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

Band: 6 (1960)

Rubrik: Free contributions to important new developments

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: 16.01.2026

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

Contributions libres sur des développements nouveaux importants
Freie Beiträge zu wichtigen neuen Entwicklungen
Free Contributions to Important New Developments

VI

Progrès importants de l'art de l'ingénieur. Constructions mixtes
Bedeutende Fortschritte der Baukunst. Verbundbauten
Important Progress in Bridge and Constructional Engineering
Composite Structures

General Report

O. A. KERENSKY
B. Sc., M. I. C. E., M. I. Struct. E., London

In addition to the original eight papers dealt with in the Preliminary Publication, eighteen people made further written or oral contributions, some commenting on the original papers and others covering new ground. This makes the task of the reporter for this general theme even more difficult, and the allotted space will permit only a brief appreciation of the more important points made in the new contributions.

Professor G. WÄSTLUND reported on fatigue tests of composite beams conducted at the Stockholm Royal Institute of Technology. In a joint paper with B. BERGVALL he gives details of these tests. Each beam was subjected to 250,000 pulsating loadings between repeated static load tests. In 3 out of 4 cases the ultimate failure occurred in the connectors near the welds. The connectors were of the U-shaped round bar type and the results of the tests confirmed the allowable loads for this type of connector suggested in a paper by G. WÄSTLUND and L. OESTLUND published in the 1952 Cambridge Congress Report, although the pulsating loads markedly influenced the ultimate static strength of the beams by quickly destroying the bond between concrete and the flange of the beam. Nevertheless, even in the worst case, after 1.3 million pulsations the connector breaking load was 30 % higher than the allowable. The tests have shown that more than one million repetitions of loadings which produce

up to and slightly over the design forces on the connectors do not change the elastic behaviour of the composite beam. They also clearly showed that concrete slabs must not be assumed to take any tension.

Dr. P. W. ABELES described some fatigue tests carried out by the Eastern Region of British Railways on composite prestressed concrete bridge decks. In his well documented paper it is shown that in the tests the added cast in-situ concrete slab satisfactorily co-operated with the precast prestressed beams, without visible cracking. Three types of interconnections between beams and slab were examined:

1. Beams with rough surfaces.
2. Beams with smooth, but castillated surfaces.
3. Beams with smooth surfaces and steel stirrups.

It was found that all three types were satisfactory as regards ultimate load even after millions of pulsating loadings but 1. was the best and 2. was the worst as regards cracking.

The tests showed that sufficient shear reinforcement must be provided to resist the high principal tensile stresses in the added non-stressed concrete due to shear and bending caused by point loads. The stirrup reinforcement is required solely in the added concrete.

Mr. J. A. FORRESTER submitted a paper describing new application of gamma-radiography to non-destructive testing of concrete, and in particular to examination of grouting in the prestressing cable ducts. The method can also be used to locate and identify reinforcement in members for which detailed data is not available.

The principle of gamma-radiography is to record on photographic film the intensity of radiation transmitted through the material under examination. The apparatus is more portable and less costly than that required for X-radiography, while the power of penetration is greater. The benefits of non-destructive testing are obvious and it would seem that this new method of examining concrete may become popular. During the discussion, Professor E. GIBSCHMANN of the U.S.S.R. gave some details of composite construction of steel beams with precast slabs in bridge-work. He stated that for repeated loadings precast units are not as satisfactory as cast in-situ and M. FOUGNIES described a very interesting new type of prestressed combined action construction used in bridges over the Albert Canal and the Meuse in Belgium. In this form of construction no shear connectors are used, the steel girders project into the concrete slab which is made to grip the steel by lateral prestressing to about 30 kg/cm^2. Mr. FOUGNIES estimated that ordinary steel or reinforced concrete bridges could not compete with laterally prestressed composite steel and concrete ones for spans up to about 40 metres.

A paper by M. LORENTSEN is an important contribution describing tests that have been carried out at the Royal Institute of Technology, Stockholm,

to investigate the bond characteristics of prestressing cables. The tests showed that as a crack distributor the cable is inferior to ordinary reinforcement. Plexiglass model tests indicated the trend in the distribution of maximum compressive strain between cracks, the ratio of average to maximum strain decreasing with increase in distance between consecutive cracks.

Referring to Table 2, several points are noteworthy:

A 100 per cent efficiency of bond was assumed for grouted beams; in the ungrouted Tee-beam the inclusion of deformed bars of smaller cross-sectional area than that of prestressing tendons was sufficient to give a distribution of cracks as good as in the grouted beam, although the ultimate strength was reduced by 7.5 %. The rectangular beams were much less sensitive to grouting than the Tee-beams, the reduction in ultimate strength being $12^1/_2$ per cent and 36 per cent respectively without deformed bar reinforcement. Although the 3.5 per cent ultimate compressive strain in the concrete recommended by the European Concrete Committee was in no case achieved, it would appear that existing ultimate load formulæ are satisfactory even with imperfect grouting.

Professor H. Louis describes an investigation carried out at the University of Liege, of the bond between concrete and high tensile steel wires of different diameters and surface conditions. The bond was determined by pull-out tests and by testing model beams. Smooth and ribbed wires, both clean and rusted, of diameters of 3, 5 and 7 millimeters have been tested, each time, measuring the load at the commencement of slipping. Bond-strain diagrams for all the above kinds of wire were obtained and the inferiority of the smooth clean wire clearly established.

Professor B. Thürlimann and K. Basler, comment on the results of the tests on welded plate girders with slender webs, subjected to bending or shear carried out by Lehigh University, Bethlehem, U.S.A. The tests conclusively show that web buckling produces a gradual redistribution of the internal stresses. The post buckling strength is contributed by the web plate itself and by the boundary elements, i. e. stiffeners and flanges. The authors discuss the possible modes of failure of the compression flange and point out that in a welded girder the thin flanges have little vertical rigidity, and therefore, cannot effectively serve as anchors for a tension field in a buckled web, which therefore must be provided by transverse stiffeners. Based on these considerations they develop a formula for the ultimate shear which fairly represents the observed strength of the girders.

Professor I. A. El-Demirdash of Cairo University, regrets that no information is given by the authors on the stress distribution in the cases of shear, and of bending and shear, and suggests that strains should be measured in three directions in order to get a complete picture. It is understood that further publication by the Lehigh University giving the theoretical studies associated with the tests is in preparation. The development of theory and

of rules for the design of plate girders, taking into account the post buckled strength of the thin web, should prove of the utmost importance.

A paper by S. W. Brykin of U.S.S.R. describes tests on carrying capacity of axially loaded concrete struts prestressed by tensioned helical wire wound around the specimen. The quality of concrete and the amount of tension were varied and the tests showed that under certain conditions the ultimate strength of such struts can be approximately 50 per cent greater than the ultimate strength of similar struts with untensioned wire. The research in this field continues. Further tests are planned to deal with hollow cylindrical struts and it is hoped that mathematical analysis will be developed to deal with elements subjected to triaxial compression, both of solid and hollow cylindrical form, and eventually design formulæ or charts produced.

A short paper by C. Schaub reports on the development in Sweden of a reinforcing steel with a high yield, good ductility, weldability and high resistance to brittle fracture — the C. D. (Cold Ductile) steel. The author points out that the cold working of steel, usually adopted for producing high tensile reinforcement increases the risk of fatigue and brittle failure. After more than five years of research a weldable high strength non-brittle steel bar has been successfully produced.

F. Lederer of Czechoslovakia, describes the design of a spherical dome with a central lantern. The dome is of 93.5 metre span with a rise of 19.7 metres and was designed by applying the membrane theory, although it actually consisted of a lattice assembly of continuous steel tubes arranged in three intersecting systems, forming a network of curved triangles, able to transmit forces from all directions.

R. Dąbrowski makes a contribution regarding the design of Tankarville Bridge by drawing the attention to the importance of horizontal components of the forces in the hangers and deduces equations for the effect of these forces on the vertical bending moments.

Several other speakers contributed to the oral discussion, but their written contributions will be published elsewhere, namely: A. Schmid's in Theme III; K. Kondo, K. Ito and M. Naruoka, on bridges in Japan, and Professor E. Billig on the construction of Atomic Power Stations, shell roofs and other structures — in the "Bulletins"; F. Faltus on a 327 metre arch bridge in Czechoslovakia; D. T. Wright on Highway Bridges in Canada and M. Novak on foundations for vibrating machinery — in the "Publications".

As so many subjects have been discussed under Theme VI no general conclusions are possible. It can, however, be said that composite action construction, both of steel beams with concrete and of prestressed concrete beams with concrete has made considerable progress in recent years and that reasonably satisfactory methods of design, supported by many static and fatigue tests, have been developed in several countries, although, as yet, there is no finality or uniformity in the recommended procedures.

Rapport général

En complément aux huit premiers mémoires qui ont été discutés dans la «Publication Préliminaire», dix-huit auteurs ont présenté des contributions écrites ou orales; certaines d'entre elles sont des commentaires aux mémoires déjà parus tandis que d'autres traitent des problèmes nouveaux. Cela rend plus difficile encore la tâche du rapporteur de ce thème général et la place accordée ne permettra que de donner un aperçu succinct des points les plus importants traités dans les nouvelles contributions.

M. le professeur G. Wästlund a présenté au congrès un rapport relatif à des essais de fatigue réalisés sur des poutres mixtes à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm. Dans le mémoire correspondant, rédigé avec M. Bergvall, il donne les détails de ces essais. Chaque poutre a été soumise à des phases de sollicitations pulsatoires comprenant chacune 250 000 alternances, phases précédées et suivies de mises en charge statiques. Dans trois cas sur quatre, la rupture s'est produite dans les chevilles de liaison, près de la soudure d'attache. Ces chevilles étaient formées de fers ronds recourbés en U. Les résultats des essais ont confirmé les charges admissibles pour ce type de cheville, telles qu'elles avaient été proposées par MM. Wästlund et Östlund dans le rapport du congrès de Cambridge, en 1952, cela bien que la résistance statique des poutres à la rupture soit nettement influencée par les sollicitations pulsatoires qui détruisent rapidement l'adhérence entre le béton et l'aile de la poutre. Toutefois, même dans le cas le plus défavorable, la charge de rupture de la cheville, après 1 300 000 alternances, était de 30% supérieure à la charge admissible. Les essais ont montré que plus d'un million de sollicitations pulsatoires, provoquant dans les chevilles des efforts qui atteignaient et même dépassaient les efforts de calcul, ne modifient pas le comportement élastique de la poutre. De plus, les essais ont montré clairement que la dalle ne reprend aucune traction.

M. P. W. Abeles décrit quelques essais de fatigue effectués par les Chemins de fer Britanniques (Eastern Region) sur des tabliers en béton précontraint de construction composée. Son mémoire bien étayé montre que la dalle de béton coulée sur place participe de manière satisfaisante, sans fissures visibles, à la résistance des poutrelles précontraintes préfabriquées. Trois types de liaison poutrelles-dalle ont été étudiés:

1. Poutrelles à surface de contact rugueuse.
2. Poutrelles à surface lisse, mais présentant des crénelures.
3. Poutrelles à surface lisse, munies d'étriers métalliques.

Les essais ont montré que les trois types sont satisfaisants en ce qui concerne la rupture, même après des millions d'alternances, mais le type 1 est le meilleur et le 2 le moins bon si l'on juge d'après la fissuration.

De plus, il s'est avéré nécessaire de prévoir une armature de cisaillement suffisante pour reprendre les contraintes principales de traction élevées dans le béton non précontraint, tensions provoquées par le cisaillement et la flexion dus à des charges concentrées. Il n'est nécessaire de prévoir des étriers que dans le béton coulé sur place.

M. J. A. FORRESTER décrit dans son mémoire une nouvelle application de la gammagraphie: le contrôle non-destructif du béton, en particulier des injections dans les gaines des câbles de précontrainte. Ce procédé peut également servir à déterminer l'emplacement et la grandeur des armatures dans les éléments porteurs dont on ignore les caractéristiques exactes.

La méthode gammagraphique consiste à enregistrer sur un film l'intensité du rayonnement traversant le matériau étudié. L'appareillage nécessaire est plus maniable et moins coûteux que celui nécessité par les rayons X, alors que le pouvoir de pénétration est supérieur. Les avantages de la méthode non-destructive sont manifestes et on peut penser que ce nouveau procédé de contrôle du béton se répandra.

Au cours de la discussion, M. le professeur E. GIBSCHMANN (URSS) donna quelques détails relatifs aux ponts mixtes comportant des poutres métalliques et des dalles préfabriquées. Il indiqua que, à la fatigue, les éléments préfabriqués sont moins satisfaisants que les dalles coulées sur place. M. FOUGNIES décrivit un nouveau type très intéressant de construction mixte précontrainte, utilisée en Belgique pour des ponts sur le Canal Albert et la Meuse. Ces ouvrages ne comportent pas de chevilles car les poutres métalliques pénètrent dans la dalle et la liaison est obtenue par frottement, à l'aide d'une précontrainte transversale s'élevant à environ 30 kg/cm^2. M. FOUGNIES estime que, pour les portées inférieures à 40 m environ, les ponts usuels en acier ou en béton armé ne peuvent guère concurrencer ce système mixte acier-béton avec précontrainte transversale.

Dans son intéressante communication, M. M. LORENTSEN décrit les essais, effectués à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm, qui visaient à déterminer les propriétés d'adhérence des câbles de précontrainte. Ces essais ont montré que les câbles répartissent moins bien les fissures que les armatures ordinaires. Des essais sur modèles en plexiglas ont indiqué comment les déformations maxima dues à la compression tendent à se répartir entre les fissures: le rapport du raccourcissement moyen au raccourcissement maximum diminue lorsque l'écartement des fissures augmente.

En ce qui concerne le tableau 2, il vaut la peine de relever les points suivants:

On a admis une efficacité d'adhérence de 100% pour les poutres injectées; pour les poutres en té non injectées, il suffit d'ajouter des fers d'armature profilés présentant une section inférieure à celle des câbles pour obtenir une répartition des fissures aussi favorable que celle des poutres injectées, bien que la résistance à la rupture soit de 7,5% inférieure. Les poutres à section

rectangulaire se sont montrées beaucoup moins sensibles aux injections; sans armatures complémentaires, la diminution de la charge de rupture ne s'élevait qu'à 12,5% contre 36% pour les poutres en té. Bien que le raccourcissement unitaire du béton au moment de la rupture n'ait atteint en aucun cas la valeur de 3,5‰ proposée par le Comité Européen du Béton, les méthodes actuelles de calcul à la rupture semblent satisfaisantes même si l'injection n'est pas parfaite.

M. le professeur H. Louis décrit une recherche faite à l'Université de Liège et consacrée à l'étude de l'adhérence au béton de fils en acier à haute résistance, de diamètres différents et d'états de surface variés. L'adhérence a été déterminée par des essais d'arrachement (pull-out test) et par des essais d'adhérence par effort tranchant (beam test). Le programme comportait des fils lisses et à empreintes à l'état de livraison, lisses et à empreintes rouillés, avec des diamètres de 3, 5 et 7 mm. L'étude a porté sur la mesure de l'effort total au moment de l'apparition du glissement. Les diagrammes force-déplacement obtenus pour les divers types de fil précités montrent clairement l'infériorité du fil lisse à l'état de livraison.

M. le professeur B. Thürlimann et M. K. Basler commentent les résultats d'essais entrepris à l'Université de Lehigh, Bethlehem, USA, sur des poutres soudées à âme mince, sollicitées à la flexion ou au cisaillement. Ces essais montrent de manière convaincante que le voilement de l'âme provoque une redistribution progressive des contraintes. Dans le domaine post-critique, la résistance est assurée par l'âme elle-même et par les éléments du contour, c'est-à-dire les raidisseurs et les membrures. Les auteurs considèrent les diverses possibilités de ruine de la membrure comprimée et font remarquer que les membrures des poutres soudées sont minces, présentent donc peu de rigidité dans le sens vertical et, pour cette raison, ne peuvent guère servir d'ancrage pour un champ de tractions dans l'âme voilée; ces tractions doivent être reprises par les raidisseurs verticaux. Se fondant sur ces considérations, les auteurs développent une formule pour le cisaillement limite qui correspond bien à la résistance observée.

M. le professeur I. A. El-Demirdash, de l'Université du Caire, regrette que les auteurs ne donnent aucune indication sur la répartition des contraintes dans les poutres soumises au cisaillement et à la flexion accompagnée de cisaillement; il propose de mesurer les allongements dans trois directions afin d'obtenir une image complète du phénomène. Remarquons ici qu'une publication complémentaire de l'Université de Lehigh est en préparation; elle présentera des recherches théoriques en rapport avec des essais. Il est de la plus haute importance que se développent des théories et des règles de dimensionnement tenant compte du comportement post-critique des âmes minces.

M. W. S. Brykin (URSS) décrit des essais sur la résistance des éléments en béton soumis à des charges centrées et précontraints par des armatures en spirale. En faisant varier la qualité du béton et la valeur de la précontrainte,

on a établi que, dans des conditions bien déterminées, la résistance de ces éléments pouvait être de 50% supérieure à celle d'éléments semblables armés par des spirales non-précontraintes. Les recherches dans ce domaine se poursuivent. Il est prévu d'entreprendre des essais sur des éléments cylindriques creux et il faut espérer qu'il sera mis au point une théorie mathématique s'appliquant aux éléments de forme cylindrique, creux ou pleins, soumis à des sollicitations triaxiales, et qu'il sera possible d'établir des formules ou des diagrammes pour le dimensionnement.

Dans un bref rapport, M. C. Schaub parle de la mise au point en Suède d'un acier d'armature présentant une limite d'écoulement élevée, ductile, soudable et résistant aux ruptures fragiles — l'acier C.D. (Cold Ductile). L'auteur indique que l'étirage à froid de l'acier, habituellement utilisé pour obtenir des fers d'armature à haute résistance, augmente le danger de rupture due à la fatigue et de rupture fragile. Après plus de cinq ans de recherches, on a mis au point un fer rond soudable, de haute résistance et ne présentant aucun danger de rupture fragile.

M. F. Lederer (Tchécoslovaquie) décrit l'étude et l'exécution d'une coupole sphérique surmontée d'un lanterneau central. Cette coupole a une portée de 93,5 m et une flèche de 19,7 m; elle a été calculée à l'aide de la théorie des membranes bien qu'elle soit formée en réalité d'un treillis composé de tubes métalliques continus disposés en trois couches. Le réseau curviligne triangulé ainsi réalisé peut supporter des efforts de directions quelconques.

M. R. Dąbrowski présente une contribution relative à l'étude du pont de Tancarville; il rend attentif à l'importance des composantes horizontales des efforts dans les suspentes et établit les équations exprimant l'influence de ces efforts sur les moments de flexion verticaux.

Plusieurs autres personnes ont pris part à la discussion lors du congrès mais leurs contributions écrites paraîtront ailleurs:

Thème III: M. A. Schmid; «Bulletin»: MM. K. Kondo, M. Ito et M. Naruoka, qui ont parlé de ponts japonais, et M. le professeur K. Billig, qui a traité de la construction de centrales atomiques, de couvertures en voiles et d'autres ouvrages; «Mémoires»: M. F. Faltus, qui a décrit un pont en arc tchécoslovaque de 327 m; M. D. T. Wright qui a parlé des ponts canadiens pour autoroutes et M. M. Novak qui a étudié les fondations des machines soumises à des vibrations.

La diversité des problèmes traités dans ce thème VI ne permet pas de tirer des conclusions générales. On peut toutefois affirmer que la construction mixte, qu'il s'agisse de poutres métalliques ou de poutres en béton précontraint renforcées par une dalle en béton, a fait ces dernières années des progrès considérables; dans divers pays, on a développé des procédés de calcul satisfaisants, fondés sur de nombreux essais tant statiques qu'à la fatigue. Les méthodes proposées ne sont cependant pas encore définitives et elles diffèrent considérablement entre elles.

Generalbericht

Zusätzlich zu den ursprünglichen acht Abhandlungen, die im «Vorbericht» erschienen sind, wurden 18 weitere Beiträge teils mündlich, teils schriftlich gemacht, von denen einige Kommentare zu den ursprünglichen Abhandlungen enthalten, während andere neue Gebiete berühren. Dies ergibt eine noch schwerere Aufgabe für den Generalreferenten dieses allgemeinen Themas, und der zugeteilte Raum wird nur eine kurze, kritische Würdigung der wichtigsten in diesen neuen Beiträgen behandelten Punkte gestatten.

Prof. G. WÄSTLUND berichtete über Ermüdungsversuche an Verbundträgern, die an der Königl. Techn. Hochschule in Stockholm durchgeführt wurden. Im entsprechenden Beitrag mit B. BERGVALL gibt WÄSTLUND Einzelheiten dieser Versuche. Jeder Träger wurde 250000 Lastwechseln zwischen wiederholten statischen Belastungsversuchen unterworfen. In drei von vier Fällen trat der Bruch in den Dübeln in der Nähe der Schweißnaht ein. Die Dübel wurden durch U-förmig gebogene Rundeisen gebildet. Die Versuchsergebnisse bestätigten die zulässigen Lasten für diesen Dübeltyp, wie sie von G. WÄSTLUND und L. ÖSTLUND im Kongreßbericht von Cambridge 1952 veröffentlicht wurden, obgleich die Wechselbeanspruchung die statische Bruchfestigkeit der Träger durch schnelle Zerstörung der Haftung zwischen Beton und Trägerflansch merklich herabsetzte. Trotzdem war auch im schlimmsten Falle nach 1,3 Millionen Lastwechseln die Bruchlast des Dübels 30% höher als die zulässige Last. Die Versuche zeigten, daß mehr als eine Million Lastwechsel, die bis zu den Entwurfsspannungen der Dübel und etwas darüber reichen, das elastische Verhalten des Verbundträgers nicht ändern. Ebenso klar zeigte sich, daß den Betonplatten keine Zugspannungen zugeordnet werden können.

Dr. P. W. ABELES beschrieb einige Ermüdungsversuche, die durch die Eastern Region of British Railways an Fahrbahnplatten von vorgespannten Verbundbrücken in Beton ausgeführt wurden. In seinem ausführlich belegten Beitrag zeigt sich, daß in diesen Versuchen die aufgebrachte Ortsbetonplatte in befriedigender Weise mit den vorfabrizierten, vorgespannten Trägern ohne jeglichen sichtbaren Riß zusammenarbeitete. Die Untersuchung umfaßte drei mögliche Ausführungen der Verbindung zwischen Trägern und Platte:

1. Träger mit rauhen Oberflächen,
2. Träger mit glatten aber gezahnten Oberflächen.
3. Träger mit glatten Oberflächen und Stahlbügeln.

Man hat dabei herausgefunden, daß alle drei Möglichkeiten befriedigend waren, was die Tragfähigkeit auch nach Millionen von Lastwechseln betrifft, hingegen war 1. die beste und 2. die schlechteste Lösung, wenn man nach der Rissebildung urteilte.

Die Versuche ergaben, daß genügend Schubbewehrung vorgesehen werden

muß, um die hohen Hauptzugspannungen im aufgegossenen, nicht vorgespannten Beton infolge Schub und Biegung aus Einzellasten aufzunehmen. Die Bügelbewehrung ist nur im nachträglich eingebrachten, nicht vorgespannten Beton notwendig.

Der Beitrag von J. A. FORRESTER behandelt die neuartige Verwendung der γ-Strahlen zur zerstörungsfreien Prüfung des Betons und im besonderen zur Untersuchung des Injektionsgutes in den Gleitkanälen der Vorspannkabel. Das Verfahren kann auch verwendet werden bei der Bestimmung von Lage und Größe von Armierungen in Traggliedern, für die genauere Angaben nicht erhältlich sind. Das Verfahren beruht darauf, auf photographischem Film die Intensität der durch das untersuchte Material durchgehenden Strahlung zu registrieren. Die notwendige Apparatur ist handlicher und billiger als diejenige für Röntgenographie, während die Eindringtiefe größer ist. Die Vorteile einer zerstörungsfreien Prüfung sind offensichtlich und es könnte sich geben, daß mit der Zeit dieses neue Betonprüfverfahren sich weit verbreitet.

Anläßlich der Diskussion wurden von Prof. GIBSCHMANN aus der UdSSR einige Details über Verbundkonstruktionen mit Stahlträgern und vorfabrizierten Platten im Brückenbau gegeben. Wie er feststellte, sind für wiederholte Belastungen vorfabrizierte Einheiten weniger befriedigend als Ortsbetonplatten. M. FOUGNIES beschrieb einen sehr interessanten neuen Typ einer vorgespannten Verbundkonstruktion, die bei Brücken über den Albert-Kanal und die Maas in Belgien Anwendung fand. In dieser Ausführungsart werden keine Schubdübel verwendet, da die Stahlträger in die Betonplatte hineinreichen, wo die Haftung durch eine Quervorspannung von ca. 30 kg/cm² erreicht wird. FOUGNIES schätzt, daß bis zu einer Spannweite von 40 m übliche Stahl- oder Eisenbetonbrücken nicht mit diesen quervorgespannten Stahl-Beton-Verbundbrücken konkurrieren können.

Ein wichtiger Beitrag bildet derjenige von M. LORENTSEN, der sich mit an der Königl. Techn. Hochschule in Stockholm durchgeführten Versuchen zur Bestimmung der Hafteigenschaften von Vorspannkabeln befaßt. Die Versuche zeigen, daß ein Kabel der gewöhnlichen Armierung als Risseverteiler unterlegen ist. Versuche an Plexiglasmodellen ergaben die Tendenz in der Verteilung der größten Druckdehnungen zwischen den Rissen, wobei das Verhältnis von mittlerer zu maximaler Dehnung abnimmt bei zunehmendem Abstand zwischen aufeinanderfolgenden Rissen. Bezugnehmend auf Tabelle 2 sind verschiedene Punkte beachtenswert: Es wurde für ausinjizierte Träger eine 100%ige Haftung angenommen; bei den nicht ausinjizierten T-Trägern war die Beifügung von Rippenstählen von kleinerem Querschnitt als derjenige der Vorspannkabel genügend um eine ebenso gute Risseverteilung wie in den ausgepreßten Trägern zu erreichen, obgleich die Bruchlast um 7,5% vermindert wurde. Für Träger mit rechteckigem Querschnitt war die Ausinjizierung viel weniger wirksam. Ohne Injizierung war die Bruchlast nur um 12½% geringer, wo der Abfall bei T-Trägern 36% betrug (Träger ohne Zusatzarmierung).

Obgleich die $3{,}5\,^0/_{00}$ Bruchdehnung im Betondruckbereich, wie sie das Europäische Beton-Komitee vorschlägt, in keinem Fall erreicht wurde, scheinen die bestehenden Bruchlastformeln auch bei ungenügender Injizierung zu befriedigen.

Prof. H. Louis behandelt eine an der Universität von Lüttich bearbeitete Versuchsreihe über die Haftung zwischen Beton und hochwertigen Stahldrähten mit verschiedenen Durchmessern und Oberflächenbeschaffenheiten. Die Haftung wurde durch Ausreißversuche und durch Untersuchung von Modellträgern bestimmt. Das Programm umfaßte glatte und gerippte Drähte in sauberem und rostigem Zustand mit den Nenndurchmessern 3,5 und 7 mm, wobei jeweils die Last bei Gleitbeginn gemessen wurde. Die erhaltenen Haft-Verschiebungsdiagramme für alle obgenannten Drahtarten zeigen eindeutig die Unterlegenheit des glatten sauberen Drahtes.

Prof. B. Thürlimann und Dr. K. Basler besprechen die Ergebnisse der an der Lehigh University, Bethlehem, USA, ausgeführten Versuche an geschweißten Trägern mit dünnen Stegblechen, die Schub oder Biegung unterworfen wurden. Diese Versuche zeigen überzeugend, daß die Ausbeulung des Stegbleches eine graduelle Spannungsumlagerung zur Folge hat. Die überkritische Festigkeit ergibt sich aus dem Stegblech selber und aus den umgebenden Elementen, d. h. Aussteifungen und Flanschen. Die möglichen Arten des Versagens des Druckflansches werden ebenso besprochen, wobei die Verfasser feststellen, daß in einem geschweißten Träger die dünnen Flanschen sehr wenig vertikale Steifigkeit aufweisen und daß sie deswegen kaum als Verankerung für ein Zugspannungsfeld im ausgebeulten Stegblech dienen können. Diese Verankerung muß vielmehr durch Queraussteifungen gebildet werden. Auf diesen Folgerungen aufbauend geben die Verfasser eine Gleichung für die Grenzschubspannung an, die ziemlich gut die beobachtete Festigkeit der Träger wiedergibt.

Prof. I. A. El-Demirdash der Universität von Kairo bedauert, daß die Verfasser keine Angaben über die Spannungsverteilung bei Schub und Schub mit Biegung geben und schlägt vor, die Dehnungen in drei Richtungen zu messen um ein vollständiges Bild zu erhalten. Eine weitere Veröffentlichung der Lehigh University, die die theoretischen Untersuchungen im Zusammenhang mit den Versuchen darstellt, ist in Vorbereitung. Die Entwicklung von Theorie und Bemessungsregeln für Blechträger, wobei die überkritische Festigkeit des dünnen Steges in Rechnung gesetzt wird, ist von äußerster Wichtigkeit.

Im Beitrag von S. W. Brykin aus der UdSSR sind Versuche beschrieben über die Tragfähigkeit von zentrisch belasteten Betonstützen mit einer um das Probestück gewundenen vorgespannten Spiralarmierung. Durch Variation der Betonqualität und der Vorspannung ergab die Versuchsreihe, daß unter bestimmten Bedingungen die Tragfähigkeit solcher Stützen 50% höher sein kann als diejenige ähnlicher Stützen mit nicht gespannten Drähten. Die

Forschung auf diesem Gebiet ist nicht beendet. Weitere geplante Versuche sollen hohle zylindrische Stützen behandeln, und man hofft, daß eine mathematische Erfassung von Elementen in Form von Voll- und Hohlzylindern unter triaxialem Druck zustande kommen wird und daß dazu möglicherweise Entwurfsformeln oder Diagramme angegeben werden können.

In einem kurzen Beitrag berichtet C. SCHAUB über die in Schweden durchgeführte Entwicklung eines Armierungsstahles mit hoher Fließgrenze, guter Dehnbarkeit und hohem Widerstand gegen Sprödbruch, des sogenannten C.D. (Cold Ductile)-Stahls. Der Verfasser weist darauf hin, daß die Kaltreckung von Stählen, die üblicherweise zur Erreichung hochwertiger Armierung verwendet wird, die Ermüdungs- und Sprödbruchgefahr erhöhe. Nach mehr als fünfjähriger Forschung wurde ein schweißbares, hochfestes, nicht sprödbruchgefährdetes Rundeisen erfolgreich hergestellt.

F. LEDERER aus der Tschechoslowakei erläutert den Entwurf einer sphärischen Kuppel mit einer zentralen Oberlichtöffnung. Die Kuppel hat 93,5 m Spannweite, eine Pfeilhöhe von 19,7 m und wurde nach der Membrantheorie berechnet, obgleich ihr Aufbau tatsächlich in einem Stabnetz besteht, zusammengesetzt aus durchlaufenden Stahlrohren in drei sich überschneidenden Systemen. Das sich daraus ergebende Netz von gekrümmten Dreiecken kann Kräfte in allen Richtungen übertragen.

Mit dem Entwurf der Tancarville-Brücke befaßt sich R. DĄBROWSKI, wobei er auf die Wichtigkeit der horizontalen Komponenten in den Hängegliedern aufmerksam macht und die Gleichungen für die Auswirkung dieser Kräfte auf die vertikalen Biegemomente ableitet.

Verschiedene andere Vortragende nehmen an der mündlichen Diskussion teil; ihre schriftlich eingereichten Beiträge werden aber nicht hier, sondern wie folgt veröffentlicht: Im Thema III: A. SCHMID; im «Bulletin»: K. KONDO, K. ITO und M. NARUOKA über Brücken in Japan; Prof. K. BILLIG über den Bau von Atomkraftwerken, Schalendächer und andere Bauwerke; in den «Abhandlungen»: F. FALTUS über eine 327 m lange Bogenbrücke in der Tschechoslowakei; D. T. WRIGHT über Autobahnbrücken in Kanada und M. NOVAK über Fundationen für vibrierende Maschinen.

Da so manches Problem im Thema VI behandelt wurde, können keine allgemeinen Schlußfolgerungen gegeben werden. Immerhin kann gesagt werden, daß die Verbundbauweise, seien es in der Ausführung Stahlträger und Beton oder in der anderen Ausführung vorgespannte Betonträger mit Beton, in den letzten Jahren einen bedeutenden Fortschritt gemacht hat und daß einigermaßen befriedigende Entwurfsverfahren basierend auf vielen statischen und Ermüdungsversuchen in verschiedenen Ländern entwickelt wurden, obgleich bis jetzt kein Abschluß und keine Gleichmäßigkeiten in den vorgeschlagenen Verfahren erreicht wurden.

VI1

Fatigue Tests on Composite Beams

Essais de fatigue sur poutres mixtes

Ermüdungsversuche an Verbundträgern

BENGT BERGVALL
Assistant at the Division of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm

GEORG WÄSTLUND
Dr. Dr. h. c., Professor of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm

At the International Bridge Congress in Cambridge, 1952, a paper on "Studies of composite beams" was published by L. ÖSTLUND and G. WÄSTLUND[1]). This paper reviewed some results of *statical* tests on composite beams, i. e. a steel beam in composite action with a concrete slab.

To begin with, different types of shear connectors had been investigated in small "push-out" tests. A type of connector consisting of a round steel bar, 12 mm, 16 mm, or 20 mm in diameter, bow-shaped and welded to the steel beam, had been found to be the best.

Then this type of connector had been specially investigated on real composite beams. Some of them were subjected to positive moments, others to negative moments. The steel in the connectors 1952 had a yield point stress of 3.500 kg/cm² (50.000 psi).

The test results indicated an allowable transferred load of about 9 metric tons on each connector consisting of a 16 mm round steel bar and a somewhat higher allowable load for a 20 mm round steel bar connector.

In the general report, Preliminary Publication, 1952, which reviewed that paper, among others, and at the congress itself, the question was raised how those connectors behaved under *repeated loadings* or fatigue.

Until recently such tests could not be performed owing to lack of suitable equipment. Since the Division of Structural Engineering and Bridge Building has now got installations for repeated loadings, some complementary tests on

---

[1]) "Preliminary Publication" (1952), p. 557. Final Publication (1953), Discussions, p. 277.

composite beams have been made by the Authors. This time, the investigation comprised statical tests and repeated loadings. The composite beams were similar to those used in 1952, Fig. 1.

The connectors were of the same type as those mentioned above. They consisted of 19 mm round steel bars. The "allowable load" on each connector was assumed to be about 11 metric tons, and corresponded to a nominal safety factor of 1,6 referred to the yield point stress. See Fig. 2.

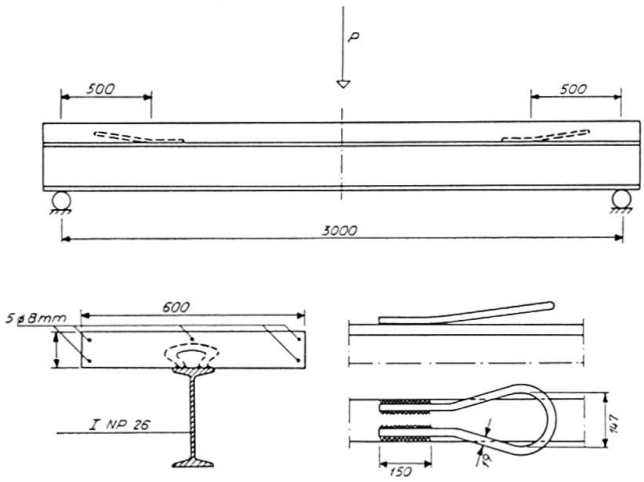


Fig. 1. Test Beams No. 1 and 2, Subjected to Positive Moment. Dimensions in mm.

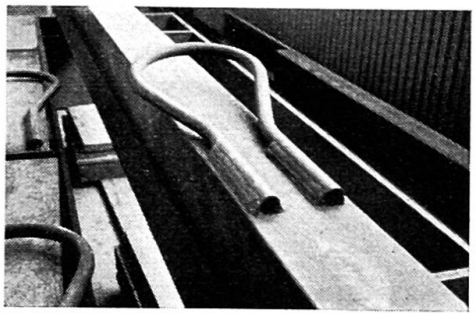


Fig. 2. The Connector, Welded to the Steel Beam Flange.

Each test beam was built up of an INP 26 steel beam and a concrete slab, 10×60 cm, cast on, and connected to, the top flange. The length of the test beam was somewhat more than 300 cm. On each half of the beam there was only one shear connector. The beams were supported at the ends and loaded with one concentrated load at the middle section, two beams, Nos. 1 and 2, with positive moments (concrete slab compressed) and the other two, Nos. 3 and 4, with negative moments. On all beams the connectors were orientated so as to be in tension.

The properties of the materials were as follows:

Yield point stress of the 19 mm round steel bars 3.180 kg/cm^2 (45.000 psi), ultimate strength 5.070 kg/cm^2.

Cube strength of the concrete in the beams Nos. 1 and 2, 422 and 413 kg/cm^2, respectively. Bending strength 36,1 and 36,6 kg/cm^2 respectively. These strength values were obtained from tests on samples of the same age at testing as the large beams.

Fig. 3 shows quite schematically the loading programme. First a normal statical test was performed up to a load giving a force in the connector = $P_{allowable}$, i.e. 11 metric tons. Then followed a period of repeated loadings, which comprised 250.000 cycles, up to the same load. The whole procedure was then carried out once again, i.e. the same statical test and the same 250.000 cycles. Then a third statical test was performed up to a load corresponding

to a force in the connectors = $1{,}3 \cdot P_{allowable}$, and was followed by 250.000 cycles of repeated loadings. A fourth statical test was made up to $1{,}3 \cdot P_{allowable}$, and was followed by 250.000 cycles. After that a fifth statical test was performed up to a load corresponding to $1{,}6 \cdot P_{allowable}$, followed by 250.000 cycles, and so forth.

The force in the shear connector was calculated on the assumption of no bond, elastic behaviour of the connector, and $n = E_{steel}/E_{concrete} = 15$.

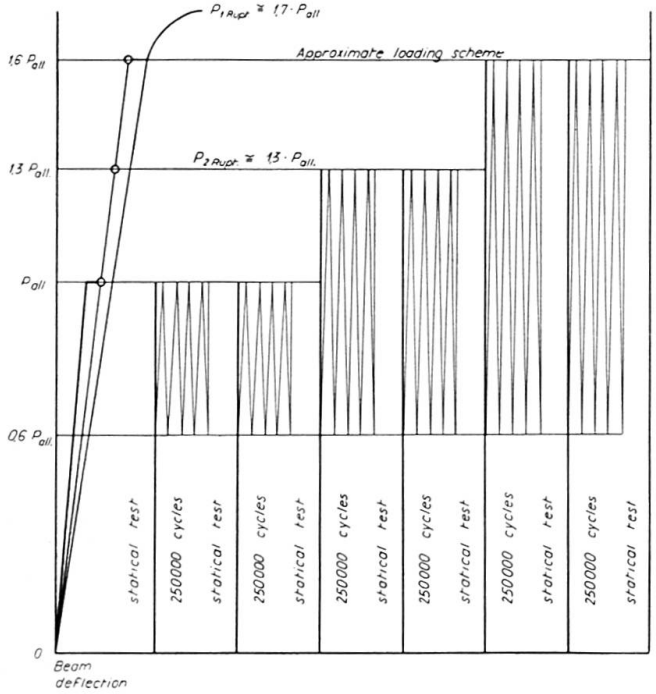


Fig. 3. The Loading Program, Schematically Shown. The Relation Between Load and Beam Deflection Schematically Shown.

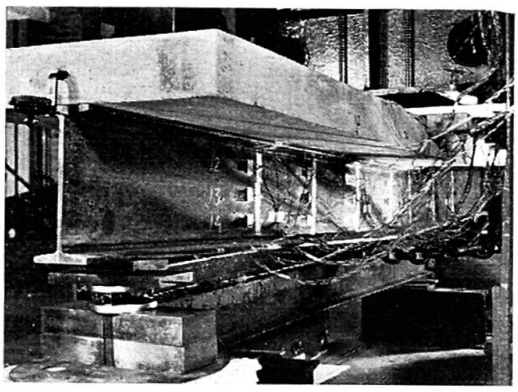


Fig. 4. The Test Beam No. 1 After Failure.

During each statical test measurements were made at different load levels. The measurements were as follows: beam deflection, steel strain in the connectors, strain distribution over several beam sections comprising steel and concrete members, and slip between steel and concrete members at the beam ends. The strains were measured by means of strain gauges. During the statical tests and the repeated loadings the forces were measured by special force indicators. The frequency of repeated loadings was 200 cycles per minute. See Fig. 4.

This combination of statical tests and repeated loadings proved to give ample information about the structural body under investigation. The periods of repeated loadings unveil clearly all beginning defects of the structure. We can hear crackling sounds, notice falling flakes, feel opening joints with the fingers, etc. Statical tests after such cycles reveal permanent deflections and possible changes in structural behaviour.

Fig. 3 also shows schematically the relation between load and beam deflection. This relation indicates three stages in structural behaviour.

The *stage 1* is characterized by undestroyed bond between the steel beam and the concrete slab. Thus the composite action is complete.

The *stage 2* is characterized by destroyed bond but elastic action of the connectors. During this stage the elastic behaviour of the whole composite body is good.

In the *stage 3* this elastic behaviour does not exist, the structural body begins to be worn out. This ends in collapse.

The test results showed a marked influence of the repeated loadings in comparison with the results of statical tests, yet the allowable load per connector proposed in 1952 seems to be well founded.

In the 1952 tests the bond or friction between steel beam and concrete slab considerably contributed to an increase of the ultimate load, in fact to such an extent that if all the shear was assumed to be taken by the connectors, one connector should have taken up to about 44 metric tons, or about 5 times the allowable connector force.

Fig. 5. The Fatigue Rupture of the Connector. The Picture Shows the Concrete Slab, Upside Down, with the Connector Ends, After Failure.

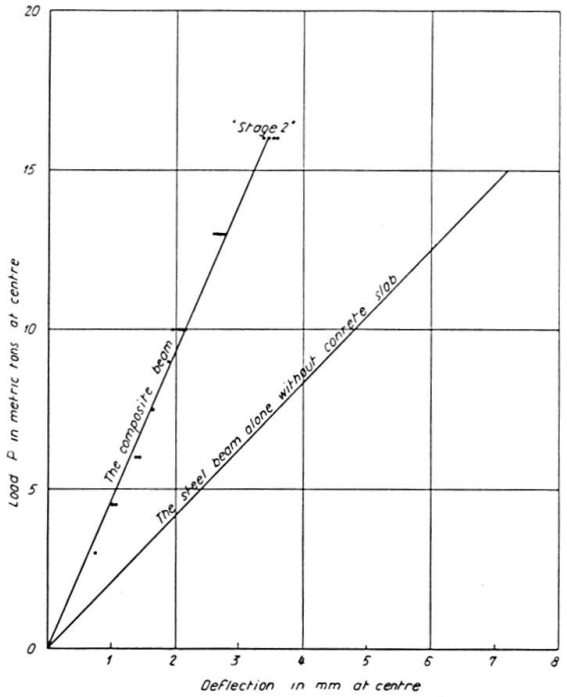


Fig. 6. The Deflection Measurements Made at All Statical Tests on the Beam No. 1 During its "Stage 2".

The new tests gave results which were in certain respects similar to those obtained in 1952. However, the repeated loadings destroyed very soon the bond and decreased the friction between steel beam and concrete slab. Thus the shear had mainly to be taken by the connectors, and therefore, in both beams Nos. 1 and 2 the ultimate load was determined by a *fatigue failure* in the connectors near the weld, see Fig. 5.

The three stages in the action of the beams were noticed in several ways.

Fig. 6 shows the deflection measurements made in all statical tests on the beam No. 1. As has been said, the statical tests were all interfoliated with a period of 250.000 loadings. It is obvious that the structure has behaved elastically, and has been intact after all repeated loadings. In this case the stage 1 fell out, see below. The curves thus show the stage 2, when the com-

posite action is ensured only by means of the shear connectors. The deflection of the steel beam alone is about 2,4 times as great.

Fig. 7 shows the deflection measurements made on the same beam, now in stage 3. The beam does not behave elastically any longer, the composite action has been destroyed.

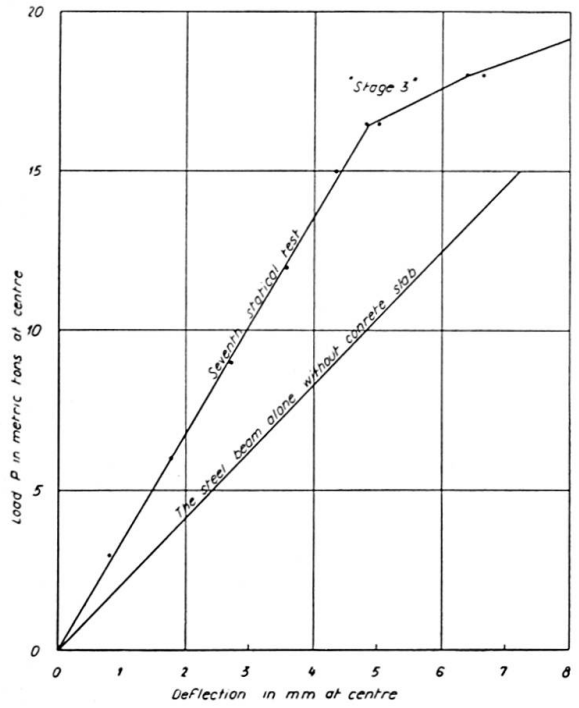


Fig. 7. The Deflections of Beam No. 1 During its "Stage 3".

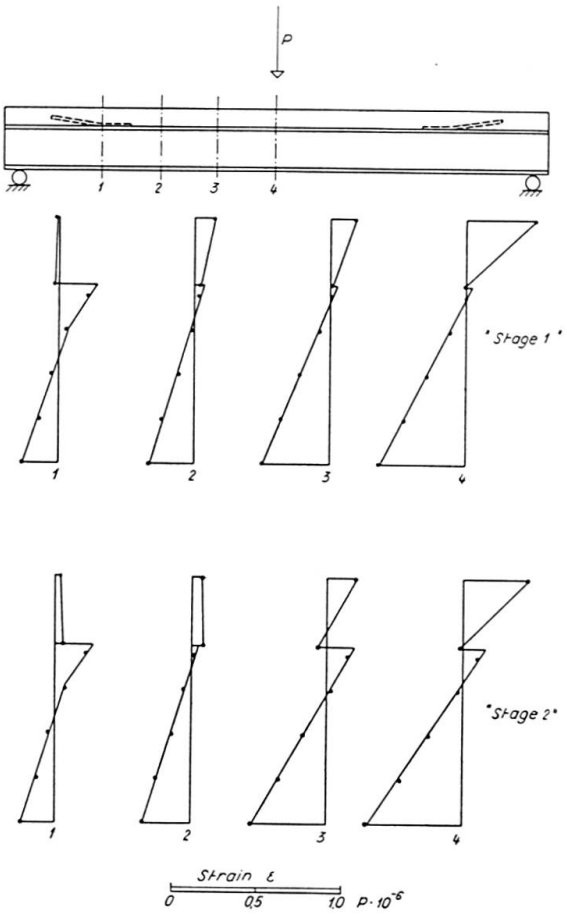


Fig. 8. The Strain Distributions Over Four Sections of Beam No. 2.

Fig. 8 shows the strain distributions over four sections of the beam No. 2. The first row represents the stage 1, when there is still bond between steel beam and concrete slab. The second row represents the stage 2, when the bond has been destroyed. The neutral axis of the steel beam has moved down a little in the second row in comparison with the first row, and there is a more marked jump in the strain diagrams in the second row.

The beam No. 1 acted elastically and remained intact up to a load corresponding to a force in the connectors 60 % higher than allowed after a total number of 1.500.000 repeated loadings. The beam No. 2 remained intact up to a load corresponding to a connector force 30 % higher than the allowed after a total number of 1.300.000 repeated loadings. These results seem to be quite satisfactory.

The beam No. 1 was about 90 days at testing, and after such a long time the shrinkage of the concrete had been great enough to destroy the bond

without any loading. In the beam No. 2 the bond was destroyed during the first period of repeated loadings.

More than one million of loadings up to, and slightly more than that which corresponds to the allowable connector force does not change the elastic behaviour of the beam during the stage 2.

In the 1952 statical tests only the first and third stages were clearly to be observed.

The results relating to the beams subjected *to negative moments* showed, among other things that the concrete slab did not take any tension stresses. This confirmed the results obtained in 1952.

Summary

Composite beams with connectors consisting of round steel bars, which were bow-shaped and welded to the steel beam, had earlier been statically investigated, and were found to be better than several other types. A new investigation of similar composite beams has been performed, with a loading program comprising a series of statical tests and periods of about 250.000 repeated loadings each. The test results showed a marked influence of the repeated loadings, yet the allowable load per connector proposed in the earlier publication seems to be well founded.

Résumé

Des poutres mixtes, munies de chevilles formées de fers ronds recourbés en boucle et soudés à la poutre métalliques, avaient été soumises précédemment à des essais statiques. Ces essais ont montré que la liaison acier-béton ainsi réalisée est supérieure à plusieurs autres types. De nouvelles recherches sur des poutres mixtes semblables ont été effectuées suivant un programme de mise en charge qui comprenait une série d'essais statiques et des phases de sollicitations pulsatoires d'environ 250 000 cycles chacune. Les résultats de ces essais ont montré une influence marquée des mises en charge répétées; la charge admissible par cheville, qui a été proposée dans une publication antérieure, paraît cependant justifiée.

Zusammenfassung

An Verbundträgern mit Dübeln, die aus bogenförmigen, an den Stahlträger angeschweißten Rundeisen bestanden, waren früher statische Versuche ausgeführt worden, bei denen diese Träger sich mehreren anderen Verbundlösungen überlegen erwiesen. Eine neue Untersuchung wurde an ähnlichen Verbundträgern ausgeführt, und zwar bei einer Belastungsfolge, die eine Reihe von statischen Belastungen sowie Perioden von je etwa 250 000 Lastwechseln umfaßte. Die Versuchsergebnisse zeigten einen ausgeprägten Einfluß der wiederholten Belastungen, aber die zulässige Last je Dübel, die in einer früheren Veröffentlichung vorgeschlagen wurde, scheint gut begründet zu sein.

VI2

Restraint and Stress Redistribution in Composite Prestressed Concrete Beams

Redistribution des efforts intérieurs dans les constructions précontraintes composées

Spannungsumlagerung in vorgespannten Verbundkonstruktionen

P. W. ABELES
Dr., London

In composite construction with a highly stressed skin, a redistribution of stresses must take place, as can be concluded from numerous static and fatigue tests carried out between 1949 and 1960 by the Chief Civil Engineer's Department, Eastern Region, in conjunction with the Research Department, British Railways. The added concrete is restrained by the prestressed component from excessive deformation, although micro-cracks develop as soon as the tensile strength of the added concrete, and thus the limit of its extensibility, is reached, these micro-cracks remain invisible to the unaided eye and fit later into other cracks which develop in the restraining part. This may be illustrated by the example of the so called «wafer» deck slab, which is a composite construction, cast and prestressed in two stages. As is seen from Fig. 1, there is a great difference in effective prestress between parts, which are prestressed in both stages and those which are stressed only at the second stage. This applies, for example, to the joints between the prefabricated units. Under loading there appears a nominal tensile stress of more than 2,000 p.s.i (140 kg/cm^2) at the joints during a stage at which in the adjacent parts of the prefabricated joists compressive stresses still occur. Numerous micro-cracks must have occurred, but they did not become visible, before cracks developed at the tensile face of the highly prestressed parts and afterwards the cracks were not wider within the small strips (which were under excessively high tension) than in the remaining parts, as can be seen from a photograph of a slab tested at Liège in 1958 (see p. 9, Third Congress F.I.P. Berlin 1958, Discussion).

As already mentioned, in consequence of the restraining effect of adjacent

prestressed portions, a stress redistribution must take place. This is indicated in the diagram, Fig. 2, for a composite beam with a highly prestressed plank at the outer tensile skin.

In order to investigate this problem, some fatigue tests were carried out last year by British Railways in accordance with the programme shown in Fig. 3. Different types of connection were investigated with regard to their

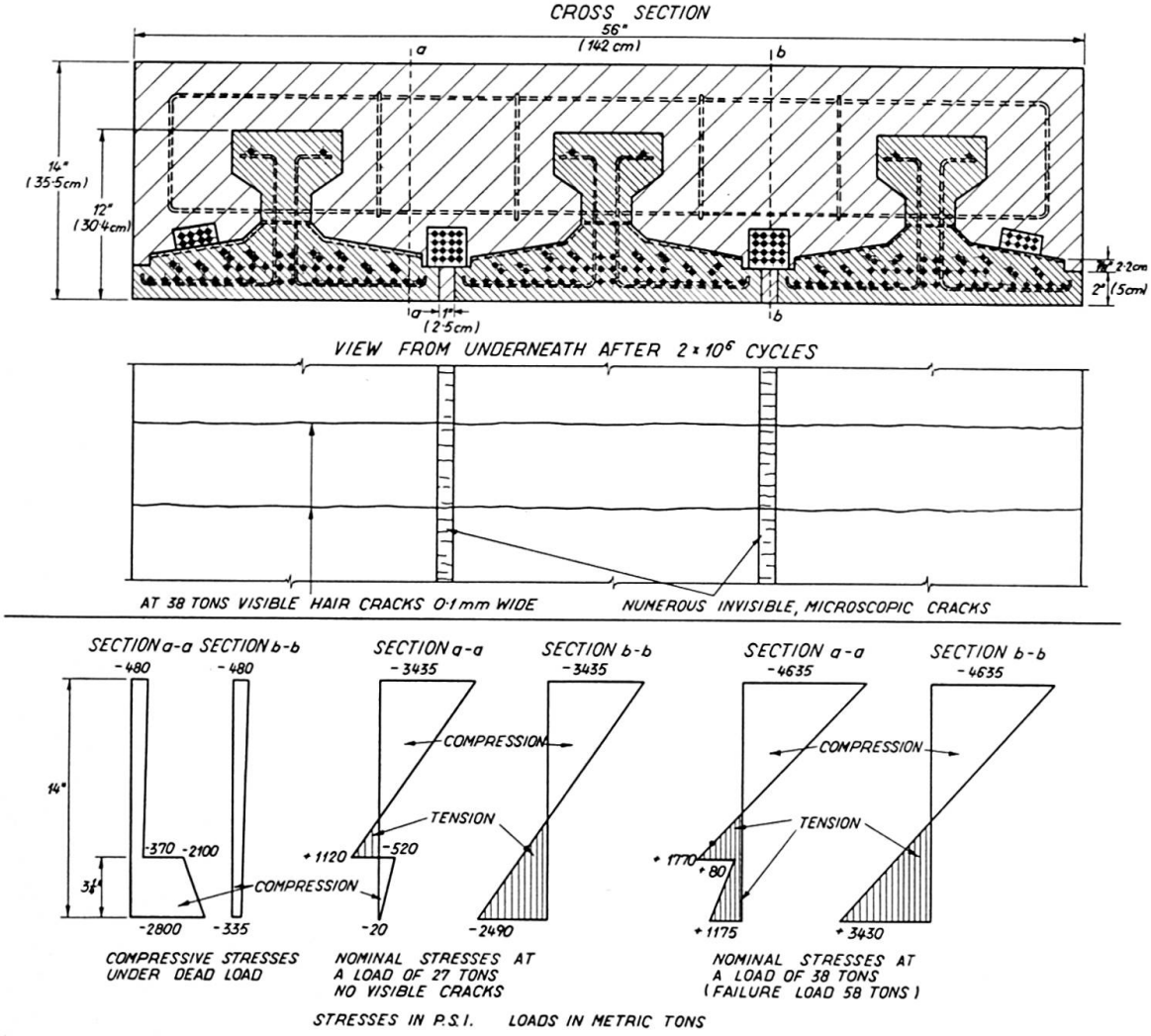


Fig. 1.

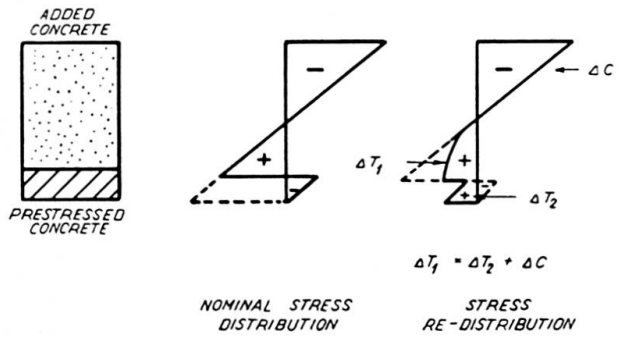


Fig. 2. Stress Re-distribution in Prestressed Composite Beams.

influence upon the development of cracking and failure. Three kinds of connection were examined: 1. rough surface of the precast planks; 2. smooth surface with alternating castellations, and 3. stirrups and smooth surface of the concrete.

With regard to failure, all three types proved to be satisfactory, even after millions previous pulsating loadings. However, so far as cracking was concerned, the rough surface proved to be a much better interlocking medium than either castellations or stirrups with smooth concrete surface. When the two latter types of connections are compared, stirrups proved to be better than castellations, as can be concluded from these tests. It would, however, require more tests to state this on a broader basis.

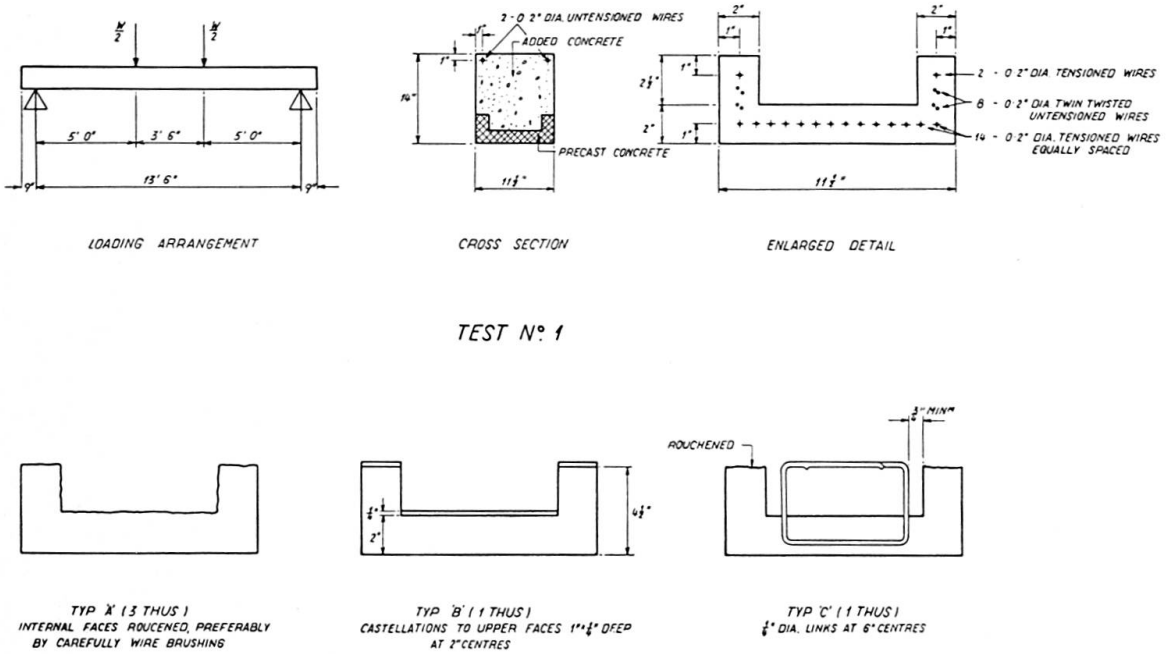


Fig. 3. Cube Strength at Transfer 7500 lbs./Squ. in. Initial Tensioning Force 2.2 Tons/Wire.

One point must be emphasized, i. e. the need for sufficient shear reinforcement to resist the high principal tensile stresses in the added non-stressed concrete which occur as a combination of shear and bending due to point-loads. These stirrups are required solely in the added concrete and are unnecessary as shear connections between the precast and added concrete, provided that satisfactory co-operation is obtained by roughening, castellations or separate short stirrups.

The stress conditions in such composite constructions are, unfortunately, very obscure in view of the effect of differential shrinkage and creep. Their theoretical effect is illustrated by three examples in Fig. 4 for a differential shrinkage strain. It is seen that only in composite constructions, example 1, additional tensile stresses occur at the tensile edge of the prestressed component caused by differential shrinkage of the added concrete.

In both other examples additional compressive stresses appear in the tensile zone of the prestressed component, whilst additional tensile stresses occur in the added concrete. This means that another stress redistribution will take place and most likely the influence of such differential shrinkage stresses can be safely ignored except perhaps in certain cases according to example 1.

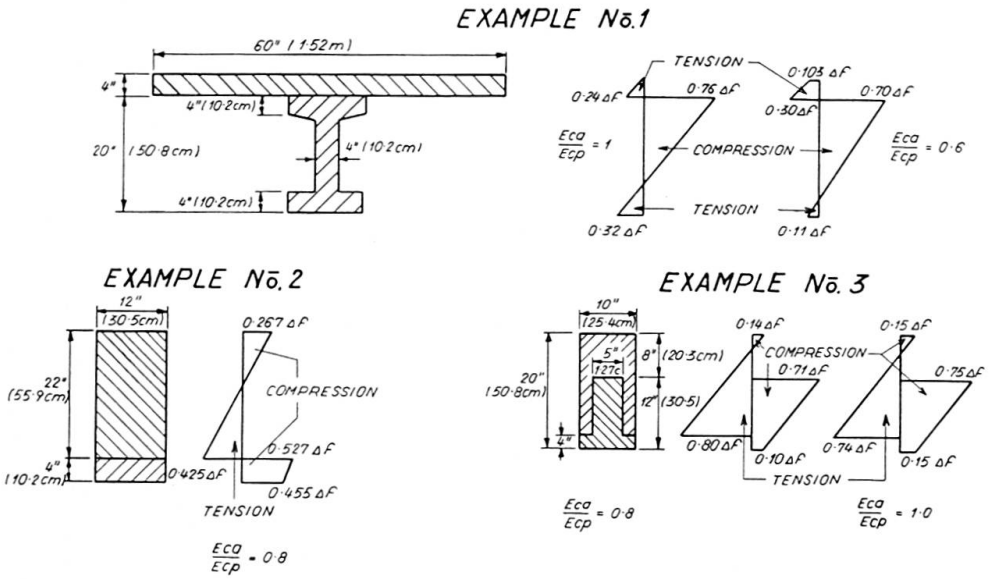


Fig. 4. Examples. Stresses Due to Differential Shrinkage and Creep in Composite Sections

Stress $\Delta fs = \Delta\delta \times E_C$. For Example:

($\Delta\epsilon = 0.0001$ $E_C = 5 \times 10^6$ psi. $\Delta fs = 500$ psi.)

($\Delta\epsilon = 0.0001$ $E_C = 3.5 \times 10^5$ kg/cm² $\Delta fs = 35$ kg/cm²)

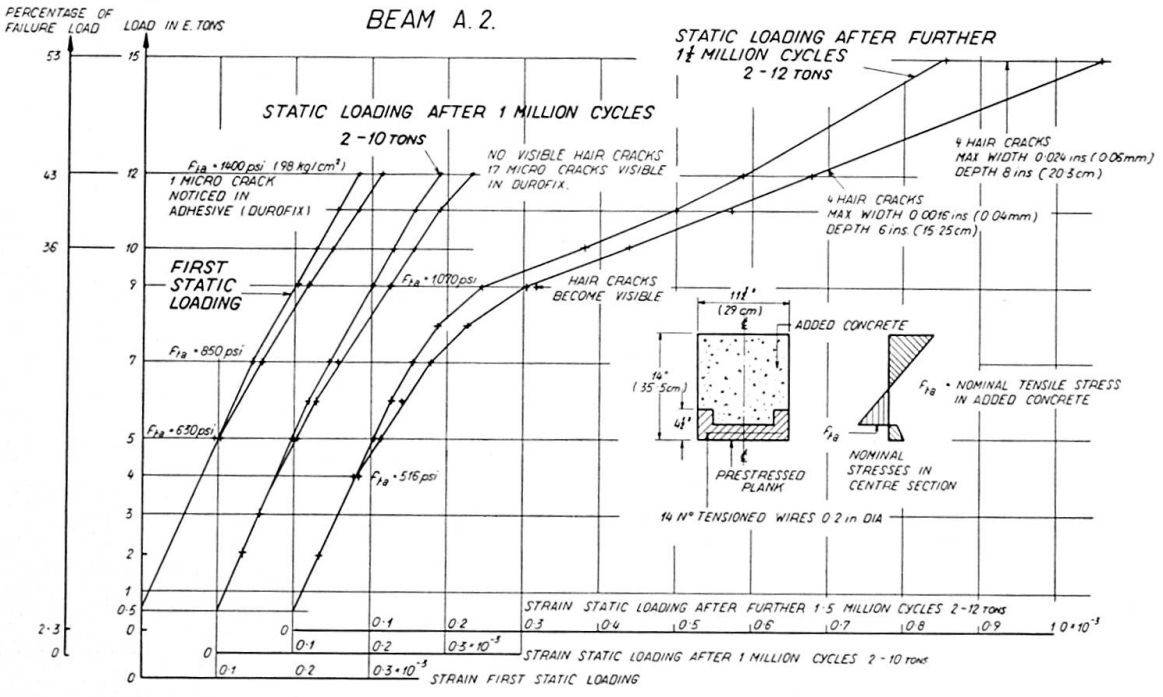


Fig. 5. Strain in Tensioned Wires.

It has not yet been possible to clarify the stress conditions of the last British Railway tests and additional investigations are planned to examine the strain and stress conditions due to differential shrinkage and creep. However, two interesting part results of these fatigue tests may be seen in the following.

Fig. 5 shows measurements taken by electrical resistance strain gauges fixed to the wires before tensioning; the first two curves relate to the first static test up to the loading at which micro-cracks develop. The second set of curves shows again maximum and minimum strain after one million repetitions between 2 and 10 tons. Instead of one micro-crack 17 micro-cracks were now visible, but there is hardly any difference in the shape of the curves and the maximum strain amounted to approximately 0.3×10^{-3}, corresponding to a steel stress of 9000 p.s.i. After a further two million cycles between 2 and 12 tons, visible cracks developed, as can clearly be seen from the change in the strain curves and they became visible at a load of 9 tons.

Fig. 6 shows the behaviour of a sister beam which was loaded statically until cracks became visible though none had developed during 1.5 million cycles between 2.4 and 9.4 tons. Afterwards, a further static loading was carried out up to 15 tons and cracks became visible at a load of 13.4 tons, corresponding to a nominal tensile stress of 1780 p.s.i. (125 kg/cm²). The

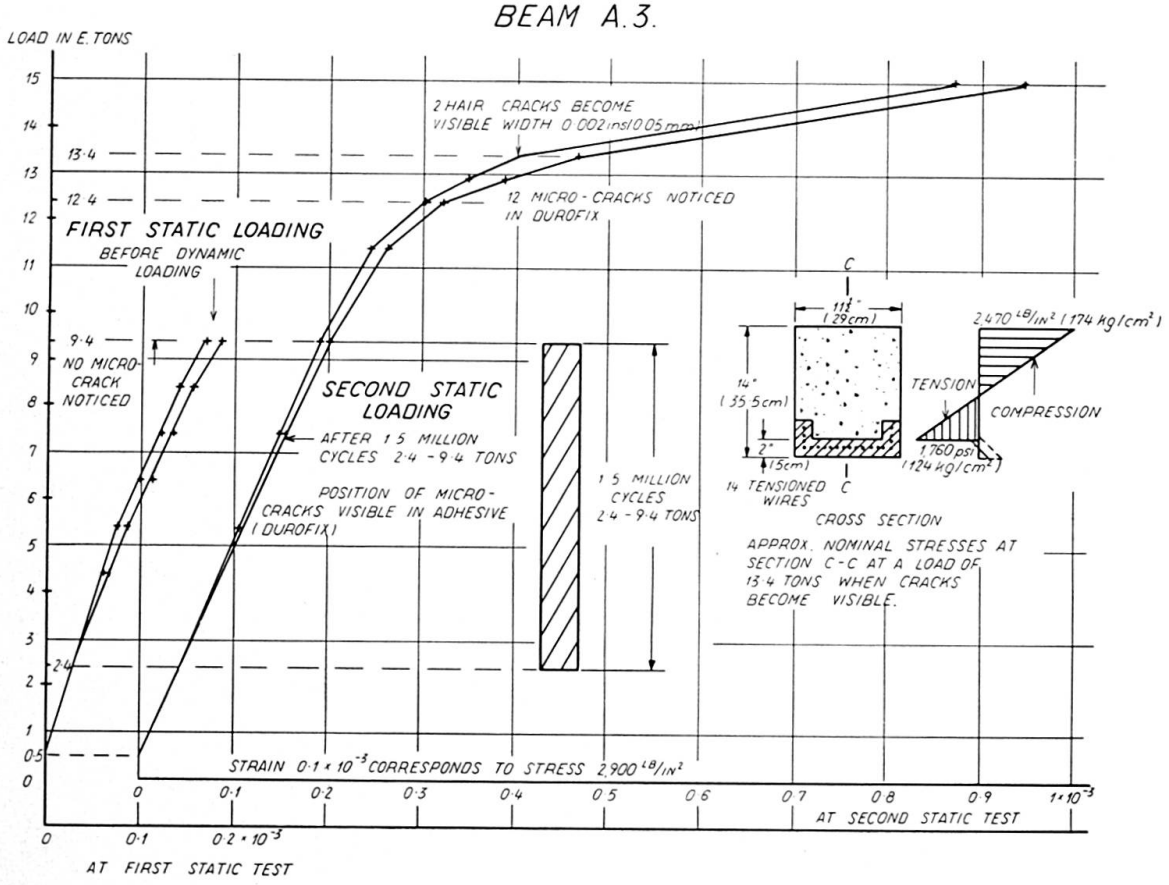


Fig. 6. Strain in Tensioned Wires.

maximum strain in the steel at that load was 0.4×10^{-3} corresponding to a steel stress of 12,000 p.s.i. (840 kg/cm^2). We may remember that in the previous case these cracks became visible at 9 tons after a previous 2 million cycles between 2 and 12 tons.

Finally, the author would like to thank the Chief Civil Engineer, British Railways, Eastern Region, and the Director of Research for permission to publish these test results.

Summary

The Chief Civil Engineer's Department, British Railways, Eastern Region, has successfully employed a composite prestressed concrete bridge deck for more than 10 years. The added concrete fully co-operates with the prestressed component and is restrained by the latter from visible cracking; apparently a stress redestribution takes places. Recently fatigue tests were carried out by British Railways to investigate this problem, and 3 types of connection were examined: 1. rough surface, 2. smooth surface with castellations, and 3. smooth surface with stirrups. All 3 types were satisfactory at failure, but the type with rough surface was superior at cracking. It is, however, difficult to determine the resultant stresses, because of the stress redistributions due to stress difference in prestressed and added components and those due to differential shrinkage and creep.

Résumé

Depuis plus de 10 ans, la division des ouvrages d'art des chemins de fer britanniques (Eastern Region) utilise avec succès un tablier précontraint de construction composée. Le béton normal participe à la résistance d'ensemble et le béton précontraint empêche l'apparition de fissures visibles; il doit donc se produire une redistribution des contraintes. Afin d'étudier ce problème, les chemins de fer ont effectué une série d'essais à l'endurance. Trois types de liaison ont été examinés: surface de contact rugueuse, surface lisse munie de crénelures, surface lisse munie d'étriers. Les trois types se sont avérés satisfaisants lors de la rupture, mais le premier (surface rugueuse) était supérieur aux autres en ce qui concerne la fissuration. Il est difficile de déterminer les tensions résultantes; il se produit en effet une redistribution des contraintes due d'une part à la différence des contraintes entre le béton précontraint et le béton normal et, d'autre part, à la différence du fluage et du retrait des deux matériaux.

Zusammenfassung

Das Chefingenieurdepartement der Britischen Bahnen (Eastern Region) hat seit mehr als 10 Jahren eine Brückenfahrban in vorgespannter Verbundkonstruktion erfolgreich verwendet. Der nichtvorgespannte Beton wirkt mit dem vorgespannten Teil voll zusammen und der letztere behindert das Auftreten von sichtbaren Rissen; dabei muß eine Spannungsumlagerung stattfinden. Kürzlich wurden Ermüdungsversuche von den Britischen Bahnen durchgeführt, um dieses Problem zu untersuchen, wobei 3 Ausführungen von Verbindungen verwendet wurden: 1. rauhe Oberfläche, 2. glatte Oberfläche mit Verdübelungen und 3. glatte Oberfläche mit Bügeln. Alle 3 Arten erwiesen sich beim Bruch als zufriedenstellend, aber die Ausführung mit rauher Oberfläche war bei der Rißbildung überlegen. Es ist schwierig, die resultierenden Spannungen zu bestimmen, da einerseits eine Spannungsumlagerung infolge der Spannungsdifferenz zwischen vorgespanntem und zusätzlichem Beton entsteht und überdies eine solche infolge verschiedenen Schwindens und Kriechens erfolgt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI3

Gamma Radiography of Structural Concrete

La gammagraphie du béton

Röntgenographische Prüfung von Bauwerksbeton mit Gammastrahlen

J. A. FORRESTER
B. Sc., Cement and Concrete Association, Slough, England

Gamma rays are like X-rays and have the ability to penetrate material which is opaque to light. The principle of gamma radiography is to record on a photographic film the intensity of radiation transmitted through the material being examined. The attenuation of radiation is almost proportional to the apparent density of the material, therefore, any internal feature which is of a different density to the bulk of the material can be seen on the film. In practice a radioactive isotope generating gamma rays is exposed on one side of a specimen and a film in a light tight cassette is positioned on the opposite side. Areas of high and low density in the material produce light and heavy blackening of the film respectively.

Gamma radiography of metal castings and welds is well established, but only recently has use been made of this means of non-destructive testing for examining concrete [1], [2].

The advantages of gamma radiography over X-radiography for structural

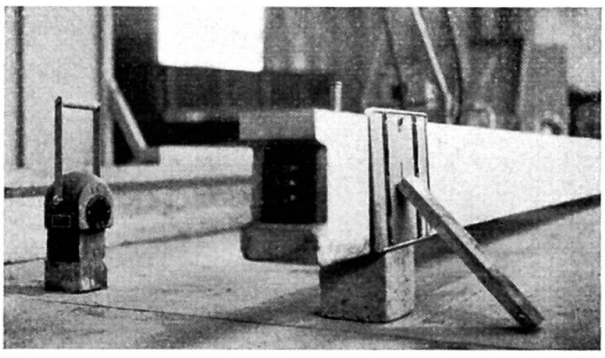


Fig. 1.

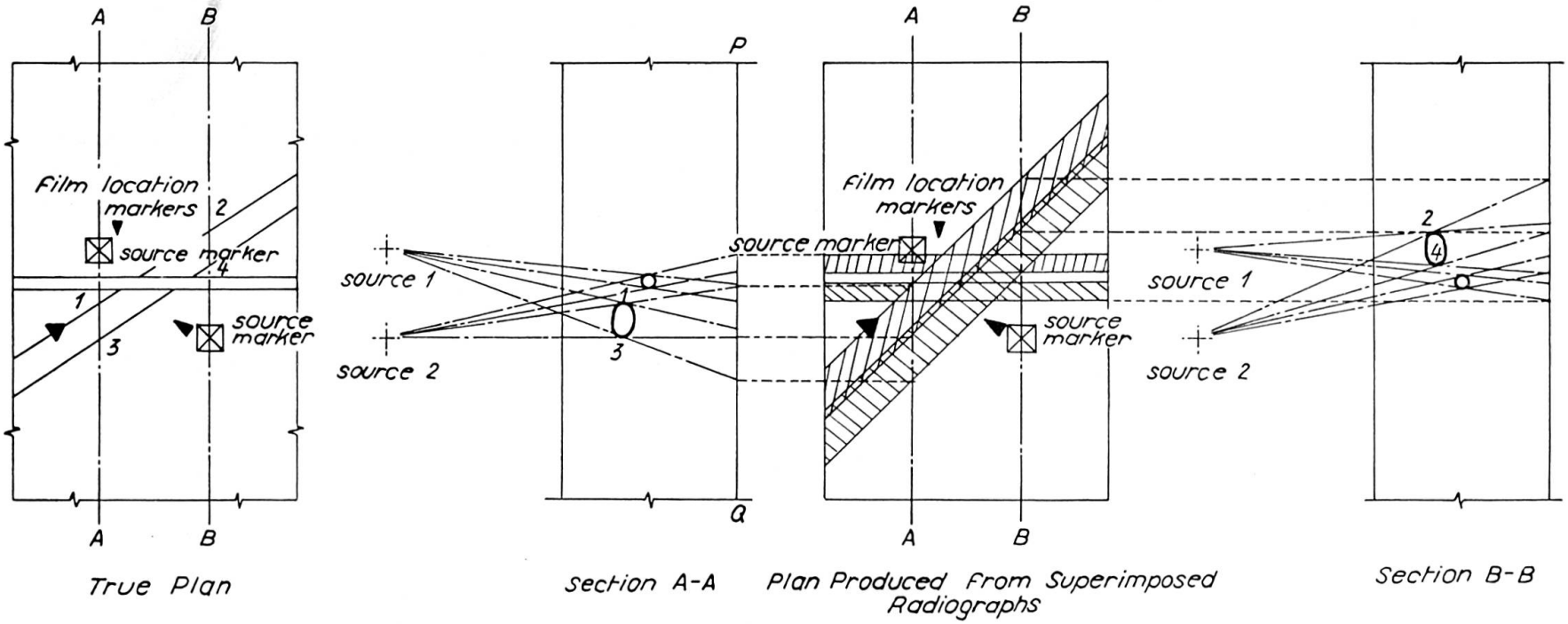

A
B
Film location markers
2
source marker
4
1
3
source marker
A
B
True Plan
P
source 1
source 2
1
3
Q
Section A-A
A
B
Film location markers
source marker
source marker
A
B
Plan Produced From Superimposed Radiographs
source 1
source 2
2
4
Section B-B

Fig. 2.

concrete examination are greater portability and initial cheapness of the apparatus, negligible running costs and the ability to penetrate thicker sections of concrete with the higher energies of radiation available from isotopes such as Cobalt 60.

The simplicity of the arrangement can be seen in Fig. 1 which shows the radiography of a prestressed beam. The radioactive source, which here is 275 millicuries of Cobalt 60, is in the container on the left and the film is in the cassette to the right of the beam.

Description of Some Radiographs and Radiographic Investigations

Radiography can be used to locate and identify steel reinforcement and voids in concrete as the presence of either of these results in a local variation in density in the concrete.

Over a period of time a fairly extensive library of radiographs has been prepared and collected at the Cement and Concrete Association showing concealed features and faults in concrete and some of these, together with their interpretation are described here.

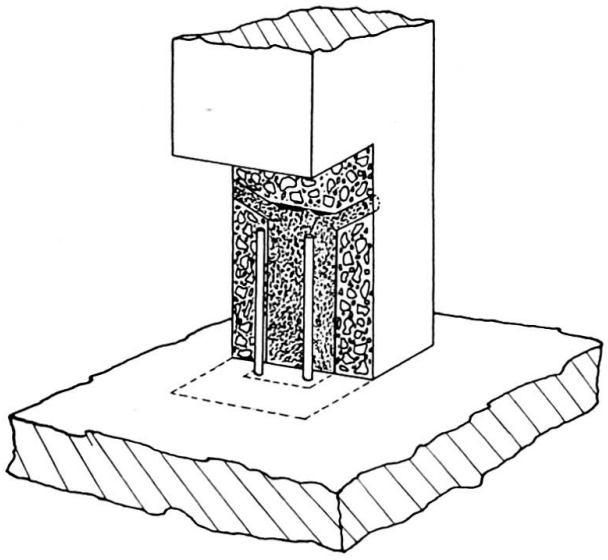


Fig. 3.

An indication of the presence of reinforcement bars is simple with radiography, but an identification of bar size and three dimensional spacing requires that stereo radiographs be taken. A simple photogrammetric technique illustrated in Fig. 2 enables orthographic drawings to be prepared from the stereo radiographs.

Radiography has been used for investigations into the efficiency of mortar jointing. Fig. 3 shows a familiar method of jointing used in a multi-storey

building. Here a column with a rectangular cavity at the base is dropped on to a spigot of reinforcement bars and the chamber is subsequently grouted with mortar. It was suspected that on a particular site where this joint was being used, the chamber was not being filled completely and that subsequent stress transmission down the column would result in movement. A sample

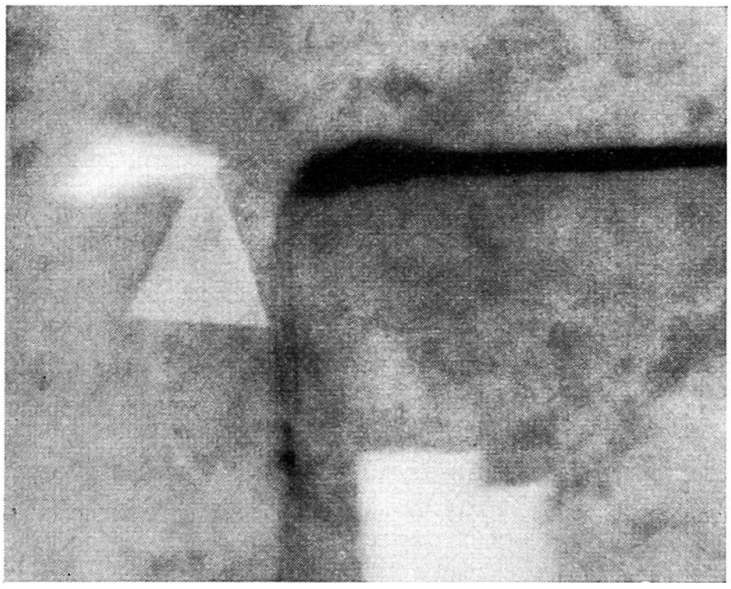


Fig. 4.

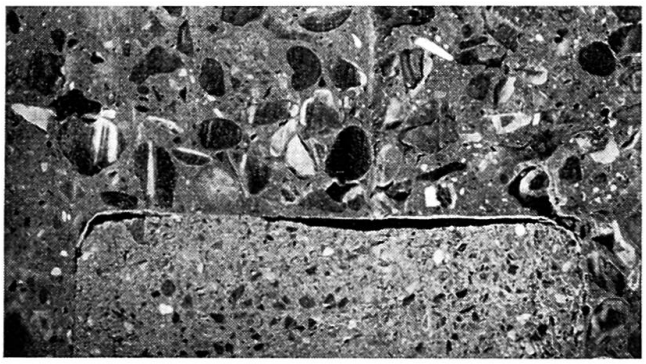


Fig. 5.

joint was made, radiographed, and afterwards cut open to confirm the findings of the radiograph. Fig. 4 shows one of the radiographs taken through this joint and the voids at the top and the side can be seen as dark areas. A cut section of this sample joint shown in Fig. 5 shows the voids at the top of the chamber and the presence of building paper accounts for the slight voidage at the side of the chamber. As the result of this investigation the design of the chamber was modified to ensure complete filling.

Identification of grouting flaws in post tensioned prestressed concrete is very important and Fig. 6 shows a radiograph of such a flaw in a prestressed

beam. In Fig. 6 voids due to water trapped in the duct during grouting are shown. This beam was subsequently cut open in order to expose the flaws and the section radiographed is shown in Fig. 7.

A recent gamma radiographic investigation in Great Britain was conducted at the new Dungeness lighthouse[1]), shown during construction in

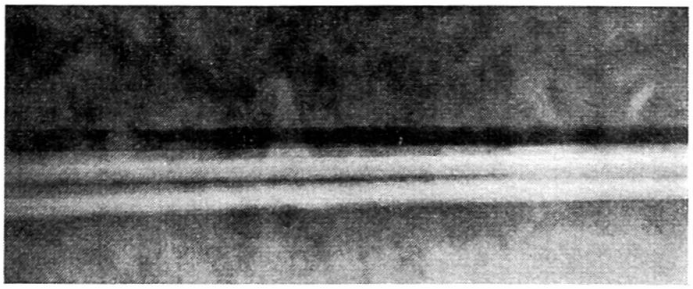


Fig. 6.

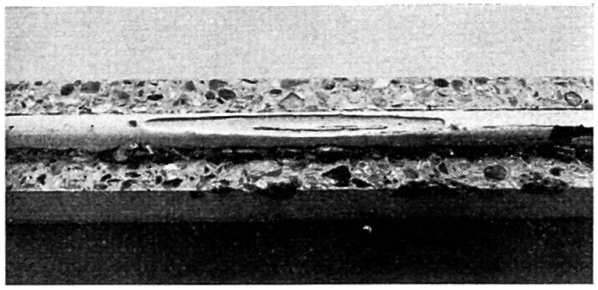


Fig. 7.

Fig. 8. The lighthouse is constructed of cylindrical drums of precast concrete and is prestressed vertically through the walls of the drums. The prestressing wires fall off in number up the height of the tower and to check on the grouting efficiency it was decided to radiograph the top anchorages in each duct. This job was carried out by commercial radiographers[2]) using techniques developed at the Cement and Concrete Association. A $7\,^1/_2$ curie Cobalt 60 source in a source holder weighing 6 cwts. was lowered down the vertical axis of the tower and held at a level coincident with the ring of anchorages (Fig. 9). Cassettes containing film were strapped to the outside of the tower adjacent to the anchorages (Fig. 10) and the source was withdrawn from the holder by remote control. The source radiates in all directions and a panoramic exposure was obtained on all anchorages at this level. The source was then lowered to each ring of anchorages in turn and the process repeated. Voids found by radiography on this job were later filled by drilling into the duct and injecting further grout.

---

[1]) Contractors: Taylor Woodrow Construction Ltd., Southall.

[2]) Radiographers: Pantak Ltd., Slough.

It has been the intention of this paper to demonstrate the effectiveness of gamma radiography in showing defects in structural concrete.

There are now commercial radiographers who will carry out examination of concrete in Great Britain and abroad at a charge which is reasonable considering the value of some preformed units and the cost of any repair work which may subsequently have to be carried out in the event of a failure.

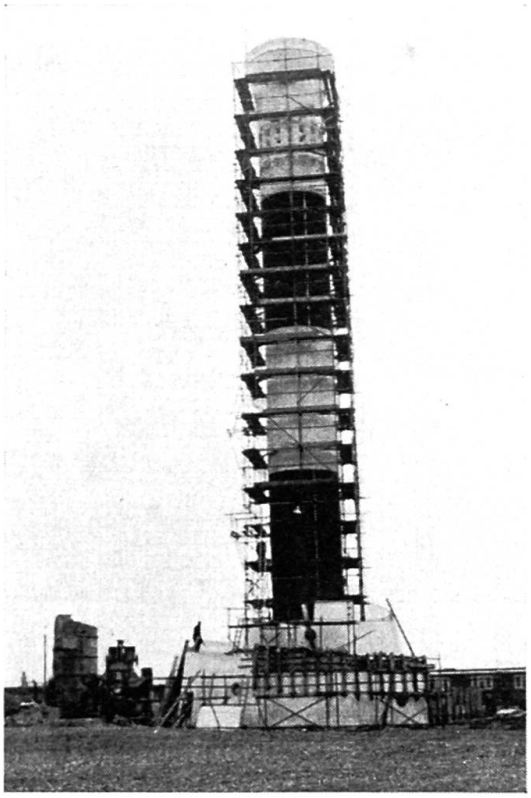


Fig. 8.

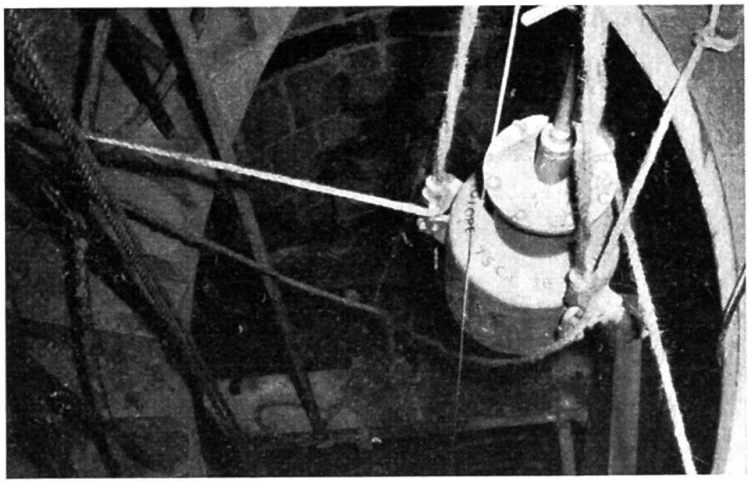


Fig. 9.

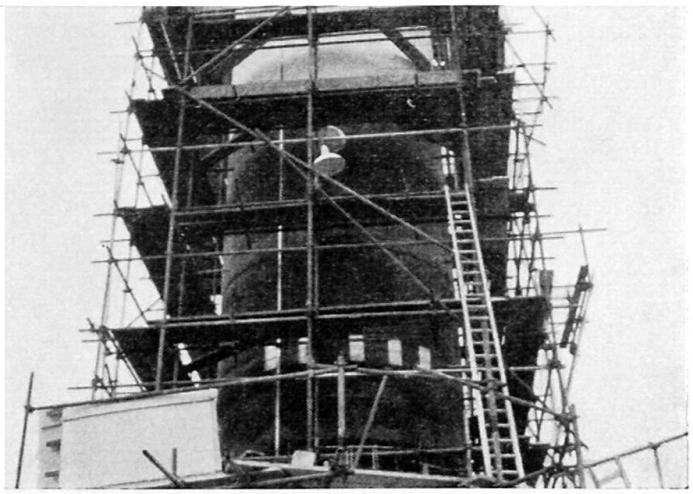


Fig. 10.

References

1. Forrester, J. A. Application of gamma radiography to concrete. The Engineer, Vol. 205, No. 5327, 28th February, 1958, pp. 314—315.
2. Forrester, J. A. The use of gamma radiography to detect faults in grouting, Magazine of Concrete Research, Vol. 11, No. 32, July, 1959, pp. 93—96.

Summary

The use of gamma radiography to study concealed features in structural units is described. Some examples are given of work done on identifying reinforcement, grouting efficiency and efficiencies of compaction of concrete and mortar joints between concrete units.

Résumé

L'auteur décrit l'emploi de la gammagraphie pour l'étude des caractéristiques cachées d'éléments d'ouvrage. Il donne quelques exemples de recherches effectuées pour repérer des armatures et pour observer la qualité des injections et l'efficacité du compactage des joints de mortier ou de béton entre éléments.

Zusammenfassung

Es wird die Anwendung der röntgenographischen Prüfung mit Gammastrahlen als zerstörungsfreies Verfahren zur Feststellung verborgener Eigenschaften von Bauwerksbeton beschrieben. An Hand von Beispielen wird gezeigt, wie mit der Methode die Lage von Armierungseisen festgestellt und verbliebene Hohlräume bei Injektonsarbeiten aufgedeckt wurden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 4

The Influence of Bond Slip in Post-tensioned Prestressed Concrete Beams

Influence du glissement de l'armature des poutres en béton précontraint

Einfluß der Stahlgleitung in Spannbetonbalken

MOGENS LORENTSEN
Stockholm

Introduction

At the ultimate design of a prestressed concrete beam it is generally assumed that sections remain plane during bending. This implies that the following formula shall hold good

$$\frac{x}{h} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_{ba}}.$$

In this formula x means the depth of the compression zone, h the effective depth of the beam, ϵ_b the ultimate concrete strain at the top of the compression zone and ϵ_{ba} the concrete strain at the level of the reinforcement.

Now both the values ϵ_b and ϵ_{ba} are affected by the efficiency of the bond. If the bond is good, the value of ϵ_b will be about $4\,{}^0/_{00}$ — the European concrete committee recommends $3{,}5\,{}^0/_{00}$ — and ϵ_{ba} will be equal to $\Delta\,\epsilon_a$, i. e. the increase in steel strain counted from the moment when the surrounding concrete has zero strain. If the bond is bad that will not be the case — ϵ_b will decrease and ϵ_{ba} will be greater than $\Delta\,\epsilon_a$.

Pull-out Tests

To study the character of the bond around a Freyssinet prestressing cable, pull-out tests were performed with 18 concrete prisms with square section 25×25 cm and a length of 80 cm. The Freyssinet-cable consisted of 12×5 mm

wires (ultimate strength 150 kg/mm²) enclosed in a corrugated sheetiron tube 0,2 mm thick. Several grout mixes were used. Further details may be found in [1], where these tests — with the authors permission — were first presented by FRITZELL. The mix that showed the best properties as to fluidity and slip consisted of cement + water + intrusion aid. The wct ratio was 0,4 and the intrusion aid amounted to 1 per cent of the cement weight. A typical result of the pull-out tests is shown in Fig. 1. The charge was effected by an ordinary

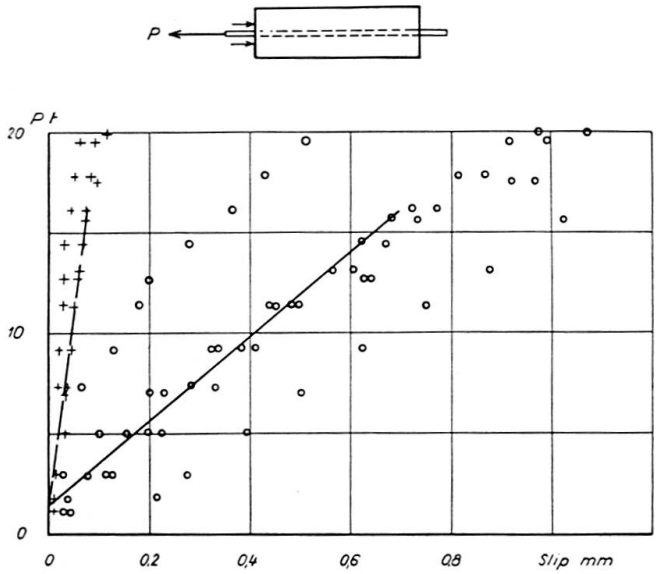


Fig. 1. Typical Result of the Pull-out Tests.

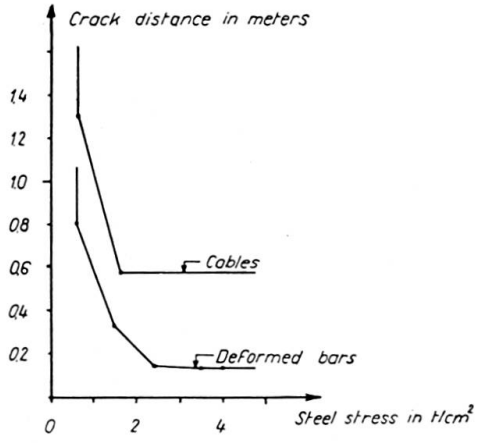


Fig. 2. Crack Distances

Freyssinet jack. The slips were measured in both ends of the test specimen, u_0 designating the slip in the pulled end and u_l the slip in the free end. As can be seen from the straight lines, the test result can be fairly well described by the simple theory that the bond stress is proportional to the slip. The slip "modulus" e. g. the relation between bond stress and slip, as calculated from

the tests amounts to about 600 kg/cm³, which is only about one tenth of the value attained with deformed bars (as measured by K. G. BERNANDER [2]. Rupture was obtained at a slip of about 1 mm, and was accompanied by splitting of the concrete whereupon the whole cable — including the tube — could be pulled out of the concrete. The bond must therefore be characterized as rather loose, which means that a prestressing cable of this type is not well suited to distribute cracks in comparison with ordinary mild steel. To give an impression of this, Fig. 2 shows crack distances as measured in two of the beam tests described below, one being reinforced with Freyssinet cables only and the other supplemented with deformed bars. To make the results comparable the crack distance in the latter beam have been corrected so as to give the same ratio of circumference to steel area in both cases. The crack formula used for this correction is due to WÄSTLUND, JOHNSSON and OSTERMAN (cf. [3]). The steel stress in the diagram is the increment above the prestress.

In this case the cable diameter was 32 mm. With larger cables the crack distribution would be more unfavorable.

Model Test

As mentioned, the concrete strain ϵ_b will decrease if the bond is bad, and that is due to the bad crack distribution caused by the bond slip. See Fig. 3.

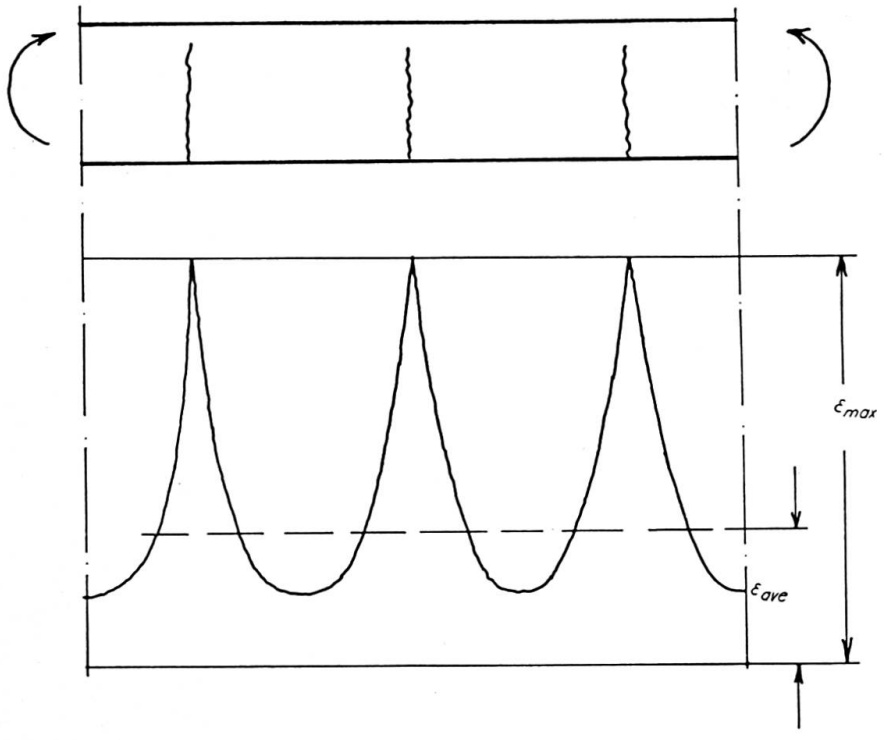


Fig. 3. Strain Distribution Along the Compression Side of a Beam Subject to Bending Only.

If the crack distances are large and the compression zone is small the average value of the concrete strain will be much smaller than the peak values. To study this effect tests were performed with a plexiglass model that was to represent the concrete lamella between two consecutive cracks, Fig. 4. The model was 16 mm thick, 100 mm wide and 250 mm long. The load was applied by means of steel prisms of different lengths, and the strain was measured with seven strain gages along the upper side of the lamella. The diagram shows the strain distribution at different ratios between the depth of the compression zone and the crack width. In Fig. 5 the ratio of the average strain to the maximum strain is reproduced versus the ratio x/s. Of course the results from this model test cannot be directly applied to concrete — for several reasons — but it shows the tendency.

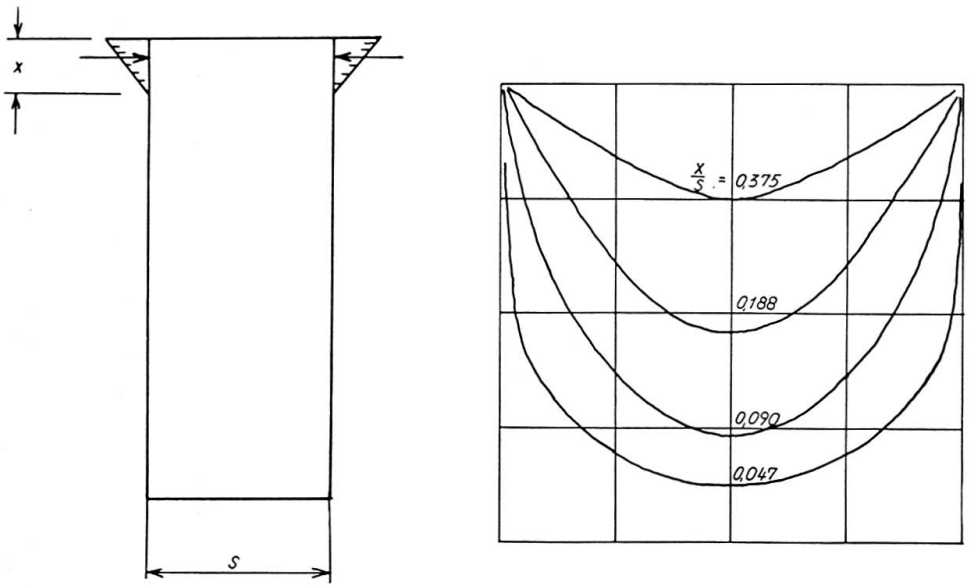


Fig. 4. Plexiglass Model and Strain Distribution Along the Compression Side.

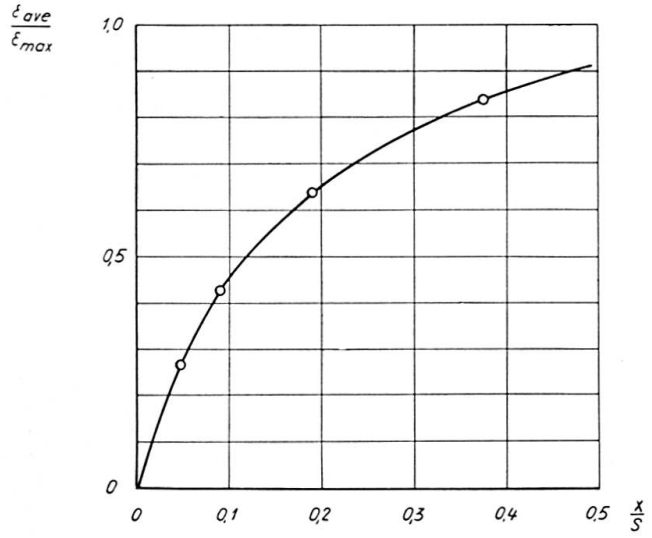


Fig. 5. Ratio of Average Strain to Maximum Strain in the Model Test.

Beam Tests

Beside the above mentioned effect concerning crack distribution the bond slip causes a detachement of the reinforcement towards the ends of a beam. In the extreme case that there is no bond at all, the strain distribution will have the form shown in Fig. 6. The beam is in this example assumed to be loaded by two symmetrically placed concentrated loads. The steel strain $\Delta \epsilon_a$

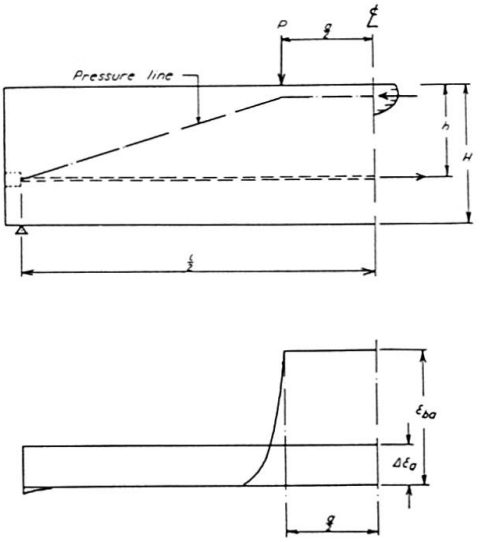


Fig. 6. Approximate Strain Distribution in the Tendon ($\Delta \epsilon_a$) and in the Surrounding Concrete (ϵ_{ba}). Two Concentrated Loads.

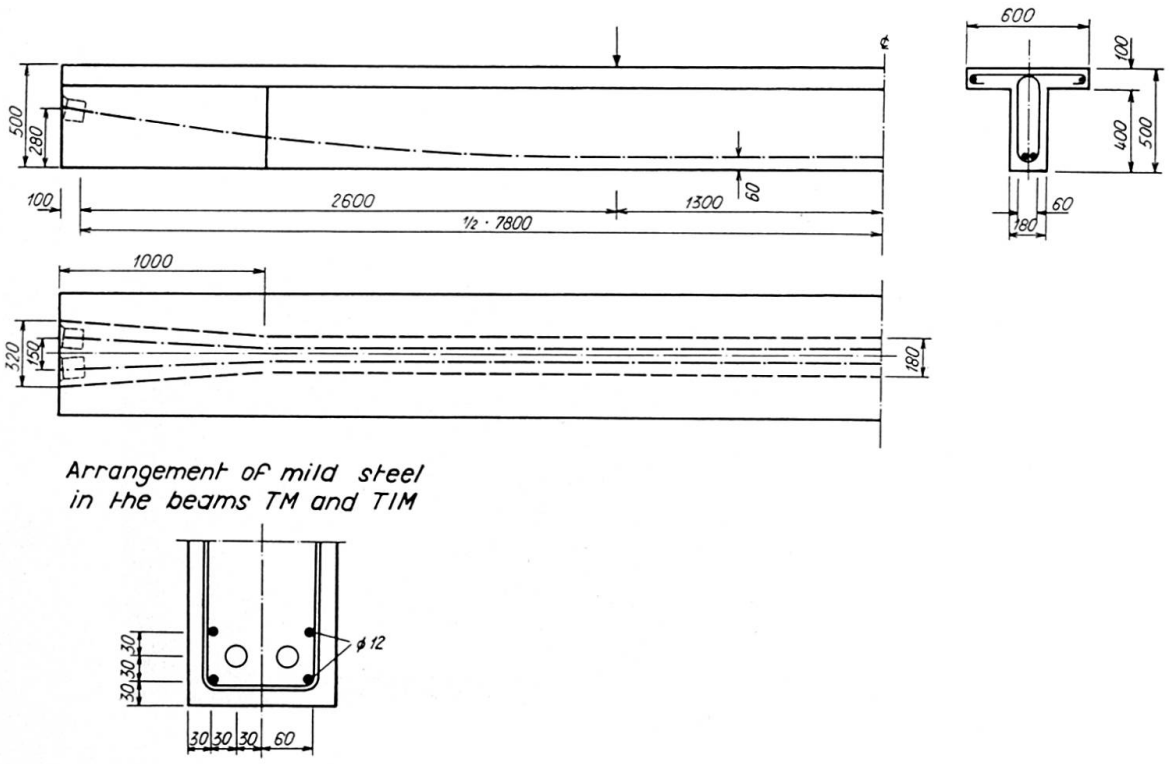


Fig. 7. Test Beams of T-Section.

is constant from anchorage to anchorage. The concrete strain at the level of the reinforcement is principally concentrated to the part between the loads and is practically zero outside this part. Since the total extension must be the same for the reinforcement as for the concrete, the areas under the diagrams must be equal, which means that the steel strain must be smaller than the concrete strain. In this case the ratio of steel strain to concrete strain, a ratio that may be called bond coefficient, since it expresses the efficiency of the bond, will be approximately a/l.

In this way the bond slip problem can be divided into two partial problems, one concerning the influence of the crack distribution on the compressive concrete strain and another concerning the bond coefficient. This way to attack the problem seemed to be appropriate in the beam tests shown in Fig. 7 and 8. The beams were of two kinds i.e. T-beams and rectangular beams. They were 8 m long and 0,5 m deep. The tendons were of the Freyssinet type and consisted of 12×5 mm wires each. (Ultimate strength 150—184 kg/mm^2.) Each beam was furnished with two tendons. Two of the T-beams were supplemented with ordinary reinforcement consisting of 4×12 mm

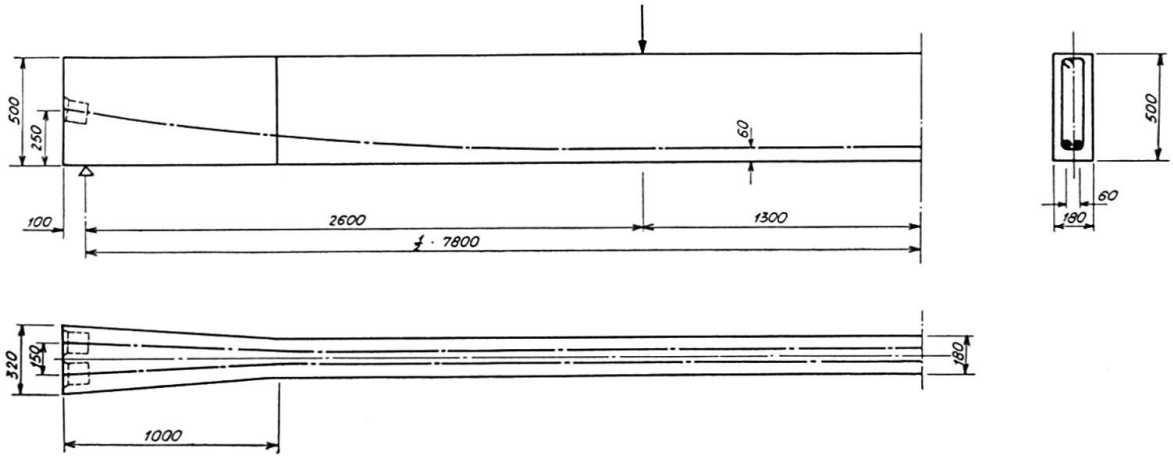


Fig. 8. Test Beams of Rectangular Section.

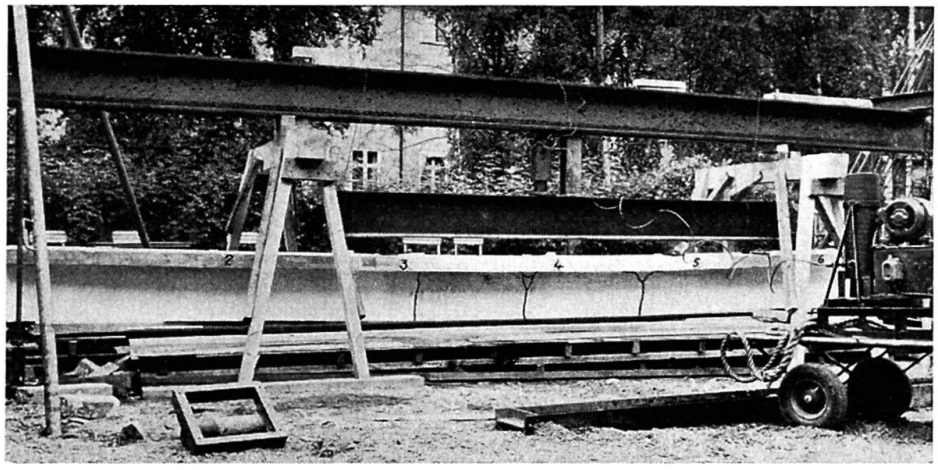


Fig. 9. Crack Distribution in the Non-Grouted T-Beam (T).

deformed bars (yield limit 40 kg/mm²). The concrete strength was about 400 kg/cm². Half the number of beams were injected with the kind of grout mentioned above, and half the number were left ungrouted. Beam characteristics are given in Table 1.

The load was applied in the thirdpoints. Fig. 9, 10 and 11 show the crack distribution in the non-grouted beams; T-beam, rectangular beam and T-beam supplemented with deformed bars. Fig. 12, 13 and 14 show the crack distribution in the grouted beams; T-beam, rectangular beam and T-beam with deformed bars. Table 2 gives the test results in a concentrated form. The ratios x/s were obtained from the test beams by measuring the depth of the compres-

Table 1

Beam	Cube strength of concrete kg/cm²	Steel percentage		Steel qual. kg/mm² $\sigma_{0,2}/\sigma_{rupt.}$	Prestress kg/mm²	
		Tendon	Suppl. Reinf.			
T	394	0,186	—	128/152	70	ungrouted
R	406	0,615	—	124/150	69	ungrouted
TM	450	0,184	0,168	128/152	75	ungrouted
TI	374	0,178	—	164/184	77	grouted
RI	402	0,625	—	134/150	71	grouted
TIM	428	0,183	0,168	128/152	72	grouted

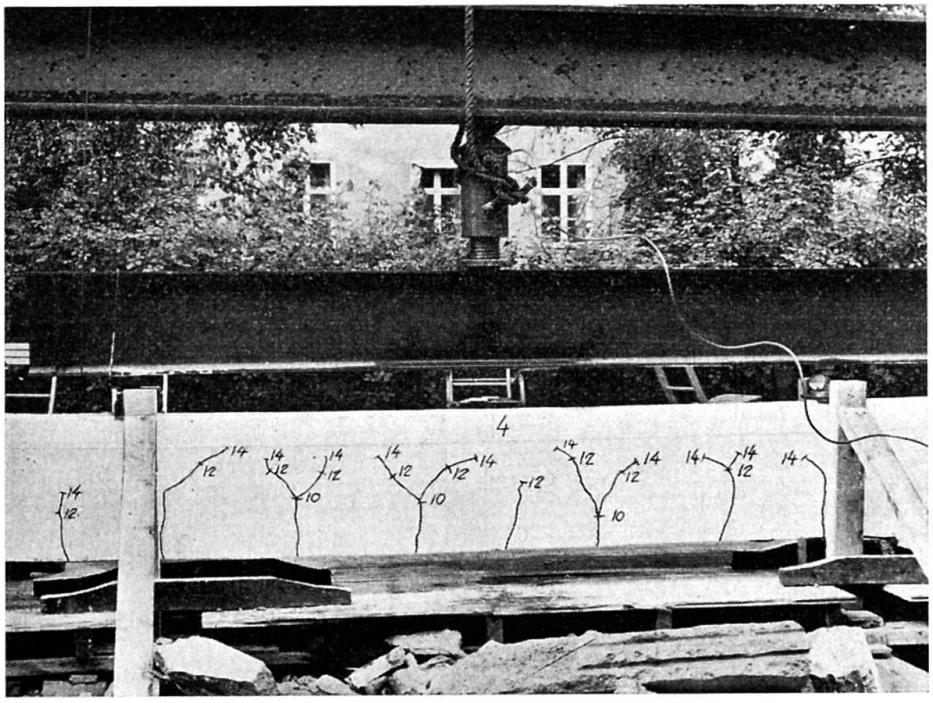


Fig. 10. Crack Distribution in the Non-Grouted R-Beam (R).

Table 2. Moments Are Given in mt

Beam	T	TI	TM	TIM	R	RI
x/s	0,04	0,18	0,25	0,26	0,26	0,35
F	1/3	1	1/3	1	1/3	1
$F\,\epsilon_{ave}$	0,2	2,2	0,8	2,5	0,8	2,8
calc. $M_{rupt.}$	23,5	36,4	36,7	40,0	21,5	25,3
obs. $M_{rupt.}$	23,6	37,0	37,0	36,6	21,5	24,6
$\frac{\text{obs.}}{\text{calc.}}$	1,00	1,02	1,00	0,92	1,00	0,97

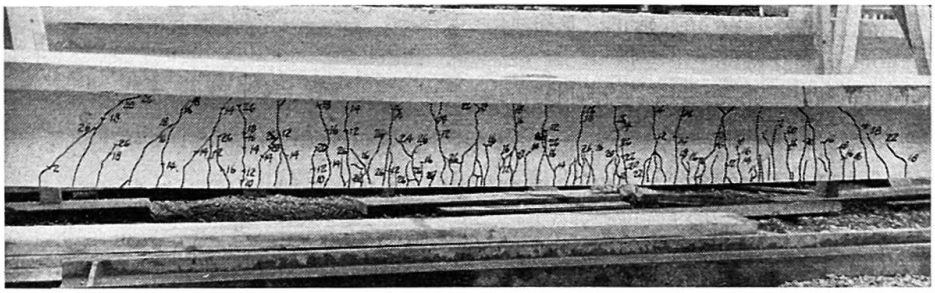


Fig. 11. Crack Distribution in the Non-Grouted T-Beam with Supplementary Mild Steel (TM).

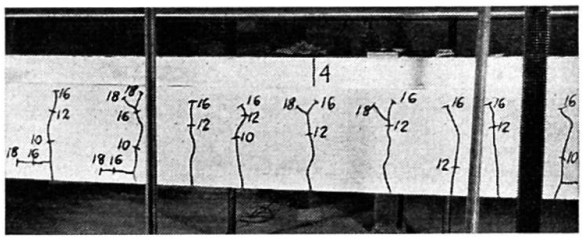


Fig. 12. Crack-Distribution in the Grouted T-Beam (TJ).

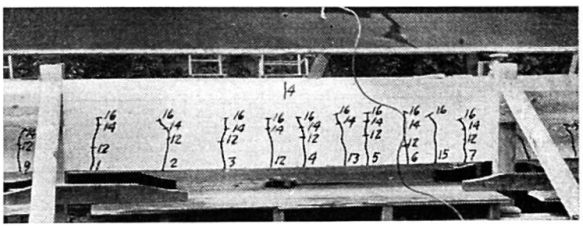


Fig. 13. Crack Distribution in the Grouted R-Beam (RI).

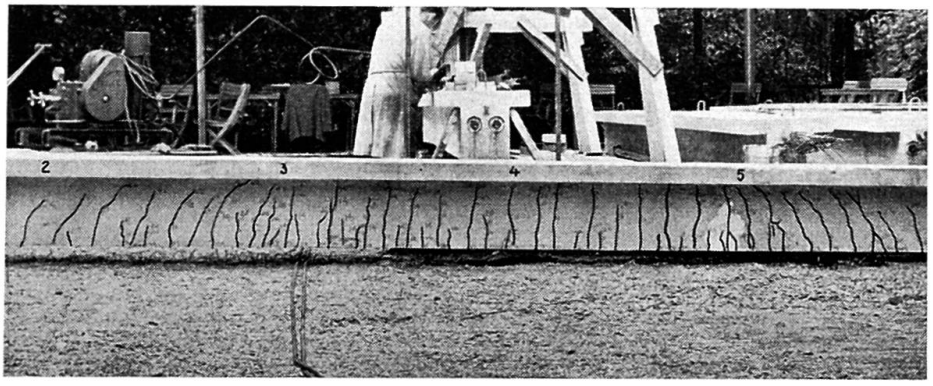


Fig. 14. Crack Distribution in the Grouted T-Beam with Supplementary Mild Steel (TIM).

sion zone at rupture, and by taking the average crack distance between the loads.

The bond coefficient F was chosen to $^1/_3$ in the non-grouted beams and to 1 in the grouted beams. The next row shows that instead of using the ultimate strain value of the order of $3{,}5\,^0/_{00}$ it is necessary to use smaller values, expecially in beam T, which is ungrouted and has a very unfavourable crack distribution. The values of ϵ_{ave} were taken from the curve in Fig. 5 that resulted from the model test with $\epsilon_{max} = 3{,}5\,^0/_{00}$. The ultimate bending moments were calculated according to a STÜSSI stress distribution with $\alpha = 0{,}72$ and $\beta = 0{,}42$. Cf. [4]. As can be seen the test results conform quite well with the theory. TIM is an exception which is due to the fact that the test set-up used for that beam did not allow it to be ruptured completely.

Bibliography

1. FRITZELL, G., Discussion Session Ia, Second Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte 1955.
2. BERNANDER, K. G., The Influence of Cam Area and Cam Distances on Bond of Reinforcement Bars (in Swedish), the Journal Betong, Vol. 1, Stockholm 1952.
3. LORENTSEN, M., The Influence of Bond on the Structural Behaviour of a Prestressed Beam (in Swedish), Stockholm 1958.
4. HABERSTOCK, K. B., Die n-freien Berechnungsweisen des einfach bewehrten, rechteckigen Stahlbetonbalkens, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 103, Berlin 1951.

Summary

The contribution describes tests that have been carried out at the institution of structural engineering and bridge building at the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. The tests comprise pull-out tests, plexiglass model tests and beam tests. The Freyssinet post-tensioning system with cables of 12×5 mm wires was used. It is shown that the cable as a crack distributor is inferior to ordinary reinforcement, and that the crack distribution may have a marked influence on the rupture load of a prestressed beam.

Résumé

La contribution décrit des recherches effectuées à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm (section des ponts et charpentes). Il s'agit d'essais d'arrachement (pull-out tests), d'essais sur modèles en plexiglas et d'essais d'adhérence par effort tranchant (beam tests). On utilisa des câbles Freyssinet comprenant 12 fils de $\varnothing$ 5 mm.

Ces essais ont montré que les câbles de précontrainte répartissent moins bien les fissures que les armatures ordinaires et que cette répartition peut exercer une influence marquée sur la charge de rupture d'une poutre précontrainte.

Zusammenfassung

Der Aufsatz beschreibt Versuche, die in der Abteilung für Brücken- und Hochbau der Kgl. Technischen Hochschule Stockholms durchgeführt worden sind. Die Versuche umfassen Ausziehversuche, Plexiglas-Modellversuche und Balkenversuche. Das Freyssinet-Spannbetonsystem mit Kabeln aus 12×5-mm-Drähten wurde benutzt. Es wird gezeigt, daß das Kabel als Risseverteiler der gewöhnlichen schlaffen Bewehrung unterlegen ist, und daß die Risseverteilung einen deutlichen Einfluß auf die Bruchlast eines Spannbetonbalkens haben kann.

VI5

L'adhérence au béton des fils d'armatures de précontrainte

Haftfestigkeit von Vorspanndrähten

Bond to Concrete of Steel Wires for Prestressed Concrete

H. LOUIS
Liège

Une importante recherche faite dans les Laboratoires des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège, à la demande du Comité Belge pour l'étude des armatures de précontrainte a été consacrée à l'étude de l'adhérence au béton de fils en acier à haute résistance, de différents diamètres 3, 5 et 7 millimètres, d'états de surface variés: lisse à l'état de livraison, lisse après exposition pendant six mois dans une atmosphère industrielle, à empreintes à l'état de livraison, à empreintes et rouillé.

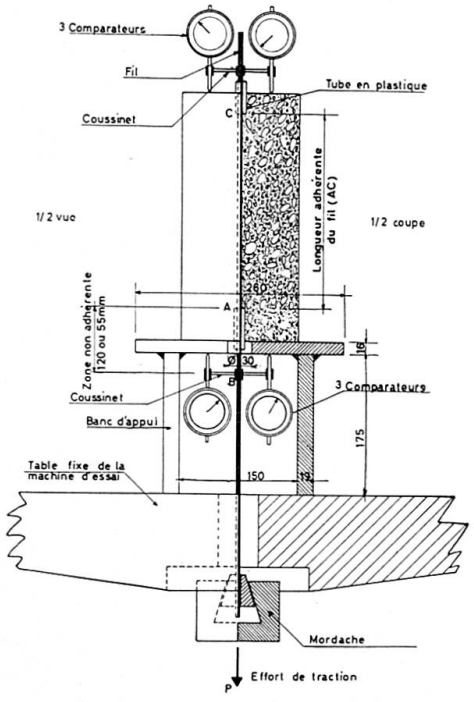


Fig. 1. Schéma du pull-out test.

L'adhérence a été déterminée d'une part par arrachement du fil hors d'un prisme en béton (pull-out test, fig. 1) et d'autre part par flexion d'une poutre armée du seul fil étudié (beam-test, fig. 2) — cet essai est aussi appelé essai d'adhérence par effort tranchant.

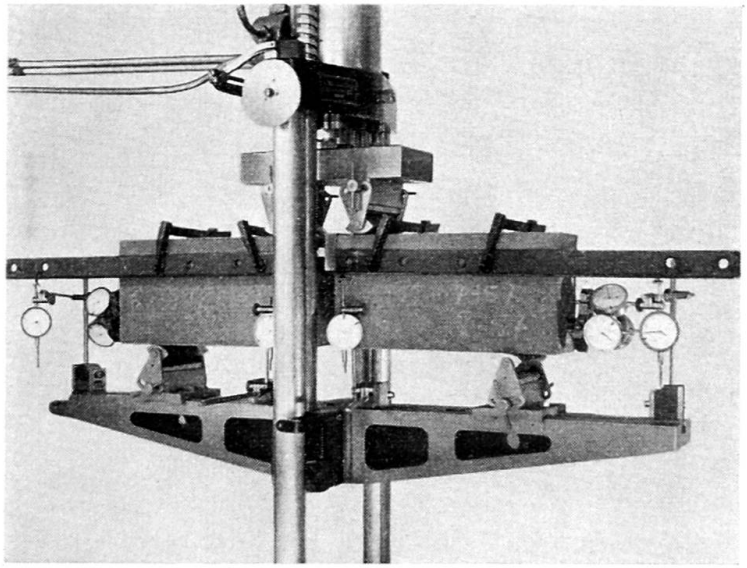


Fig. 2. Beam-test.

Les essais auxquels il a été procédé ne permettent que la détermination de la résistance de rupture d'adhérence ou mieux, ils ne donnent que des résultats globaux.

Le but étant de procéder à une étude comparative, la répartition des tensions d'adhérence le long de l'armature n'a pas été étudiée. Les résultats obtenus ne permettent donc pas de faire la distinction entre les phases successives qui interviennent dans la transmission au béton de l'effort du fil.

Ils se situent dans la phase où il y a rupture de la couche de béton solidaire de l'armature, la rupture de cette couche se propageant à partir de l'extrémité sollicitée du fil.

Quand la gaine est rompue sur toute la longueur de l'enrobage, l'acier glisse, l'adhérence résulte alors uniquement de l'intervention du frottement entre les deux matériaux.

On est d'ailleurs en droit de se demander si, pour des fils lisses notamment, il y a lieu d'envisager d'autres phases que celle du frottement. L'intervention de phases élastique, élasto-plastique ou plastique semble en effet discutable pour cet état de surface du fil ne serait-ce qu'en raison des effets de retrait du béton.

Même dans le cas de fils à forte adhérence, les efforts que nous avons relevés dès qu'un glissement a été observé à l'extrémité non sollicitée du fil, ont été appelés «efforts de rupture d'adhérence». Il n'est guère possible de distinguer dans ces effets, sauf peut-être pour le fil lisse, la part prise par

l'adhérence proprement dite qui existe avant le commencement de tout glissement et qui résulte de forces d'attractions moléculaires s'exerçant à la surface de contact entre l'acier et le béton.

Pour chaque fil lisse à l'état de livraison, quelle que soit la longueur d'adhérence, les points expérimentaux des diagrammes de la charge appliquée en fonction du déplacement relatif acier-béton, se situent à l'origine sur une courbe à grand rayon de courbure, de faible développement et qui se continue pratiquement par une droite (fig. 3 courbe supérieure).

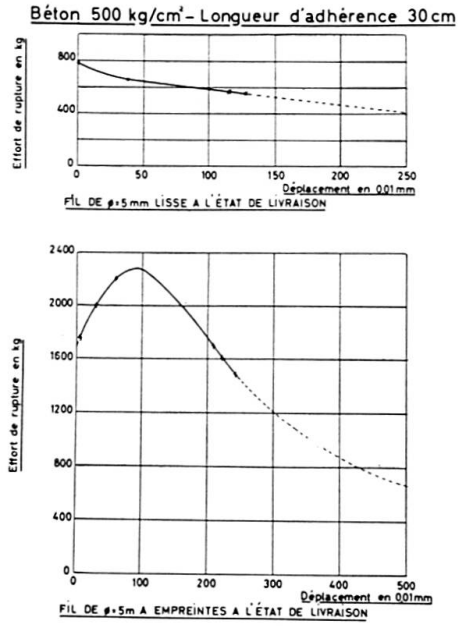


Fig. 3. Essai de rupture d'adhérence: variation de l'effort en fonction du déplacement de l'extrémité non sollicitée du fil.

Le point correspondant à la charge pour laquelle se produit le premier glissement d'un fil lisse est toujours situé au dessus de l'ordonnée à l'origine de la droite terminant le diagramme.

Il est peut-être possible de distinguer dans la charge provoquant le premier glissement, la part correspondant à l'adhérence propre du fil; celle-ci serait la différence entre les ordonnées à l'origine de la courbe et de la droite, la droite étant manifestement relative à la phase de frottement.

Le caractère linéaire de la partie finale du diagramme est commun à tous les fils lisses à l'état de livraison quels que soient leur diamètre et leur longueur d'adhérence; dans la phase étudiée, l'effort est une fonction décroissante du déplacement, par rapport au béton, de l'extrémité libre non sollicitée du fil. L'équation de cette droite est $F = a - K\Delta_s$ où

— F est l'effort existant à un moment donné de la phase de glissement;
— a est l'effort maximum correspondant dans la phase de glissement à $\Delta_s = 0$, cet effort ne comprenant pas l'adhérence propre;

— k est un coefficient qui dépend vraisemblablement de plusieurs variables: nature et diamètre du fil, dressage du fil, caractéristiques du béton, vitesse de sollicitation etc.;
— Δ_s est le déplacement par rapport au béton de l'extrémité non sollicitée du fil.

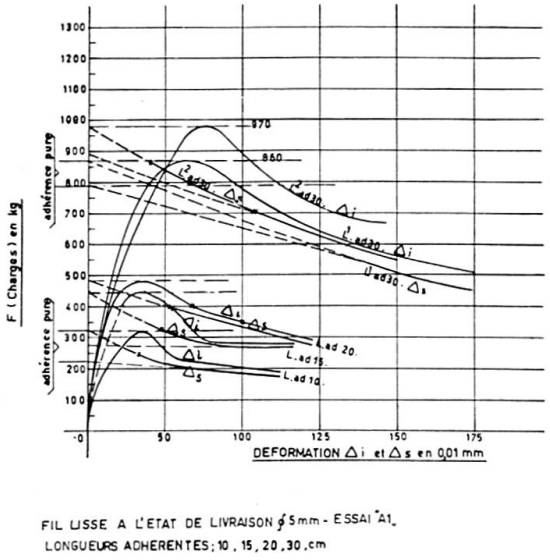


Fig. 4. Fil lisse: variation de l'effort d'extraction du fil en fonction du déplacement pour différentes longueurs adhérentes.

La figure 4 donne les diagrammes d'un fil lisse à l'état de livraison de 5 millimètres de diamètre, mis en œuvre dans le pull out test sous quatre longueurs d'adhérence; sur la figure ont été aussi dessinés les diagrammes de l'effort d'extraction en fonction du déplacement (Δ_i) par rapport au béton de l'extrémité inférieure de la partie enrobée du fil, c'est-à-dire l'extrémité sollicitée.

Pour les fils rouillés et pour les fils à empreintes à l'état de livraison ou rouillés, le diagramme de l'effort appliqué en fonction du déplacement (Δ_s) par rapport au béton de l'extrémité non sollicitée a une allure fondamentalement différente de celle observée à propos des fils lisses.

La charge augmente initialement avec le déplacement du fil, elle passe par un maximum pour décroître ensuite lorsque le glissement croît (fig. 3 courbe inférieure et fig. 5).

Dans la partie ascendante de la courbe, la résistance est due à une sorte d'effet d'engrenage qui prend naissance au commencement du glissement et augmente avec le déplacement. Cet effet met en jeu la résistance à l'écrasement et au cisaillement de la gaine de béton entourant le fil.

Les déplacements du fil dans cette région résultent des déformations du béton de la gaine le long de la surface enrobée du fil.

La charge maximum correspond à l'état qui précède immédiatement la

rupture par cisaillement de la gaine en béton; cette rupture est accompagnée d'un glissement brusque.

Dans la partie descendante du diagramme, seul le frottement s'oppose au déplacement du fil mais si, dans le cas du fil lisse, la résistance offerte dépend du coefficient de frottement de l'acier lisse sur le béton lisse, dans le cas de fils rouillés et à empreintes, le frottement résulte du contact entre surfaces rugueuses de béton cisaillé.

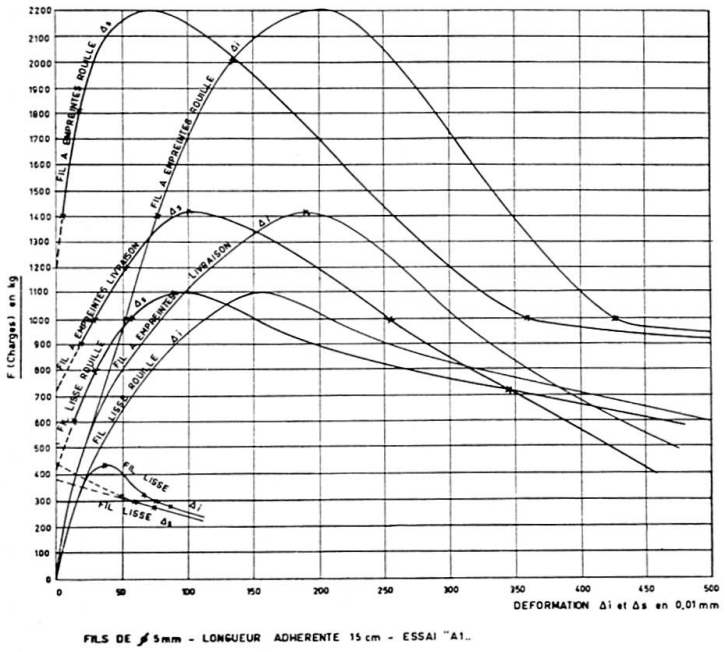


Fig. 5. Diagrammes de la variation de l'effort d'extraction du fil en fonction du déplacement pour différents états de surface (fil de 5 mm) longueur adhérente 15 cm.

Cette région du diagramme a une allure comparable à celle du diagramme entier obtenu pour les fils lisses à l'état de livraison; dans sa majeure partie cette allure est souvent linéaire.

La valeur de l'effort correspondant au *premier* glissement de toute la longueur enrobée des fils rouillés et à empreintes est, dans de nombreux cas, le double de la valeur obtenue pour les fils lisses à l'état de livraison, de même diamètre et de même longueur adhérente (fig. 5).

L'écart est donc dû au fait que dans le cas du fil lisse, cet effort dépend du frottement acier-béton éventuellement majoré, au début, par l'adhérence proprement dite de l'acier au béton et que dans le cas des fils rouillés et à empreintes, l'effort extérieur appliqué au fil entraîne immédiatement la résistance par compression du béton engagé dans les irrégularités ou empreintes du fil et la résistance au cisaillement de la gaine en béton, avant que n'intervienne la phase de frottement.

Pour les fils rouillés et à empreintes, cette résistance à la rupture du béton sur toute la longueur adhérente est de l'ordre du double de l'effort correspondant au premier glissement apparent mesuré à l'extrémité non sollicitée.

La valeur de l'effort du rupture d'adhérence maximum de ces fils est le plus souvent de trois à quatre supérieure à celle des fils lisses de même diamètre et de même longueur adhérente.

La même figure 5 donne les diagrammes F, Δ_s de fils lisse, lisse rouillé, à empreintes, à empreintes rouillé, de 5 mm de diamètre, d'une longueur adhérente de 15 cm et soumis au pull out test.

Sur cette figure sont également représentés les diagrammes de l'effort en fonction du déplacement Δ_i de l'extrémité inférieure de la partie enrobée du fils.

Comme il n'est pas toujours aisé de déceler l'apparition du premier glissement Δ_s de l'extrémité supérieure non sollicitée, on remarque que l'intersection de l'axe des efforts et de la tangente à l'origine de la courbe F, Δ_s peut donner avec une approximation suffisante, par suite de la régularité du diagramme, l'effort correspondant au premier glissement.

Les diagrammes obtenus pour le pull out test et pour le beam test ont des allures absolument identiques; les résistances de rupture d'adhérence sont cependant légèrement inférieures pour le beam test, où le béton entourant le fil est sollicité en traction pendant l'essai.

Le comportement des fils suivant leur état de surface, permet, suite aux diagrammes caractéristiques obtenus, d'apprécier, au vu de l'allure de la courbe, la qualité d'un fil du point de vue de l'adhérence.

L'analyse faite ci-dessus conduit à trois conclusions:

1. La rupture d'adhérence du fil lisse est une rupture brusque ou brutale; elle se produit ainsi d'une manière imprévisible et dès l'apparition du premier glissement à l'extrémité libre du fil, la résistance offerte par le frottement diminue avec le déplacement.
2. La rupture d'adhérence du fil lisse rouillé et du fil à empreintes est précédée d'une déformation probablement élasto-plastique du béton entourant le fil au cours de laquelle l'effort sollicitant met en jeu la résistance à la compression du béton en contact avec les irrégularités du fil et la résistance au cisaillement de la gaine de béton entourant le fil. Après rupture de la gaine, le fil rouillé ou à empreintes se comporte comme un fil lisse, son déplacement n'est entravé que par la résistance au frottement, elle-même décroissante avec le déplacement.

   L'emploi du fil rouillé et à empreintes offre donc du point de vue de l'adhérence une importante sécurité supplémentaire.

   L'intérêt du fil à empreintes, réserve faite de la résistance à la fatigue, est évidemment d'autant plus grand que la saillie constituée par l'empreinte est importante, ce qui accroît à la fois la surface transversale de l'empreinte

qui sollicite le béton par compression et la surface latérale hors du tout du fil, c'est-à-dire la surface résistant au cisaillement du béton.

3. L'adhérence des fils rouillés et à empreintes dépend de la qualité du béton.

Dans notre recherche, l'interprétation et la comparaison des résultats obtenus à propos de l'intervention de nombreux facteurs est basée sur la notion de valeur moyenne de la tension d'adhérence.

Par convention, la tension moyenne d'adhérence, pour une longueur adhérente donnée du fil, est déterminée, quel que soit le type d'essai, par le quotient de l'effort maximum ayant provoqué la rupture d'adhérence par la surface du fil adhérente au béton.

Physiquement parlant et tenant compte des diagrammes que nous avons obtenus, cette notion conventionnelle n'est pas caractéristique du comportement du fil; seule et exclusivement la nature de la courbe effort-déformation caractérise ce comportement et permet donc d'apprécier la qualité d'un fil du point de vue de l'adhérence.

La forme même de la courbe des fils rouillés et à empreintes est éloquente à cet égard; l'effort maximum obtenu avant glissement est conditionné par les déformations du béton sur lequel s'appuient les aspérités du fil tandis qu'après avoir atteint ce maximum la courbe traduit l'apparition de la phase de frottement. La notion de tension moyenne d'adhérence ne traduit donc pas le phénomène physique. Cependant il est justifié, dans notre cas, d'y faire appel, car l'effort maximum qui provoque le déplacement d'ensemble du fil par rapport au béton est une caractéristique mesurable et pratiquement reproductible.

De plus, la tension moyenne d'adhérence est une valeur conventionnelle directement applicable en pratique, moyennant la réserve importante, que cette tension moyenne diminue quand la longueur adhérente au fil augmente.

On remarque une certaine analogie entre le diagramme force-déplacement du fil lisse et le diagramme tension-déformation d'un métal fragile comme la fonte d'une part et les diagrammes analogues du fil rouillé ou à empreintes et d'un métal ductile comme l'acier doux d'autre part. Cette constatation n'est pas fortuite vu les phénomènes constatés systématiquement lors des essais; elle peut justifier le fait d'apprécier le résultat d'un essai *global* d'adhérence par la charge maximum atteinte avant tout glissement d'ensemble du fil ou par la tension moyenne d'adhérence, cependant que seul le diagramme permet de caractériser le comportement à l'adhérence.

Résumé

Une recherche faite à l'Université de Liège a été consacrée à l'étude de l'adhérence au béton, de fils en acier à haute résistance, de diamètres différents et d'états de surface variés: lisse et à empreintes à l'état de livraison, lisse et

à empreintes rouillés. L'adhérence a été déterminée par des essais d'arrachement (pull-out test) et par des essais d'adhérence par effort tranchant (beam test). L'étude a porté sur la mesure de l'effort total au moment de l'apparition d'un glissement à l'extrémité non sollicitée du fil.

Une différence fondamentale apparaît dans le comportement des fils lisses à l'état de livraison et des fils à empreintes ou des fils lisses et à empreintes rouillés.

Zusammenfassung

Die an der Universität Lüttich ausgeführten Untersuchungen befaßten sich mit der Haftfestigkeit von Vorspanndrähten verschiedener Durchmesser und von unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit: glatte oder gekerbte Drähte im Lieferungszustand einerseits und angerostet andererseits. Die Haftfestigkeit wurde mit Hilfe des Ausziehversuches bestimmt (pull-out-test) sowie durch Schwerbeanspruchung hergeführte Gleitung der Armierungseisen (beam test). Gemessen wurde die gesamte Beanspruchung zur Zeit der ersten Gleiterscheinung am unbeanspruchten Ende des Drahtes.

Das Verhalten von glatten oder gekerbten Drähten im Lieferungszustand ist grundsätzlich verschieden von dem der angerosteten glatten oder gekerbten Drähte.

Summary

A research has been performed at the University of Liège to investigate the bond to concrete of high resistance steel wires of different diameters and varying surface conditions: smooth and ribbed as delivered, as delivered but rusted. The bond has been determined by means of the "pull out" test and by the "beam" test. This study concerned the measurement of the total load at the moment of the start of slipping on the other end of the wire.

A fundamental difference was noticed in the behaviour of the smooth wires in the delivered condition and the ribbed wires or those smooth and the ribbed wires and rusted.

VI6

Carrying Capacity of Plate Girders *)

Résistance des poutres à âme pleine

Tragfähigkeit von Vollwandträgern

KONRAD BASLER BRUNO THÜRLIMANN
formerly Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University,
Bethlehem, Pennsylvania, U.S.A.

The purpose of an extensive research project conducted at Lehigh University was to investigate the carrying capacity of plate girders with slender webs. In the paper "Web Buckling Tests on Plate Girders" in the Preliminary Publication of the 6th Congress parts of the experimental findings were presented. A complete report on the experiments is given in Ref. [1]. The publication of the theoretical studies is in preparation. The following is a summary of the basic concepts on which these strength predictions are based.

a) *Bending strength.* Experiments as well as the large deflection theory show that web buckling produces essentially a rearrangement of the internal stresses. Due to unavoidable initial plate deflections in webs of girders, this rearrangement is not a sudden phenomenon. There are two kinds of post-buckling strength; one is offered by the plate, the other is contributed by the boundary elements. Assuming the web area of a plate girder equals that of each flange plate, at least 85 per cent of the bending moment is carried by the flanges alone. Therefore, the rest assigned to the web is of minor importance for the carrying capacity. A simple estimate of an effective width of the web adjacent to the compression flange is sufficient for the computation of the resulting bending moment. The ultimate moment, however, is reached at the instant of a flange failure.

If the compression flange fails, three different failure modes are possible: vertical buckling of the flange plate into the web, torsional buckling of the

*) Supplement to "Preliminary Publication" VI, page 907.

flange plate, and lateral buckling of the compression flange. The first type is controlled by specifying an upper limit for the web slenderness ratio. The second mode is dependant on the ratio of flange width to flange thickness. The treatment of the third case, lateral buckling, reduces to an analysis of a column whose effective cross section is composed of the compression flange and one-sixth of the web.

b) *Shear strength.* The prediction of the shear strength is based on the following three essential assumptions: First, shear can be carried in strict beam action only up to the critical load. Second, a rearrangement of stresses must then take place which amounts to a tension field action and, third, the ultimate shear force is reached when the superposition of these two states of stresses causes unrestricted yielding.

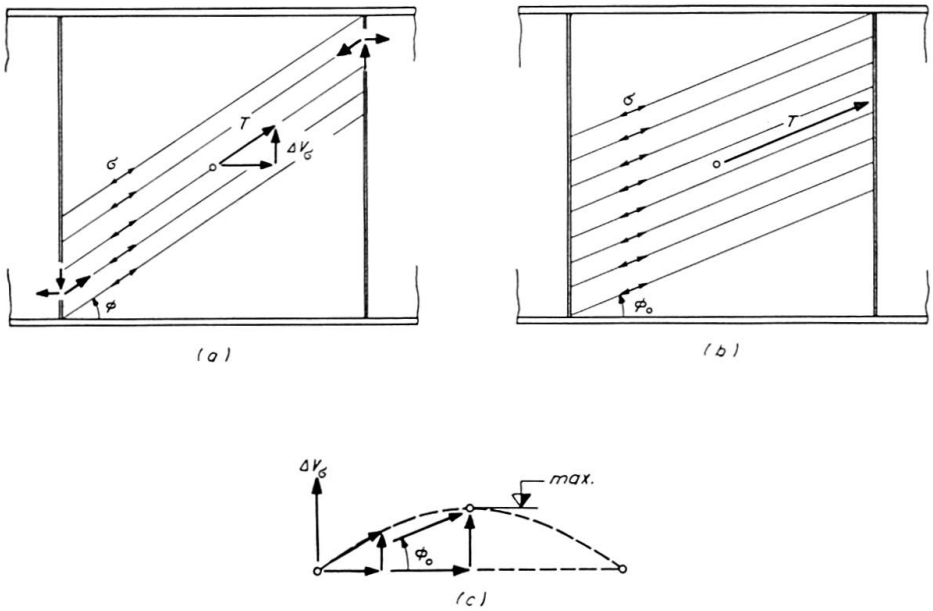


Fig. 1. Tension Field Action.

Whether a tension field, which is a membrane stress field, can develop or not depends on the boundaries of the plate. The flanges of a conventionally built, welded plate girder have little bending rigidity in the direction of the web. Hence, they cannot effectively exert any normal stress at the junction with the web. The flanges, therefore, do not serve as anchors for a tension field. The situation is however different at the panel borders along the transverse stiffeners. As shown in the left hand sketch of Fig. 1, such a field strip gives rise to a tension force T whose vertical component, ΔV_σ, represents the shear force carried in this manner. It is obvious that, upon increasing the applied shear force, the tension field widens as shown on the right of Fig. 1. However, because the increase in width is gained on account of the field inclination, an optimum value of the tension field contribution will soon be

reached, Fig. 1c. Based on these considerations the following formula for the ultimate force V_u results [2]:

$$\frac{V_u}{V_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1+\alpha^2}}.$$

V_p is the plastic shear force, defined as the shear yield stress times the web area. The symbols τ_{cr} and τ_y are the critical shear stress and the yield stress in shear, respectively, while α is the ratio of stiffener distance to web depth.

c) *Interaction between bending and shear.* The shear strength, as outlined above, makes no use of the flange as anchor for the tension field. Therefore, the ultimate shear strength should not be reduced by the presence of a bending moment as long as the flanges alone are able to carry this moment. Hence, it is only the small part of the bending moment which is assigned to the web that leads to an interaction. While equilibrium is always possible, compatibility conditions are disregarded with such a separation of functions assigned to different components of the girder. This is tolerable to a large degree because a girder with a stocky web can rearrange its forces through yielding, whereas a slender web makes it possible by deflecting laterally.

The investigation, of which the contributions in the Preliminary and Final Report are excerpts, was conducted at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania. It was sponsored jointly by the American Institute of Steel Construction, the U.S. Bureau of Public Roads, the Welding Research Council, and the Pennsylvania Department of Highways.

References

1. Basler, K., Yen, B. T., Mueller, J. A., and Thürlimann, B. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders". Welding Research Council, Bulletin No. 64, New York, 1960.
2. Basler, K. "Strength of Plate Girders". Ph. D. Dissertation, Mic. 59–6958, University Microfilms Inc. Ann Arbor, Michigan.

Summary

In the report "Buckling Tests on Plate Girders" (Preliminary Publications, 6th Congress, Thema VI) a selection of experimental results obtained on girders in pure bending and high shear was presented. In this paper theoretical considerations concerning the static strength of girders in bending, shear or combined bending and shear are presented without going into details at all. A more detailed study on the carrying capacity of plate girders along these lines is presently in progress.

Résumé

La contribution intitulée «Essais de voilement sur poutres à âme pleine» («Publication Préliminaire», 6e Congrès, Thème VI) présentait un choix de résultats d'essais effectués sur des poutres soumises à une flexion pure ou à un cisaillement élevé. Le présent article contient quelques réflexions théoriques sur la résistance des poutres à âme pleine soumises à la flexion, au cisaillement ou à une sollicitation combinée, sans toutefois entrer dans les détails. Des études plus poussées, partant des résultats obtenus jusqu'ici, sont actuellement en cours.

Zusammenfassung

Im Beitrag «Beulversuche an Vollwandträgern» (Vorbericht 6. Kongreß, Thema VI) wurde eine Auswahl von Versuchsresultaten gezeigt, welche an Vollwandträgern unter reiner Biegung oder hohem Schub beobachtet wurden. Hier wurden nun einige theoretische Überlegungen über die statische Tragfähigkeit von Vollwandträgern unter Biegung, Schub und kombinierter Beanspruchung kurz dargelegt, ohne auf Einzelheiten einzugehen. Detaillierte Studien, die auf diesen Überlegungen fundieren, sind gegenwärtig im Gange.

VI 7

Untersuchungen über die Tragfähigkeit von, mit Hilfe einer spiralförmigen Querbewehrung vorgespannten Stäben

Researches About the Carrying Capacity of Struts Prestressed by Means of Spiral Reinforcements

Recherches sur la résistance d'éléments précontraints par des armatures en spirale

S. W. BRYKIN
Forschungsinstitut für Verkehrsbauwesen der UdSSR, Moskau

Eines der wichtigsten Probleme auf dem Gebiet der Vervollkommnung der Stahlbetonkonstruktionen stellt die Frage der Herabsetzung des Konstruktionsgewichts dar. Viele Ingenieure und Wissenschaftler der Welt beschäftigten sich mit dieser Frage.

Eine besondere Bedeutung hat das vorliegende Problem für Stahlbetonbrücken größerer Spannweiten, bei denen Eigengewichtsbelastung vorwiegend ist.

Ohne die in der Sowjetunion auf diesem Gebiet durchgeführten zahlreichen wissenschaftlichen Forschungs- und Versuchsarbeiten zu berühren, werde ich über einige Untersuchungsergebnisse der Tragfähigkeit von axial gedrückten Betonstäben mit vorgespannter Quer-Spiralbewehrung berichten.

Bemerkenswert ist, daß bereits im Jahre 1941 einige der Sowjetfachleute eine Idee über die Zunahme der Tragfähigkeit von Betonstäben durch die Vorspannung der stählernen Umhüllung geäußert haben.

Es wurde eine Reihe von zylindrischen Betonversuchsstäben mit Vollquerschnitt von 8 bis 58 cm Stärke hergestellt, bei der die Länge gleich dem 5-fachen Durchmesser ist.

Für die Herstellung von Versuchskörpern wurde Beton der Güte von 200 bis 600 verwendet. Ein Teil der Betonkörper wurde ohne Querbewehrung untersucht, der andere wurde mit Hilfe von besonderer Vorrichtung (Fig. 1) mit Spiralumwickelung von 1,5 bis 5,0 mm Durchmesser und von 4 bis 80 mm Spiralsteigung armiert.

Abgesehen von den Versuchskörpern mit rundem Vollquerschnitt wurde

eine Reihe von Hohl-Versuchskörpern mit einem Länge-/Wandstärkeverhältnis gleich 4 hergestellt.

Fernerhin hat man vor, Betonkörper mit einem Durchmesser-/Wandstärkeverhältnis bis 8 zu untersuchen.

Bei Axialdruckuntersuchungen wurde der Axialdruck bei stufenweiser Belastung erzeugt.

Die Verformungen wurden mit Hilfe von Indikatoren, Tensometern und Widerstandsgebern gemessen (Fig. 2).

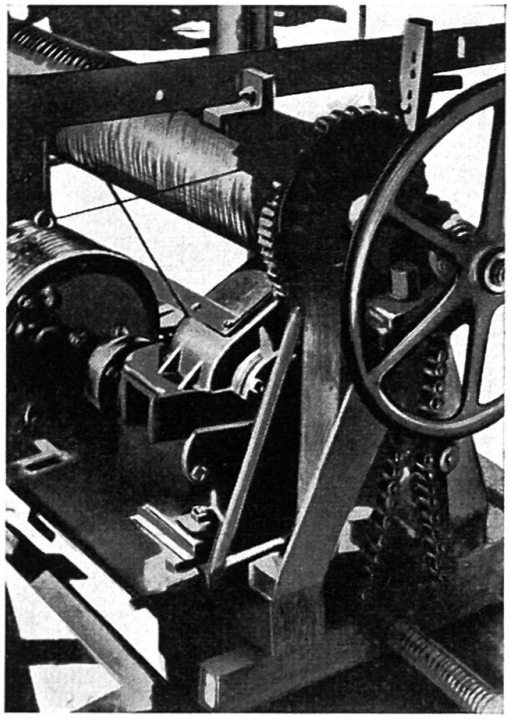


Fig. 1.

Fig. 2.

Aus methodischen Erwägungen hat man die Probekörper mit vorgespannter Bewehrung ohne Schutzschicht untersucht. Im weiteren hat man die Absicht, besondere Untersuchungen der Beeinflussung von vorgespannter Bewehrung auf das Schutzschichtverhalten durchzuführen.

Obwohl die in Aussicht genommenen Untersuchungen zur Zeit noch nicht völlig abgeschlossen sind, kann man schon folgende Schlußfolgerungen über das statische Verhalten der axial gedrückten Betonstäbe mit vorgespannter Spiralbewehrung ziehen:

1. Die im Betonstab durch Spiralbewehrung erzeugte Vorspannung erhöht beträchtlich die Bruchlast.

So betrug z. B. die Bruchfestigkeit des Betons der Güte 600 bei einem Armierungsgehalt von 0,9% (Bruchfestigkeit des Drahtes 200 kg/mm^2) ohne Spiralbewehrung 550 kg/cm^2, mit Spiralbewehrung, aber ohne Vorspannung

870 kg/cm² und bei optimaler Spannung der Spiralbewehrung 1330 kg/cm² (Fig. 3).

2. Die Bruchfestigkeit wächst mit der Steigerung des Vorspannungsgrades der Spiralbewehrung und erreicht ihr Maximum bei einer Vorspannung der Querbewehrung von 60—70% der Bruchfestigkeit des Stahls.

Bei weiterer Erhöhung des Vorspannungsgrades der Querbewehrung findet der Bruch der Betonstäbe bei niedrigeren Bruchbelastungen statt.

3. Je höher die Güte des Betons ist, desto größer wird die Steigerung der Bruchbelastung. Beim Beton der Güte 200 (und niedriger) bleibt die Bruchbelastung bei beliebiger Größe der Vorspannung praktisch unverändert (Fig. 3).

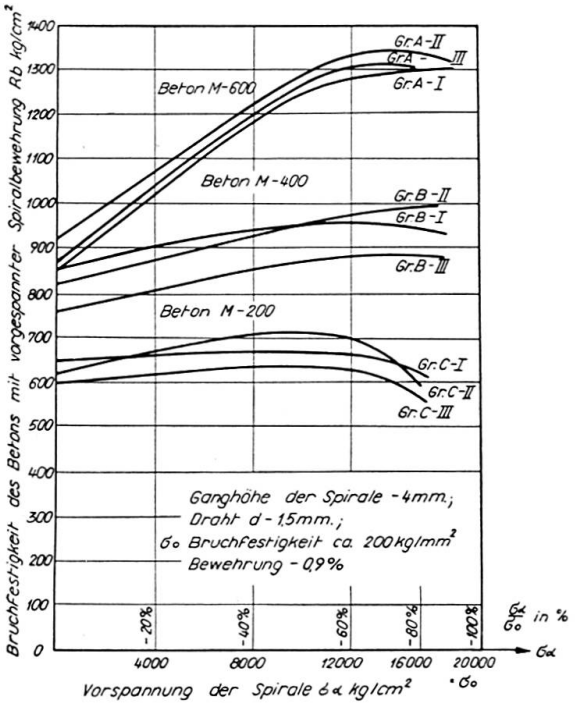


Fig. 3. Untersuchungsergebnisse der Festigkeit von Beton-Prüfkörpern, 20 cm Durchmesser und 1,00 m Länge, mit vorgespannter Drahtspirale

So betrug z. B. bei Prüfkörpern aus Beton der Güte 600 mit Bewehrung ohne Vorspannung der Wirksamkeitsgrad der Spiralbewehrung 1,7—1,9, während er bei optimaler Vorspannung der Spiralbewehrung 4—4,3 erreichte.

Beim Beton der Güte 200 mit Spiralbewehrung ohne Vorspannung betrug der Wirksamkeitsgrad 2,3—2,4, bei optimaler Vorspannung 2,5—2,6.

4. Bei der Vorspannung der Spiralbewehrung werden die Verformungen in Längs- und Querrichtung verringert.

So betrug z. B. die relative Verformung in der Längsrichtung bei einer Belastung, die 0,4 der Betongüte entspricht, für Beton der Güte 600 bei optimaler Vorspannung 1,8 mm/m, bei Spiralbewehrung ohne Vorspannung 2,25 mm/m.

5. Die Bruchfestigkeit des Betons von Hohl-Prüfkörpern war (bei einem

Durchmesser-/Wandstärkeverhältnis gleich 4) um etwa 10% kleiner als bei Prüfkörpern mit Vollquerschnitt.

6. Bei der Anwendung von vorgespannter Spiralbewehrung (aus Draht mit Bruchfestigkeit 200 kg/mm^2) befindet sich der zweckmäßigste Armierungsgehalt innerhalb des Bereichs 0,9—2%.

Die obengenannten Ergebnisse können damit erläutert werden, daß die Zusammendrückung des Betons, bei Vorspannung der Umhüllung, die Entwicklung der Querverformungen hemmt und dadurch das Erreichen des Grenzspannungszustandes verschiebt. In diesem Zusammenhang wird der größte Effekt der Zusammendrückung beim Beton höherer Güte («spröde») erreicht, weil er eine höhere Schubfestigkeit hat als der Beton niedrigerer Güte («plastisch»).

Im weiteren hat man die Absicht, die Untersuchungen des statischen Verhaltens von axial gedrückten Hohlbetonkörpern mit vorgespannter Spiralbewehrung bei verschiedenen Durchmesser-/Wandstärkeverhältnissen abzuschließen sowie das statische Verhalten von Betonkörpern mit Schutzschicht zu untersuchen.

Außerdem hat man vor, das statische Verhalten von Voll- und Rohrquerschnittbetonstäben mit vorgespannter Spiralbewehrung zu untersuchen, bei außermittigem Druck mit Lastangriff innerhalb als auch außerhalb des Querschnittskerns.

Auf Grund der bisherigen Untersuchungsergebnisse kann man voraussetzen, daß, nach dem Abschluß des ganzen Untersuchungskomplexes, die notwendigen Erkenntnisse für einen rationellen Einsatz der Vorspannung der Spiralbewehrung in den Druckstäben der Bauwerke vorliegen werden.

Es ist anzunehmen, daß nach Beendigung des ganzen Untersuchungskomplexes neue Angaben über das wichtige, aber wenig untersuchte Problem des dreiachsigen Druckspannungszustandes im Beton zur Verfügung stehen werden.

Zusammenfassung

In der Arbeit werden Untersuchungsergebnisse über die Tragfähigkeit von vorgespannten axial gedrückten Betonstäben mit spiralförmiger Umschnürung beschrieben.

Es wird gezeigt, daß die Bruchfestigkeit derartiger Stäbe, im Vergleich zu gleichartigen Stäben mit einer Umschnürung ohne Vorspannung, bei bestimmten Verhältnissen um ca. 50% zunimmt.

In der Arbeit sind die Daten der Verformung von Stäben in Längs- und Querrichtung sowie die anderen, den Spannungszustand der obengenannten Stäbe charakterisierenden Angaben angeführt.

Summary

In the contribution are given the results of the researches on the carrying capacity of centrically loaded concrete struts prestressed with spiral reinforcement. It demonstrates, that under certain conditions the ultimate strength of such struts exceeds by approximately 50% the ultimate strength of non-prestressed members with spiral reinforcement.

Data are given on longitudinal and transversal deformations as well as figures concerning stresses in the mentioned struts.

Résumé

Cette contribution traite des recherches sur la résistance d'éléments en béton travaillant à la compression axiale et précontraints par des armatures en spirale. L'auteur montre que, dans des conditions déterminées, la résistance de ces éléments, comparée à celle des éléments armés par des spirales non-précontraintes, augmente d'à peu près 50%.

La présente contribution donne les caractéristiques des déformations transversales et longitudinales des éléments et les grandeurs définissant l'état de contraintes des éléments mentionnés.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 8

Die Entwicklung naturharter Bewehrungsstähle σ_S 40—90 mit verbesserten Eigenschaften

Reinforcement Steels with a Natural Hardness, $\sigma_S = 40 - 90$ kg/mm² Having Improved Characteristics

Aciers d'armature à dureté naturelle, $\sigma_S = 40 - 90$ kg/mm², avec caractéristiques améliorées

C. SCHAUB
Fagersta, Schweden

Die Weiterentwicklung der Bewehrungsstähle bezweckt, höhere Festigkeitswerte zu erzielen. Vor allem strebt man eine Erhöhung der Streckgrenze an, doch darf gleichzeitig die Zähigkeit des Werkstoffes und dessen Sicherheit gegen spröde Brüche nicht unter zulässige Werte sinken.

In Mitteleuropa wird eine hohe Streckgrenze in der Regel durch Kaltverformung eines warmgewalzten Stahles erreicht, der im naturharten Zustande eine geringere Streckgrenze hat. Die durch Recken, Verdrehen oder eine Kombination dieser beiden Verfahren erfolgte Kaltverformung kann die Streckgrenze bis zu einem gewünschten Wert erhöhen; die Zähigkeitsreserve des Werkstoffes wird hierdurch jedoch vermindert und es erfolgt gleichzeitig ein mechanisches Altern. In ungünstigen Fällen kann dadurch ein Risiko für spröde Brüche entstehen.

Schließlich erfordert die Kaltverformung gewisse Mehrkosten gegenüber naturharten, warmgewalzten Stählen, die in Ländern mit hohem Lohnniveau beachtliche Werte erreichen können, wobei noch Investierungen für Lokale, Maschinen, Transportmittel usw. dazukommen.

In Schweden wird der größte Teil der Bewehrungsstähle für schlaffe Bewehrung in naturhartem Zustande in Form von Rippenstählen mit quergewalzten Rippen in den Qualitäten Ks 40 ($\sigma_S \geqq 40$ kg/mm²) und Ks 60 ($\sigma_S \geqq 60$ kg/mm²) angewendet. Die Qualität Ks 40 kommt in zwei Varianten vor, entweder in der gewöhnlichen Ks 40 oder in der schweißbaren Qualität Ks 40 S (Tabelle 1).

Tabelle 1. Schwedische naturharte Bewehrungstähle

Bezeichnung	Abmessung d mm	Analyse C %	Si %	Mn %	Sonstiges %	Zugprobe d mm	σ_S kg/mm²	σ_B kg/mm²	δ_{10} %	Biegeprobe 180°	Bemerkungen
Ks 40	6—32	0,3—0,5	~0,3	~0,5	—	≦18	40	—	15		Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 6,25 %.
						18—30	38	—	15	$R = 2{,}5\,d$	
		max.				> 30	36	—	15		
Ks 40 S	6—32	0,28	~0,5	~1,3	—	≦18	40	—	15	,,	,,
						18—30	38	—	15	nach	Schweißbarer Stahl.
						> 30	36	—	15	Alterung	
Ks 60	6—16	~0,45	~1,7	~0,8	—		60	—	12	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 12,5 %.
		~0,45	~1,3	~1,3	—		60	—	12		

Naturharte Spezial-Bewehrungstähle der Fagersta Bruks AB

		max.									
Ks 40 CD[1])	6—32	0,20	~0,3	~0,8	Kleine Zusätze von karbid- und nitridbildenden Elementen	≦18	40	—	15	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 6,25 % und mit verbesserter Kaltzähigkeit und Schweißbarkeit.
						18—30	38	—	15	nach	
						> 30	36	—	15	Alterung	
Ks 60 CD[1])	6—16	~0,45	~0,3	~0,8	Zusätze wie oben		60	—	12	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 12,5 % und mit verbesserter Kaltzähigkeit.
CD 80[2])	26	~0,25	~0,3	~0,7	Cr 0,5 + Zusätze wie oben		80	105	7	—	Warmgewalzter geglühter Rundstahl für vorgespannte Konstruktionen, z. B. System Dywidag etc.
CD 90[2])	26	~0,25	~0,3	~0,7	Cr 2,3 + Zusätze wie oben		90	120	7	—	

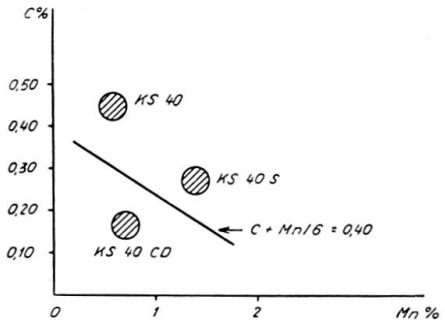
[1]) Spezialstahl (Feinkornstahl) wird in betriebsmäßigem Maßstabe hergestellt.
[2]) Probeschmelzen für Versuchslieferungen.

Für vorgespannte Konstruktionen werden sowohl kaltgezogener Draht mit 2 bis 7 mm ⌀ als auch kaltgereckte Rundstähle schwedischer oder ausländischer Herstellung verwendet.

In Schweden sind seit mehr als fünf Jahren Entwicklungsarbeiten im Gange, um die Zähigkeit und die Schweißbarkeit oder nur diese für sich bei Stählen im naturharten Zustande zu verbessern. Durch «Impfung» mit karbid- und nitritbildenden Zusätzen bei der Erschmelzung der Stähle erhalten diese eine Feinkornstruktur, wodurch sowohl die Streckgrenze als auch das Verhältnis σ_S/σ_B stark erhöht und gleichzeitig die Zähigkeit und Schweißbarkeit wesentlich verbessert werden. Die Analysen dieser neuentwickelten CD-Stähle (CD = cold ductile) gehen aus der Tabelle 1 hervor. Die Wirkung der CD-Behandlung auf die Zähigkeit und Schweißbarkeit ist aus den Tabellen 2 und 3 sowie aus Diagramm 4 ersichtlich.

Tabelle 2. Schweißbarkeit der Bewehrungsstähle Ks 40, Ks 40 S und Ks 40 CD

Bei Kohlenstoff-Manganstählen wird die Grenze zwischen gut oder schlecht schweißbaren Stählen ungefähr durch die Ungleichung $C + Mn/6 \lesssim 0{,}40\,\%$ angegeben. Die schwedischen Rippenstähle mit $\sigma_S = 40$ kg/mm² können in dieser Beziehung auf folgende Weise klassifiziert werden.



Die Feinkornbehandlung durch die CD-Methode ermöglicht bei gleicher Forderung für die Streckgrenze $\sigma_S \geqq 40$ kg/mm² einen niedrigeren Wert C + Mn/6 einzuhalten und dadurch die Schweißbarkeit zu verbessern.

Fagerstas Rippenstahl Ks 60 CD wird seit einigen Jahren betriebsmäßig laufend hergestellt und hat sich in der Praxis ausgezeichnet bewährt. Dieser Rippenstahl ist auch bei niedriger Außentemperatur (−20° C) biege- und rückbiegesicher. Die Herstellung dieses Stahles ist in wirtschaftlicher Beziehung günstig, da durch die CD-Behandlung entsprechende Mengen an Si und Mn eingespart werden.

Die Qualitäten CD 80 und CD 90 wurden als Versuchsschmelzen in begrenztem Umfange hergestellt. Die technischen Eigenschaften dieser Werkstoffe sind ausgezeichnet, was durch zahlreiche Versuchsergebnisse bestätigt wurde. Unter den gegenwärtigen Verhältnissen liegen jedoch die Herstellungskosten für diese Qualitäten noch etwas zu hoch, um mit kaltverformten Stählen mit $\sigma_S \geqq 80$ kg/mm² in allen Fällen konkurrieren zu können.

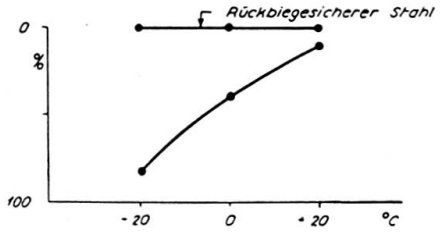
Tabelle 3. Alterungsbiegeprobe

Stahl		Biegeprobe
Ks 40 S Ks 40 CD	Der Rippenstahl wird 10 % kaltgestreckt danach bei 250° C 1 h gealtert	180° R = 2,5 d kein Bruch oder Risse

Die Biegeprobe wird bei Raumtemperatur ausgeführt.

Alterungsrückbiegeprobe

1. Biegeprobe 45° R = 5 d bei Prüftemperatur bzw. −20°, 0°, +20° C.
2. Alterung in kochendem Wasser während 1 h.
3. Rückbiegung 22,5° bei Prüftemperatur bzw. −20°, 0°, +20° C; kein Bruch oder Risse. 10—20 Probestäbe pro Temperatur. Sollten Brüche auftreten, kann das Ergebnis der Prüfung in folgendem Schaubild dargestellt werden:



Die *Spezial-Rippenstähle Ks 60 CD und Ks 40 CD* der Fagersta Bruks AB sind auf Grund der besonderen Herstellung *rückbiegesicher*.

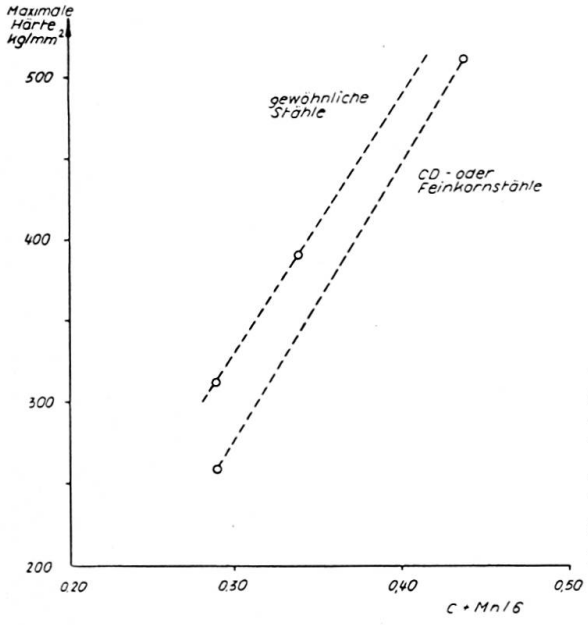


Diagramm 4. Die maximale Härte als Funktion von $l + Mn/6$ (gemäß der Methode von ESAB).

Die maximale Härte ist der ESAB-Methode nach die höchste Härte, die im Werkstoff nach dem Schweißen entstehen kann.

Als besondere Kennzeichen dieser CD-Stähle mit extremen Streckgrenzwerten im warmgewalzten, geglühten Zustand kann man die gute Ermüdungsfestigkeit, den stabilen Wert des Elastizitätsmoduls bei gleichzeitig guter Zähigkeit hervorheben.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt Stähle, die durch ein besonderes metallurgisches Herstellungsverfahren bei niedrigen Legierungsgehalten eine hohe Streckgrenze sowie ein hohes Streck-/Bruchgrenzenverhältnis erhalten. Hierdurch entsprechen diese Stähle weitgehenden Forderungen in bezug auf Zähigkeit (Biegbarkeit) und Schweißbarkeit.

Summary

The steels described are slightly alloyed and are obtained by a special metallurgical process. They have a high yield limit and the ratio between this limit and the failure stress is also high; hence, they fully satisfy the requirements in regard to toughness (folding) and weldability.

Résumé

Les aciers décrits sont faiblement alliés et obtenus par un procédé spécial d'élaboration métallurgique; ils présentent ainsi une limite élastique élevée, dont le rapport à la résistance de rupture est également élevé. Ces aciers satisfont par là largement aux exigences relatives à la ténacité (pliage) et à la soudabilité.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI9

Ausstellungspavillon: Stahlkonstruktion der Gitterschale der Dachkuppel

Exhibition Pavillon: Steel Structure of the Lattice Shell for the Domed Roof

Pavillon d'exposition: Ossature métallique de la coque à treillis formant la coupole de toiture

FERDINAND LEDERER
Prof. Ing. Dr., Brno (CSR)

Für die Brno-Messe wurden auf dem Messegelände in Brno in der Tschechoslowakei mehrere Pavillons aufgestellt. Bei dreien von diesen wurde eine neue Art von Kuppelkonstruktion angewendet, und zwar eine Kugelschale, deren Tragfläche als ein Gitter aus Stahlrohren ausgebildet ist. Bei den drei Ausführungen kamen die kreisförmigen Grundrisse von 24 m und 93,5 m Durchmesser und ein quadratischer Grundriß mit der Seitenlänge von 36,9 m zur Anwendung.

Der Verfasser dieses Artikels hat dieses System entworfen und seine statische Berechnung nach der Membrantheorie der Rotationsschalen entwickelt. Dabei wurde auch die Stabilität gegen Beulung in örtlicher Hinsicht wie auch für die Gitterschale als Ganzes sowie die Stabilität gegen Ausknicken einzelner Stäbe des Gitters in Rechnung genommen. Außerdem wurden auch die Randstörungen des Membranzustandes berücksichtigt. Es ist nicht notwendig, die Rechnungsformeln für die Bestimmung der inneren Kräfte zur drehsymmetrischen Belastung durch Eigengewicht, Schneelast und Ringlast auf dem Laternenringe hier anzuführen; diese können zum Beispiel im Buche «Flächentragwerke» von K. GIRKMANN nachgelesen werden. Es war nur notwendig, die Formeln für die Lösung der antimetrisch wirkenden Windlast auch für eine Kugelfläche mit Laternenöffnung zu ergänzen. Diese Gleichungen lauten:

$$N_\varphi = -\frac{v\,a\cos\vartheta\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\right],$$

$$N_\vartheta = -\frac{v\,a\cos\vartheta}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)\cos\varphi-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\cos\varphi-\sin^4\varphi\right],$$

$$N_{\vartheta\varphi} = -\frac{v\,a\sin\vartheta}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\right],$$

wobei N_φ die Meridiankraft, N die Parallelkreiskraft, $N_{\vartheta\varphi}$ die Schubkraft, $2\varphi_0$ den Zenterwinkel des Laternenkreises, ϑ die waagrechte und φ die senkrechte Winkelkoordinate eines Punktes der Schalenmittelfläche, a den Kugelradius und v den spezifischen Winddruck und Sog auf eine senkrechte Ebene bedeuten.

Aus diesen verteilten Schnittkräften können diejenigen Kräfte, die auf einen Knotenpunkt entfallen, bestimmt werden. Um die statisch unbestimmte Aufgabe der Verteilung der inneren Kräfte auf die einzelnen Stäbe zu umgehen, weisen wir die Ringkraft N_ϑ direkt den waagrechten Parallelringen zu, und aus den Meridian- und Schubkräften N_φ und $N_{\vartheta\varphi}$ bestimmen wir die Hauptkräfte nach der bekannten Beziehung

$$N_{1,2} = \frac{N_\varphi}{2} \pm \tfrac{1}{2}\sqrt{4N_{\vartheta\varphi}^2+N_\varphi^2}.$$

Die Zerlegung der Resultierenden v der Hauptkräfte N_1 und N_2 kann man auch graphisch ausführen, wie aus Fig. 1 ersichtlich ist.

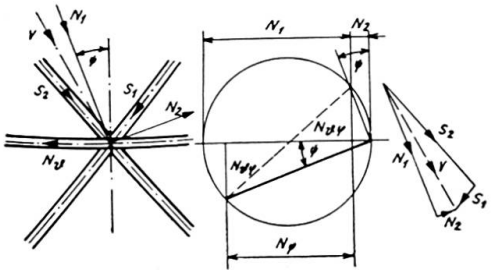


Fig. 1.

Für die Beurteilung der Stabilität der Schalenfläche als Ganzes kann man für die kritische Last der Mittelfläche

$$P_k = 4{,}12\,E\left(\frac{\delta}{a}\right)^2$$

annehmen[1]) und für die örtliche Beulung als ein Durchschlagsproblem aus der quadratischen Stabilitätstheorie findet man den Wert[2]):

$$P_k' = 0{,}365\,E\left(\frac{\delta}{a}\right)^2.$$

---

[1]) V. Kolář: Stabilita rotačních skořepinových kleneb (Die Stabilität der Rotationsschalengewölbe), in Sborník vysoké školy technické v Brně (Sammelschrift der T. H. in Brno), 1951.

[2]) K. Girkmann: Flächentragwerke (Wien 1956): aus Zitierung der fremden Literatur dieses Bereiches.

Nach der ersten Formel bekam man in unserem Falle der Kuppel mit einer Spannweite von 93,5 m einen Sicherheitsfaktor von 20, aus der zweiten Formel ergibt sich eine Sicherheit von nur 1,78, die aber noch gut ausreicht.

Die Biegungsrandstörung kann man hier näherungsweise sehr einfach erfassen. Die Dehnung des Fußringes unter der Wirkung des Axialzuges S_a ergibt sich zu

$$\Delta s_a = \frac{S_a s_a}{F_a E},$$

was eine Vergrößerung des Radius um

$$\Delta r_a = \frac{\Delta s_a}{2\pi}$$

zur Folge hat. Ähnlich verkürzt sich der erste Parallelkreis unter der Wirkung des Axialdruckes S_1 um

$$\Delta s_1 = \frac{S_1 s_1}{F_1 E}$$

und die Verminderung seines Radius ist

$$\Delta r = \frac{\Delta S_1}{2\pi}$$

Die Länge der Lotrechten zur Meridiansehne, welche von diesen Verschiebungen abgeleitet wird (Fig. 2), beträgt:

$$k = k_a + k_1 = (\Delta r_a + \Delta r_1)\cos(90 - \alpha).$$

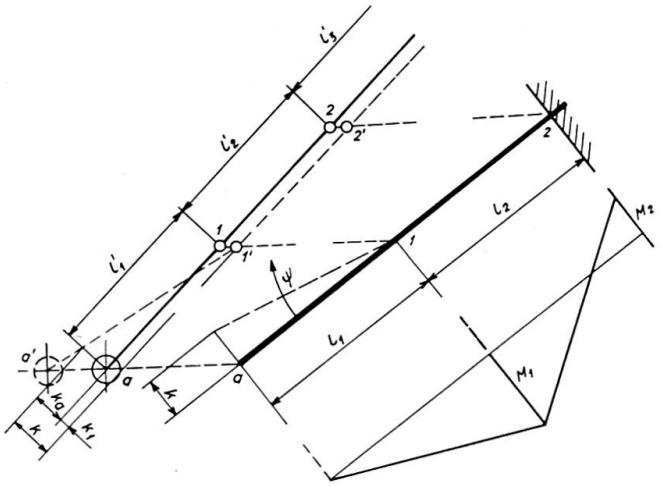


Fig. 2.

Mit Hilfe dieser Lotrechten stellen wir den Stabdrehwinkel im ersten Feld fest. Es ist dann

$$\psi_1 = \operatorname{tg}\psi_1 = \frac{k}{l_1}.$$

Die Stabdrehwinkel in weiteren Feldern sind ohne Bedeutung. Es ist dann

ersichtlich, daß wir für die Diagonalstäbe die Biegungsmomente aus dem Stabdrehwinkel ψ_1 einfach bestimmen können. Wenn wir nur zwei Felder in Betracht ziehen, sind ihre Werte

$$M_{a1} = 0, \qquad M_{1a} = -\frac{12\,EJ}{l_1}\,\frac{k}{4\,l_1+3\,l_2},$$

$$M_{12} = +\frac{12\,EJ}{l_1}\,\frac{1}{4\,l_1+3\,l_2}, \qquad M_{21} = +\frac{6\,EJ}{l_1}\,\frac{k}{4\,l_1+3\,l_2}.$$

Wie allgemein bekannt ist, klingen die Biegungsmomente in weiteren Feldern der Diagonalen sehr rasch ab.

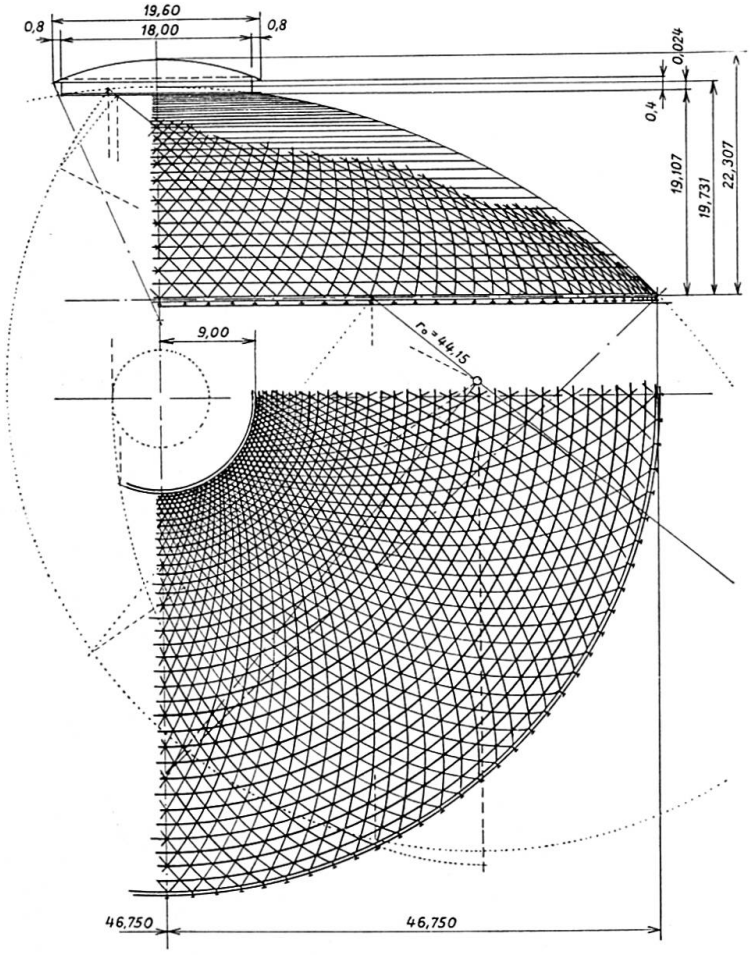


Fig. 3.

Die Schalenfläche ist also nicht vollwandig, sondern als Gitterwerk ausgebildet (Fig. 3). Das Gitter wird aus Stahlrohrstäben gebildet, welche durchlaufend in der Form der Kreislinien in drei Schichten von dem Laternenring bis zum Fußring laufen. Auf diese Weise bekam man ein Dreiecknetz, welches die Innenkräfte beliebiger Richtung in der Mittelfläche der Schale zu übertragen fähig ist. Die drei Stabschichten kreuzen sich in Knotenpunkten, wo sie mittels Schraubenbügel verbunden sind.

Die Herstellung der Gitterschale wurde zum größten Teil mit Hilfe eines einfachen Gerüstes auf dem Boden verwirklicht. Dieser Teil mit einem Durchmesser von 72 m wurde dann in die Sollage von 40 m mit einem Mittelpfeiler hochgezogen (Fig. 4). Der Rest der Gitterschale wurde dann bis zum Fußring ergänzt, welcher vorher auf dem Dache des Pavillons vorbereitet worden war. Jeder der 128 Knotenpunkte auf dem Fußring ist durch ein nur Tangentialkräfte übernehmendes Lager gestützt, so daß auch die Windwirkung direkt auf den Eisenbetonunterbau übertragen wird. Die Herstellung und Montage wurden von der Königsfelder Maschinenfabrik, V.E.B. in Brno-Královo Pole durchgeführt. Bei der Trennung der Kuppel vom Montagepylon betrug die gemessene Senkung des Laternenringes nur 4 mm.

Das freie Gitterwerk wirkt von innen außerordentlich leicht (Fig. 5). Der größte Teil der Dachhaut wurde aus Aluminiumblech gefertigt, während im

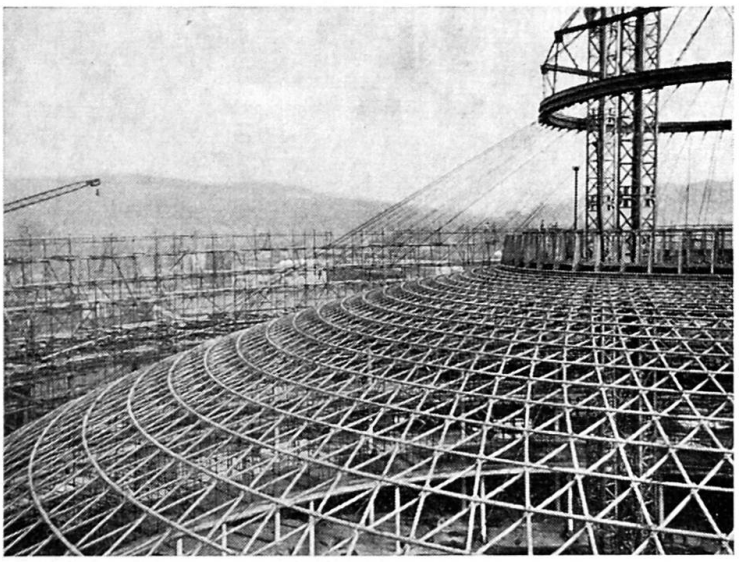


Fig. 4. Hochziehen des fertigen Teiles der Gitterschale.

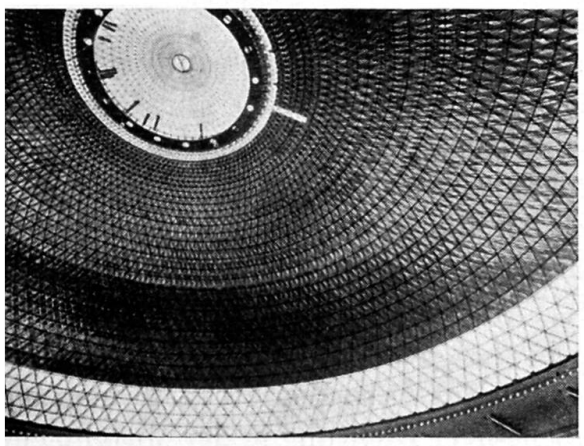


Fig. 5. Blick in die Kuppel nach deren Beziehen mit Dachhaut.

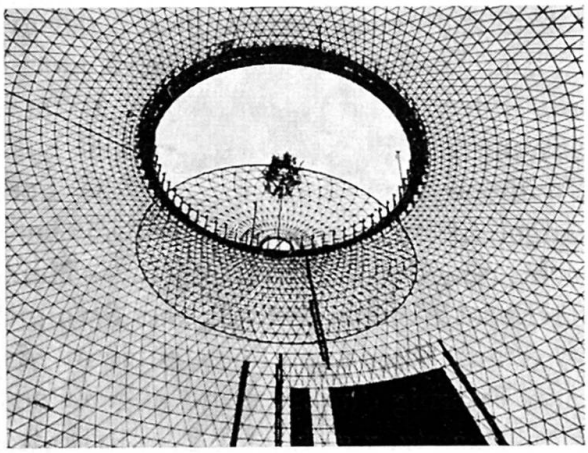


Fig. 6. Hochziehen der Laternenkuppel des größten Pavillons.

unteren Streifen Drahtglas eingesetzt wurde (Fig. 5). Die Laterne mit einem Durchmesser von 18 m wurde mit einer kleinen, ziemlich flachen Gitterschale überdeckt, welche mit einer Kunststoffolie überzogen wurde (Fig. 6). Fig. 7 zeigt die Gesamtansicht des größten Pavillons.

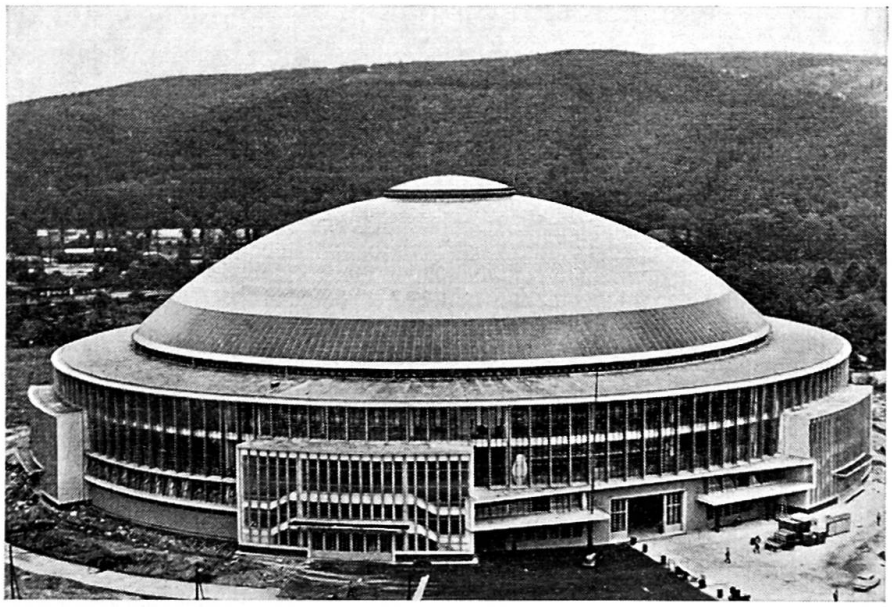


Fig. 7. Der fertige Pavillon «Z», Gesamtansicht.

Das gesamte Gewicht des Stahlmaterials der Schale des großen Pavillons beträgt 220 t, das sind 33 kg/m² des Grundrisses der Kuppel; das Gitter allein wiegt 20 kg/m² der Mittelfläche der Gitterschale.

Zusammenfassung

Beim Bau des Messegeländes in Brno wurden mehrere Pavillons ausgeführt, von denen der Pavillon Z der größte ist.

Der Innenraum der kreiszylinderförmigen Eisenbetonkonstruktion wurde mit einer Rotationskuppel in Form eines Kugelabschnittes mit Laternenöffnung überdeckt. Diese Kuppel hat eine Spannweite von 93,5 m und eine Pfeilhöhe von 19,731 m. Für die Berechnung wurde die Kuppel als Schale aufgefaßt und nach der Membrantheorie der Rotationsschalen unter Berücksichtigung der Randstörungen des Membranzustandes untersucht. Die Schalenfläche ist nicht vollwandig, sondern gitterförmig zusammengesetzt. Das Gitter wird aus Stahlrohrstäben gebildet, die in drei Schichten vom Laternenring zum Fußring durchlaufend angeordnet sind. Auf diese Weise bekam man ein Dreiecksnetz, welches die Schnittkräfte beliebiger Richtung in der Mittelfläche der Schale übertragen kann. In den Knotenpunkten, wo sich die drei Stabschichten kreuzen, werden die Stäbe mittels Schraubenbügel verbunden.

Die Montage ist mit Hilfe eines zentralen Pylons und eines einfachen Gerüstes durchgeführt worden.

Das gesamte Gewicht des verwendeten Stahlmaterials beträgt 220 t, beziehungsweise 33 kg/m² Grundrißfläche der Kuppel. Das Gitter allein wiegt, bezogen auf die Schalen-Mittelfläche, 20 kg/m².

Summary

For the organisation of the Brno Fair several pavillons were constructed, the largest of which is the Z pavillon.

The interior of the reinforced concrete structure, consisting of a circular cylinder, was covered with a dome of revolution having the shape of a segment of a sphere and provided with a central lantern light. The dome has a span of 93.5 m and a rise of 19.731 m. For purposes of calculation, the dome was regarded as a shell and calculated according to the theory of membranes for shells of revolution taking into account the marginal disturbances of the membrane state. The surface of the shell is not a web, but consists of a lattice assembly. The lattice is formed of continuous steel tubes which are arranged in three layers from the lantern-light ring to the outer ring. In this manner, a network of triangles is obtained which is able to transmit in the median layer of the shell the forces from any direction.

At the connecting points where the three layers of tubes intersect, the bars assembled by means of bolted stirrup clamps.

The erection was effected by means of a central pylon and simple scaffolding.

The total weight of steel employed is 220 tons, that is to say 33 kg/m² of the area covered by the dome; the lattice alone weighs 20 kg/m² of the median area of the shell.

Résumé

Sur l'emplacement réservé à la foire de Brno, plusieurs pavillons ont été construits, parmi lesquels le pavillon Z qui est le plus grand.

La construction en béton armé, de forme circulaire, a été recouverte d'une coupole constituée par une calotte sphérique et munie d'un lanterneau central. Cette coupole a une portée de 93,5 m et une flèche de 19,731 m. Pour le calcul, la coupole a été assimilée à un voile mince et calculée d'après la théorie des voiles de rotation, en tenant compte des perturbations marginales de l'état de membrane. La surface de la coupole n'est pas pleine, mais est formée d'un treillis. Ce treillis est composé de tubes métalliques disposés en trois couches et continus de l'anneau de lanterneau jusqu'à l'anneau de base. On a obtenu de cette façon un réseau triangulé qui peut transmettre dans la surface médiane

de la coupole des efforts de directions quelconques. Dans les nœuds, où les trois couches de tubes se croisent, les barres sont assemblées par des étriers boulonnés. Le montage a été exécuté à l'aide d'un pylône central et d'un échafaudage simple.

Le poids total de l'acier utilisé est de 220 t, c'est-à-dire de 33 kg/m² de la surface couverte. Le treillis à lui seul pèse 20 kg/m² de la surface médiane de la coupole.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

I. A. EL-DEMIRDASH
Prof. Dr., University of Cairo, Giza

The experiments carried out by BASLER and THÜRLIMANN show that the initial curvature of the web plate affects its mode of buckling, and that the thin web withstands bigger loads than are given by the existing formulæ. This is due to the support of the flanges and stiffeners, and the fact that the thin web may fail to act as a shear web, but can still resist as a tension-field.

The joint-paper gives, further, the stress distribution in the case of bending. The diagram is straight on the tension side and curved on the compression side. Consequently, the neutral axis is shifted towards the tension flange. This behaviour is equivalent to a variable reduction of the modulus of elasticity for compression, which disappears at the top where the web is supported by the compression flange.

However, there is no information given in the paper of the stress distribution in the case of shear nor in the general case of bending and shear. Here, of course, it is necessary to measure the strains in at least three directions in order to get a complete picture of the stress distribution. In this way, it will be possible to compare the actual behaviour of the web plate with that of a shear web or a tension-field.

It is more than a mere coïncidence that the authors have shared my opinion and prepared a further contribution on the subject for the "Final Report".

Summary

The tests by BASLER and THÜRLIMANN show that thin webs can carry higher loads than indicated by current formulæ. The stresses in the case of bending indicate a curved distribution on the compression side. This behaviour is equivalent to the assumption of a variable reduction of the modulus of elasticity. In order to obtain information on the stress distribution in the general case of shear and bending it will be necessary to measure the strains in at least 3 directions.

Résumé

Les essais de MM. Basler et Thürlimann montrent que des âmes minces peuvent supporter des sollicitations plus élevées que ne l'indiquent les formules usuelles. La distribution des contraintes de flexion n'est pas linéaire dans la région comprimée; ceci correspond à supposer une réduction variable du module d'élasticité. Pour déterminer l'état de contraintes dans le cas général du cisaillement et de la flexion, il sera nécessaire de mesurer les allongements dans trois directions au moins.

Zusammenfassung

Die Versuche von Basler und Thürlimann zeigen, daß dünne Stege größere Lasten zu tragen vermögen als die gebräuchlichen Formeln angeben. Die Spannungsverteilung im Fall von Biegung zeigt einen gekrümmten Verlauf im Druckbereich. Dieses Verhalten ist gleichbedeutend mit der Annahme einer variablen Reduktion des Elastizitätsmoduls. Um Aufschluß über die Spannungsverteilung im Fall von Schub und Biegung zu erhalten, wird es nötig sein, die Dehnungen in mindestens 3 Richtungen zu messen.

On the Problem of Aerodynamic Stability of Suspension Bridges

Contribution au problème de la stabilité aérodynamique des ponts suspendus

Zum Problem der aerodynamischen Stabilität der Hängebrücken

RYSZARD DĄBROWSKI
Dr. Ing., Gdańsk

In connection with the paper by Mr. DELCAMP I take this opportunity to draw your attention once more to the much discussed problem of aerodynamic stability of suspension bridges. This should be done with particular reference to earlier works by HIRAI, presented at the IABSE Congress in Lisbon [1], and by VLASOV, prepared for the Congress of Applied Mechanics in Brussels and republished in the second edition of his well known book [2].

The differential equations of the problem — after differentiation with respect to time and omission of some unimportant terms — can be written according to [2] as follows

$$E J_x \eta^{IV} - H \eta'' - \frac{\gamma F}{g} \omega^2 \eta'' + (M_y \varphi)'' = 0, \tag{1}$$

$$M_y \eta'' + E J_\varphi \varphi^{IV} - \left(G J_d + H \frac{b^2}{4} \right) \varphi'' - \frac{\gamma F r^2}{g} \omega^2 \varphi + k u b^2 \frac{v^2}{2g} \varphi = 0, \tag{2}$$

where η, φ are vertical displacement and rotation of the bridge section respectively.

Eqs. (1), (2) represent equilibrium conditions of vertical forces and torsion moments respectively. Stiffness terms and inertia forces (containing angular frequency ω) are well known, H denotes here total force in two cables. Aerodynamic forces are taken into account in the last term of Eq. (2) according to the negative slope theory:

$$m = C_T(\varphi) u b^2 \frac{v^2}{2g}, \qquad C_T = k \varphi,$$

where denotes: C_T = torsion coefficient, u = air specific weight, b = width of

the bridge section, v = wind velocity, g = gravitational acceleration and k = negative slope constant.

Corresponding equations in [1] are in essentially similar — there are only introduced to Eq. (2): one term due to structural damping and a hypothetical alternating torsion moment corresponding to KÁRMÁN trails action.

In comparison with previous works by BLEICH [3] and STEINMAN [4] the aerodynamic forces in both discussed papers are taken into account in a simplified form. The main new feature of HIRAI-VLASOV equations is the presence of terms containing bending moment about vertical bridge axis, M_y, caused by static action of horizontal wind forces q (Fig. 1). This moment in combination with vertical displacement and rotation gives rise to additional vertical forces and torsion moments — last term in Eq. (1) and first term in Eq. (2) respectively.

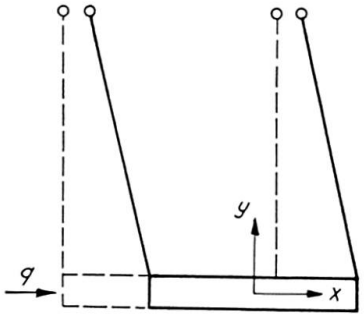


Fig. 1.

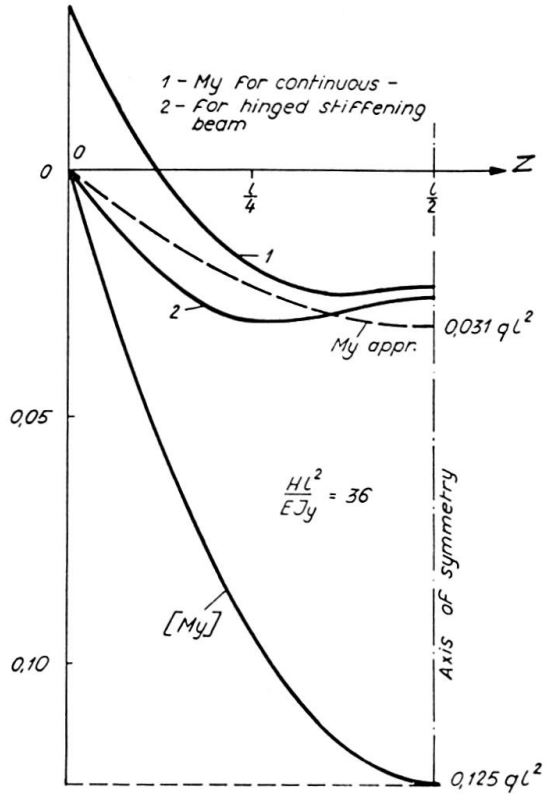


Fig. 2.

It is remarkable that both authors take for M_y moment in a simply supported beam under uniform load, denoted here as $[M_y]$:

$$[M_y] = \frac{q}{2} z\,(l - z)$$

with l as central span length and z = longitudinal axis.

No attention is paid there to following effect (Fig. 1): Horizontal displacement due to static wind action gives rise to horizontal components of hanger forces, which are reducing both displacements and moments. This effect can

be negligible in bridges with a low span to width ratio, as was the case in model tests conducted by Hirai and in many known suspension bridges. The reduction of bending moments is, however, of substantial importance in case of a high span to width ratio (e.g. Tacoma bridge) and in general should not be disregarded [1]).

As stated, the bending moments in Eqs. (1), (2) should be reduced due to the action of restoring forces. The proper evaluation of reduced bending moments M_y is a seperate problem. In this connection publications by SELBERG, THEIMER and TOPALOFF — see [6] — should be mentioned. For the purpose of these remarks, however, a simple relation as a rough approximation for M_y can be given:

$$M_{y\,appr} = [M_y] \frac{1}{1 + 0{,}083\, H\, l^2 / E\, J_y}, \tag{3}$$

where $E\,J_y$ is the horizontal stiffness of the bridge section. This equation was obtained on the assumption that restoring forces are distributed according to a sine curve with maximum value in $l/2$ equal to $8\,H\,\xi/l^2$, combined with following simplified relation: $M_{y\,appr} = [M_y]\,\xi/\bar{\xi}$; $\bar{\xi}$ is horizontal deflection in $l/2$ due to $[M_y]$ and ξ corresponding value due to wind and restoring forces acting together.

The Eq. (3) stresses the importance of the parameter $H\,l^2/E\,J_y$. For great values of this parameter (i.e. for high span to width ratios) the reduction of bending moments increases and reduced values are nearly inversely proportional to this parameter. Accurate distribution of M_y may differ remarkably from that of $M_{y\,appr}$ — maximum values of M_y occurs in general nearer to the quarter points of span and not in $l/2$. Fig. 2 shows actual distribution of M_y, computed in [6] [2]), and approximate parabolic distribution according to Eq. (3) for one parameter $H\,l^2/E\,J_y = 36$. Maximum values of bending moments are, however, in fair agreement. Table 1 gives some corresponding maximum values for comparison [3]).

---

[1]) The computation of the critical wind velocity for the Tacoma bridge was one of the objects in papers under discussion. In this connection it is worthwhile to remember that no precise mesured dates are available for comparison in this case because of some faults in mesuring devices, see [5].

[2]) Values computed in [6] apply exactly to one type of suspension bridges, characterised by a span to cable sag ratio equal 8 and wind acting on cable amounting to 0,1 of the total wind acting on the bridge.

[3]) Values given in table 1 apply to a stiffening beam simply supported in horizontal direction.

The effect of differences in moment distribution can be ascertained on the basis of the method of virtual displacements, applied in [2] for the solution of Eqs. (1), (2). Bending moments appear there in the term

$$\int_0^l M_y\, \eta''\, \varphi\, dz$$

With corrected terms in Eqs. (1), (2) further procedure is as outlined in papers [1], [2].

Table 1

$\frac{Hl^2}{EJ_y}$	Maximum values of	
	$M_{y\,appr.}$ acc. Eq. (3)	M_y acc. to [6]
0	$1{,}0 \cdot ql^2/8$	$1{,}0 \cdot ql^2/8$
36	$0{,}251 \cdot ql^2/8$	$0{,}240 \cdot ql^2/8$
72	$0{,}143 \cdot ql^2/8$	$0{,}146 \cdot ql^2/8$
144	$0{,}077 \cdot ql^2/8$	$0{,}084 \cdot ql^2/8$
288	$0{,}040 \cdot ql^2/8$	$0{,}046 \cdot ql^2/8$

References

1. A. Hirai: Aerodynamic stability of suspension bridges under wind action. 5th Congress of IABSE. Preliminary Publication, p. 213. Lissabon 1956. — Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken unter Windbelastung. Bauingenieur 1956, H. 11, p. 412.
2. V. Z. Vlasov: Theory of space vibrations of thinwalled bars and shells as well as aerodynamic stability of suspension bridges. IX^e Congrès International de Mécanique Appliquée. Actes vol. VII, p. 519. Bruxelles 1957. — Tonkostennyje uprugije stershni. II ed., Moscow 1959, p. 468.
3. F. Bleich: Dynamic stability of truss-stiffened suspension bridges under wind action. Proc. ASCE, vol. 74 (1948), p. 1269.
4. D. B. Steinman: Aerodynamic theory of bridge oscillation. Proc. ASCE, vol. 75 (1949), p. 1147.
5. D. B. Steinman: Rigidity and stability of suspension bridges. Trans. ASCE, vol. 110 (1945): discussion by F. B. Farquharson on p. 492.
6. B. Topaloff: Stationärer Winddruck auf Hängebrücken. Stahlbau 1954, H. 5, p. 109.

Summary

Attention is drawn to the necessity of taking into account the effect of horizontal components of hanger forces, caused by horizontal displacement of bridge sections, in general equations of aerodynamic vibrations of suspen-

---

indicating that for the most important case of vibrations with two sine half waves of displacement and rotation in central span the values of M_y in $l/4$ add more to total value of this integral, and thus to total effect of bending moments, than those in centre of span.

In many cases, the stiffening beam is acting in horizontal direction as a continuous beam and therefore bending moments M_y are to be below the values of $M_{y\,appr}$ (see Fig. 2). It seems thus justified to use Eq. (3) without further refinements — at least for preliminary calculations.

sion bridges.

An approximate relation for the reduction of bending moments about the vertical bridge axis, comprised in these equations, is given.

Résumé

L'auteur attire l'attention du lecteur sur la nécessité de tenir compte, dans les équations générales relatives aux vibrations aérodynamiques des ponts suspendus, de l'influence des composantes horizontales des efforts dans les suspentes, composantes dues aux déplacements horizontaux du pont.

Il donne une relation approchée quant à la réduction des moments de flexion par rapport à l'axe vertical du pont, moments qui interviennent dans ces équations.

Zusammenfassung

Es wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, den Einfluß der von der horizontalen Verschiebung der Brückenquerschnitte herrührenden Horizontalkomponenten von Hängekräften in allgemeinen Gleichungen der aerodynamischen Schwingungen von Hängebrücken zu berücksichtigen.

Eine angenäherte Beziehung für die Reduktion der in diesen Gleichungen enthaltenen Biegungsmomente bezüglich der vertikalen Brückenachse ist angegeben.