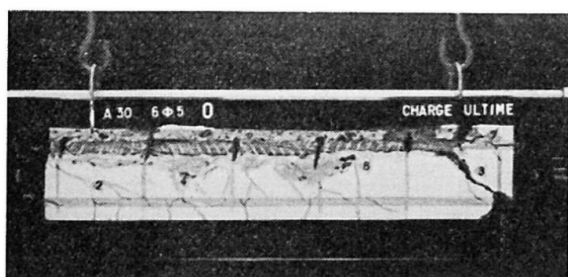


Fig. 3. Rupture de l'éprouvette de 30 diamètres, cousue de 6 cadres de 5 mm (couture au $1/4$), sous effort supérieur à $4500 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

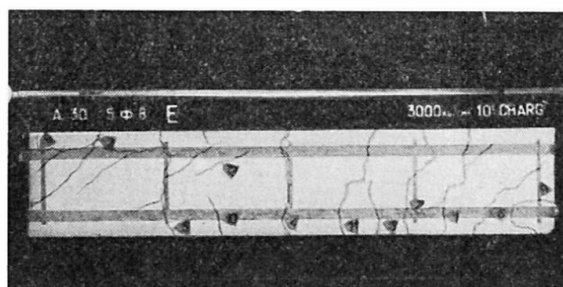


Fig. 4. Fissuration de l'éprouvette de 30 diamètres, cousue de 5 cadres de 8 mm (couture au $1/2$), sous charge de service ($3000 \text{ kg}/\text{cm}^2$).

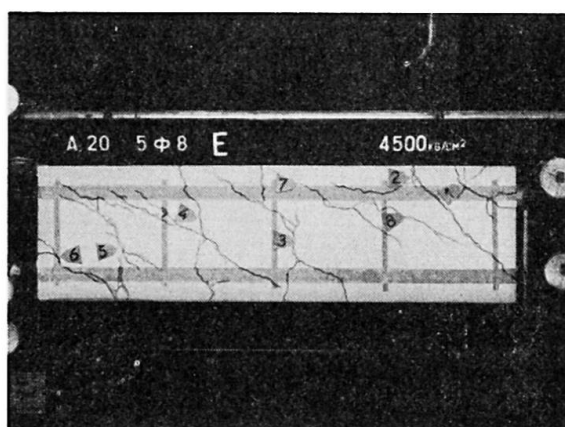


Fig. 5. Fissuration de l'éprouvette de 20 diamètres, cousue de 5 cadres de 8 mm (couture au $1/2$), sous charge maximale théorique ($4500 \text{ kg}/\text{cm}^2$).

Pour les éprouvettes à couture suffisante, la fissuration sous charge de service ($3000 \text{ kg}/\text{cm}^2$), semblable sur les quatre faces, offre des zones à fissures inclinées sensiblement à 45° aux extrémités et une zone centrale à fissures normales à l'axe (fig. 4). Pour les mêmes éprouvettes, la fissuration à 45° tend à s'étendre sous la charge maximale théorique de $4500 \text{ kg}/\text{cm}^2$, et même à gagner la totalité de l'étendue des faces pour les éprouvettes les plus courtes (fig. 5).

Résumé

Les aciers transversaux de couture sont nécessaires à la sécurité des jonctions de barres par adhérence. Leur efficacité théorique doit être contrôlée par essais systématiques. Il est rendu compte d'une première série d'essais, effectués par traction.

Zusammenfassung

Bei Armierungsstößen, die nur durch Haftung zusammenwirken, sind Querbewehrungen anzuordnen, damit die erforderliche Sicherheit gewährleistet wird. Die theoretische Wirksamkeit dieser Querbewehrung muß durch systematische Versuche kontrolliert werden. Zu diesem Zweck wurden Vorversuche an zugbeanspruchten Elementen durchgeführt.

Summary

Transverse ties are required for the safety of joints made by the bonding of overlapping bars. Their theoretical efficiency has to be checked by extensive tests. A first series of tests, undertaken by traction, is reported.

IVb1

Recent Developments in Structural Precast Concrete in Great Britain

Récents développements concernant la construction en béton préfabriqué en Grande-Bretagne

Neuere Entwicklungen bei der Vorfabrikation von Betonelementen in England

KENNETH SEVERN

Sutton, Surrey (Great Britain)

The prefabrication of structural concrete members has been given considerable impetus in Great Britain during the last two years. In part, this is due to a shortage of artisans skilled in the traditional building crafts, which has compelled firms to seek means of fabricating elements away from the site. Initially entrusted to relatively unskilled labour, this work of prefabrication is demanding no less skill from its operators. It is leading to the development of new crafts and it requires greater management skill from those in charge of both fabrication and erection. Fortunately, this demand is quickly being recognised by training establishments and greater efficiency of production may be expected in the next few years.

The most significant increase in the use of precast concrete during the past two years has been in multi-storey flats. Industrialised housing is a relatively new feature of the British economy and much has been learnt from other European countries, particularly Denmark, France and Sweden. There are now nearly four hundred licensed systems of prefabricated houses and multi-storey flats. A large proportion of these use precast concrete.

It seems likely that, in the future, there will be a slowing up in the demand for system-built flats and houses and that more attention will be given to the manufacture of small elements designed to standard dimensions, giving architects and engineers a wider choice of prefabricated units. As yet, the precasting industry is not organised to take advantage of this eventual demand, though there is a refreshing flexibility being shown in some of the more recent systems which make them adaptable to buildings such as hospitals and offices as well as to the multi-storey flats for which they were originally intended.

The enlarged building programme, which has been promoted by the Government, initially in schools, but now in hospitals, houses and communications, has done much to speed up the development of prefabrication techniques. However, cost remains the chief criterion of choice between in-situ concrete and precast. The more promising developments during the last two years have been those which compete economically with in-situ work. There has

been a tendency to incorporate in structures the maximum number of small repetitive units and to use these in a form of composite construction. This is done most advantageously when the structural framing system and the joints are kept as simple as is practicable.

Valuable work has been done by the Ministry of Public Building and Works in the adoption of partial prefabrication for a number of tall buildings. Examples of this method of combining in-situ concrete with precast elements are illustrated in Figs. 1 and 2. This type of construction can be briefly summarised as involving the maximum number of repetitive precast elements, simple joints, in-situ concrete for connection of the precast elements, with horizontal forces carried to the ground by floors and walls acting as horizontal and vertical girders.

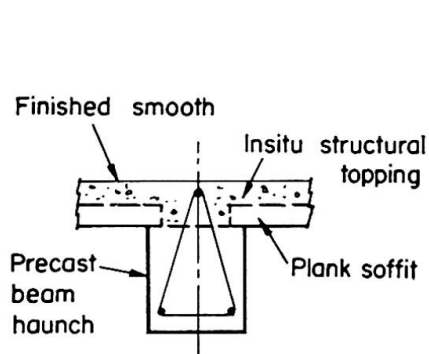


Fig. 1.

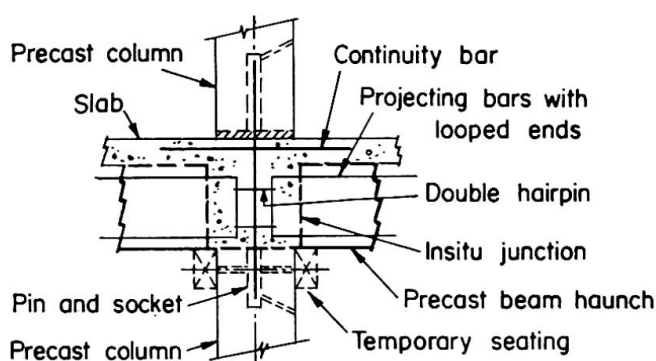


Fig. 2.

The Ministry, in conjunction with industrial organisations is also developing an "open" building system, encouraging the prefabrication of standard profiles for structural elements and cladding. The adoption of a system of this form will impose a tight discipline on both architects and engineers, but it offers the most promising results for a fully-stretched building industry.

Another development is the manufacture of very large units, limited only by crane capacity and transport facilities. Cranes have increased both in capacity and in mobility. It has become practical to employ a heavy crane for a short period on site, using a light crane or hoist for the day-to-day work of construction. Because of the difficulties of casting in-situ the 10 ft (3 m) thick top biological shield at Calder Hall nuclear power station, the dia-grid plug for a subsequent reactor was precast on the ground, 50 ft (15 m) in diameter and about 10 ft (3 m) deep. This required a 350 ton (356,000 kg) lift.

Large precast members are used increasingly in bridges. The beams on the approach viaducts of the new Medway Bridge, illustrated in Fig. 3, are 135 ft (41 m) long and weigh 190 tons (193,000 kg). Larger units are used in the high roofs of single storey buildings, such as power stations, where form-work and centering costs would be high, and, for a similar reason, in theatres,

churches and other places of assembly where advantage can be taken of the decorative finishes and interesting shapes that can be achieved in concrete. Large precast members have also been used where short construction periods have embraced the winter months. An interesting form of precasting is shown in Fig. 4, where one of a series of folded plate units weighing $6\frac{1}{2}$ tons (6600 kg) for the roof of a bakery in Swansea, is being loaded. The 2-in. (5 cm) slabs,

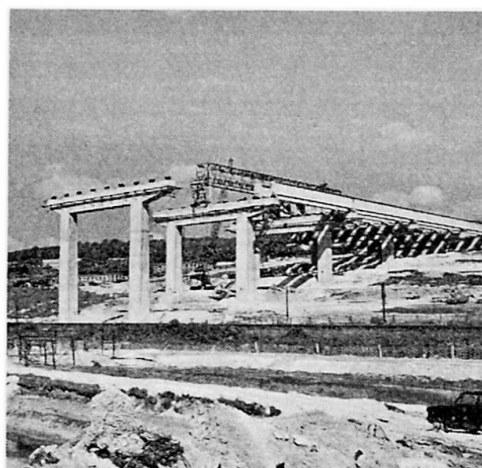


Fig. 3. Medway Bridge approach viaduct.

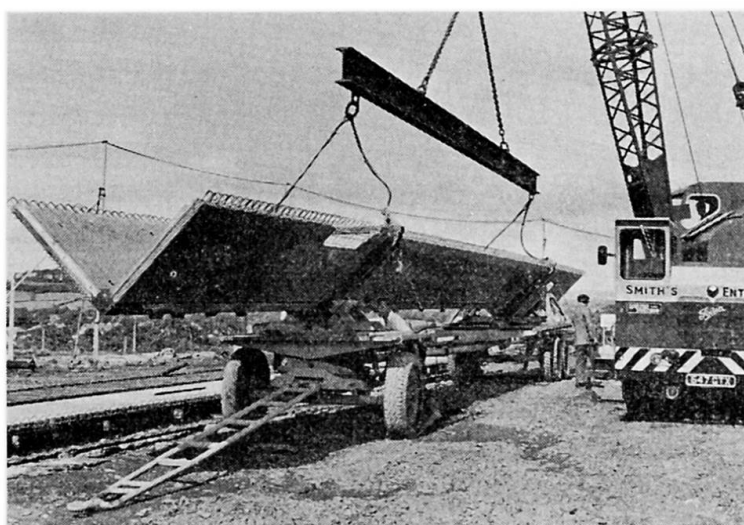


Fig. 4. Precast units for folded plate roof.

3 ft. 7 in (1.1 m) wide and 67 ft. 8 in (21 m) long were cast horizontally in a stressing bed. Pairs were then set in a wooden cradle and the valleys cast to form the V-units of the folded-slab roof.

A further interesting and attractive use of precast members is illustrated in Fig. 5 showing the hoisting of cruciform units, and Fig. 6 showing the completed structure — a cricket pavilion, with the units incorporated in the roof.

As yet, the only specific example of the use of profiles interchangeable between different precasting firms is in the standard range of bridge beams,

described in the Report. I-section standard beams are now used extensively, but Hollow box sections are not yet being manufactured to the standard dimensions. This is because bridges with spans greater than fifty feet can be designed more economically in a different form, or precasting firms, not yet set up for the manufacture of standard units, can offer a less expensive non-standard section. Fig. 7 shows the very extensive use made of prestressed



Fig. 5. Cruciform units for a pavilion roof.

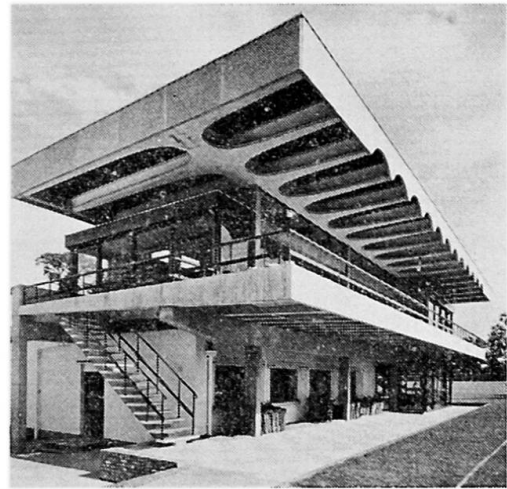


Fig. 6. Cricket pavilion in precast concrete.



Fig. 7. Prestressed bridge beams in the Chiswick-Langley motorway.

bridge beams on the Chiswick-Langley motorway, where the total of 4300 beams justified a slight departure from the standard profile.

An investigation by the Building Research Station into the combination of prestressing with normal reinforced concrete is showing encouraging results now that high-strength bars are available. Laboratory tests have been made on concrete beams subjected to varying amounts of prestressing force and reinforced with round mild-steel bars, high-tensile bars or strand. During the tests measurements were made of strains, deflections and cracking. For the

prestressed reinforced concrete beams the crack widths and deflections were less than in reinforced concrete beams of the same ultimate strength. This form of construction should be particularly effective for reinforcing steels of higher strength than those now in use, as crack width could be reduced, deflections limited, and greater span/depth ratios obtained.

The ideal joint between precast members remains as elusive as ever. It has been claimed, with some justification, that the grouted pin and socket joint is economical. It has the virtue of easy erection with wide tolerances; it introduces little uncertainty in design since the joint must be accepted as a pinned connection. Use is being made of the higher working stresses that are permitted on confined bearing areas of concrete. This allows the column load to be transferred directly through the concrete without lapping the steel. The pin and socket joint for a column to column connection, illustrated in Fig. 8, has been developed by the Ministry of Public Building and Works,

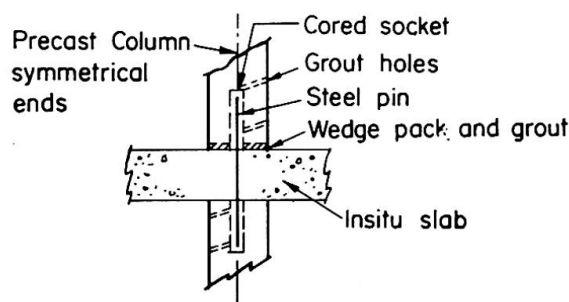


Fig. 8.

and its feasibility proved in tests carried out by the Cement and Concrete Association. In each of four tests of the joint, as designed, failure occurred in the top column. With a reduction by half in the number of stirrups in the column ends, failure again occurred in the upper column. A differing pattern of failure resulted from a weakening of the mortar joint and it was concluded that this should be of a strength not less than 75% of the concrete in the columns.

It would be useful to make a comprehensive survey of the behaviour of joint types in use, if only to show that certain types of joint remain satisfactory. Joint inefficiency will generally be demonstrated by increased maintenance costs and these may well become significant in the future.

Under the lead of the recently established Government Building Agency, precasting firms will in the near future be encouraged to produce elements within a standard range to predetermined dimensions, and this will probably represent the greatest challenge to the industry in the next three years. Side by side with this, significant developments in structural precasting can be expected as production within the building industry rises, whilst the labour force remains relatively static. Further developments of interest and technical importance may be expected before the eighth congress of the Association.

Summary

This report describes recent developments in structural precast concrete in Great Britain, and illustrates a number of recently completed projects. It brings up to date the report contained in the "Preliminary Publication" and emphasises such items as have been shown during the last two years to be of special importance.

Résumé

L'auteur décrit les récents développements qui ont marqué la construction en béton préfabriqué en Grande-Bretagne et cite un certain nombre de projets dont la réalisation vient de s'achever. Il complète la contribution contenue dans la "Publication Préliminaire" et met l'accent sur tout ce qui, au cours des deux dernières années, s'est révélé comme ayant une importance particulière.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt neuere Entwicklungen bei der Vorfabrikation von Betonelementen in England und berichtet über einige kürzlich erfolgte Ausführungen. Damit wird die im «Vorbericht» erschienene Arbeit ergänzt, und es werden die Punkte hervorgehoben, die sich in den letzten zwei Jahren als besonders wichtig erwiesen haben.

IV b 2

Montage durchlaufender Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen

Erection of Multiple Bridges Built with Precast Reinforced Concrete Segments

Montage des ponts continus en béton armé constitués par des éléments préfabriqués

M. S. RUDENKO

Ing.

In dem im Vorbericht erschienenen Beitrag «Montage-Methoden für Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in den UdSSR» wurden charakteristische Anwendungsbeispiele des Einschwimm-Verfahrens für Balken- und Bogenbrücken aufgeführt. Hier erörtern wir nachträglich einige Sonderfälle des Einschwimmens schwerer Großelemente bei Durchlaufsystemen.

Ende 1963 und im Jahre 1964 wurden in der UdSSR durchlaufende Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen ausgeführt, wobei 3000 t schwere Großelemente durch Einschwimmen montiert wurden. Beim ersten Beispiel, eine mehrfeldrige Stadtbrücke in Leningrad, wurden die 3000 t schweren, vollwandigen Großelemente am Ufer betoniert und vorgespannt. Anschließend erfolgte das Verschieben auf die Pontons, Transport bis zur Baustelle, Einfahren in die richtige Stellung und Zusammenfügen zu einem Durchlaufsystem.

Beim zweiten Beispiel, die Brücke über die Wolga, liegt eine durchlaufende Stahlbetonfachwerkbrücke vor. Das gewählte Montageverfahren wurde am Modell erprobt (siehe JEWGRAFOV und BOBRIKOW: «Die Prüfung der Modelle eines Brückenfachwerkes aus Spannbeton», «Vorbericht», 1964). Das mehrfeldrige, durchlaufende, vorgespannte Fachwerk (mit Stützweiten von je 166 m) wurde aus 2600-t-Fachwerkgroßelementen von 120 m Länge (Stützelemente) und aus 600-t-Vollwand-Elementen von 46 m Länge (Mittelöffnungen) zusammengesetzt. Die gesamte Brücke wurde anschließend vorgespannt.

Die Fachwerkgroßelemente wurden am Ufer aus einzelnen Gurtungs- und Streben-Elementen zusammengefügt. Diese Elemente wurden industriell hergestellt und alle Zugstreben vorgespannt. Der Untergurt und zwei anschließende Streben wurden auf einem Gestell in horizontaler Lage zu dreieckigen Fachwerkfeldern vormontiert. Anschließend wurden sie durch eine Kippvorrichtung in die vertikale Lage gebracht, zum Montagegerüst geführt und dort zu einem Raumfachwerk zusammengesetzt (Fig. 1). Das Montagegerüst der Großelemente bestand aus einem Gerüstturm unter jedem Fachwerkknotenpunkt. Diese Gerüsttürme bestanden aus je 4 wiederverwendbaren Schleuderbetonstützen und aus einer Ausfachung aus Stahlelementen. Auf diesem Gerüst wurden in den Knotenpunkten die Fugen ausbetoniert und anschließend die Fachwerkobergurte vorgespannt.

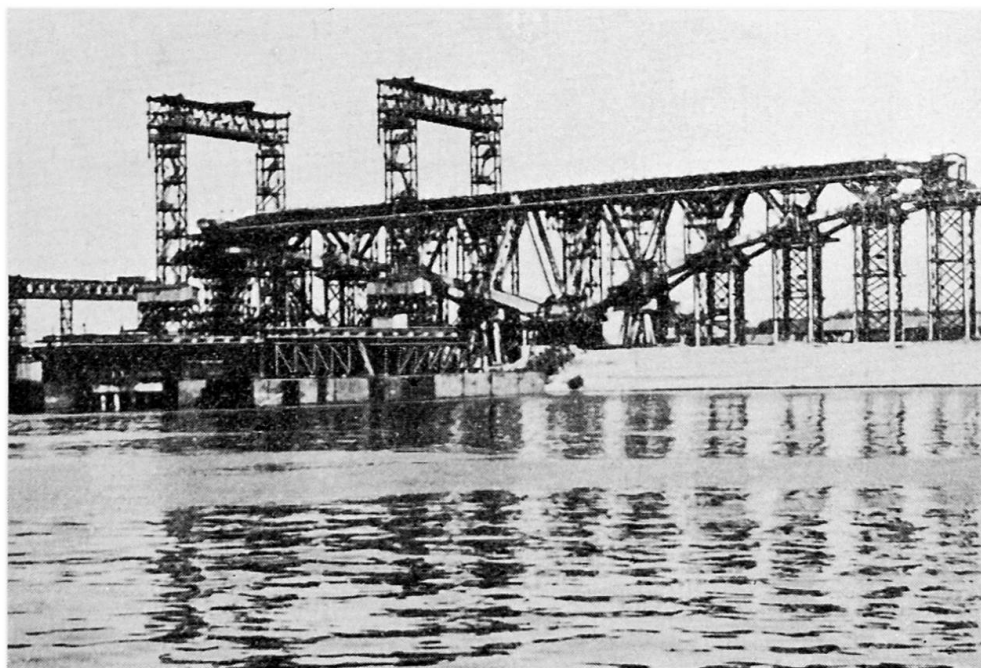


Fig. 1. Montage des Raumfachwerks aus Stahlbeton auf dem wiederverwendbaren Gerüst.

Der zentrale Auflagerknotenpunkt ruhte auf einem stählernen Balkenrost, der seinerseits auf Rollen gestellt war, um dadurch das Verschieben der Großelemente auf dem Pier zu erlauben. Außer der zentralen Auflagerung des Großelementes wurde auch einer der Kragarme auf einem beweglichen Turmgerüst abgestützt, wobei dieses Gerüst auf einem zweiten, parallelen Pier verschoben werden konnte. Zusatzgewichte auf der Seite des Turmgerüsts gewährleisteten eine genügende Standsicherheit während des Verschiebens des Großelementes (Fig. 2).

Als Verschiebebahn wurden 2 parallele Piers errichtet, mit zweigleisigen Schienenwegen für die Rollen der zentralen Hauptstütze und des Turmgerüsts. Nach dem Verschieben eines Großelementes konnte bereits das nächste auf dem bestehenden Gerüst aufgebaut werden. Inzwischen wurde beidseits des Hauptpiers eine Schwimmstütze mit einem Überbau aus wiederverwendbaren Stahlelementen eingefahren und nach dem Fluten der Schwimmkörperpontons unter dem vorgeschobenen Großelement eingeschwommen. Nach dem Auspumpen der gefluteten Schwimmkörper lagerte das ganze Großelement auf der Schwimmstütze (Fig. 3).

Die Schwimmstütze bestand aus zwei aus Standardpontons zusammengesetzten Schwimmbatterien und wurde auf dem Wasserweg zur Baustelle transportiert. Die Standardpontons, die in der UdSSR eine breite Anwendung finden, haben folgende Abmessungen: $7,2 \times 3,6 \times 1,8$ m. Sie können zu Schwimmkörpern mit praktisch beliebiger Länge und Breite zusammengesetzt werden und besitzen einen Tiefgang bis zu 3,6 m. Die Pontons werden mittels Bolzen den Kanten entlang steif miteinander verbunden; dabei weist diese Bolzen-

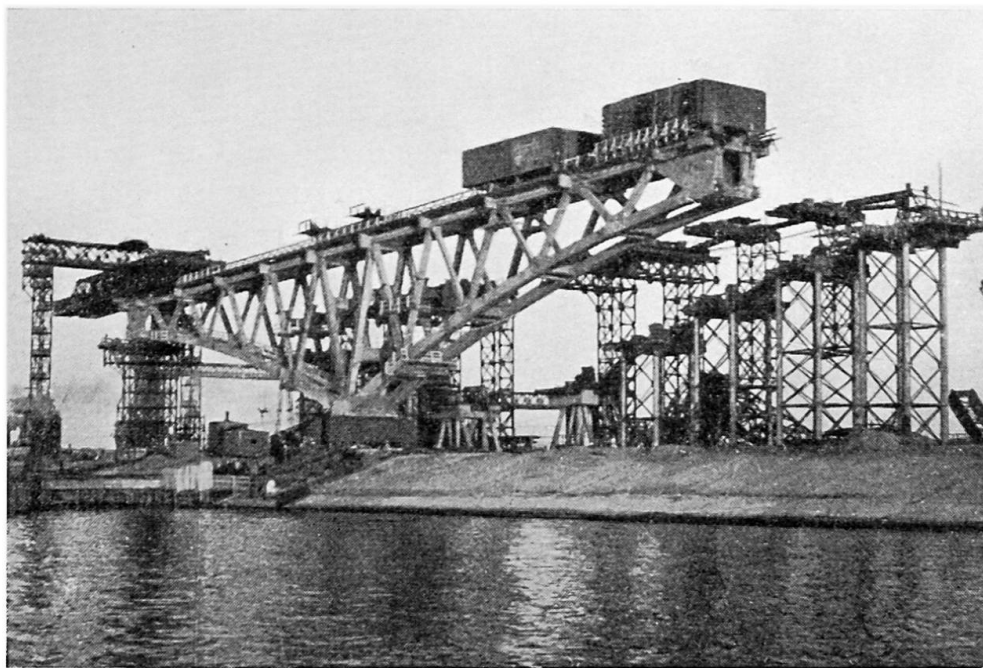


Fig. 2. Das zusammengesetzte und vorgespannte 2600-t-Fachwerk wird auf Rollen flußwärts verschoben.

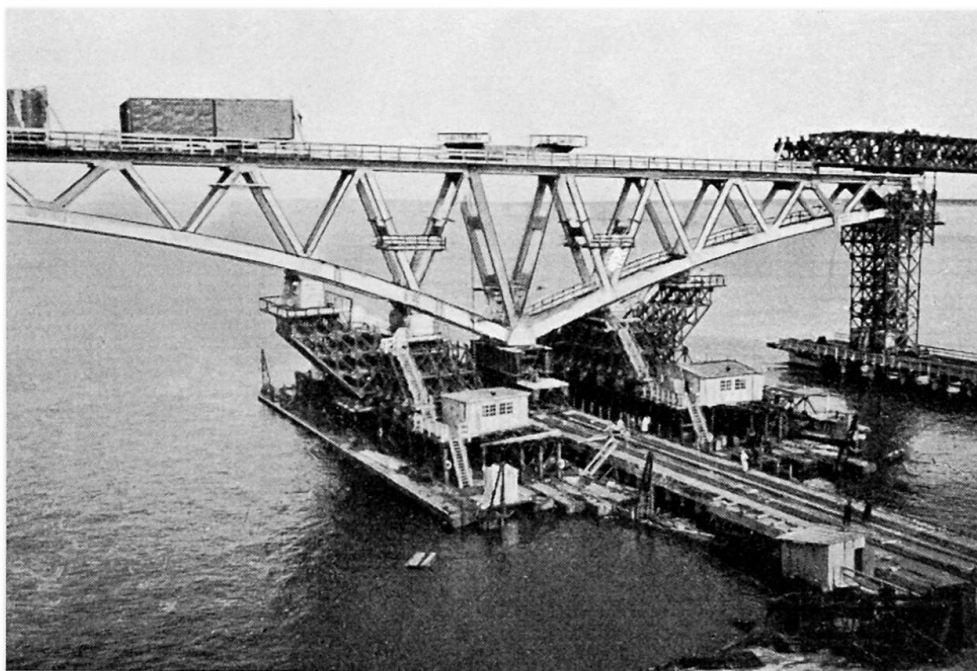


Fig. 3. Das Raumfachwerk ist am Ende des Piers zur Aufnahme durch die Schwimmstütze bereit.

verbindung eine Festigkeit auf, die fast gleich derjenigen des ganzen Vollquerschnittes des Pontons ist.

Bei der Errichtung dieser Brücke, wie auch bei allen anderen Brücken aus Fertigteilen in der UdSSR, wurden wiederverwendbare Stahlelemente benutzt,

die für die verschiedensten Behelfskonstruktionen, wie Gerüste, Rolltürme, Zwischenpfeiler, Aufstockungen von Schwimmstützen u. a. verwendet werden können. Diese Behelfskonstruktionen werden aus leichten Elementen (Winkelprofile und Knotenbleche) mit Bolzenverbindungen zu Raumkonstruktionen mit Feldern von 2×2 m, bzw. 4×4 m zusammengesetzt. Die Haupttrag-elemente (Gerüststützen und Fachwerkgurtungen) können aus einem, zwei oder vier Winkelprofilen (zulässige Beanspruchung 100 t) zusammengesetzt werden.

Nach dem Einfahren der Schwimmstütze in die Brückenöffnung und nach dem Fluten wurde das schwere Großelement auf dem Strompfeiler aufgesetzt.



Fig. 4. Das Raumfachwerk wird mit dem schon früher aufgestellten Raumfachwerk durch einen Schnabel verbunden.

Auf der einen Seite wurde gleichzeitig ein 23 m langer stählerner Vorbauschnabel miteingeschwommen, dessen Gewicht durch auf der Gegenseite angeordnete wassergefüllte Pontons ausgeglichen wurde. Dieser Schnabel wurde nach dem Einschwimmen mit dem Gegenmontagekragarm auf dem schon aufgestellten Brückenteil verbunden (Fig. 4). Mit Hilfe spezieller, an den Vorbauschnäbeln eingebauten Hebeanlagen wurden die 46 m langen vollwandigen, vorgespannten Stahlbetonträger gehoben, in den Verbindungspunkten mit dem bereits montierten Fachwerk durch Vorspannschlösser miteinander verbunden, wodurch die ganze Konstruktion zu einem fünffeldrigen, durchlaufenden Fachwerkträger ausgebildet wurde.

Das Einschwimmverfahren von Großelementen (in diesem Falle waren 8 Großelemente zu montieren) hatte zwar eine unbedeutende Baukostenzunahme zur Folge, bietet aber eine Gelegenheit zur Baubeschleunigung, da die Brückenpfeiler und die Stahlbetonträger aus Fertigteilen gleichzeitig errichtet werden können.

Das hervorragendste Beispiel für das Einschwimmverfahren war die Errichtung der Stahlbetonbrücke aus Fertigteilen für Straßen- und U-Bahnverkehr neben dem Lenin-Stadion in Moskau. Beim Bau dieser insgesamt 200 m langen Bogenbrücke mit Zugband und halbversenkter Fahrbahn, mit einer Hauptöffnung von 108 m, wurden bis zu 5200 t schwere Großelemente eingebaut. Dank der gleichzeitigen Errichtung der Brückenpfeiler, Brückenrampen und des Brückenoberbaus am Ufer, mit nachträglichem Einschwimmen des Oberbaus in Großelementen, wurde diese hervorragende Brücke in weniger als zwei Jahren gebaut.

Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird die Anwendung des Einschwimmens von Großelementen beim Bau großer, durchlaufender, vorgespannter Stahlbetonfachwerkbrücken näher beschrieben.

Summary

The author describes in detail the application of the floating of large elements for the erection of continuous truss bridges constructed in prestressed concrete.

Résumé

L'auteur décrit en détail l'utilisation du flottage d'éléments de grandes dimensions lors de la construction de ponts en treillis continus, réalisés en béton précontraint.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV b 3

Vorfertigung kleiner Straßenbrücken

Prefabricated Construction of Small Bridges

Préfabrication de petit ponts-routes

JOZEF TROKAN

Prof. Ing. Dr., Bratislava, ČSSR

In den letzten Jahren wurden an der Slowakischen Technischen Hochschule zahlreiche Untersuchungen an vorgefertigten Straßenbrücken mit Spannweiten von 10 bis 20 m durchgeführt, wobei nebst Fragen über Konstruktion und Montage auch die statische Wirkungsweise geprüft wurde.

Da die Mehrzahl der Straßenbrücken nur kleine Spannweiten aufweist, lohnt sich eine gründliche Untersuchung der verschiedenen Systeme sowohl im Hinblick auf die wirtschaftliche Herstellung durch Massenvorfertigung als auch auf die Erzielung kürzerer Bauzeiten. Ein besseres Bild über den Einfluß der Vorfertigung auf die Bauzeit gibt die nachfolgende Tafel, in welcher die Bauzeiten für Brücken von 2 bis 9 m für verschiedene Vorfertigungsgrade aufgeführt werden.

*Bauzeiten für Straßenbrücken von 2 bis 9 m in Funktion des Vorfertigungsgrades
(in Tagen angegeben)*

Ausführung	Grün- dung	Wider- lager	Tragkonstruktion	Fahr- bahn	Total
Widerlager monolithisch, Tragsystem teilweise vorgefertigt	39	44	Montage 2 Armierung 1 Betonierung 2 Erhärtung 24 } 29	5	117
Widerlager vorgefertigt, Tragsystem teilweise vorgefertigt	4	2	29	5	40
Ganze Brücke vorgefertigt	4	2	5	5	15

Die Bauzeiten wurden für die folgenden 3 Fälle untersucht:

- Monolithischer Unterbau und teilweise vorgefertigte Tragkonstruktion mit 30% Anteil an Ortsbeton. Wegen der erforderlichen langen Erhärtungszeit dauert hier die Herstellung der Tragkonstruktion ungefähr 30 Tage.

- Vorgefertigter Unterbau und teilweise vorgefertigte Tragkonstruktion wie oben. Totale Bauzeit ungefähr 40 Tage.
- Komplette Vorfertigung der Brücke, wobei die Elemente der Tragkonstruktion durch vorgespannte Schrauben in Querrichtung verbunden sind, wodurch eine totale Bauzeit von nur 16 Tagen erreicht wird.

Nebst den Totalzeiten ist auch die Zeit für die einzelnen Bauphasen aufgeführt. Natürlich ist diese Aufteilung der Bauzeiten nicht allgemein gültig und hängt stark von der gewählten Konstruktion ab. Diese Beispiele zeigen aber deutlich, daß nur durch eine komplette Vorfertigung aller Brückenteile eine kurze Bauzeit erzielbar ist. Dies führte auch dazu, daß für die weiteren Entwicklungsarbeiten die folgenden Bedingungen zu beachten waren.

- Möglichst vollständige Vorfertigung aller Bauteile.
- Minimale Betonierarbeiten auf der Baustelle.
- Anwendung für beliebig schiefwinklige Brücken.
- Erfüllung der statischen Anforderungen.

Die Untersuchungen erfolgen an bereits verwendeten Brückentypen sowie an Neuentwicklungen. Die charakteristischen Querschnitte sowie die Art der Querverbindung der Tragkonstruktion sind aus Fig. 1 ersichtlich.

Die verschiedenen Brückentypen lassen sich praktisch in zwei Gruppen unterteilen, eine mit Spannweiten bis 10 m und eine zweite mit 10 bis 20 m Spannweite. Die Tragelemente werden entweder aus normalem Stahlbeton hergestellt, im Spannbett fabriziert oder mit Kabel vorgespannt. In Quer-

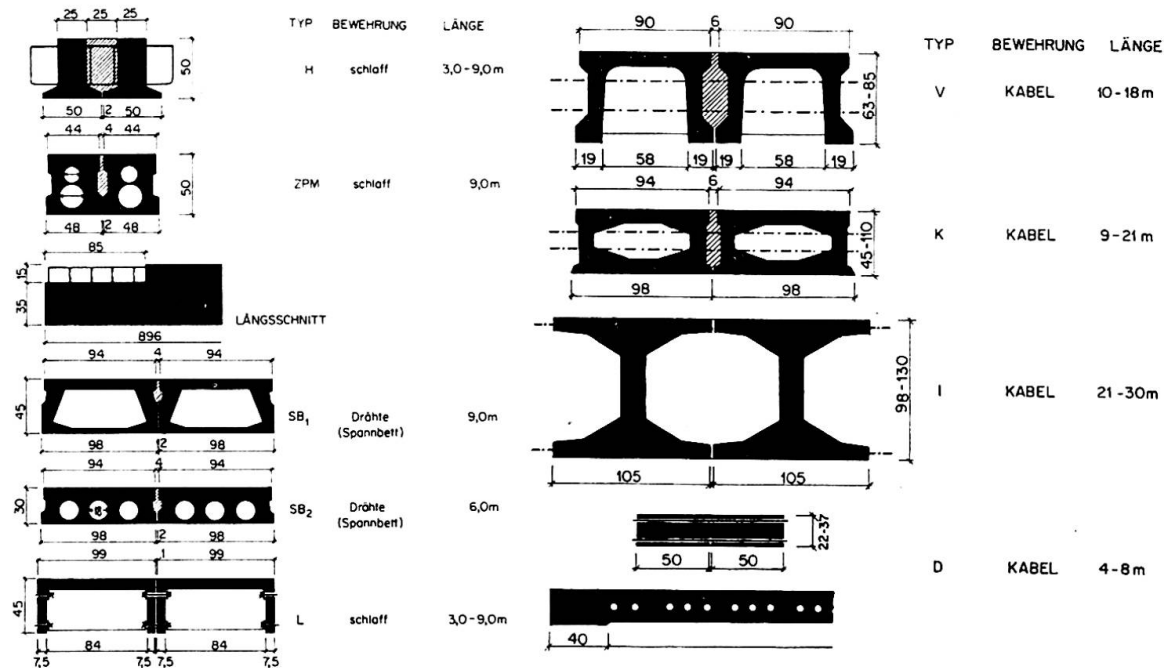


Fig. 1. Charakteristische Querschnitte der Brückenfertigteile mit ihren Querverbindungen.

richtung sind diese Elemente durch Kabel oder Schrauben miteinander verbunden oder einfach durch Vergießen der Zwischenräume mit Ortsbeton. Je nach der Art der Ausbildung der Elemente und der Querverbindung erhält man im Falle des Vergießens eine mehr oder weniger ausgeprägte gelenkige Querverbindung.

Bei den Momentanverbindungen (durch Schrauben oder Kabel) ist die statische Zusammenwirkung klarer, erlaubt jedoch die Schiefwinkligkeit nur stufenweise durchzuführen und stellt hohe Ansprüche an die Herstellungsgenauigkeit, um Übereinstimmung der Öffnungen in Querrichtung für die Durchführung der Schrauben und Kabel zu erreichen.

Fig. 2 zeigt die Belastungsprüfung am Typ «L», bei welchem die Querverbindung durch vorgespannte Schrauben erstellt wurde. Bei doppelter Nutz-

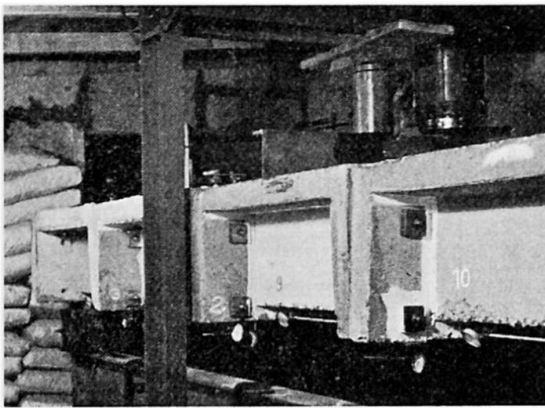


Fig. 2.

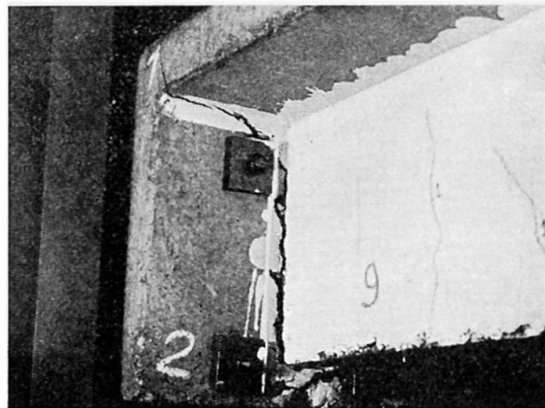


Fig. 3.

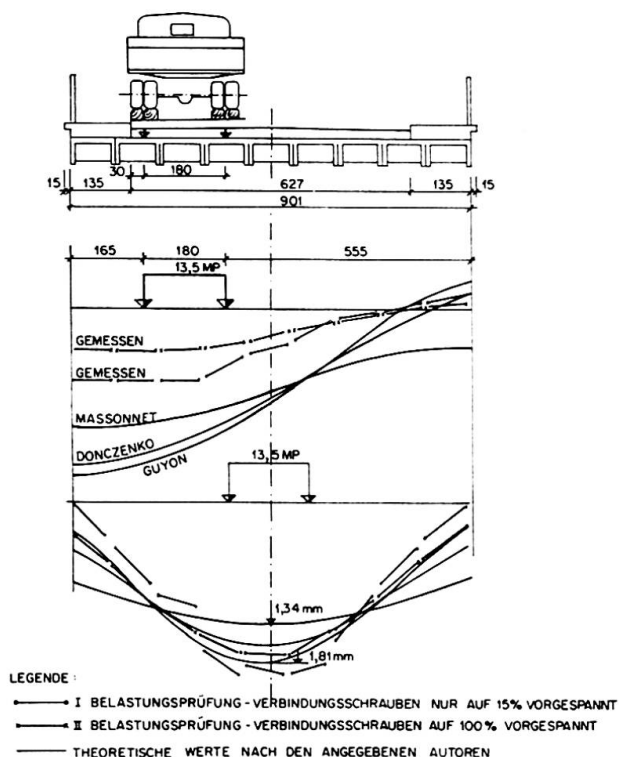


Fig. 4. Auswertung der Durchbiegungen für Typ «L».

last trat noch kein Bruch der Schraubenverbindung ein, wohl aber der Bruch der Schweißverbindungen der Querbewehrung, wie in Fig. 3 ersichtlich.

Die Resultate der Belastungsprüfungen sowie die Ergebnisse der Berechnungen nach DONCENKO, GUYON und MASSONNET sind in Fig. 4 aufgetragen.

Trotz des guten Verhaltens wurde dieser Brückentyp nicht weiter entwickelt im Hinblick auf die große Korrosionsgefahr für die Schrauben. Fig. 5 zeigt noch ein Anwendungsbeispiel, bei dem auch die Widerlager vorgefertigt wurden.



Fig. 5.

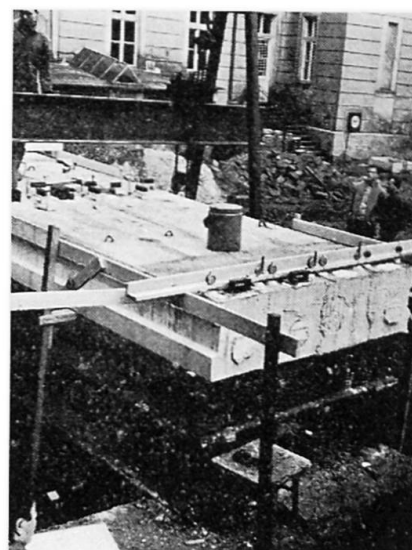
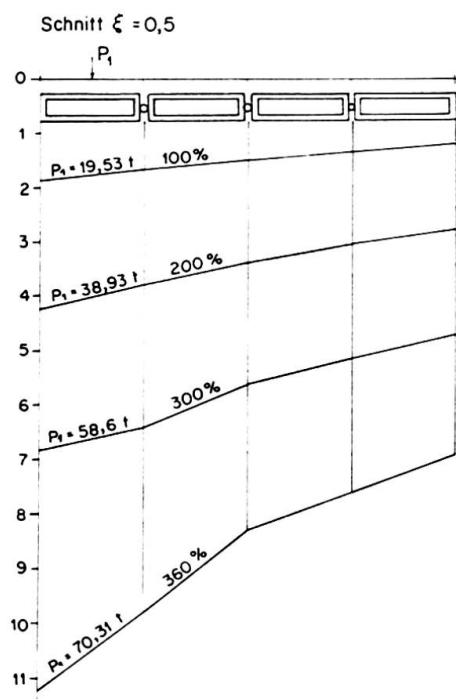
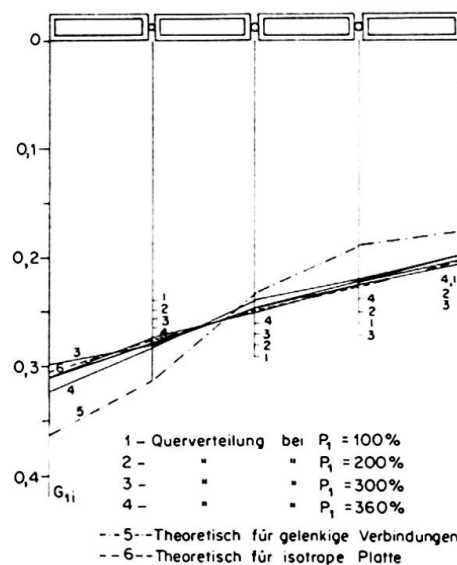


Fig. 6.



Rekapitulation der Durchbiegung für Einzellasten P_1 auf dem Randträger.



Rekapitulation der Einflußlinien der Querverteilung für den Träger Nr. 1 g_1 .

Fig. 7.

Die weiteren Untersuchungen erfolgten mit dem Typ ZPM, wobei sowohl Laborversuche als auch Feldtests an fertig montierten Brücken ausgeführt wurden. Fig. 6 zeigt eine solche Versuchsbrücke.

Das Zusammenwirken der einzelnen Elemente in Querrichtung ist in Form von Betongelenken aus Ortbeton gewährleistet. Bei diesem Typ kann eine beliebige Schiefwinkligkeit der Brücke erreicht werden, demgegenüber steht aber der Nachteil größerer Mengen von Ortbeton mit entsprechend langer Erhärtungszeit.

Die Belastungsprüfungen (Fig. 7) ergaben, daß selbst bei exzentrischer Belastung die «Gelenke» erst bei 260% Überbelastung in Funktion traten und somit für Gebrauchslast die Querverteilung gleich wie bei einer isotropen Platte angenommen werden darf (gestrichelte Linie).

In Fig. 8 sind noch für drei Belastungsfälle die Ergebnisse von Durchbiegungsmessungen angegeben. Aufgetragen wurden für die Brückenmitte sowohl die maximalen Durchbiegungen als auch die bleibende Verformung.

Da die Versuche noch im Gang sind, können noch keine Schlußfolgerungen gezogen werden. Weitere Erprobungen werden zur Zeit mit nach dem Baukastensystem vorgefertigten Widerlagern durchgeführt, die eine beliebige

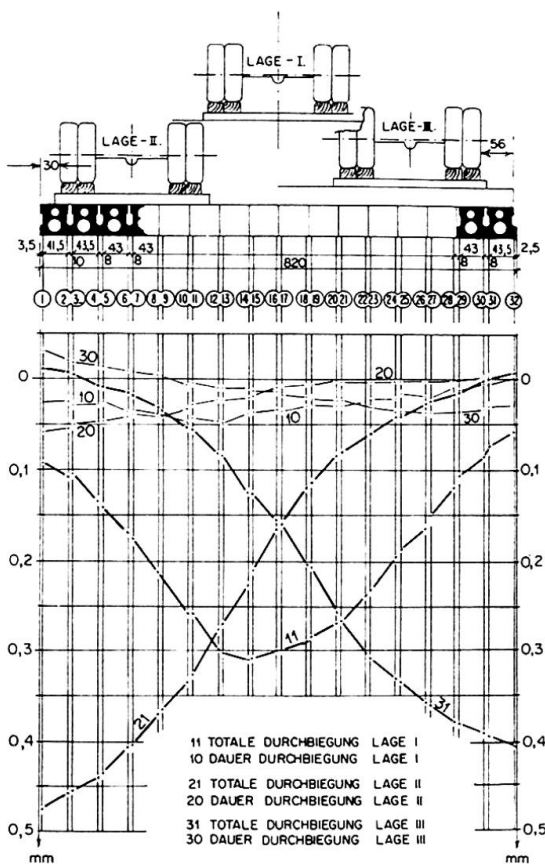


Fig. 8. Die Durchbiegung aus drei Lastpositionen.

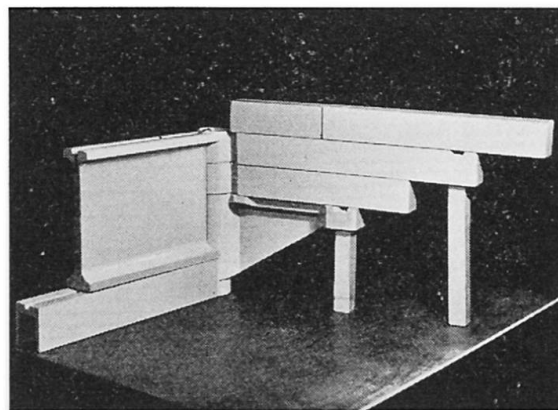


Fig. 9.

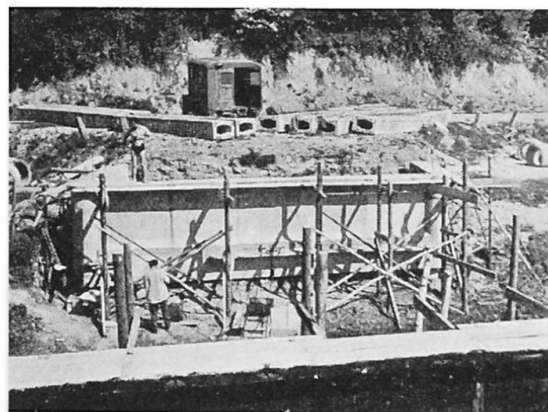


Fig. 10.

Höhen- und Winkeländerung der Flügelmauern erlauben. Fig. 9 zeigt eine Modellstudie des Zusammenbaues.

Der große Vorzug solcher Widerlager liegt in der kurzen Bauzeit, die — Gründung inbegriffen — nur 6 Tage dauert.

Fig. 10 zeigt noch ein nach diesem System ausgeführtes Widerlager. Durch horizontale Pressen wurde die doppelte effektive Belastung angebracht, wobei diese Horizontalbelastungen an Widerlagern ohne obere Brückenkonstruktion ausgeführt wurden, d. h. unter ungünstigeren Bedingungen.

Die Untersuchungen zeigten, daß in der Vorfertigung von Betonkonstruktionen, Theorie, Konstruktion, Technologie und Wirtschaftlichkeit nicht getrennt behandelt werden können. Diese Probleme bilden hier ein Ganzes, und zu ihrer Lösung müssen alle Richtungen der Ingenieurwissenschaft herangezogen werden.

Zusammenfassung

Der Autor behandelt vorgefertigte Straßenbrücken mit Spannweiten von 6 bis 20 m. Der Entwurf muß eine weitgehende Vorfertigung der Tragkonstruktion und der Widerlager vorsehen, um möglichst kurze Bauzeiten zu erzielen, sowie sich auf die tatsächliche statische Wirkungsweise stützen, um eine wirtschaftliche Lösung zu erreichen.

Summary

The author describes standardised road bridges with spans ranging from 6 to 20 m. The erection of these bridges should be carried out with prefabricated elements, the time taken for the construction is very short and the effective strength should be conceived from the point of view of an economic project. The general scheme also comprises the erection of the infrastructure and the construction of the foundations.

Résumé

L'auteur décrit des ponts-routes standardisés de portée allant de 6 à 20 m. Le montage de ces ponts doit être fait à partir d'éléments préfabriqués, le délai de construction est très court et l'on doit concevoir la résistance effective dans la perspective d'un projet économique. L'ensemble comporte également le montage de l'infrastructure et l'exécution des fondations.

IVb4

Development of a Jointing Technique for Precast Columns

Le développement d'une technique d'assemblage des piliers préfabriqués

Die Entwicklung eines Verbindungssystems für vorgefertigte Pfeiler

J. J. SPYRA

Consulting Engineer, Manchester and
London

R. B. L. SMITH

Ph. D., Lecturer, Manchester College of
Science and Technology

This paper describes the development of a type of joint for precast columns. The idea is shown in Fig. 3. The reinforcement of the lower part terminates in steel tubes welded to the column rods, and projecting rods from the bottom of the upper part are inserted into the tubes and the joint is made by an expanding cement grout which has been placed in the tube. The excess grout combines with the normal jointing grout between the concrete contact areas and is prevented from spilling down exposed faces by the edge seals shown. No grout holes are required and the joint can be made by unskilled labour. Tests have indicated that such joints can achieve the full yield strength of the reinforcement with only about nine rod diameters length of joint.

The first tests compared the strengths of glued joints made with normal Portland cement grout with those of epoxy resin. A deformed reinforcing bar was pulled out of a hole formed by ribbed metal sheathing in a concrete block. The joint was made by pouring a quantity of the "glue" into the hole, inserting the rod and curing for seven days. The result of these tests may be summarised as follows: at a load corresponding to about one half of the permitted design tensile stress of the rod, the rod was pulled out of the joints using cement grout, but in the case of the epoxy resin joints the concrete blocks split, at a somewhat higher load, without any damage to the joints.

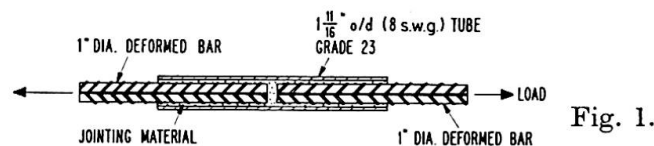


Fig. 1.

Consequently it was decided to design further tests on the basis of direct transfer of tension along the reinforcement through the joints, and this led to results, using epoxy resin joints, in close agreement with the work of IGONIN [1]. A test specimen is shown in Fig. 1. The size of the tube was chosen to have an easy fit for the bar and to have approximately the same cross-sectional area as the bar. Using epoxy resin (Araldite X 83/120, six parts,

with hardener MY/750, ten parts¹⁾ as jointing material, tests at the age of one day with 6 inches grip length of rod resulted in yielding followed by rupture of the tube at the section where the two rods abut.

With this type of test specimen it was difficult to obtain reliable compaction, and therefore in further tests the detail shown in Fig. 2 was used. A rod is welded to one end of the tube and the rod to be jointed is inserted at the other end after the tube has been filled with "glue" in a vertical position.

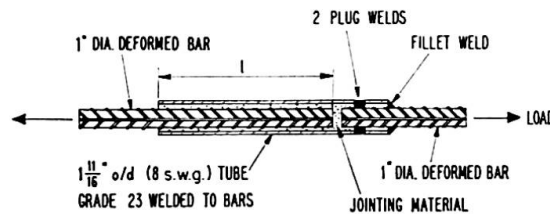


Fig. 2.

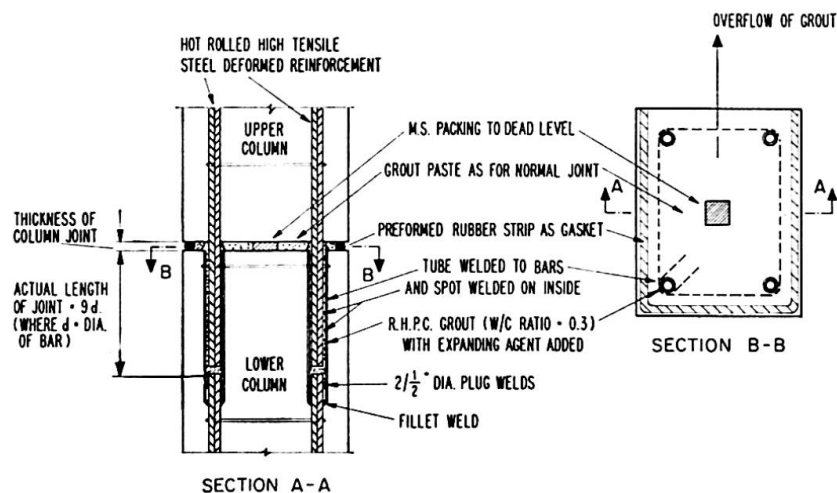


Fig. 3. Typical Column Joint.

This detail corresponds to the actual procedure in construction illustrated in Fig. 3. At this stage of the investigation the fire resistance of these joints was considered, and it had to be accepted that such joints depending on epoxy resin, would not satisfy fire regulations for buildings although they might be quite satisfactory in other types of structure in which the fire risk may be ignored (bridges, silos, roads, etc.). This results from the fact that this material, being organic, is destroyed at 300° C and loses its strength below this temperature, since the first reduction of strength begins at 36° C. So in the final joint design described below, Portland cement grout with an expanding agent and also ciment fondu were used as the jointing material. Methods of providing a mechanical key to the internal wall surface of the tube were investigated.

¹⁾ Manufactured by C.I.B.A. (ARL) Ltd., Duxford, Cambridge, England.

Tests of the Final Design

The first of these tests was carried out using untreated tubes. A marked superiority of load capacity of specimens using Portland cement grout with an expanding agent, Conbex²), (Grout PCX) compared with those using ciment fondu without any additives (Grout CF) was discovered. In making these joints, the tube was clamped in a vertical position. A quantity of the grout was fed into it, and gently rodded to eliminate any large voids; the rod to be jointed was then pushed into the tube by a continuous pressure without any vibratory movement. This procedure was strictly applied in order to reproduce the practical conditions in jointing members. For this purpose it was found that the water-cement ratios given in Table 1 were suitable.

Table 1. Failure loads in tons

a) Using untreated tubes. 1" diameter deformed rods

<i>l</i> , inches	6		9		12	
Type of grout	PCX	CF	PCX	CF	PCX	CF
age at test { 3 days	15.0 PO	3.7 PO	18.4 PO	5.0 PO	22.5 WF	5.0 PO
3 days	—	1.5 PO	—	3.0 PO	—	13.0 PO
7 days	17.5 PO	—	22.7 WF	—	19.7 WF	—
8 days	16.0 PO	—	18.4 WF	—	21.5 PO	—

b) Using grooved tubes. All tests, *l* = 9 inches 1" dia. deformed rods

Type of grout	PCX (1)	PCX (2)	CF (3)	PCX (4)	CF (5)
Age at test	4 days	11 days	4 days	28 days	28 days
Failure load (tons)	14.3 TF 13.1 TF	26.5 WF 26.5 WF	22.0 WF 23.0 WF	28.6 PO 29.0 PO	27.3 PO 29.0 RF

Notes:

In b), columns (2) to (5), tube strengthened externally by welded straps.

Columns (4) and (5), additional weld reinforcement. Details of joint as shown in Fig. 2.

Grout PCX: Rapid hardening Portland cement with Conbex, water-cement ratio 0.3.

Grout CF: Ciment fondu, water-cement ratio 0.27.

Types of Failure: PO rod pulled out of joint.

TF tube failure	} secondary failures.
WF weld failure	
RF rod failure	

²) Manufactured by Chemical Building Products Ltd., Hemel Hempstead, Herts, England.

Further tests utilised tubes with an internal helical groove to improve the adhesion. This had the effect of weakening the tubes and all specimens, with both types of grout, failed in the tubes. To prevent this, in order to determine the actual strength of the joints, straps were welded along the outside of the remaining grooved tube specimens, but these now failed in the weld. A further four specimens (two with each type of grout) of grooved tubes with external straps and additional strengthening of the weld, were tested at the age of 28 days. As may be seen from table 1, in comparison with the load-strain characteristic of the type of rod used, Fig. 4a, the failure loads of these joints

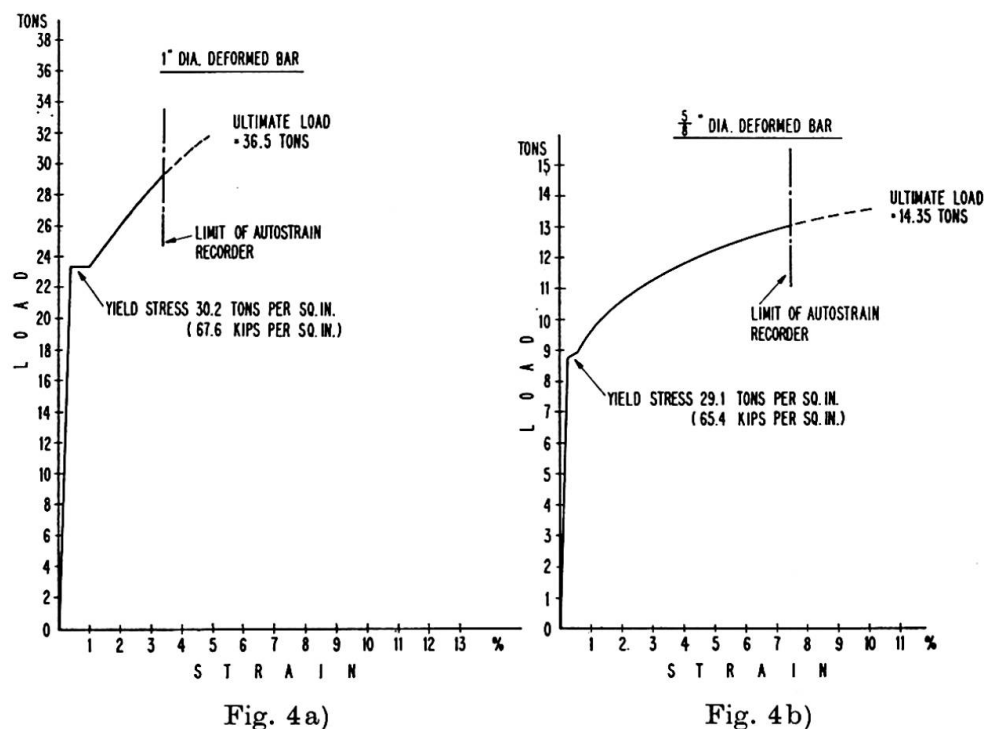


Fig. 4a)

Fig. 4b)

Fig. 4. Tension Tests on Reinforcement.

was above the elastic limit of the rod. It is not considered that these constitute true joint failures, since the strains associated with steel yield are obviously incompatible with joint cohesion.

It appeared as a result of these tests that a satisfactory joint had been achieved, but the actual strength using Grout PCX in untreated tubes had not been found since most of these tests resulted in weld failures. Further investigation, using untreated tubes, was therefore desirable, since grooving the tubes not only weakened them but was very expensive. As an alternative to grooving, roughening the internal surface by means of scattered weld spots was tried. This was much cheaper and did not weaken the tube.

The further series of tests, which are still in progress, were planned to investigate;

a) the effect of inaccurate placing of the rod in the tube. In practice, it is liable to be offset from the centre due to constructional errors.

b) determination of the minimum grip length for full joint strength.
 c) comparative tests with $\frac{5}{8}$ inch diameter rods in correspondingly smaller tubes.

d) testing a set of identical specimens at intervals over a long period in order to investigate the effect of time on the joint strength.

The results in table 2 indicate that placing the rod off-centre in the hole had no significant effect on the strength and also that roughening the tube with weld spots had little effect on the failure load, but increased the load at which the first cracks appeared in the jointing material. Since this load is above the yield point of the rod in all cases, these joints appear to have increased ability to resist the effects of steel yield.

A few tests with $\frac{5}{8}$ inch diameter deformed bars using 6 inch joint lengths with Grout PCX which are the first specimens of a long term series gave the results in table 3. In all these tests, except one, the failure load was in excess of the yield strength of the rod (about 9 tons, as shown in fig. 4b) and the beneficial effect of internal roughening of the tubes is again apparent. The tests at 6 and 9 weeks age are not significantly different in result from the comparable short term tests.

Table 2. Failure loads in tons
 $l = 9$ inches. Grout PCX. 1 inch diameter deformed rods

Age at test days	Untreated tubes		With weld spots Rod central
	Rod central	Rod offset	
3	26.6 (23.7) WF	25.4 (23.0) WF	29.4 (26.0) TF
	24.2 (23.0) PO	28.6 (23.0) TF	29.2 (26.0) TF
7	29.3 (22.0) TF	29.1 (22.0) TF	26.8 (26.0) WF
	26.7 (22.5) WF	25.0 (23.0) WF	29.0 (25.0) RF

Figures in brackets are the load values at which the first cracks appeared in the jointing material. Details of joint as shown in Fig. 2.

Table 3. Failure loads in tons
 $\frac{5}{8}$ inch diameter deformed rods. 1.34 inch external diameter tubes (10 swg) $l = 6$ inches.
 Grout PCX

Tube surface	Untreated		Weld spots		Untreated	
	3 days	7 days	3 days	7 days	6 weeks	9 weeks
Failure loads (tons)	11.5 PO	11.9 PO	13.3 PO	13.1 PO	10.6 PO	13.5 RF
	10.5 PO	11.6 PO	12.8 GS ¹⁾	13.6 RF	12.9 RF	9.0 PO ²⁾
	12.2 PO	7.4 PO	13.3 PO	13.2 RF	12.4 PO	12.2 PO
					14.1 PO	

¹⁾ Slipping of the machine grips. ²⁾ Defective joint with voids.

Conclusions

On the basis of the short term tests the load factor based on the first signs of joint failure in comparison with a design stress of 30,000 psi is greater than 2.0 for both the 1 inch diameter rod with $l = 9$ inches and the $\frac{5}{8}$ inch rod with $l = 6$ inches, which amounts in fact to the ratio of yield to permitted stress. It appears that the best design will utilise Grout PCX, and tubes internally roughened with weld spots, to resist the first effects of steel yield. Although the continued tensile strength of these joints over a long period has yet to be established, their use is already of advantage in the construction of buildings made of precast concrete members, by permitting the rapid erection of frames, even when the design is such that the final loading condition of the columns does not require the full strength of the joints.

The tests were carried out in the laboratories of the Department of Structural Engineering, Manchester College of Science and Technology. The authors acknowledge the assistance of E. C. GARNER and M. E. PHIPPS.

Reference

1. L. A. IGONIN: "Glued Joints for Reinforcing Bars and Precast Units". *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, 1964 (2), 16—21.

Summary

The development of a cheap, easily and rapidly made system of jointing precast concrete columns is described, in which the full strength of the reinforcement is attained at an early age. The projecting reinforcement of the upper member is inserted into tubes welded to the reinforcement of the lower member and bonded by means of expanding cement grout as shown in Fig. 3, the bar projection being only 9 diameters long.

Résumé

On décrit le développement d'un système d'assemblage des piliers en béton préfabriqués qui présente l'avantage d'être bon marché, rapide et d'exécution facile; en outre, la pleine résistance de l'armature est atteinte dans des délais très brefs. A l'armature de l'élément inférieur sont soudés des tubes dans lesquels on introduit le prolongement de l'armature de l'élément supérieur conformément à la Fig. 3; la liaison est assurée par un coulis à base de ciment expansif. La partie saillante de l'armature supérieure n'a que 9 diamètres de longueur.

Zusammenfassung

Die Autoren beschreiben die Entwicklung eines neuen Verbindungssystems für vorgefertigte Pfeilerelemente, das folgende Vorteile aufweist: billige, rasche und einfache Herstellung, zudem wird die volle Tragkraft nach kurzer Zeit erreicht. Die Armierung der oberen Elemente wird dabei in Rohrstücke eingeführt, die auf die Bewehrung der unteren Elemente aufgestülpt und angeschweißt sind. Die Verbindung wird erzielt durch Vergießen des Zwischenraums mit einem expansiven Zementmörtel (siehe Fig. 3); dabei haben die überstehenden Enden der Armierung nur eine Länge, die dem Neunfachen des Durchmessers entspricht.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV b 5

La Silicalcite: caractéristiques et possibilités d'emploi de ce matériau

Silicalcite — Eigenschaften und Verwendungsmöglichkeiten

Silicalcite: Characteristics and Potential Applications of this Material

LUIGI NOÈ

Milan

Le développement des techniques de préfabrication de bâtiments civils et industriels est basé d'une façon fondamentale sur l'organisation des chantiers. Très importante, aussi d'un point de vue économique, est la corrélation qui existe entre le poids des éléments de la construction et les moyens nécessaires au levage, au transport et à la mise en œuvre.

Plusieurs systèmes ont été imaginés pour réduire le poids unitaire des éléments, et le coût des outillages de chantier aussi: allègement obtenu au moyen d'évidements expressément pratiqués à leur intérieur, emploi de la brique associée au béton armé, utilisation de légers matériaux isolants spéciaux disposés en panneau-sandwich pour garantir une bonne isolation thermique.

Il nous semble donc très intéressant — et non seulement aux fins citées — de parler brièvement d'un matériau de construction silico-calcaire mis au point aux environs de 1950, selon une nouvelle formule, par un chercheur esthonien, Dr. JOHANNES HINT et qui a eu beaucoup d'applications en Russie dans les derniers dix ans: la *Silicalcite*.

Ce matériau est obtenu, de même que d'autres produits silico-calcaires, moyennant traitement à l'autoclave, en milieu de vapeur d'eau saturée, d'un mélange de sable, de chaux et d'eau, avec addition de substances appropriées, le tout finement broyé dans un désintégrateur.

Il est possible d'employer, pour sa fabrication, des matières premières, c'est-à-dire du sable et de la chaux, de peu de valeur: le sable, par exemple, peut contenir, en effet, jusqu'à 55% de silice et avoir même des teneurs élevées en substances argileuses et en impuretés organiques, sans préjudicier sensiblement le matériau.

La production de Silicalcite donne lieu à deux types bien distincts de matériaux: la Silicalcite cellulaire ou «légère» et la Silicalcite compacte ou «lourde».

La première, qui peut être produite dans des conditions de poids/volume allant de 450 à 1300 kg/m³, est obtenue en ajoutant au gâchage un agent levant. La charge de rupture à la compression standard, mesurée sur un matériau séché jusqu'à un poids constant, augmente en comparaison du poids/volume et, d'une valeur minimum de 25 kg/cm² pour la Silicalcite d'un poids/

volume de 500 kg/m^3 , peut atteindre 180 kg/cm^2 pour un poids/volume de 1200 kg/m^3 et dépasser 300 kg/cm^2 pour un poids/volume de 1300 kg/m^3 .

D'une manière analogue augmente la résistance à la traction: de 3 à $15 \div 20 \text{ kg/cm}^2$ et le module d'élasticité qui d'un minimum de $25\,000 \text{ kg/cm}^2$ atteint $70\,000 \div 80\,000 \text{ kg/cm}^2$.

En substance, la Silicalcite caractérisée par un poids/volume allant de 1200 à 1300 kg/m^3 présente une résistance à la compression égale ou peu inférieure à celle d'un bon béton non pas industriel, pour un poids réduit de moitié. Signalons l'intérêt tout aussi considérable du coefficient de conductibilité thermique, qui peut atteindre la valeur de $0,06 \text{ Kcal/m.h. } ^\circ\text{C}$, pour un poids/volume de 500 kg/m^3 . Il s'agit évidemment d'un type de Silicalcite avec peu de résistance mécanique et utilisable avec fonction d'isolation thermique. Le coefficient de conductibilité thermique, naturellement, augmente, en comparaison du poids/volume, mais il ne dépasse jamais en tous cas, même pour la Silicalcite cellulaire d'un poids/volume de 1300 kg/m^3 , la valeur de $0,40 \text{ Kcal/m.h. } ^\circ\text{C}$.

La Silicalcite cellulaire, surtout les types avec poids/volume supérieur à $900 \div 1000 \text{ kg/m}^3$, peut être armée comme le béton, son coefficient de dilatation thermique étant égal à $1,0 \div 1,4 \times 10^{-5}$, selon le type de matériau, et sa résistance aux efforts d'adhérence aux surfaces métalliques atteignant de 30 à 60 kg/cm^2 .

Dans ces conditions la Silicalcite cellulaire nous semble convenir parfaitement pour la construction des panneaux préfabriqués de grandes dimensions: préfabrication «lourde»; aussi que pour la construction de panneaux de tamponnement extérieurs et de parois intérieures en matériaux légers avec structures portantes en acier ou béton armé: préfabrication «légère».

Pour les panneaux de façade, sans aucune fonction statique importante et peu de caractéristiques mécaniques, il est possible de réduire considérablement le poids, tout en gardant un coefficient de transmission de chaleur suffisamment faible.

Parmi les types de produits qu'on peut obtenir par la Silicalcite cellulaire, outre les panneaux de façade, nous pouvons signaler, sans en vouloir rédiger une liste complète, les panneaux pour parois intérieures, les plaques pour plancher, les panneaux pour enceintes, les plaques pour contreplancher, les plaques et les éléments spéciaux pour isolation thermique.

De son côté la Silicalcite lourde se distingue de la Silicalcite cellulaire par son poids/volume allant de 1500 à 2000 kg/m^3 .

Les matières premières et le système de broyage et de mélange basé sur le désintégrateur sont les mêmes, mais, tandis que la Silicalcite cellulaire est caractérisée par une structure cellulaire, où donc les micropores sont uniformément distribués, la Silicalcite lourde atteint l'optimum de son utilisation seulement lorsque elle est fortement compactée, c'est-à-dire vibrée, ou centrifugée, ou pressée, ou bien traitée par d'autres systèmes.

En effet, la résistance à la compression, qui est la caractéristique la plus intéressante de ce dernier type de matériau, d'un minimum de 200 kg/cm^2 pour un poids/volume de 1500 kg/m^3 peut atteindre $500 \div 600 \text{ kg/cm}^2$ pour un poids/volume de 1800 kg/m^3 et peut dépasser $1000 \div 1200 \text{ kg/cm}^2$ lorsque le poids/volume a une valeur de 2000 kg/m^3 .

Ces valeurs sont relatives à une production industrielle; elles ont été largement dépassées lors des essais de laboratoire, au cours desquels il n'est pas difficile d'atteindre des charges de rupture à la compression de 1500 kg/cm^2 , tandis que, en utilisant des éléments spéciaux de petites dimensions, on a même obtenu la valeur de 3200 kg/cm^2 .

Le module d'élasticité augmente, en comparaison du poids/volume, de $70\,000 \text{ kg/cm}^2$ à $250\,000 \div 300\,000 \text{ kg/cm}^2$. Le coefficient de dilatation thermique est, comme pour la Silicalcite cellulaire, de $1 \div 1,4 \times 10^{-5}$ et sa résistance aux efforts d'adhérence aux surfaces métalliques va de 50 à 60 kg/cm^2 . La Silicalcite lourde est donc surtout employée pour des fins statiques, c'est-à-dire pour la construction de plaques pour plancher, de dalles de pavage, pour structures industrielles préfabriquées, etc., pour la raison aussi que le phénomène de retrait pendant tout le processus de dessiccation et de cuisson est bien inférieur à celui du béton, ce qui permet plus aisément la réalisation d'éléments de grandes dimensions.

Signalons l'intérêt de la résistance à l'usure de la Silicalcite lourde pressée, qui est nettement supérieure à celle d'un bon béton.

Au cours d'une série d'essais comparatifs, il a été constaté une résistance à l'usure de 5 à 8 fois supérieure à celle du béton calcaire et environ 5 fois supérieure à celle du béton granitique.

Une autre caractéristique de la Silicalcite lourde, qui permet d'étendre son champ d'emploi, est la résistance à l'attaque d'agents chimiques. Les études à ce sujet viennent d'être commencées mais nous pouvons déjà affirmer qu'elle est sûrement supérieure à celle du béton et même légèrement supérieure en présence de certains types de solutions acides, basiques de détersifs et d'huiles.

Une conséquence de la compacité et de la composition granulométrique très fine, non monogranulaire du matériau, est l'imperméabilité à l'eau, à l'air et à la vapeur d'eau, et donc aussi une bonne résistance aux agents atmosphériques et au gel surtout comme il a été prouvé par les essais de laboratoire et les applications faites dans le champ hydraulique par des conditions climatiques particulièrement sévères.

En définitive on peut remarquer que la Silicalcite est douée d'une gamme de caractéristiques mécaniques et physico-chimiques difficilement retrouvables dans d'autres matériaux de construction jusqu'à ce moment employés dans l'art de la construction.

Nous pensons donc qu'un bon choix du type de Silicalcite à employer peut permettre aisément de satisfaire parfaitement aux exigences les plus variées.

Résumé

Dans le développement et perfectionnement des techniques de préfabrication un nouveau matériau de construction, récemment mis au point, trouve place: la Silicalcite.

Caractérisée par une excellente résistance mécanique, par une bonne isolation thermique et par une bonne résistance aux agents atmosphériques, à l'usure, à l'attaque des acides et au feu, la Silicalcite est propre à être employée dans un large champ d'applications.

Zusammenfassung

In der Entwicklung und Verbesserung der Vorfabrikationsmethoden erscheint nun noch ein neuer Baustoff: Silicalcite.

Dieser Baustoff wird charakterisiert durch sehr guten mechanischen Widerstand, gute Wärmedämmung und guten Widerstand gegen atmosphärische Einflüsse, Verschleiß, Säuren und Feuer und weist somit Eigenschaften auf, die einen weiten Anwendungsbereich ermöglichen.

Summary

A new building material, Silicalcite, which has recently been developed, is finding an outlet in the constantly increasing extension and improvement of light and heavy prefabrication techniques.

Characterised by excellent mechanical strength, good thermal insulating properties, good resistance to wear and to atmospheric agents, to attack by acids and to fire, Silicalcite is suitable for use in a wide field of applications.

**Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete**

V

**Comportement des constructions
Verhalten der Bauwerke
Behaviour of Structures**

V a

**Comportement des constructions sous l'effet de la température, de l'humidité et du temps
(déformation et ruine sous charges de longue durée, par exemple)
Verhalten der Bauwerke unter Einfluß von Temperatur, Feuchtigkeit und Zeit (z. B.
Verformung und Zusammenbruch unter Dauerlasten)
Behaviour of Structures with Regard to Temperature, Humidity and Time (e.g. Deflec-
tion and Collapse Under Longtime Loading)**

V b

**Expériences acquises par des essais sur des éléments d'ouvrages sollicités au-dessus de
la limite élastique
Erfahrungen aus Versuchen an über die Elastizitätsgrenze beanspruchten Bauteilen
Experience From Tests of Structures Beyond Elastic Limits**

V c

**Corrosion des armatures et détériorations en résultant
Korrosion von Armierungsstählen und daraus folgende Schäden
Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage**

General Report

**DOUGLAS McHENRY
Skokie, Ill.**

Vb. Experience from Tests of Structures Beyond Elastic Limits

In the Preliminary Report MINORU YAMADA discussed, on the basis of theory and experiment, the behavior of reinforced concrete beams subjected to reversal of moments. In the present report he has extended the work to include columns under axial compression and subjected to reversals of flexural loading. An equation is presented for the rotational capacity of a plastic hinge in

a column, and computed rotations are compared with those measured in the tests. It appears that rotation capacity is reduced significantly by the axial load, and that the hysteresis loop has a somewhat different shape from that of simple flexure.

Vc. Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage

Two contributions have been received which supplement the report of Prof. LOUIS which was summarized in the Preliminary Report and will be issued as a separate publication.

L. CARPENTIER and S. SORETZ report on an interesting laboratory investigation of corrosion of reinforcing steel under conditions which simulate the loading and the environment of bridge girders. Bars 6 mm in diameter were used as the tension reinforcement in 5 by 10 by 120 cm beams which were tested under sustained or alternating loading over a 2-year period. The specimens were subjected to a spray mist of four hours duration twice each week. The extent of corrosion was determined by an electrical method as well as by visual observations at the end of the test period. Corrosion was increased by reduced thickness of concrete cover, by increased crack width, and by alternate application and removal of load.

The contribution by B. BRESLER and I. CORNET reports on a laboratory study of the effect of a zinc coating (galvanizing) on corrosion resistance and bond values of plain and deformed reinforcing bars. Bond values were determined in accordance with a standardized procedure of the American Concrete Institute. In general, the galvanized bars showed bond performance equal to or better than that of black (ungalvanized) bars. The corrosion specimens were 4 by 4 by 12 in. concrete prisms axially reinforced by a $\frac{3}{4}$ in. diameter steel bar subjected to a sustained tension of 20,000 psi. Exposure conditions were (1) in air; (2) in sodium chloride solution with periods of drying; and (3) in sodium chloride continuously with an imposed direct current. Observations reported are restricted to longitudinal cracking of the concrete prisms over exposure periods of 6 to 12 months. This cracking is attributed to corrosion of the steel. As judged by the cases in which cracking developed, the corrosion resistance of the galvanized bars was superior to that of the black bars.

Rapport Général

Vb. Expériences acquises par des essais sur des éléments d'ouvrages sollicités au-dessus de la limite élastique

Dans la Publication Préliminaire, MINORU YAMADA, se fondant sur la théorie et les essais, a analysé le comportement des poutres en béton armé soumises à des flexions alternées. Dans le présent rapport, il étend le champ de ses investigations en y faisant entrer les piliers soumis à une compression axiale et à des efforts de flexion alternés. Une équation a été établie qui donne la capacité de rotation d'une rotule plastique du pilier, et l'on compare les rotations calculées avec celles mesurées au cours des essais. Il semble que la charge axiale provoque une réduction importante de la capacité de rotation et la boucle d'hystérésis présente une forme quelque peu différente de celle associée à la flexion simple.

Vc. Corrosion des armatures et dégâts en résultant

Deux contributions ont été reçues; elles complètent le rapport du Professeur LOUIS dont un résumé a été présenté dans la Publication Préliminaire et qui fera l'objet d'une publication séparée.

L. CARPENTIER et S. SORETZ rendent compte d'une intéressante étude de laboratoire sur la corrosion d'armatures placées dans des conditions simulant les charges et les conditions de milieu des poutres de pont. On a utilisé des barres de 6 mm de diamètre comme armatures tendues dans des poutres de $5 \times 10 \times 120$ cm soumises à des charges constantes ou alternées pendant une période de 2 ans. Deux fois par semaine, et chaque fois pendant quatre heures on a pulvérisé un brouillard sur les poutres. A la fin de la période d'essai, on a déterminé l'étendue de la corrosion par une méthode électrique ainsi que par observation directe. On a constaté que la corrosion était d'autant plus forte qu'était mince l'enrobage de béton, et qu'elle augmentait l'ouverture des fissures ainsi que dans les conditions de l'alternance des charges ou de leur suppression.

Dans la contribution de B. BRESLER et I. CORNET sont décrites des recherches, effectuées au laboratoire relatives à l'effet du zinguage (galvanisation) sur la résistance à la corrosion et l'adhérence des armatures ordinaires et à empreintes. Les valeurs d'adhérence ont été déterminées selon une méthode standard de l'Institut Américain du Béton. D'une manière générale, les barres galvanisées présentaient une valeur d'adhérence égale ou supérieure à celle des barres brutes (non galvanisées). Les éprouvettes de corrosion consistaient en

des prismes de béton de $4 \times 4 \times 12$ in. (env. $10 \times 10 \times 30,5$ cm) armés axialement par une barre en acier de $\frac{3}{4}$ in. (env. 19 mm) de diamètre tendue de façon permanente à 20 000 psi (1406 kg/cm^2). Plusieurs conditions d'exposition ont été réalisées: 1. dans l'air, 2. dans une solution de chlorure de sodium avec des périodes de séchage, 3. dans le chlorure de sodium de façon permanente avec application d'un courant continu. Les observations dont il est rendu compte se limitent à la fissuration longitudinale des prismes de béton au cours de périodes d'exposition de 6 à 12 mois. La fissuration est imputée à la corrosion de l'acier. Si l'on en juge d'après les cas où la fissuration s'est produite, les armatures galvanisées résistent mieux à la corrosion que celles qui ne le sont pas.

Generalbericht

Vb. Erfahrungen aus Versuchen an über die Elastizitätsgrenze beanspruchten Bauteilen

Im Vorbericht untersuchte MINORU YAMADA das Verhalten von Stahlbetonträgern unter wechselnder Momentenbeanspruchung auf theoretischer Grundlage und durch Versuche. Im jetzigen Beitrag erweiterte er seine Arbeit auf Stahlbetonsäulen unter zentrischem Druck und wechselnder Momentenbeanspruchung. Das Drehvermögen plastischer Gelenke in Säulen wird durch eine Gleichung angegeben; die so errechneten Drehwinkel werden mit den aus Versuchen ermittelten, verglichen. Dabei stellt man fest, daß das Drehvermögen durch die Druckkräfte bedeutend reduziert wird und daß die Hysteresisschleife eine etwas anders geartete Form als bei reiner Biegung aufweist.

Vc. Korrosion von Armierungsstählen und daraus folgende Schäden

Zwei weitere Beiträge wurden angenommen, welche den Bericht von Prof. LOUIS, der im Vorbericht zusammengefaßt wurde und als separate Veröffentlichung herausgegeben wird, ergänzen.

L. CARPENTIER und S. SORETZ berichten über eine interessante Laboruntersuchung über Korrosion von Armierungsstählen unter Bedingungen, welche die Belastung und die Umweltsbedingungen von Brückenträgern nachahmen. Stahlbetonbalken mit 5 cm Breite, 10 cm Höhe und 120 cm Länge und mit Rundstahl Durchmesser 6 mm armiert, wurden während zwei Jahren

unter ruhender Last oder unter wechselnder Last untersucht. Die Prüfkörper wurden jede Woche zweimal einem Sprühregen von 4 Stunden Dauer ausgesetzt. Der Umfang der Korrosion wurde durch elektrische Meßmethoden sowie am Ende der Versuchsperiode durch Augenschein bestimmt. Die Korrosion nahm zu mit abnehmender Betondeckung, mit zunehmender Rißweite und mit wiederholter Belastung.

Der Beitrag von B. BRESLER und J. CORNET berichtet über Laborversuche über den Einfluß der Verzinkung auf die Korrosionswiderstandsfähigkeit und auf die Haftung glatter und gerippter Armierungsstähle. Die Haftung wurde bestimmt nach der genormten Methode des American Concrete Institute. Im allgemeinen zeigten die verzinkten Stäbe gleiche oder bessere Haftung als die unbehandelten Stäbe. Die Korrosionsproben bestanden aus Betonprismen mit $4 \times 4 \times 12$ Zoll, zentrisch armiert durch einen Stahlstab mit $\frac{3}{4}$ " Durchmesser, der einer Spannung von 1407 kg/cm^2 unterworfen war. Folgende atmosphärische Verhältnisse wurden untersucht: 1. in Luft, 2. in Natriumchlorid-Lösung mit Trockenperioden und 3. in ständiger Natriumchlorid-Lösung und unter zusätzlicher Stromspannung. Die Beobachtungen beschränkten sich auf Längsrisse in den Betonprismen und über eine Versuchsdauer von 6 bis 12 Monaten. Diese Längsrisse wurden der Korrosion der Armierung zugeordnet. Beurteilt nach den Fällen, in welchen sich Längsrisse entwickelten, wurde festgestellt, daß der Korrosionswiderstand von verzinkten Stäben größer ist als derjenige von normalen, unbehandelten Stäben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vb1

Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen

Behaviour of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Columns

Le comportement des rotules plastiques dans les piliers en béton armé

M. YAMADA

Prof. Dr.-Ing., Univ. Kobe, Japan

1. Einleitung

Im Vorbericht [1] hat der Verfasser die Entstehung eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonbalken unter wechselseitig wiederholter plastischer Biegung versuchsmäßig bewiesen und die Beziehung zwischen der plastischen Formänderungsamplitude φ_p und der Lastspielzahl N erklärt.

In diesem Schlussbericht möchte der Verfasser die Entstehung eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonsäulen unter statischer und wechselseitig wiederholter plastischer Biegung auf Grund von Versuchsergebnissen erörtern.

2. Plastische Gelenke in Stahlbetonsäulen

Die theoretische Berechnungsmethode der Drehfähigkeit plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen ist ähnlich derjenigen für Stahlbetonbalken, über die der Verfasser einen Aufsatz [2] veröffentlicht hat, in dem jedoch nur über reine Biegung ohne Normalkraft berichtet wurde.

Bei der Entstehung des plastischen Gelenkes wird der endgültige Verteilungszustand der Spannungen wie Fig. 1 angenommen. Die Streckkraft (M, N) des Säulenquerschnittes ergibt sich

$$\begin{aligned} M &= \sigma_P b d^2 \left\{ k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta'_1 \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) \right\}, \\ N &= \sigma_P b d \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \}, \end{aligned} \quad (1)$$

wobei

σ_P	Prismenfestigkeit des Betons,
σ_s, σ'_s	Streckspannung der Zug- bzw. Druckbewehrung,
k, k'	Verhältnis der vorhandenen Spannungen zur Streckspannung der Zug- bzw. Druckbewehrung,
$\mu = \frac{Fe}{bd}, \mu' = \frac{Fe'}{bd}$	Zug- bzw. Druckbewehrungsanteil,
$\beta_s \mu = \frac{\sigma_s}{\sigma_P} \mu, \beta'_s \mu' = \frac{\sigma'_s}{\sigma_P} \mu'$	Zug- bzw. Druckbewehrungsstärke.

Damit werden die Fließpolyeder (Interaction curve) des Säulenquerschnittes in Fig. 2 dargestellt.

Ferner wird angenommen, daß die Druck- und Zugverzerrungsgeschwindigkeiten proportional zu den entsprechenden Nulllinienabständen der Armierungen stehen. Demnach wird nach Fig. 1

$$\begin{aligned}\left(\frac{d\epsilon_s}{dt}\right) &= \frac{2(1-x_{n1}-\eta_1)}{x_{n1}} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt}\right), \\ \left(\frac{d\epsilon'_s}{dt}\right) &= \frac{2(x_{n1}-\eta'_1)}{x_{n1}} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt}\right), \\ \left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right) &= \left(x_{n1}-\frac{1}{2}\right) d \left(\frac{d\varphi}{dt}\right).\end{aligned}\quad (2)$$

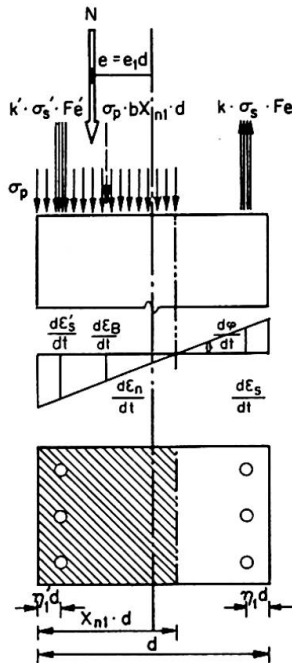


Fig. 1. Endgültiger Verteilungszustand der Spannungen und der Verzerrungsgeschwindigkeiten.

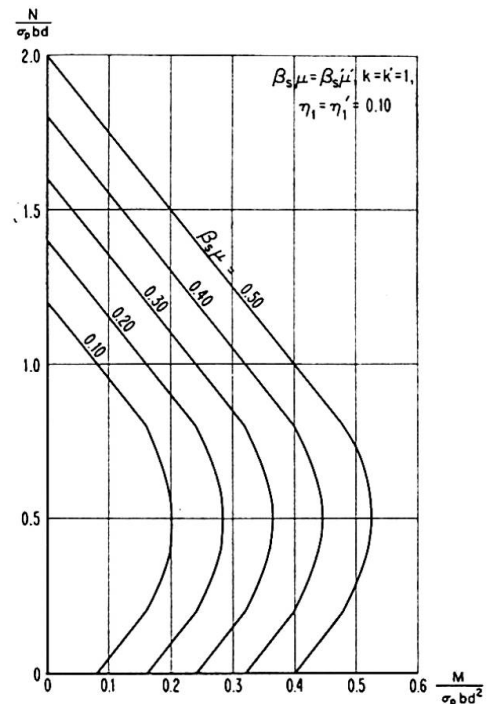


Fig. 2. Fließpolyeder der Stahlbetonsäulen.

Der aufgespeicherte Energiezuwachs dE im plastischen Gelenk im Zeitdifferential dt ist

$$dE = M \left(\frac{d\varphi}{dt}\right) dt + N \left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right) dt. \quad (3)$$

$\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)$ ist die Drehgeschwindigkeit und $\left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right)$ ist die Stauchgeschwindigkeit. Da M , N , $\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)$ und $\left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right)$ bei der Drehung gleich bleiben, beträgt die Menge der aufgespeicherten Energie vom Beginn des Fließens bis zum Schluß der Drehung

$$\begin{aligned}
 E &= \int_{t_{\text{Fließ}}}^{t_{\text{Bruch}}} \left\{ M \left(\frac{d\varphi}{dt} \right) dt + N \left(\frac{d\epsilon_n}{dt} \right) dt \right\}, \\
 &= \sigma_P b d^2 \left[k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta'_1 \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \} \left(x_{n1} - \frac{1}{2} \right) \right] \left(\frac{d\varphi}{dt} \right) (t_{\text{Bruch}} - t_{\text{Fließ}}).
 \end{aligned} \quad (4)$$

Andererseits ist der aufgespeicherte Energiezuwachs dE_D auf der Druckseite und dE_Z auf der Zugseite im Zeitdifferential dt

$$\begin{aligned}
 dE_D &= \sigma_P x_{n1} b d l_D \left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right) dt + k' \sigma'_s \mu' b d l_D \left(\frac{d\epsilon'_s}{dt} \right) dt, \\
 dE_Z &= k \sigma_s \mu b d l_Z \left(\frac{d\epsilon_s}{dt} \right) dt.
 \end{aligned} \quad (5)$$

$\left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right)$, $\left(\frac{d\epsilon'_s}{dt} \right)$ und $\left(\frac{d\epsilon_s}{dt} \right)$ sind die Verzerrungsgeschwindigkeiten des Betons, des Druckstahles und des Zugstahles, und l_D und l_Z ist der Gelenkbereich in der Druck- und Zugzone. Weiter wurde, wie beim Fall des Balkens, angenommen:

$$\begin{aligned}
 l_D &= x_{n1} d, \\
 l_Z &= 2 \left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) d.
 \end{aligned} \quad (6)$$

Da die Verzerrungsgeschwindigkeiten bei der Drehung gleich bleiben, beträgt die gesamte aufgespeicherte Energie in diesem Gelenk vom Beginn bis zum Schluß der Drehung

$$\begin{aligned}
 E &= \int_{t_{\text{Fließ}}}^{t_{\text{Bruch}}} (dE_D + dE_Z), \\
 &= \sigma_P b d^2 \left\{ x_{n1}^2 + 2 k' \beta'_s \mu' (x_{n1} - \eta'_1) \right. \\
 &\quad \left. + 4 k \beta_s \mu \frac{\left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) (1 - x_{n1} - \eta_1)}{x_{n1}} \right\} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right) (t_{\text{Bruch}} - t_{\text{Fließ}}).
 \end{aligned} \quad (7)$$

Aus den Gleichungen (4) und (7) ergibt sich

$$\begin{aligned}
 \varphi_P &= \\
 &= \frac{x_{n1}^2 + 2 k' \beta'_s \mu' (x_{n1} - \eta'_1) + 4 k \beta_s \mu \frac{\left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) (1 - x_{n1} - \eta_1)}{x_{n1}}}{k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta'_1 \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) + \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \} \left(x_{n1} - \frac{1}{2} \right)} (\epsilon_P^* - \epsilon_P),
 \end{aligned} \quad (8)$$

wobei im Fließbereich des Betons nach JAEGER anzunehmen ist:

$$\epsilon_P^* - \epsilon_P \geq \left(\frac{0,056}{\sqrt{\sigma_P}} - 0,00014 \sqrt{\sigma_P} \right). \quad (9)$$

Fig. 3 zeigt die Beziehung zwischen der plastischen Drehfähigkeit φ_p und der Bewehrungsstärke, wobei als Parameter der Normalkrafteinfluß $\frac{N}{\sigma_p b d}$ gewählt wurde.

3. Versuche

Die Versuche erstreckten sich gemäß Tabelle 1 über vier Reihen ($C\frac{1}{2}$, $C1$, $C\frac{3}{2}$, $C2$) mit den folgenden Bewehrungsanteilen: 0,50%, 1,04%, 1,57% und 2,22%. Die Reihen ($C\frac{1}{2}$, $C1$) sind in fünf Gruppen ($1N$, $\frac{2}{3}N$, $\frac{1}{3}N$, $\frac{1}{6}N$, $0N$) nach der Größe der Normalkraft N unterteilt, und jede Gruppe besteht aus zwei Versuchssäulen ($XNe1$, $XNeW$), je eine für statische und wechselseitige Belastung.

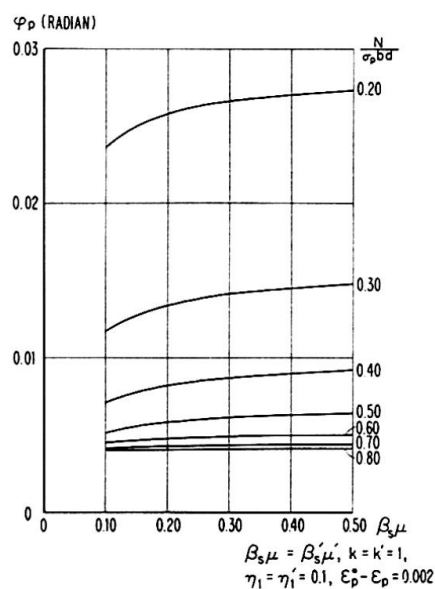


Fig. 3. Abhängigkeit des plastischen Drehwinkels φ_p von der Bewehrungsstärke $\beta_s \mu$ und von dem Normalkrafteinfluß $\sigma_p b d$.

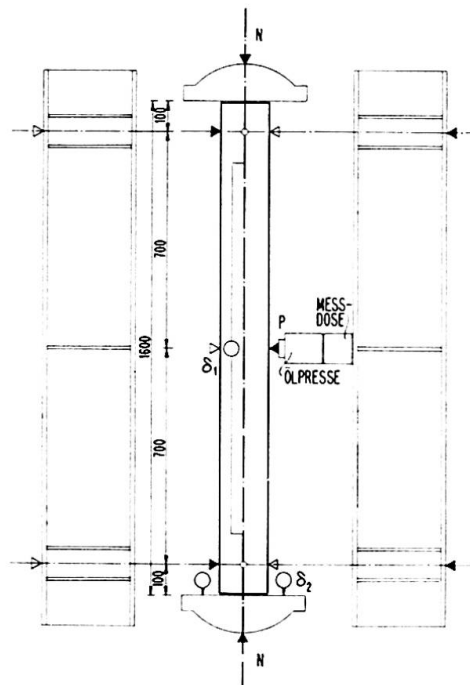


Fig. 4. Versuchseinrichtung und Meßverfahren.

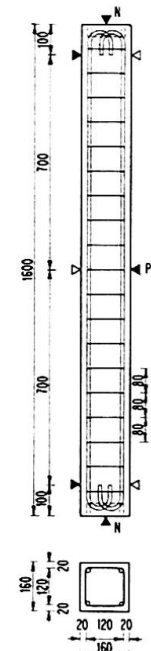


Fig. 5. Versuchssäule.

Fig. 4 zeigt die Versuchseinrichtung und die Meßverfahren. Mittels dieser Einrichtung kann man unter einer beliebigen bestimmten Normalkraft N statische oder wechselseitig wiederholte Biegemomente durch waagerechte Ölpresen mit Meßdosen wirken lassen. Die Versuchssäule wurde unter der jeweiligen Normalkraft parallel zur Abszisse in Fig. 2 belastet. Verwendete Baustoffe:

Beton: Mischungsverhältnis (nach Gewicht) 1:2,55:3,34 mit Wasserzementfaktor 0,6.

Stahl: Rundeisen.

Tabelle 1. Angaben über die Versuchssäulen

Säulen	Beton		Stahl			Bewehrungsstärke $\beta_s \mu = \beta'_s \mu'$
	Prismenfestigkeit σ_P kg/cm ²	Zugfestigkeit σ_{bz} kg/cm ²	Bewehrung	Bewehrungsanteil μ %	Streckgrenze des Stahles σ_s, σ'_s kg/cm ²	
$RC : C \frac{1}{2} : 1 Ne 0$	220	22,2	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,072
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{2}{3} Ne 1$	220	22,2	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,072
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{2}{3} Ne W$	265	22,3	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,060
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{1}{3} Ne 1$	220	22,2	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,072
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{1}{3} Ne W$	265	22,3	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,060
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{1}{6} Ne 1$	218	23,4	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,073
$RC : C \frac{1}{2} : \frac{1}{6} Ne W$	236	26,6	4- $\emptyset$ 9	0,50	3200	0,067
$RC : C \frac{1}{2} : 0 Ne 1$	218	23,4	4- $\emptyset$ 9	0,50*	3200	0,073
$RC : C 1 : 1 Ne 0$	186	21,4	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,172
$RC : C 1 : \frac{2}{3} Ne 1$	186	21,4	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,172
$RC : C 1 : \frac{2}{3} Ne W$	208	21,6	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,154
$RC : C 1 : \frac{1}{3} Ne 1$	186	24,4	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,172
$RC : C 1 : \frac{1}{3} Ne W$	208	21,6	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,154
$RC : C 1 : \frac{1}{6} Ne 1$	218	23,4	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,147
$RC : C 1 : \frac{1}{6} Ne W$	218	23,4	4- $\emptyset$ 13	1,04	3070	0,147
$RC : C 1 : 0 Ne 1$	218	23,4	4- $\emptyset$ 13	1,04*	3070	0,147
$RC : C \frac{3}{2} : \frac{1}{3} Ne 1$	256	20,5	4- $\emptyset$ 16	1,57	3205	0,197
$RC : C \frac{3}{2} : \frac{1}{6} Ne 1$	256	20,5	4- $\emptyset$ 16	1,57	3205	0,197
$RC : C 2 : \frac{1}{3} Ne 1$	256	20,5	4- $\emptyset$ 19	2,22	3166	0,274
$RC : C 2 : \frac{1}{6} Ne 1$	256	20,5	4- $\emptyset$ 19	2,22	3166	0,274

4. Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind zusammen mit den theoretischen Werten in Tabelle 2 dargestellt. Typische Formänderungskurven werden in Fig. 6 gezeigt. In Fig. 7 sind die statischen Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Aus diesen Versuchsergebnissen ist folgendes ersichtlich:

Beim statischen Biegemoment unter einer bestimmten Normalkraft ist der Fließvorgang hauptsächlich von der Normalkraft N abhängig. Wenn die Normalkraft nahe der Säulenbruchlast (reiner Druck ohne Biegung — 1 Ne 0 —) liegt, werden die Formänderungseigenschaften vielmehr einem Knickvorgang ähnlich. Wenn die Normalkraft sehr viel niedriger als die Säulenbruchlast liegt, nähern wir uns allmählich einem Balkenbiegevorgang (0 Ne 1).

Die statische Drehfähigkeit eines plastischen Gelenkes (vom Beginn des

plastischen Fließens bis zur Entstehung der Druckrisse am Druckrand — das Fließen selbst dauert noch etwas an) in Stahlbetonsäulen stimmt mit den theoretischen Werten nach Gl. (8) ziemlich gut überein.

Tabelle 2. Versuchsergebnisse

Säulen	Normal- kraft <i>N</i> ton.	$\frac{N}{\sigma_P b d}$	$\frac{M}{\sigma_P b d^2}$	Drehwinkel		
				Berech- nung	Versuch	Prozent- satz Berechnung
				φ_P Radian	φ_P Radian	$\frac{\text{Versuch}}{\text{Berechnung}} \%$
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: 1 Ne 0</i>	60,0	1,065	0			
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{2}{3}$ Ne 1</i>	40,0	0,710	0,176	0,0034	0,0120	23
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{2}{3}$ Ne W</i>	40,0	0,590	0,163	0,0025	0,0030	84
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{1}{3}$ Ne 1</i>	20,0	0,355	0,165	0,0064	0,0050	128
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{1}{3}$ Ne W</i>	20,0	0,295	0,146	0,0057	0,0050	114
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{1}{6}$ Ne 1</i>	10,0	0,179	0,124	0,0224	0,0230	97
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: $\frac{1}{6}$ Ne W</i>	10,0	0,166	0,116	0,0248	0,0190	131
<i>RC : C $\frac{1}{2}$: 0 Ne 1</i>	0	0	0,059	0,0730*	0,0350	208
<i>RC : C 1 : 1 Ne 0</i>	66,0	1,390	0			
<i>RC : C 1 : $\frac{2}{3}$ Ne 1</i>	44,0	0,925	0,150	0,0044	0,0020	220
<i>RC : C 1 : $\frac{2}{3}$ Ne W</i>	44,0	0,828	0,174	0,0037	0,0040	93
<i>RC : C 1 : $\frac{1}{3}$ Ne 1</i>	22,0	0,462	0,239	0,0065	0,0070	93
<i>RC : C 1 : $\frac{1}{3}$ Ne W</i>	22,0	0,414	0,224	0,0064	0,0070	92
<i>RC : C 1 : $\frac{1}{6}$ Ne 1</i>	11,0	0,198	0,178	0,0211	0,0130	162
<i>RC : C 1 : $\frac{1}{6}$ Ne W</i>	11,0	0,198	0,178	0,0211	0,0090	234
<i>RC : C 1 : 0 Ne 1</i>	0	0	0,111	0,0330*	0,0370	89
<i>RC : C $\frac{3}{2}$: $\frac{1}{3}$ Ne 1</i>	30,0	0,458	0,252	0,0041	0,0040	103
<i>RC : C $\frac{3}{2}$: $\frac{1}{6}$ Ne 1</i>	15,0	0,229	0,216	0,0135	0,0185	73
<i>RC : C 2 : $\frac{1}{3}$ Ne 1</i>	33,0	0,504	0,298	0,0037	0,0035	106
<i>RC : C 2 : $\frac{1}{6}$ Ne 1</i>	16,5	0,252	0,267	0,0119	0,0100	119

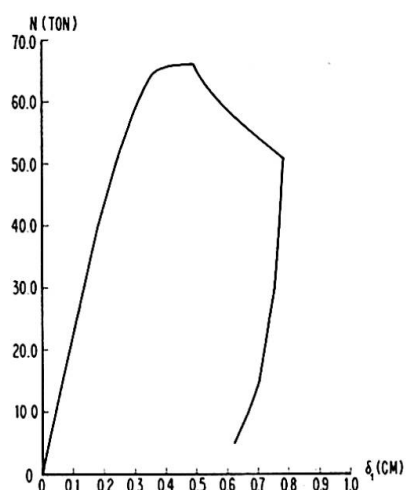


Fig. 6a. *RC : C 1 : 1 Ne 0.*

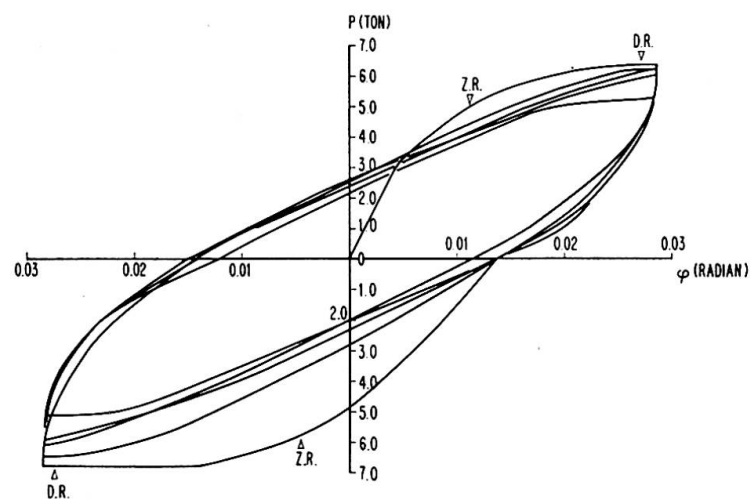


Fig. 6b. *RC : C 1 : $\frac{1}{3}$ Ne W.*

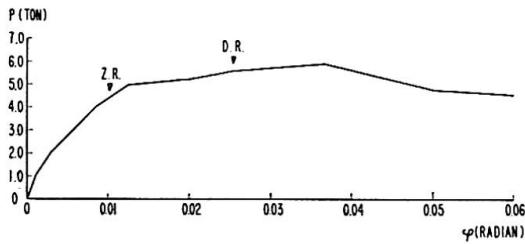
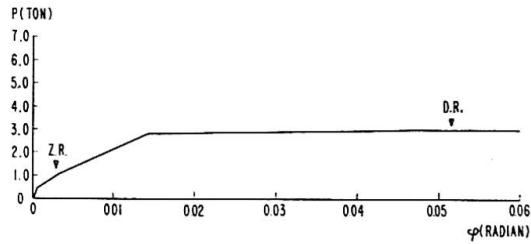

 Fig. 6c. RC : C 1 : $\frac{1}{8}$ Ne 1.


Fig. 6d RC : C 1 : 0 Ne 1.

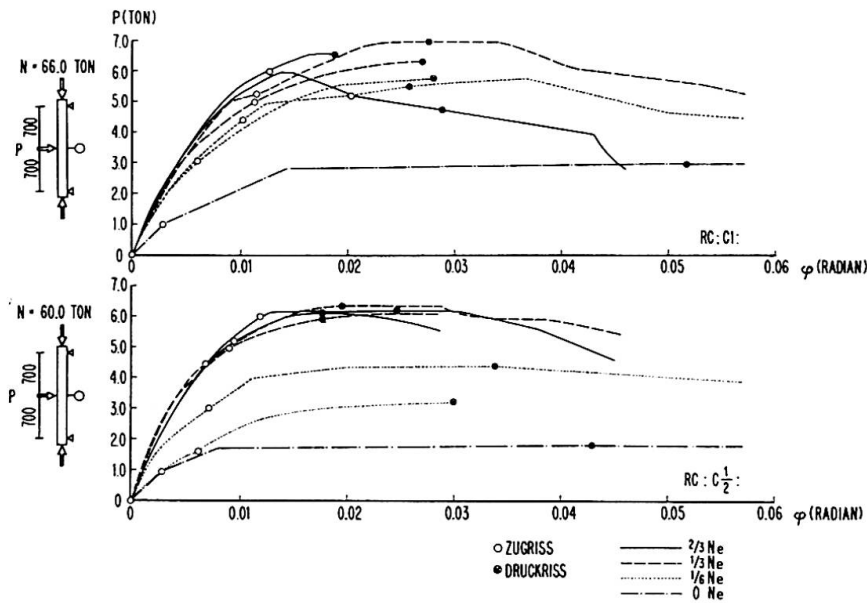


Fig. 7. Zusammenstellung der statischen Versuchsergebnisse.

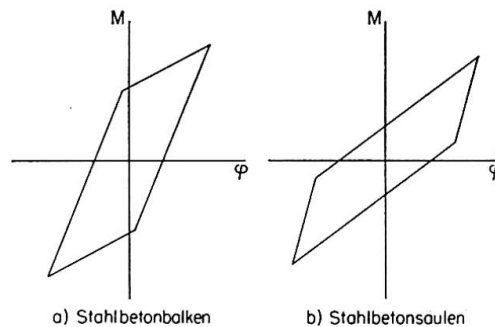


Fig. 8. Hysteresisschleife.

Bei den wechselseitig wiederholten plastischen Biegungen unter einer bestimmten Normalkraft wird die Hysteresisschleife etwas anders als bei reiner Biegung ohne Normalkraft [1] (Fig. 8).

Das wichtigste Ergebnis dieser Versuche ist: Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen von Stahlbetonbalken ist die plastische Zähigkeit der Stahlbetonsäulen durch das Auftreten der Normalkraft sehr stark herabgemindert. Diese Tatsache wurde sowohl theoretisch als auch experimentell festgestellt. Sie ist eine sehr wichtige Erkenntnis bei der Anwendung des Traglastverfahrens an Stahlbetonbauwerken.

Literatur

1. M. YAMADA: «Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonbalken.» Vorbericht des 7. Kongresses der IVBH 1964, S. 963—970.
2. M. YAMADA: «Drehfähigkeit plastischer Gelenke in Stahlbetonbalken.» Beton und Stahlbetonbau, 53. Jahrg., H. 4, April 1958, S. 85—91.

Zusammenfassung

Das Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen wird theoretisch und experimentell untersucht. Die statische Drehfähigkeit eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonsäulen läßt sich berechnen, wofür die entsprechenden Ansätze angegeben werden. Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen von Stahlbetonbalken ist die plastische Zähigkeit der Stahlbetonsäulen durch das Auftreten der Normalkraft stark herabgemindert. Diese Tatsache wurde sowohl theoretisch als auch experimentell festgestellt.

Summary

The author presents a theoretical and experimental study on the behaviour of plastic hinges in reinforced concrete columns. The Eq. (8) (Fig. 3) makes it possible to calculate the capacity of static rotation of a plastic hinge in a reinforced concrete column. In comparison with what is observed in tests carried out on reinforced concrete beams, the plastic ductility of reinforced concrete columns is markedly reduced owing to the normal stresses, as was clearly demonstrated both in the theoretical approach and in the tests.

Résumé

L'auteur présente une étude théorique et expérimentale sur le comportement des rotules plastiques dans les piliers en béton armé. L'équation (8) (Fig. 3) permet de calculer la capacité de rotation statique d'une rotule plastique située dans un pilier en béton armé. Par comparaison avec ce que l'on constate dans les essais exécutés sur des poutres en béton armé, la ductilité plastique des piliers en béton armé se trouve très fortement réduite du fait des efforts normaux, ce qui a été clairement mis en évidence aussi bien dans l'approche théorique que dans les essais.

Korrosion von Bewehrungsstählen und daraus folgende Schäden

Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage

Corrosion des armatures et détériorations en résultant

L. CARPENTIER

Chef de la Division des Ouvrages d'Art
des Chemins de Fer Français

S. SORETZ

Dr. techn., Wien

Auf dem RILEM-Symposium 1957 in Stockholm über Verbund und Rißbildung hat Herr CARPENTIER [1] über eine eingehende Untersuchung von lange Zeit im Dienst stehenden Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton berichtet, daß Korrosionsschäden nur an jenen Tragwerken aufgetreten sind, die Ausführungs- oder konstruktive Mängel aufweisen, so wie dies auch im Generalbericht von Herrn Prof. LOUIS aufgezeigt wurde. In allen Fällen einwandfreier Ausführung haben selbst die übliche Grenzen weit übersteigenden Rißweiten nicht zu Korrosionserscheinungen geführt.

Diese Untersuchungen konnten jedoch über die Zusammenhänge zwischen den einzelnen die Korrosion fördernden Parametern keine Auskunft geben. Im besonderen sah Herr CARPENTIER einen für Eisenbahnbrücken charakteristischen Einfluß in den durch die darüberrollenden Lasten sich ständig öffnenden und schließenden Rissen, wodurch ein Pumpeffekt entstehen könnte. Durch das Pumpen wird die Luft mit den darin enthaltenen, die Korrosion fördernden Stoffen angesaugt und wieder ausgestoßen. Unter sonst gleichen atmosphärischen Verhältnissen unterliegt daher sowohl die Bewehrung als auch der Beton bei ruhender Belastung grundsätzlich anderen Bedingungen als bei wechselnder Belastung.

Die beiden Verfasser haben beschlossen gemeinsam eine Untersuchung dieses Problems durchzuführen. Das Versuchsprogramm wurde im Rahmen einer Tagung der Brückenbau-Referenten der UIC 1961 in Wien diskutiert und möchten die Autoren für die dabei empfangenen Anregungen noch besonders danken. Die Finanzierung der im Laboratorium der SCHMIDTSTAHLWERKE AG in Wien durchgeführten Versuche übernahm in dankenswerter Weise die TOR-ISTEG STEEL Corporation, Luxembourg.

Als Versuchsobjekt wurden kleine Stahlbetonbalken gewählt mit 5 cm Breite, 10 cm Höhe und 120 cm Länge, die mit einem 6 mm dicken Stab aus RIPPEN-TORSTAHL 60 bewehrt wurden. Der Beton wurde aus 1 Gewichtsteil Zement, 5,5 Gewichtsteilen Zuschlagstoff mit 12 mm Größtkorn und 0,5 Gewichtsteilen Wasser angemacht. Die Verdichtung der Probekörper erfolgte durch Stochern. Die geometrischen Verhältnisse der Probekörper ließen eine

vollkommene Verdichtung des verwendeten Betons nicht zu, wie später gezeigt wird. Die Probekörper wurden die ersten 7 Tage feucht gehalten und lagerten dann 7 Monate in der Versuchshalle bei durchschnittlich 18°C und 55% Luftfeuchtigkeit. Die gleichartig hergestellten und behandelten Probewürfel hatten nach 7 Monaten 473 und am Ende der Versuche nach 2 Jahren und 7 Monaten 528 kg/cm² Druckfestigkeit.

Nach 7 Monaten Erhärtung wurden die Balken gemäß Fig. 1 in Belastungsvorrichtungen eingebaut und paarweise mit Gewichten über Hebel belastet. Die Belastung wurde mit 59 bis 65 kg/mm² rechnermäßiger Stahlspannung so hoch gewählt, daß in jedem Balken einige Risse mit 0,2 bis 0,3 mm Weite entstanden sind. Insgesamt hatte die Hälfte aller Risse 0,2 bis 0,3 mm Weite und je ein Viertel kleinere bzw. größere Weiten.

2 Balkenpaare waren ständig ruhend belastet. Die beiden anderen Balkenpaare wurden einer wechselnden Belastung ausgesetzt, wobei in einer 2-Wochen-Periode 5 Belastungen und 5 Entlastungen stattfanden. Bei jeder Be- und Entlastung wurde in Abständen von einer Stunde jeweils ein Viertel des Gesamtgewichtes aufgelegt bzw. abgenommen. Zu den Wochenenden waren die Balken abwechselnd unter Last oder entlastet. Im Verlauf von 2 Jahren sind daher je 250 Be- und Entlastungen vorgenommen worden.

Je 2 Balkenpaare wurden so belastet, daß der Zugrand unten bzw. oben lag.

Alle Prüfstände wurden zur Förderung der Korrosion zusätzlich befeuchtet, in dem unter den in Fig. 1 gezeigten Zelten ein feinst verteilter Sprühregen erzeugt wurde. Jeder Prüfstand wurde in jeder Woche 2mal einem Sprühregen von 4 Stunden Dauer ausgesetzt. Dazwischen trockneten die Balken aus, wobei die Temperatur auf 20°C und die Luftfeuchtigkeit auf 80% konstant gehalten wurden.

Während der 2 Jahre dauernden Versuche haben insgesamt 170 Besprühungen stattgefunden. Die dabei wirkende Regenmenge entsprach mit 4780 mm etwa der 7fachen mittleren jährlichen Niederschlagsmenge für Wien.

Neben den üblichen Messungen sämtlicher Rißweiten und der Durchbiegungen der Balken sind zur Verfolgung der Korrosion während der Versuchsdauer noch folgende Messungen ausgeführt worden.

Zwischen dem herausstehenden Ende des Bewehrungsstabes und einer in der Mitte der Druckzone eingesetzten Elektrode aus Platindraht wurde der elektrische Wechselstrom-Widerstand und die Potentialdifferenz gemessen. Zwischen dem herausstehenden Ende des Bewehrungsstabes und einer auf die Oberfläche aufgesetzten Cu/CuSO₄-Elektrode wurde die Potentialdifferenz gemessen.

Nach 2 Jahren Versuchsdauer wurden die Versuche abgebrochen und die Probekörper zerstört. Die weit über 10000 Messungen sowie die Beobachtungen und Feststellungen ergeben zusammenfassend folgendes:

In allen Fällen hat die Korrosion gemäß Fig. 2 an einem Riß oder an einer

porösen Stelle des Betons begonnen, die stets auf der dem Zugrand nächst gelegenen Seite des Stabes lag. Die Korrosion hat mit einem kleinen Punkt begonnen und fortschreitend in der Längsrichtung sowie rund um den Stab sich ausgebreitet. Für die weiteren Betrachtungen wurde die Länge dieser Rostbildung R in % des Rißabstandes als Maß für die Korrosion gewählt.

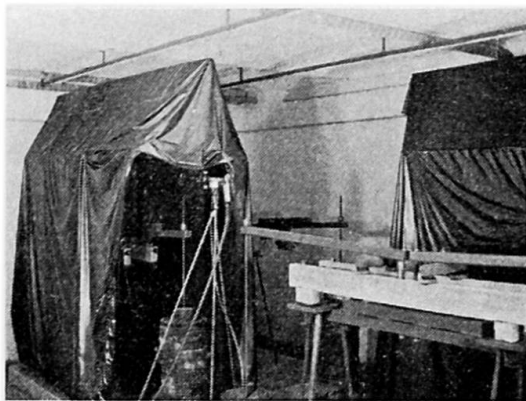


Fig. 1.

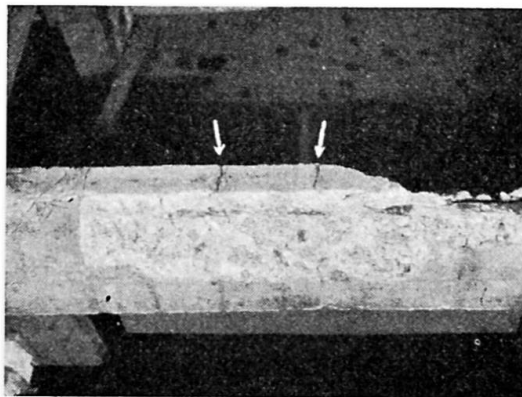


Fig. 2.



Fig. 3.

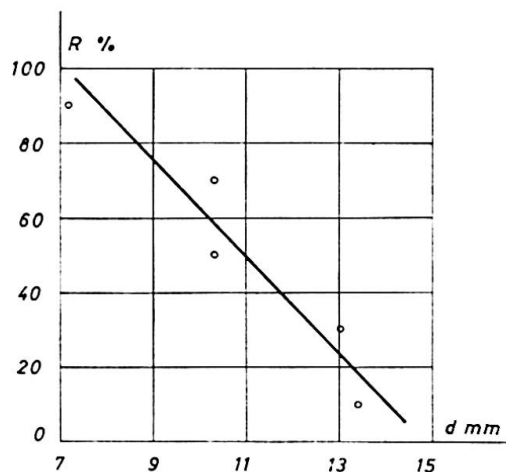


Fig. 4.

Fig. 3 zeigt einen Extremfall der Korrosion. Infolge zu geringer Deckung ist ein Längsriß über dem Stab aufgetreten und über dessen ganze Länge Korrosion. Weiters ist noch die unvermeidliche Porosität dieser dünnen Deckschichten festzustellen, die insbesondere dann ungünstig wirken, wenn sich Sandkörner zwischen dem Stab und der Oberfläche verklemmen, wodurch das Wasser zum Stahl direkten Zutritt erhält.

Den Zusammenhang zwischen Betondeckung (d) und Korrosion (R) zeigt Fig. 4, in der Gruppenmittel aufgetragen sind. Mit einer Deckung von mehr als 1,5 cm ist unter den Versuchsbedingungen Korrosion nicht mehr zu befürchten. Mit abnehmender Dicke der Deckung nimmt die Korrosion stark zu

und bei weniger als 7 mm Deckung ist mit Sicherheit die ganze Staboberfläche mit Rost bedeckt.

Den Zusammenhang zwischen Rißweite (w) und Korrosion (R) zeigt Fig. 5, in der wieder Gruppenmittel aufgetragen sind; die Korrosion nimmt mit steigender Rißweite zu. Wenn die Betondeckung 2 cm betrug haben Rißweiten von 0,2 bis 0,3 mm zu keiner Korrosion geführt. Bei einer Deckung von wenigen mm führten jedoch schon Rißweiten von 0,1 mm zu Korrosion.

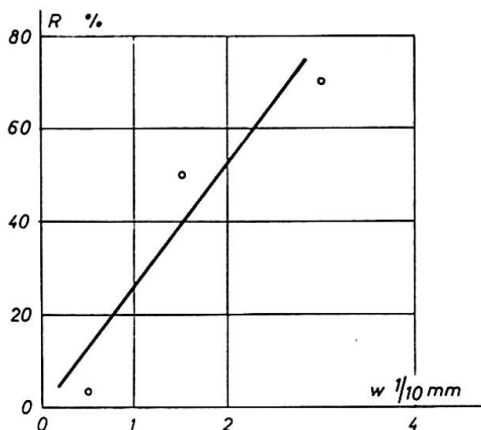


Fig. 5.

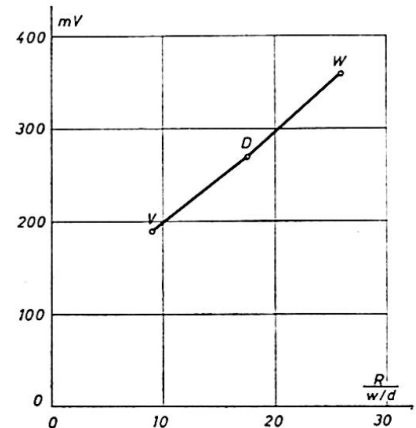


Fig. 6.

Zur Abklärung der Existenz des Pumpeffektes der Risse infolge oftmals wiederholter Belastung wurden in Fig. 6 sämtliche Risse der zusammengehörigen Balken zu einem Mittelwert zusammengefaßt. Als Abszisse ist aufgetragen ein Maß für die Rostgefahr oder Rostintensität, in dem die Länge der Verrostung (R) durch die Weite der Risse (w) und diese durch die Dicke der Betondeckung (d) dividiert wurden.

Die Balken W mit oftmals wechselnder Belastung zeigen mit dem Wert 26 eine größere Rostgefahr als die Balken D mit ständig ruhender Belastung, für die der Wert 17,5 ermittelt wurde.

In den einzelnen Belastungsvorrichtungen sind auch Balken unbelastet ausgesetzt worden, die durch eine gleich starke Vorbelastung Risse hatten. Diese Balken V haben mit dem Wert 9 die geringste Rostbildung gezeigt.

In Fig. 6 sind weiters die Endwerte der gemessenen Potentialdifferenzen (mV) angegeben als Ordinaten. Die Potentialdifferenz ist für die am stärksten durch Rost gefährdeten Balken W mit oftmals wiederholter Belastung am größten und für die unbelasteten Balken mit Rissen, die auch die geringste Verrostung zeigten, am kleinsten. Es erscheint daher möglich durch Messungen der Potentialdifferenz eine Aussage über die Rostgefahr für eine Stahlbetonkonstruktion zu treffen. Durch weitere Forschungen muß die Brauchbarkeit einer solchen zerstörungsfreien Methode abgeklärt werden.

Eingangs wurde erwähnt, daß die gleiche Anzahl Balken mit der Zugzone oben bzw. unten den Korrosionseinwirkungen ausgesetzt wurde. Der zuvor

erläuterte Wert für die Rostgefährdung ist für die Balken mit Zugzone unten mit 26 größer als für die mit Zugzone oben, für die 22,4 ermittelt wurde. Zum gleichen Ergebnis führen die in Fig. 7 gezeigten Ergebnisse der Messungen der Potentialdifferenz, die im 2. Beobachtungsjahr für die Balken mit Zugzone unten um 30 bis 80 mV größer war als für die Balken mit Zugzone oben. Wir erklären uns diese Feststellung mit der Beobachtung, daß nach einer Beprobung die Oberseite der Balken stets rascher abtrocknete als die Unterseite, auf der längere Zeit ein Wasserfilm und Tropfen hängen blieben.

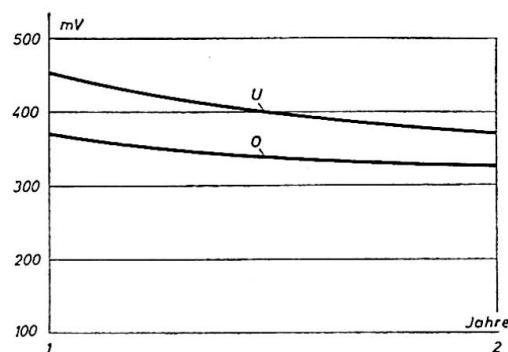


Fig. 7.

Literatur

1. CARPENTIER, L.: Diskussionsbeitrag zu IV, RILEM-Symposium 1957 in Stockholm.

Zusammenfassung

Bei Stahlbetontragwerken unter wechselnder Belastung tritt ein zusätzlicher Pumpeffekt auf, der korrosionsfördernd wirkt. Die Verfasser untersuchten diesen Einfluß und zeigen auch den Zusammenhang zwischen Betonüberdeckung, Rißweite und Korrosion. Außerdem wird eine zerstörungsfreie Methode für die Messung der Korrosionseinwirkungen angegeben.

Summary

In reinforced concrete structures subjected to dynamic loads, an additional pumping effect occurs which accelerates the corrosion of the reinforcements. The authors discuss this effect and also show the relationship between the covering of the reinforcements, the cracking and the corrosion. In addition, they describe a non-destructive method for measuring the effect of the corrosion.

Résumé

Dans les constructions en béton armé sollicitées par des charges dynamiques, l'effet de pompage accélère la corrosion des armatures. Les auteurs examinent cette influence et montrent aussi le rapport entre la couverture des armatures, la fissuration et la corrosion. En outre, ils indiquent une méthode non destructive pour mesurer l'effet de la corrosion.

Galvanized Steel Reinforcement in Concrete

La galvanisation des armatures

Verzinkte Armierungsstähle

B. BRESLER

Professor of Civil Engineering, University
of California, Berkeley, California

I. CORNET

Professor of Mechanical Engineering,
University of California, Berkeley,
California

Introduction

In recent years a number of reinforced concrete structures have shown signs of deterioration in relatively short periods of time, 2—15 years, and some of this deterioration was apparently caused by corrosion of steel reinforcement in concrete. The existence of such corrosion has been reported in various technical journals [1, 2]. While under normal conditions steel reinforcement in concrete is not subject to any significant corrosion, presence of chemically aggressive elements in the environment combined with inadequate protection of the reinforcement sometimes leads to premature deterioration caused by corrosion of steel reinforcement in concrete.

Numerous methods for protecting reinforcing steel against premature corrosion have been employed. These methods include increase in thickness of concrete cover, use of high quality concrete, and use of miscellaneous coatings on reinforcing steel including zinc coatings. The interest in zinc coatings dates back to 1918 when the concrete ship section of the U. S. Emergency Fleet Corporation investigated the effect on bond resistance of anti-corrosive coatings on reinforcement [3]. Among the various coatings used in this investigation were galvanized, sherardized, and metal spray zinc coatings. Subsequent investigations of bond resistance between zinc coated steel reinforcement and concrete are rather few in number [4, 5, 6, 7]. These studies were limited in scope and the results were contradictory — some indicating superior performance of zinc coated bars, and some indicating inferior performance. Correlation of the various studies is complicated by the fact that plain bars were used in some tests, deformed bars were used in others; in some cases the uncoated bars were polished and in others bars pitted by prior rusting were used. Furthermore, the tests were made on different types and sizes of specimens, and in some cases did not properly reflect the usual bond stress conditions encountered in structural members.

The study reported here represents the first phase in a continuing pro-

gram of investigation of the effect of zinc coating on bond resistance and corrosion resistance of steel reinforcing bars. The objectives of the limited studies described here were twofold:

1. to determine the effect of galvanizing on bond of steel reinforcement in concrete, and
2. to determine the effect of galvanizing on corrosion of steel reinforcement in concrete.

Bond Tests

The effect of galvanizing on bond of steel reinforcement was studied in beam specimens generally conforming to the ACI Standard 208-58 of ACI Committee 208 (now 408) on Bond. Two series of tests were conducted: one, on unrusted bars — as received (Series I), with galvanized bars prepared using steel mill procedures and controls; and another on unrusted and lightly rusted¹⁾ bars (Series II), approximating the more usual field conditions and using shop galvanized bars. In both series ungalvanized (hereafter called black), galvanized, plain and deformed steel bars of intermediate grade (yield stress about 40 ksi) were used. The zinc coating was approximately 3 oz. per sq. ft. of bar surface for both series. The beams were 6½ ft. long, 8 by 18 inches in cross section, reinforced in tension with a single bar, Fig. 1. The concrete in both series was made with type I Portland cement, had a cement factor about 5½ sacks per cu. yard and concrete strength averaging 4.2 ksi. The length of embedment in the first series was 12 in. at each end, and this was reduced to 10 inches in the second series. Beams in the first series were tested at approximately 28 days, and at approximately 20 days in the second series.

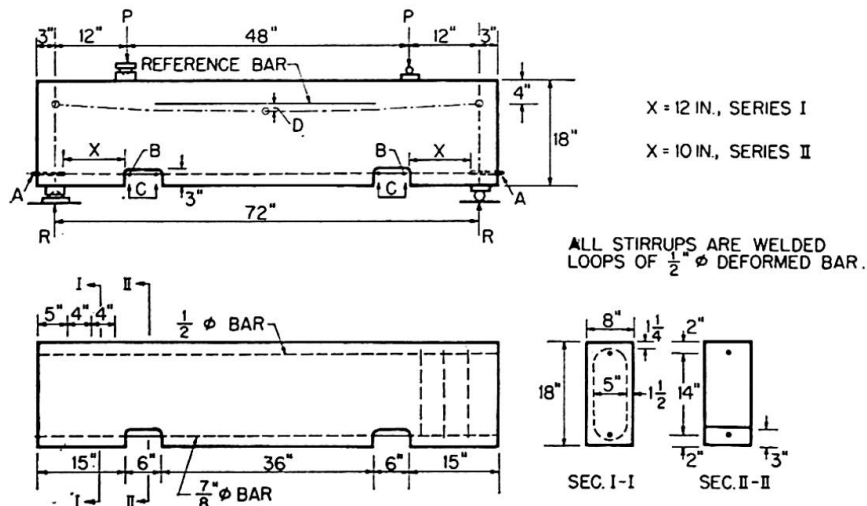
In Series I, with unrusted bars, 24 beams were tested, 12 of these were cast “erect” with reinforcing bars in the bottom of the beams and 12 were cast “inverted” with reinforcing bars in the top of the beam. In Series II 16 beams were tested, all cast “inverted” to obtain a more critical bond condition; of these 8 beams were cast with rusted bars and 8 with bars having normal, as received, surface condition. The procedure for rusting the bars was as follows:

- a) *Galvanized Bars*: 3 days in aerated water bath at 60—80° F, followed by 59 days in a “fog room” at 70° F and 100% R. H.
- b) *Black Bars*: 6 days in aerated water bath at 60—80° F, followed by 56 days in a “fog room”.

¹⁾ For galvanized bars rusting refers to “white rust” formed on the surface as a result of exposure to a corrosive environment.

The rusted bars were just wiped clean of loose scale with a soft cloth prior to placing them in the forms.

In Series I for each given condition three similar specimens were tested. The consistency of the results obtained from the three specimens was so good that in Series II only two similar specimens were tested. Averages of the observed or calculated values for the similar specimens are reported here.



Specimens cast erect — main $\frac{7}{8}$ " ϕ steel bar in bottom.

Specimens cast inverted — main $\frac{7}{8}$ " ϕ steel bar in top.

A Dial gage to measure slip at free end of bar.

B Dial gage to measure slip at loaded end of bar.

C Extensometer with 5 in. gage length to measure strain.

D Deflection at midspan measured with respect to reference bar.

Fig. 1. Bond Specimen Details.

Figs. 2 and 3 show the amount of slip at loaded end between the reinforcing bars and the concrete at different levels of bond stress. Average bond stresses were calculated assuming uniform distribution along the embedded length of the bar, and values of slip represent averages taken for both ends of similar beam specimens. Note the change in scale for the slip of plain and deformed bars.

In general the less the slip at a given bond stress, the better is the performance. On the basis of the test data obtained so far and within the limits of these data the following observations can be made:

a) Plain galvanized bars, unrusted, cast erect (i. e. bars in bottom of beam), indicated *significantly better* bond performance than similar black bars.

b) Deformed galvanized bars, unrusted, cast inverted (i. e. bars in top of beam), indicated *somewhat better* bond performance than similar black bars.

c) All other galvanized bars in the two test series had *equal* or *slightly better* bond performance than similar black bars.

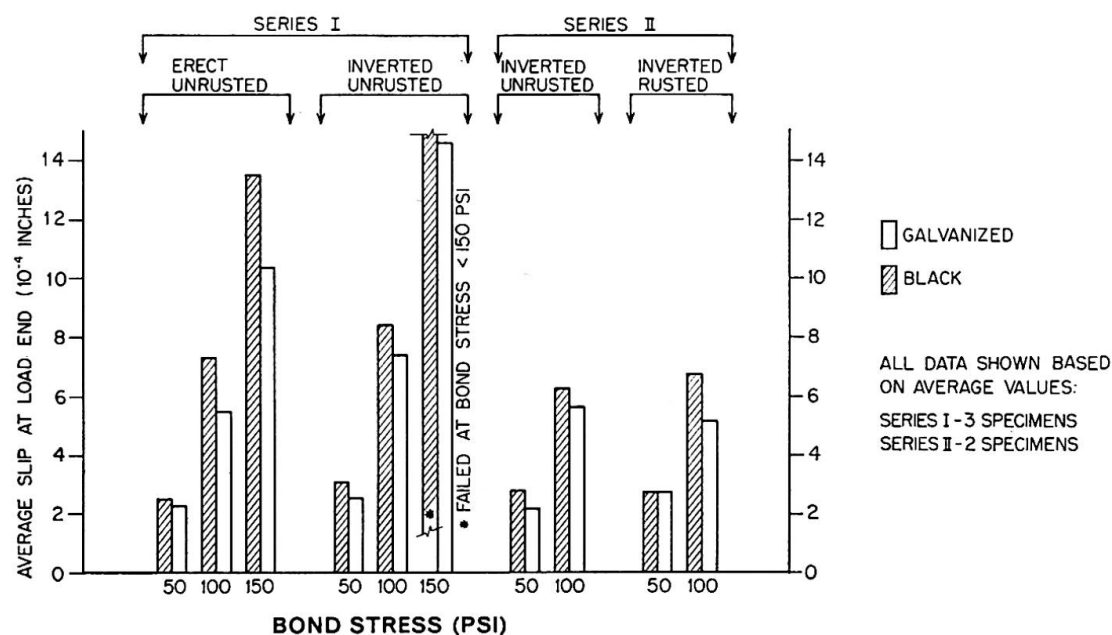


Fig. 2. Bond Performance of Plain Bars.

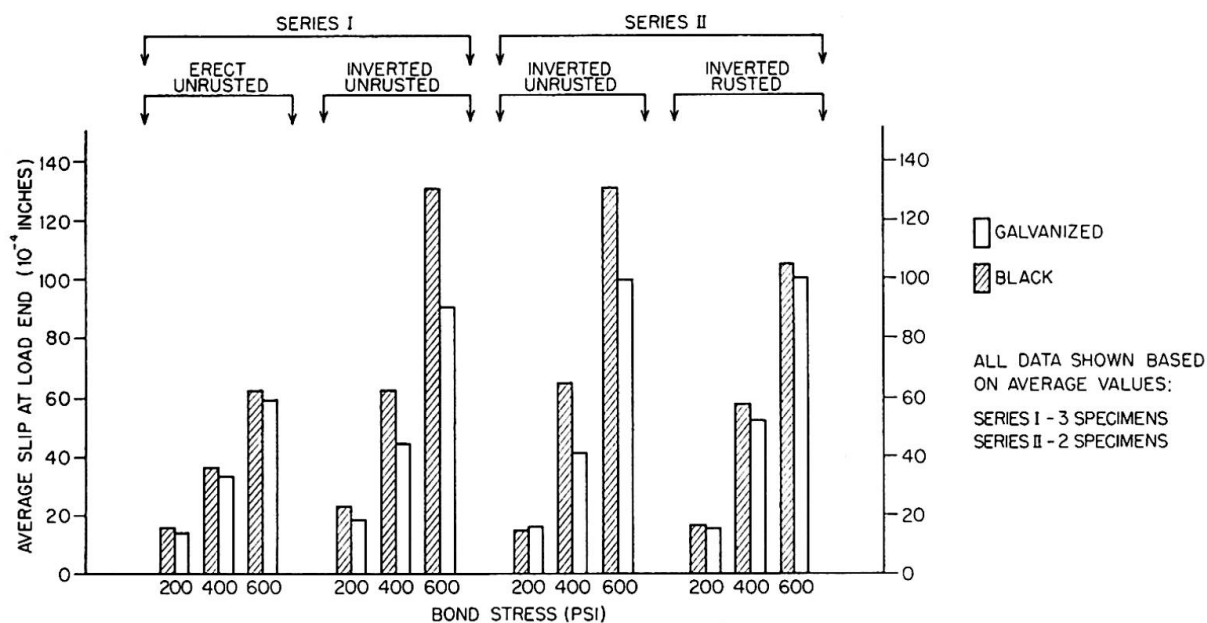


Fig. 3. Bond Performance of Deformed Bars.

Corrosion Studies of Reinforced Concrete Prisms

The effect of galvanizing on corrosion of steel reinforcement in concrete was studied on 4 by 4 inches square, 12 inches long, concrete prism specimens, axially reinforced with a $\frac{3}{4}$ inch diameter steel bar, Fig. 4. A $\frac{1}{2}$ inch deep notch was cut at the mid-section of the concrete prism to enforce formation of a crack at the notch when the specimen was loaded. Gauge points

insulated from the reinforcement were located above and below this notch on all four faces. The concrete was made with type II (low alkali) Portland cement, had a cement factor of 6.6 scy, and compressive strength of 6.0 ksi.

Each specimen was placed in a loading frame and the steel bar projecting from the prism was stressed to 20 ksi. Companion specimens were exposed to three different environments: 1. in air; 2. immersion in 4% NaCl solution for 3 days, alternating with 4 days drying; and 3. in 4% NaCl solution with sustained impressed direct current of three milliamperes, giving an average density of 20 milliamperes per square foot of steel surface. The impressed current was used to accelerate the corrosion process. A total of 36 specimens were under study.

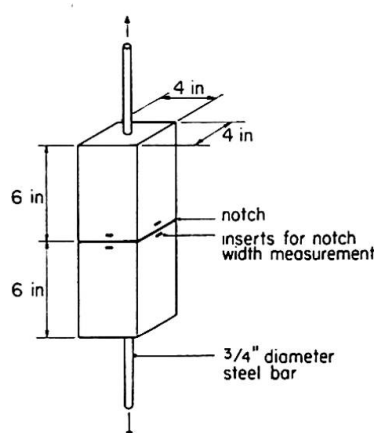


Fig. 4. Corrosion Specimen Details.

Periodically the specimens were removed from the loading frames and subjected to three cycles of loading and unloading during which the width of the notch and the slip between the steel bar and the concrete prism at each end of the specimen were measured. Also, formation of the longitudinal surface cracks in the concrete prism due to corrosion of the reinforcement was observed and recorded periodically. The specimens in air and in salt solution were subjected to cyclic loading at ages of 1, 3, 6, and 12 months. The specimens with impressed current were subjected to cyclic loading at ages of 1, 1½, 2, 3, 4, 5, 6, and 7 months.

Principal observations so far relate to formation of longitudinal cracks in the faces of the prism specimens. These observations can be summarized as follows:

- a) Specimens in laboratory air have been observed for a period of about 12 months, without any evidence of corrosion (cracking) in prisms with either black or galvanized reinforcement.
- b) Specimens in salt solution (alternating immersion and drying) with black steel reinforcement have shown some cracking at approximately 9 months. Companion specimens in the same environment with galvanized reinforcement show no signs of cracking at the age of 12 months. Cumulative

time in salt solution, total length of longitudinal cracks in the prism faces, and maximum crack widths are shown in Fig. 5. The values shown are averages of the observed values for the 3 specimens. For this exposure, based on 12 months observations, corrosion cracks were not observed on specimens with galvanized reinforcement.

c) Specimens with impressed current with black steel reinforcement have shown some cracking at the age of 1 month. Companion specimens in the same environment with galvanized reinforcement have shown similar cracking at the age of 2 months. Cumulative current exposure in ampere-hours, total length of cracks in the prism faces, and maximum crack widths are shown in Fig. 6. The values shown are averages of the observed values for the 3 specimens. For this exposure galvanizing plain bars reduced crack widths but

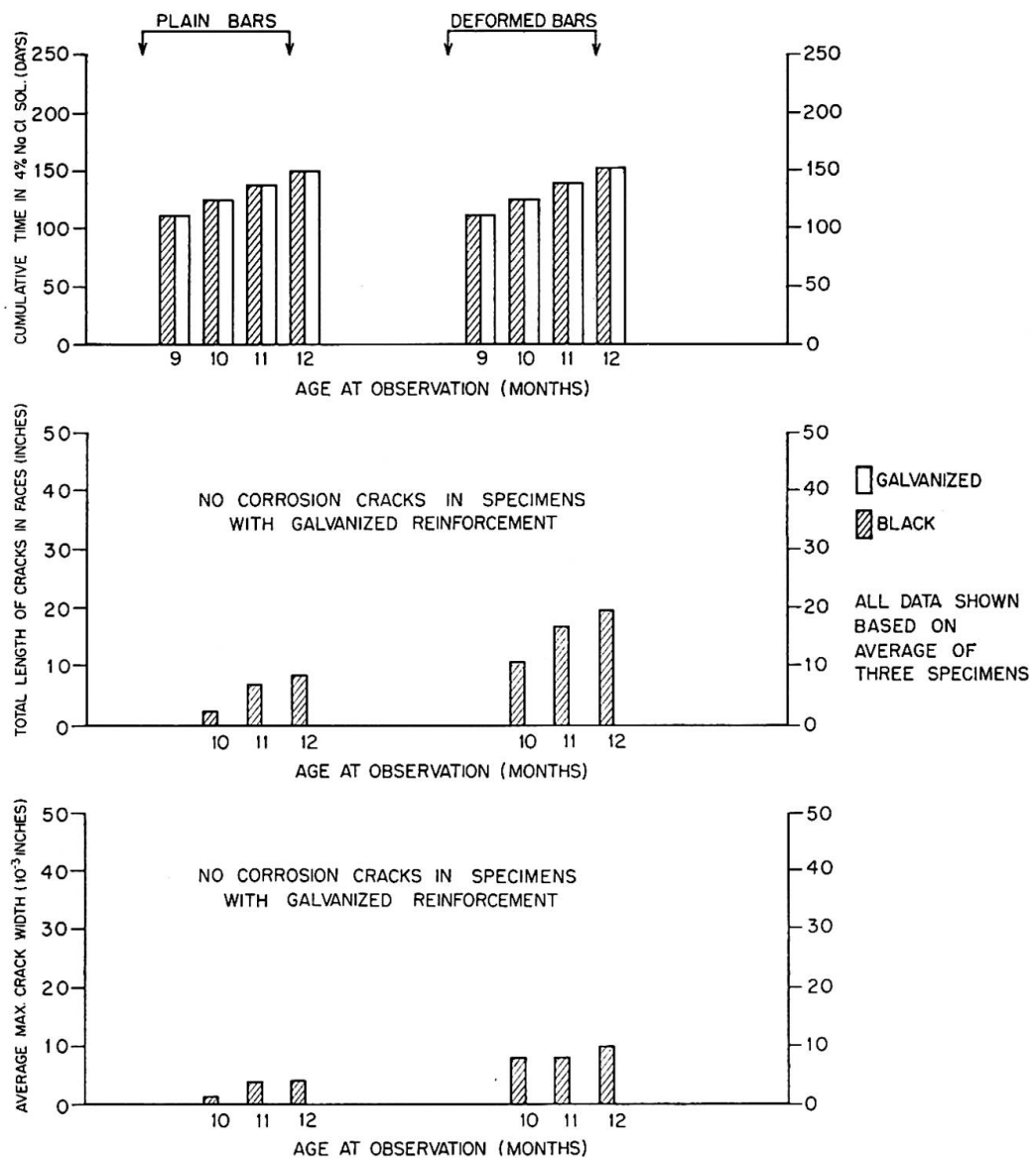


Fig. 5. Corrosion Performance Under Alternating Immersion in Salt Solution.

resulted in about the same or increased crack lengths, and galvanizing deformed bars reduced both crack lengths and crack widths.

It must be emphasized that the salt solution immersion and drying and the sustained impressed current on specimens are somewhat arbitrarily selected as severe corrosive exposures — to obtain some sort of accelerated test. No relationship between these artificial model environments and real prototype exposures can be established at this time.

Nevertheless, under a severe exposure to sustained impressed current, the distress-free “life” of the test prism with galvanized reinforcement was double that for prisms with black reinforcement. For a severe immersion-drying cycles environment, the distress-free life of prisms with galvanized reinforcement appears to be greater than that for prisms with black reinforcement.

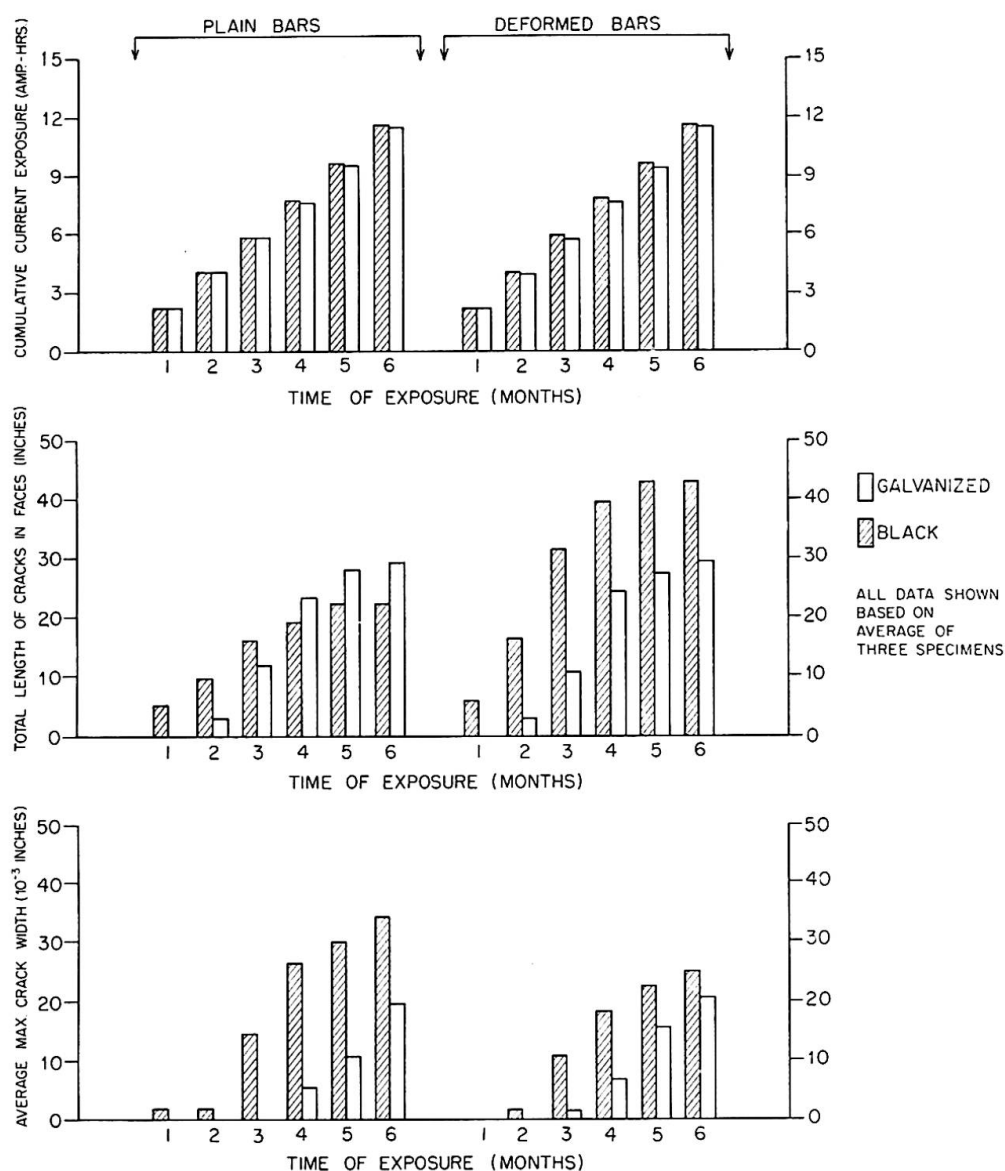


Fig. 6. Corrosion Performance Under Sustained Direct Current.

As the prisms with galvanized reinforcement are still in sound condition, the full extent of the improvement cannot be estimated at this time.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge a research grant by the International Lead and Zinc Research Organization which made this study possible. Assistance of Mr. M. S. LIN, Research Assistant in Civil Engineering, who was in charge of the tests, and of the staff of the Structural Engineering Materials Laboratory is also gratefully acknowledged.

References

1. H. LOUIS: "Corrosion of Reinforcing Steel and Resulting Damage". Preliminary Publication, VII Congress IABSE, Rio de Janeiro, 1964.
2. I. CORNET: "Corrosion of Prestressed Concrete Tanks". Materials Protection, v. 3, No. 1, Jan. 1964.
3. W. A. SLATER, F. E. RICHART, G. G. SCOFIELD: "Tests of Bond Resistance Between Concrete and Steel". U.S. Bureau of Standards Technical Paper No. 173, Nov. 1920.
4. I. A. BENJAMIN: "Use of Galvanized Sheets in Concrete Reinforcement". General Meeting of AISI, May 1955, New York.
5. K. E. ROBINSON: CACA Tech. Rep. TRA/220, London, March, 1956.
6. C. E. BIRD: "Bond of Galvanized Steel Reinforcement in Concrete". Nature, May 26, 1962.
7. Comparison of Resistance to Slip of Galvanized and Black Reinforcing Rod, Schweiz. Bauzeitung, May 1, 1954.

Summary

A study of the effect of galvanizing on bond and on corrosion of steel reinforcement in concrete is reported here. Test results indicated that galvanized bars had equal or better bond performance than similar black bars and that under accelerated corrosion environment used in these tests galvanized bars showed better performance than black bars.

Résumé

Les auteurs décrivent des recherches relatives à l'effet de la galvanisation sur l'adhérence et la corrosion des armatures métalliques dans le béton. Les essais ont montré que l'adhérence était égale ou meilleure avec des armatures galvanisées et que, dans le milieu de corrosion accélérée utilisé, le comportement des armatures galvanisées était meilleur que celui des armatures non galvanisées.

Zusammenfassung

Die Autoren untersuchten den Einfluß der Verzinkung von Armierungsstählen auf Haftung und auf Korrosion im Beton. Dabei zeigten die Versuche, daß die Haftung verzinkter Stähle gleich oder sogar besser ist als bei unverzinkten Armierungen und daß für das angewandte Schnell-Korrosionsverfahren ein besseres Verhalten erreicht wurde.

Leere Seite
Blank page
Page vide