

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

Band: 7 (1964)

Artikel: Generalbericht

Autor: Thürlimann, B.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-7971>

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 weiteren 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 goujons 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