

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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** Va. Crack formation (use of high-tensile steel and steel with high bond strength, end anchorages, distribution of reinforcement, shear strength)

### **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:** 26.12.2025

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



# **Va1**

## **Cracks in prestressed concrete beams**

### **Risse in vorgespannten Betonbalken**

### **Fissuração das vigas de betão preesforçado**

### **Les fissures dans les poutres en béton précontraint**

DR. P. W. ABELES

*D. Sc., M. I. Struct. E., M. Am. Soc. C. E.*

*Chartered Structural Engineer*

London

#### **I. Introduction (various kinds of cracks in prestressed concrete beams).**

With regard to the individual causes, the following kinds of cracks may be considered: (1) shrinkage cracks; (2) settlement cracks; (3) bending-tensile cracks; (4) shear cracks at ends of beams; (5) principal tensile and shear cracks; (6) torsion cracks; (7) cracks due to impact; and (8) cracks due to faults in connection with prestressing <sup>(1)</sup>.

Cracks (1) may develop if the concrete is insufficiently cured before the prestress is applied. Once having occurred, they may open under loading whenever the bending tensile stress exceeds the effective pre-compression. By sufficient curing until application of the prestress, shrinkage is delayed and thus the development of such cracks avoided.

Cracks (2) may occur before prestressing due to insufficient spreading of the self weight to the ground or due to vibrations caused by traffic. It depends on their position whether they are later closed by compression due to bending or prestressing.

Cracks (3) will develop when the actual tensile stress due to load exceeds the effective pre-compression plus, if available, the tensile resistance of the concrete. These cracks disappear entirely when the load is reduced and compression is re-established. They may also temporarily develop in a zone which is normally in compression (e. g. during handling) and will close on discontinuation of the loading. However cracks may not close if they occur in a zone without compression due to prestress or bending, e. g. at the upper side of a beam near the supports.

Cracks (4) along the web at the end of an I-shaped section may

---

<sup>(1)</sup> Surface cracks causing so-called crazing have not been considered in this paper, nor cracks which occur due to excessive compression at crushing.

develop due to excessive shear stresses where the prestress is transferred from the bottom flange to the web. Without vertical stirrups the web may split and with insufficient stirrups fine haircracks may occur. Cracks may develop also near the anchor ends of post-tensioned cables if insufficient reinforcement is provided.

Cracks (5) occur when the maximum principal and shear stresses exceed the tensile resistance. Normally there is no prestress available to close these cracks on removal of the load. Consequently they should be avoided altogether. Torsion cracks (6) are similar to cracks (5), and the same considerations apply. Cracks (7) are unpredictable; they may be harmless or not.

Quite different kinds of cracks listed under (8) may develop; e. g. in beams with pre-tensioned top and bottom wires, tensile cracks at the top flange may occur if the prestressing force is released first at the bottom alone or if the concrete is less well vibrated at the top than at the bottom. In these cases the prestress is effective only in the bottom flange and not in the top flange either temporarily or locally. Cracks may also develop when the selfweight is prevented from counteracting the prestress contrary to the design assumptions.

In this paper under II tensile bending cracks according to (3) are investigated to show that for monolithic beams with well-bonded tensioned steel fine cracks are entirely harmless. They close completely on removal of the load after previous static loading, not exceeding 80 to 95 % of the failure load, or after millions of repetitions of loading, as long as the latter does not exceed two-thirds of the failure load. In particular, it is shown that cracks are unlikely to develop under fatigue conditions or sustained loading as long as the tensile stress does not exceed two-thirds of the tensile resistance of the concrete. Some of these conclusions were stated by the author already on the occasion of the 3rd [1] and 4th [2] Congress. They will be amplified in this paper by some descriptions of new fatigue tests carried out jointly by the Chief Civil Engineering Dept., Eastern Region and the Research Dept. of British Railways, 1954 [3], and by other investigations.

Cracks (4) at the ends of beams are discussed under (III), together with the provision of shear reinforcement necessary to prevent their development. In this connection also the danger of corrosion is considered, which question the author had investigated for high strength reinforced concrete already in 1937 [4].

In (IV) accidental impact cracks (7) are described, together with the application of accelerated autogeneous healing under special temporarily applied prestress. This has been successful though the cracks had developed at positions where there was no compression.

## II. *Bending tensile cracks.*

### 1. – *Cracks in ordinary reinforced concrete and in prestressed concrete beams.*

In ordinary reinforced concrete cracking is unavoidable [4, 5]. Shrinkage can be delayed by moist curing until the concrete is capable of taking up higher tensile stresses, but then cracks may develop. Tensile

bending cracks will occur due to ordinary loading when the elongation of the steel exceeds the extensibility of the concrete. They become wider with increasing stress in the steel, particularly if the bond is destroyed between the reinforcement and concrete, e. g. with ordinary mild steel bars of large diameter. This is the reason why permissible steel stresses for ordinary reinforced concrete have been limited.

If, however, the bond between reinforcement and concrete is improved (which is obtained by the use of concrete of higher strength, the choice of steel bars of smaller diameter and/or the provision of indentations), the bond is destroyed only in the immediate neighbourhood of a crack and consequently the pattern is changed since individual cracks develop much more closely than with smooth round bars. In two cracks of the same width the steel stress in one crack may be much greater than in the other (1) if the concrete properties are in both cases the same and (a) the steel is deformed or indented instead of smooth surface or (b) of smaller size, and (2) if the steel is of the same size and properties and the concrete strength is greater. Obviously, the entire elongation is much greater with a higher steel stress. It is, however, not the *entire* elongation but the *maximum* width of the individual crack which matters from the point of view of corrosion, as was shown by Dr. F. v. Emperger [6], Dr. F. G. Thomas [5] and the author [4] some twenty years ago. The distance of cracks depends entirely on individual circumstances, i. e. shape of cross-section, dimensions, arrangement of steel reinforcement, bond conditions (strength of concrete, type of reinforcement, steel stress) and arrangement of loading; it seems therefore impossible to compute the distance between cracks on general lines as claimed by some research workers.

Prestressed concrete was originally limited, according to Freyssinet, to structures in which the development of cracks must be avoided under all circumstances. This view appeared to be entirely justified when Freyssinet, some thirty years ago, was the first to suggest that a very high tensioning stress be applied to ensure that the prestress remains effective. Without special investigation it was doubtful whether a crack under extraordinarily high steel stress would not become dangerously wide. Subsequent tests by the author have proved that they remain very narrow and close completely on load reduction, when the pre-compression becomes again effective [1, 2, 6].

The stipulation that freedom from cracks must be guaranteed has been introduced in the French Draft Code of Practice [8]. In this it is stated that only such structures in which freedom from cracking is ensured can be considered as prestressed. This is contrary to the views presented in the British First Report on Prestressed Concrete [9] and the German Code of Practice [10], in which there is no such limitation.

## 2. – *Various types of prestressed concrete beams and the factor of safety against cracking.*

Three different types may be considered, (1) monolithic beams, (2) beams assembled from blocks with satisfactory mortar joints, and (3) cracked beams or as (2) but without, or with unsatisfactory, mortar joints, representing pre-formed cracks which open when the bending tensile

stresses exceed the pre-compression. Three different arrangements may be used which affect the behaviour of cracks, (a) fully bonded wires or bars (always with pre-tensioning and sometimes with post-tensioning when excellent grouting is ensured); (b) partially bonded cables or bars (mostly with post-tensioning when optimum bond cannot be ensured); and (c) non-bonded wires, cables or bars (with post-tensioning without, or with inefficient, grouting). Thus, 9 different types of construction may occur with appreciable differences.

When the safety against cracking is considered, the great difference between Type 1a and Types 3a to 3c ought not to be ignored. If the working load tensile stress is just balanced by the effective pre-compression, the factor of safety against cracking with Type 1a amounts to 2 or 1.5 for a respective effective prestress of 1,000 or 2,000 psi (70 and 140 kg/cm<sup>2</sup>). However, with Type 3 this factor is in both cases only 1. Between these extremes, Type 1a representing the optimum and Types 3 the minimum resistance against cracking, there are many intermediate cases. Thus, quite different considerations should apply to these different types with regard to the permissible stress under working load.

With arrangement (a) the bond is destroyed only in the immediate neighbourhood of any crack, whereas with (c) the steel elongates over its entire length, and permanent deformation may remain. Thus, cracks may not close completely on removal of the load as they do with (a). Arrangement (b) is an intermediate case between (a) and (c).

### 3. - *Visible and Microscopic cracks.*

A crack may be considered as visible when noticeable to the unaided eye of a skilled research worker. It depends entirely on his experience and the instruments he uses whether development of a crack is detected earlier or later. Its visible width may be taken as 0.01 mm. (1/2500 in.) if the position is known and 0.02 mm. (0.0008 in.) if it is unknown. The concrete stress computed for a homogeneous section at which a visible crack develops is called the modulus of rupture and also bending tensile or flexural strength; but this nominal stress differs greatly from the direct tensile strength of the concrete <sup>(2)</sup>. The modulus of rupture is approximately twice the direct concrete tensile strength. Recent research has proved that microscopic (i. e. invisible) cracks develop earlier.

Professor R. H. Evans [11] was, to the author's knowledge, the first to ascertain the development of such microscopic cracks at bending stresses which correspond to the direct tensile strength and not to the modulus of rupture.

Similar results were obtained in the tests [3] from electric strain

---

<sup>(2)</sup> It is difficult to ascertain this strength correctly since fracture may occur in the test specimen at the grips of the testing apparatus and any eccentricity affects the result. Thus, mostly the modulus of rupture is ascertained by beam tests. The results depend greatly on the beam dimensions and loading arrangement. A single point load or two point loads may be applied either to a long or a short beam, and quite different results may thus be obtained for the same concrete quality. A satisfactory comparison with the stress condition in a beam would be obtained only if the cross section of the specimen were equal to, or of similar proportions to the actual beam. With regard to direct tensile tests, briquettes have, in the author's experience, resulted in some uniformity, when tested by the same person, but the value thus obtained is greater than the direct concrete tensile strength because of stress concentration. However, a certain basis of comparison is obtained.

gauge measurements. Load deflection diagram, Figure 1, shows diagrammatically the three stages which ought to occur with all prestressed monolithic concrete beams with bond. (Stage 1: full homogeneity before cracking; Stage 2: larger deflections in cracked state without permanent deformation; Stage 3: large deflections, a part of which remains permanent). An enlargement of part of this diagram shows that there is not a sudden change from Stage 1 to Stage 2 by two straight lines, but

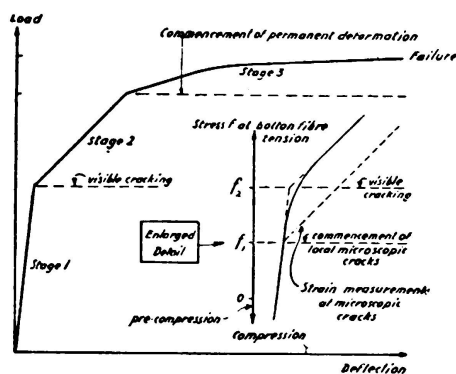


FIG. 1. Typical load deflection diagram

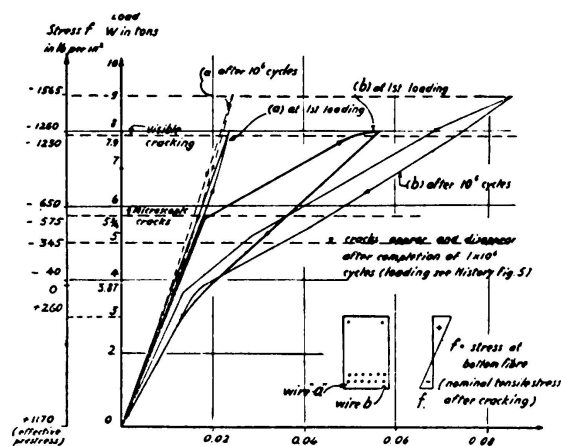


FIG. 2. Strain measurements

by a curved portion commencing at the concrete tensile stress  $f_1$ . In the curved part apparently plastic deformation takes place in the concrete tensile zone. Visible cracks are noticeable only when the stress  $f_2$  equalling the modulus of rupture is reached where the curved portion of the diagram is rather pronounced.

In the tests [3] similar curves to those of Figure 1 were obtained from most of the strain gauge readings; but in a few instances already at the first loading a sudden change was noticed in the tensile zone at the stress  $f_1$  approximating the tensile strength, as indicated in the enlarged part diagram of Figure 1. Microscopic cracks of limited size must, therefore, have developed already at that load at certain points of measurements. However, no visible cracks were noticed by careful search before the ordinary cracking load was reached, corresponding to the stress  $f_2$ .

Figure 2 shows diagrams based on strain gauge readings from the tests [3] obtained at two wires «a» and «b» in loading cycles at the first static loading up to visible cracking, and a second cycle after fatigue loading. Zero stress corresponded to a load of approximately 3.87 tons and, in spite of careful search, cracks became visible not before a load of 7.9 tons was reached (tensile stress 1,230 psi, i. e. 86 kg/cm<sup>2</sup>). From the kink in the stress-strain diagram for wire «b» at a load of 5 <sup>3</sup>/<sub>4</sub> tons, (tensile stress of 575 psi, i. e. 41 kg/cm<sup>2</sup>), it can be assumed that a microscopic crack occurred already at that load near wire «b»; but no kink occurred in the stress-strain diagram for wire «a», at which the strain gauge was in a different section from that of wire «b».

The phenomena discussed in Figure 2 and in the following Figures 4 and 5 relate to 3 beams of cross sections, length and testing arrangement

shown in Figure 3. All beams contained 6 tensioned wires 0.276 in. diameter (7 mm.) of a strength of 218,000 psi (153 kg/mm<sup>2</sup>) and the beam B also 6 non-tensioned smooth wires of the same diameter. In all 3 beams the effective prestress at the bottom fibre of the beam was approximately equal (1,170, 1,200 and 1,230 psi, corresponding to 82, 84 and 86 kg/cm<sup>2</sup> respectively), as was ascertained from strain measurements between tensioning and testing, and checked by many load-strain and load-deflection diagrams at various stages of loading. Beams A1 and B were loaded statically to failure after previous application of 1 million repetitions of loading in a cracked state applied at 250 cycles

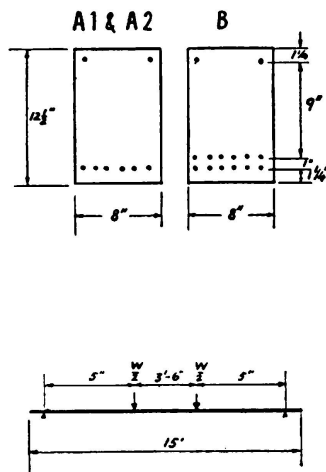


FIG. 3. Particulars about 3 fatigue tests

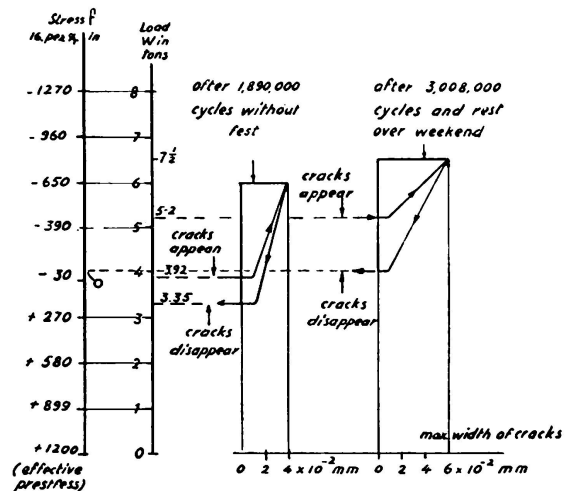


FIG. 4. Influence of rest on visibility of cracks beam A2

per minute with many rest periods and beam A2 was loaded to failure by fatigue, which occurred at a load slightly exceeding two-thirds of the static failure load in this special instance. Over 10 million repetitions were applied at 500 cycles per minute with very little rest. The beams of the Type A reached their entire tensile resistance at static loading, the wire fracturing at failure, but the beam B attained only 83 % of the maximum tensile resistance owing to slipping of single non-tensioned smooth<sup>(3)</sup> wires 0.276 in. diameter. However, the beneficial effect of the non-tensioned wires with regard to the limitation of cracks is seen in Figure 5.

Microscopic cracks were observed similarly also in beam A2 previously to a fatigue loading and they did not become visible after the completion of one million cycles between an upper limit corresponding to approx. two-thirds of the usual modulus of rupture and a lower limit of approx. zero stress. After a relatively small number of cycles at an increased range of loading cracks became visible.

From these observations it can be concluded that local microscopic cracks develop as soon as the concrete stress exceeds the tensile strength. In spite of such local microscopic cracks which do not extend through

(3) From this it has been concluded that only indented wires or pairs of twin-twisted wire 0.276 in. diameter should be used as non-tensioned reinforcement to use fully their tensile strength.



the entire section and are harmless, visible cracks occur only when the concrete stress reaches in a static loading the modulus of rupture or in a fatigue loading either when this is within the tensile range and the concrete stress exceeds two-thirds of the modulus of rupture or when the range is further increased.

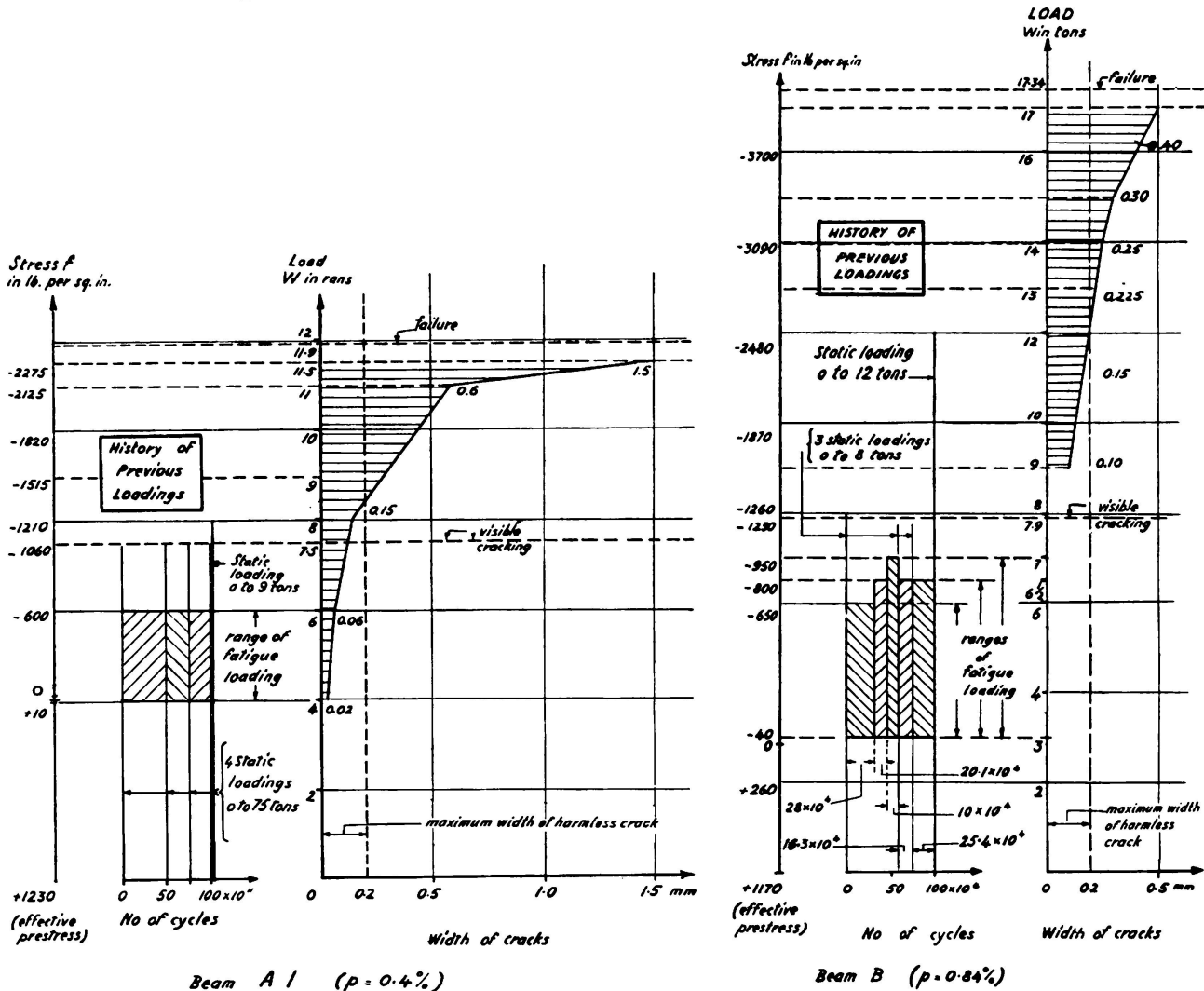


FIG. 5. Widths of cracks at final static loadings to failure (with history of previous static and fatigue loadings)

#### 4. - Visible cracks.

It was already mentioned that cracks of known position become noticeable to the skilled eye at a width of approximately 0.01 mm. (0.0004 in.), when the nominal concrete tensile stress in a homogeneous section equals the modulus of rupture. The writer has found very good uniformity of this stress from numerous tests on precast beams with pre-tensioned wires, i. e. a modulus of rupture of 1,000 to 1,200 psi (70 to 84 kg/cm<sup>2</sup>) [12]. As already stated, in the tests [3] the shortening was measured between initial tensioning and testing, and thus the effective prestress in each beam A1, A2 and B ascertained. It was thus

possible to obtain sufficiently exact tensile stresses at cracking which varied between 1,060 and 1,230 psi (74 and 86 kg/cm<sup>2</sup>). In many publications much lower stresses are related to the cracking load.

Great variations in the tensile stresses at cracking at tests are also given by Guyon [13]. The writer is convinced that other causes accounted for these discrepancies, e. g. the development of shrinkage cracks before prestressing. The writer noticed once in an acceptance test [12] that a shrinkage crack became visible at a tensile stress of 300 to 400 psi (21 to 28 kg/cm<sup>2</sup>). Further shrinkage cracks were avoided in all future production of the prestressing works in question by moistening (by sprinklers). Another cause may be due to increased losses resulting in lower effective prestress. Unfortunately it is the general practice to underestimate the losses. Also the initial prestress may be less owing to errors in the manufacture; last but not least there may be differences in observation of cracking.

Undoubtedly, beside the actual concrete tensile strength also the cross-section and the arrangement of the tensioned steel is of great influence on the noticeability of cracks. They will be observed earlier if the percentage of the tensile reinforcement is small. The same applies if concentrated prestressing cables are provided rather far apart which are not well distributed in the tensile zone. In such a case shrinkage cracks will develop even if there is nominal compression over the entire section as the pre-compression is not well distributed by cables far apart.

Sometimes the effective prestress is ascertained by the observation at which load the cracks disappear or appear again, based on the assumption that a crack having once occurred will close or open when the zero stress is reached. However, this is not always the case, as will be discussed in (5).

It can, therefore be definitely stated that visible cracks will not develop in a beam with well-bonded tensioned steel well distributed in the tensile zone, before the loading corresponds to a concrete tensile stress of approx. 1,000 to 1,200 psi (70 to 84 kg/cm<sup>2</sup>), for concrete of a cube strength of approximately 7,500 to 10,000 psi (525 to 700 kg/cm<sup>2</sup>). Provided that the effective prestress is assessed correctly and shrinkage cracks have not occurred before transfer of the prestress.

##### *5. - Closing and opening of cracks.*

Cracks close completely even after considerable deformation, as long as Stage 3 in Figure 1 was not previously reached. Immediately on removal of the load some deformation may remain and cracks may still be temporarily visible, but they close after certain rest periods. Such a recovery occurred, e. g. in a static test in 1949 [14], when the deformation disappeared completely after a previous loading approaching nearly the failure load.

Figure 4 shows the influence of rest periods upon the load at which cracks appear at loading and disappear on removal of the load. This relates to beam A2, to which 1 million cycles had been applied in a non-cracked state between the loads 4 and 6 tons, corresponding to tensile stresses of 30 and 650 psi respectively (2 and 45 kg/cm<sup>2</sup>), after



previously microscopic cracks were detected at a load of approx. 5.5 tons (tensile stress of 500 psi, i. e. 35 kg/cm<sup>2</sup>). Visible cracks were noticed when the range was increased and the cycles applied between 3 and 6 tons. Immediately after 890,000 cycles of this loading in a static loading the cracks became visible at approximately zero stress and disappeared at a load of 3.35 tons (compressive stress of 160 psi, i. e. 11 kg/cm<sup>2</sup>). However, after the application of the 3rd million of loading between 3 and 6 1/4 tons (tensile stress <sup>(4)</sup> of 730 psi, i. e. 51 kg/cm<sup>2</sup>) and a rest over the weekend, the cracks became apparent only at a load of 5.2 tons and closed at a load of 4 tons. Under otherwise equal conditions, cracks disappear and appear again at a higher nominal concrete tensile stress if the percentage of reinforcement is greater, and in each case if there is no rest period they appear at a higher stress than they disappear. After 7,707,000 cycles, at each million the upper limit being increased by 1/4 ton, the cracks became visible to the unaided eye at zero load. After sufficient rest period, recovery would most likely have taken place, but the upper limit which was at the 8th million cycles 7 1/2 tons (tensile stress 1,115 psi, i. e. 78 kg/cm<sup>2</sup>) was further increased. One wire fractured at 9,638,000 cycles at an upper limit of 8 tons (tensile stress 1,270 psi, i. e. 89 kg/cm<sup>2</sup>) and failure occurred after a further 33,000 cycles at an upper limit of 8 1/4 tons (tensile stress 1,500 psi, i. e. 105 kg/cm<sup>2</sup>).

Reference may be made also to Figure 2. After completion of the fatigue loading in a cracked state, details of which are shown in Figure 5 (history of beam), the cracks appeared and disappeared at a load of 5 tons, corresponding to a concrete tensile stress as high as 345 psi (24 kg/cm<sup>2</sup>). Another interesting feature is seen in Figure 2 by the strain diagram for wire «a» after fatigue loading. This phenomenon indicates that wire «a» was in a non-cracked portion, whereas wire «b» was within a microscopic crack which became later visible; apparently some stress re-distribution must have taken place.

#### 6. – *The width of cracks.*

Figures 5 (a) and (b) show the widths of the maximum cracks at static loadings to failure of beams A1 and B, together with the history of the previous static and fatigue loadings. From these diagrams it is seen that even after previous high loadings corresponding to nominal tensile stresses of 1,060 and 1,560 psi (74 and 108 kg/cm<sup>2</sup>) respectively at beams A1 and B, the maximum widths were within the harmless range up to high proportions of the failure loads. The test results according to Figure 5 are very encouraging and allow to consider the possibility of permitting cracks in prestressed concrete of the type discussed. For example, with beam B half the harmless width was reached at a nominal tensile stress of 1,400 psi (98 kg/cm<sup>2</sup>), and it must not be forgotten that the cracks close up on reduction of the load.

---

<sup>(4)</sup> After cracking such a stress computed for a homogeneous section is obviously only a nominal tensile stress.

Tests are being carried out by the Chief Civil Engineer's Dept., Eastern Region, British Railways, to investigate again the influence



FIG. 6

of the width of cracks upon corrosion. Prestressed sheet piles were loaded nearly to failure and cracks of various widths were kept open by wedges. A specimen was placed into the sea between low and high tide in June 1953. In January 1955 two wires, were cut out from the specimen (see Figure 6) and the remaining part again placed in the sea. No trace of corrosion was noticed where the cracks were fine and thus this has confirmed previous results. It seems to be proved that a capillary action does not take place if the width of a crack is less than say 0.008 in (0.2 mm)

provided that the concrete is dense, which is essential with prestressed concrete.

It is not within the scope of the present paper to investigate the development of the crack pattern during loading and particularly before, and at, failure. It may only be mentioned that in under-reinforced beams failure is not imminent before the width of the largest crack exceeds 2 mm.

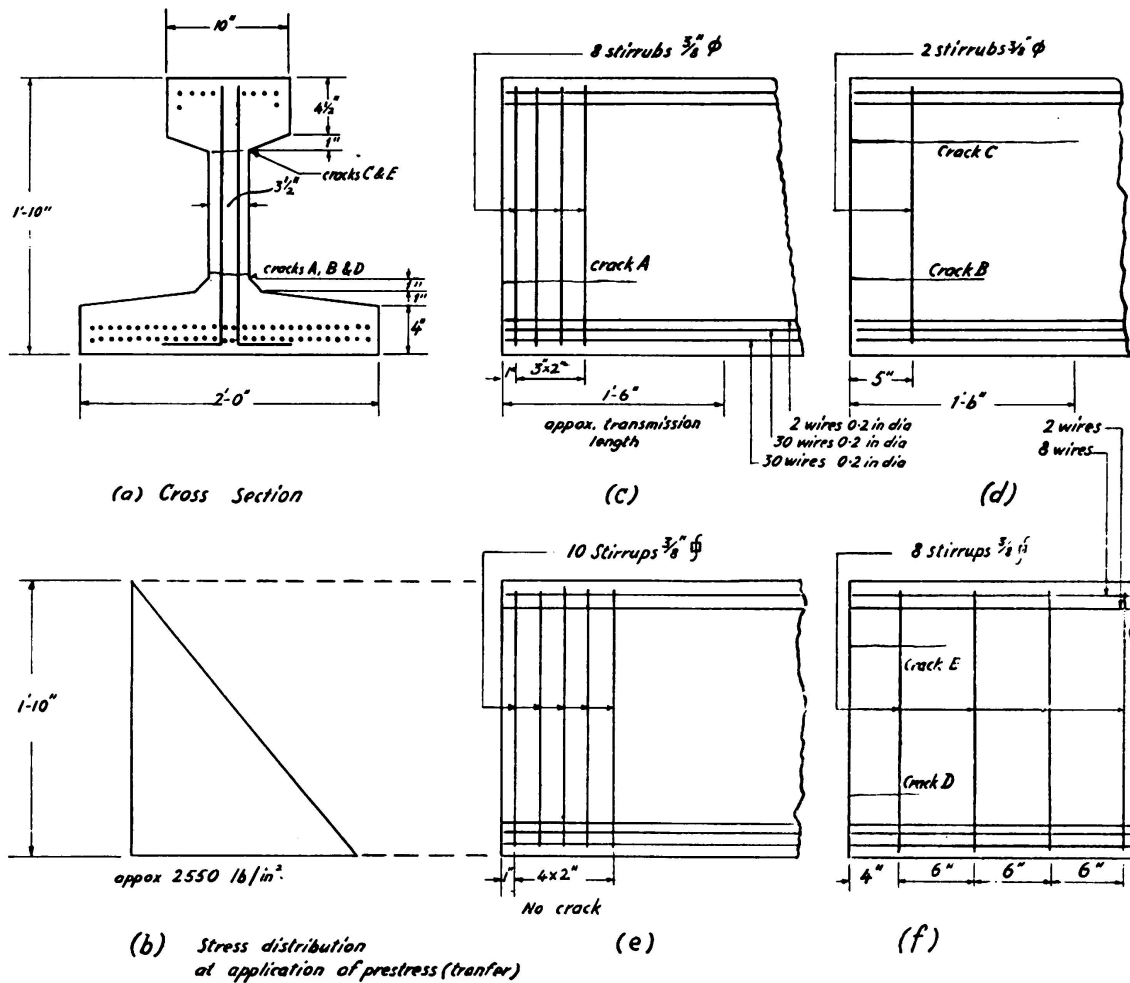
### III. *Horizontal shear cracks at the ends of beams with pre-tensioned wires.*

With pre-tensioning the wires are generally straight along the entire length of a beam and not bent up towards the ends. The centroid of the wires must, therefore, be in such a position that at transfer the stress at the bottom fibre does not exceed the permissible compressive stress, and that at the top does not reach too high tensile stresses but preferably approximates zero.

There are two ways of complying with this condition. Either the tensioned wires are placed uniformly over the section, or the greater part of the tensioned steel is placed in the bottom flange so as to ensure maximum tensile resistance at failure and the remaining steel is in the top flange. Some research workers suggest that only the former solution is satisfactory and prevents splitting at the ends. However, this solution is less satisfactory from the point of view of ultimate resistance and handling, and the second alternative seems therefore to be more practical.

In order to avoid splitting of the web, usually with I-shaped beams, stirrups and end stiffeners are provided similar to the end blocks used for anchorages of post-tensioned cables. Near their anchorages, stirrups must be provided in two directions to take up the tensile and shear stresses. With pre-tensioning the prestress is not transferred at the anchorage but gradually over a certain length, and rather different trajectories occur from those relating to post-tensioned cables. The transmission length of pre-tensioned wires depends on the diameter as

on the surface conditions of the wire and on the concrete strength. The usual end stiffeners are often awkward as they require special mould ends for different lengths of beams. To avoid this the author has investigated whether stirrups alone in the web would suffice without concrete end stiffeners. Particulars of the test beams of a wide bottom flange and a narrow web are seen in Figure 7a, (stress diagram Figure 7b). After preliminary tests on similar beams in which sufficient stirrups were provided and no cracks developed, tests with different shear rein-



**NOTE**

crack A : 11" long 0.1 mm wide  
 crack B : 8"-11" long 0.4 mm wide  
 crack C : 18" long 0.3 mm wide  
 crack D : 5" long 0.2 mm wide  
 crack E : 7" long 0.25 mm wide

FIG. 7

forcement were carried out close to the releasing end where the impact is greatest, and in this case cracks developed in the specimens tested.

From Figure 7c and d it is seen that the cracks did not become very long even at ends where only two arms  $\frac{3}{8}$  in. mild steel bars were provided. At this rather weakly reinforced end of the beam the cracks were obviously much wider than those at the much heavier reinforced end. None of the cracks really interfered with the development of the

prestress of the wires 0.2 in. (5 mm.) diameter, which was gradually introduced over a length of approximately 18 in. in all the cases in question as proved by strain measurements.

Figures 7(e) and (f) show particulars of further test specimens in which square twisted bars  $\frac{3}{8}$  in. (approx. 0.95 cm.) were used as shear reinforcement.

#### IV. *Impact cracks and accelerated autogeneous healing of cracks.*

It is known that fine cracks heal in the course of years if there is a possibility of hydration. This can be accelerated if the healing process is carried out under pressure, as the author noticed by the following

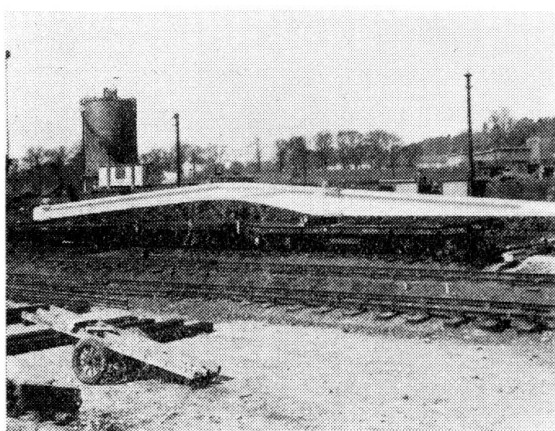


FIG. 8

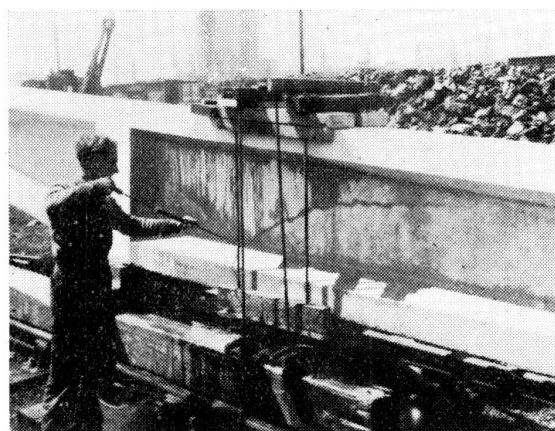


FIG. 9

practical experiment in 1953 and was later shown also in the paper [14]. Prefabricated roof beams for the engine shed, Ipswich, of 102 ft. (30.9 m.) length containing post-tensioned cables, had a free span of 64 ft. (19.4 m.) and at one side a cantilever of 37 ft. (11.21 m.) length (Fig. 8). When the first beam was lifted from the casting platform it was accidentally dropped, the cantilever end heavily hitting the ground. Thus, an impact force was applied to the cantilever in the opposite direction to the load for which it was designed. By this accident a considerable crack developed, as seen in Fig. 9. It began as a tensile crack across the bottom flange and forked into two branches, one of which formed within the web along the beam as a typical shear crack. By loading the canti-

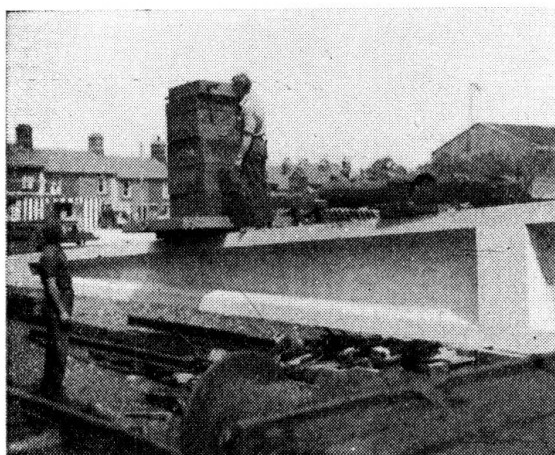


FIG. 10

lever, the vertical tensile crack closed and by temporary vertical prestressing shown in Figure 9 the horizontal portions along the crack were pressed together. Previously the faces of the crack were thoroughly moistened with the use of a bicycle pump. Where the crack was particularly fine, pure water was injected and where the crack was slightly wider a composition of water and cement was used. The loading of the cantilever and the vertical prestressing by pressing together the top and bottom flange continued for three weeks, and during all this time the crack was kept moist. After termination of this healing process, a test loading was applied to the cantilever and sustained for 24 hours, as seen in Figure 10. At this loading tensile stress of approx. 300 psi (21 kg/cm<sup>2</sup>) occurred. Obviously, before this loading was applied the temporary prestressing had been terminated. This loading test was successfully repeated two months later before the beam was placed in position. At erection the stresses in the beam were further increased owing to impact, without opening of the cracks.

### BIBLIOGRAPHY

1. ABELES, P. W. — *The behaviour of prestressed concrete at cracking*. Third Congress I. A. B. S. E., Final Report, 1949.
2. ABELES, P. W. — *Fatigue tests on partially prestressed concrete members*. Fourth Congress I. A. B. S. E., Final Report, 1953.
3. Report on tests details will appear in the «Magazine of Concrete Research».
4. ABELES, P. W. — *The danger of corrosion in reinforced concrete after cracking*. (Die Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen bei Rissbildung), «Zement» 1937, Nos. 7-9.
5. THOMAS, F. G. — *Cracking in reinforced concrete*. The Structural Engineer, July 1926.
6. EMPERGER, F. v. — *Cracking at high steel stresses and the permissible width of exposed steel*. (Die Rissfrage bei hohen Stahlspannungen und die zulässige Blosslegung des Stahles). Austrian Committee on Reinforced Concrete (Öester. Eisenbeton Ausschuss). No. 16, 1935.
7. *Report on Prestressed Concrete Sleepers, tested as simply supported beams*. Concrete & Const. Eng., April and May 1947.
8. First Report on Prestressed Concrete issued by Institution of Structural Engineers, London, 1951.
9. ROBINSON, J. R. — *Cours de Béton Précontraint*. Paris Dunod, 1954.
10. RÜSCH, H. E. — *Prestressed Concrete, Comments to the Code for Design and Practice*. (Spannbeton, Erläuterungen zu den Richtlinien für Bemessung und Ausführung). Berlin, W. Ernst & Sohn, 1953.
11. EVANS, R. H. — *Extensibility and Modulus of Rupture of Concrete*. Struct. Eng., Dec. 1946.
12. ABELES, P. W. — *Tests of Prestressed Concrete*. Concrete & Constr. Eng., May 1954.
13. GUYON, Y. — *Prestressed Concrete*. Contractors Record Ltd., London, 1953.
14. ABELES, P. W. — *Breaking Tests on Three Full Size Prestressed Concrete Bridge Beams*. Struct. Eng., May, 1951.
15. WHITLAW, E. F. — *Autogeneous Healing of Concrete in Compression*. Struct. Eng., Sept. 1954.

### ACKNOWLEDGMENT

The author expresses his thanks to the Chief Civil Engineer, Eastern Region, British Transport Commission, for the permission to include in this paper the latest research carried out by British Railways, and



to the Assistant Engineer, New Works, for his support of these investigations. The fatigue tests with the interesting strain gauge measurements were carried out by the Engineering Division of the Railways Research Dept., Derby.

#### S U M M A R Y

The author examines, in the light of his own experiments, problems dealing with crack formation, the behaviour of cracked prestressed concrete beams and the closing and healing of different kinds of cracks.

The author also deals with: visible and microscopic cracks under statical and fatigue loading in the presence of pretensioned steel; cracks in prestressed concrete beams subjected to impact; opening of cracks under fatigue and statical loading; maximum permissible width of cracks to avoid corrosion of reinforcement; flexural and shear cracks; closing of cracks by autogeneous healing by pretensioning.

These considerations are illustrated with practical examples.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag zeigt, auf Grund der eigenen Erfahrung des Autors, einige Gesichtspunkte über die Entstehung von Rissen, das Verhalten von vorgespannten Betonbalken mit Rissen und das Ausbessern und Wiedergutmachen einiger Risse.

Feine mikroskopische und sichtbare Risse unter statischer und Ermüdungs-Beanspruchung von Balken mit vorgespannten Drähten. Das Auftreten von Rissen in vorgespannten Balken bei stossartiger Beanspruchung; Vergrößerung der Rissebreite unter statischer und Ermüdungs-Beanspruchung. Grenze der Rissbreite um jede Möglichkeit der Korrosion zu vermeiden, Biege- und Schubrisse, autogenes Schliessen von Rissen unter Vorspannung, mit einigen praktischen Beispielen.

#### R E S U M O

O autor apresenta, baseando-se nos ensaios que efectuou, algumas considerações sobre a fissuração, o comportamento de vigas de betão preesforçado fissuradas e a correcção de algumas fissuras.

O autor trata ainda de fissuras microscópicas e fissuras visíveis sob a acção da fadiga e das cargas estáticas, em presença de armaduras em tensão; a fissuração das vigas de betão preesforçado submetidas ao choque; o aumento da fissuração sob à acção da fadiga e das cargas estáticas; largura limite das fissuras para evitar a corrosão das armaduras; fissuras de flexão e de corte; fecho de fissuras por correcção autogénia por pretensão.

Ilustram-se estas considerações com exemplos práticos.

#### R É S U M É

L'auteur présente, en se fondant sur des essais qu'il a réalisés, quelques considérations sur la fissuration, le comportement de poutres

en béton précontraint fissurées et la correction de quelques types de fissures.

L'auteur s'occupe également de: fissures microscopiques et fissures visibles sous l'effet de la fatigue et des charges statiques, en présence d'armature pré-tendues; la fissuration de poutres en béton précontraint soumises aux chocs; l'ouverture des fissures sous l'effet de la fatigue et des charges statiques; la largeur limite des fissures pour éviter la corrosion des armatures; fissures de flexion et de cisaillement; fermeture des fissures par correction autogène par pré-tension.

Ces considérations sont illustrées par des exemples pratiques.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide



## **Va2**

### **Wirksamkeit des nachträglich hergestellten Verbunds und Verhalten der Endverankerungen bei vorgespannten Betontragwerken**

### **Eficiência da aderência e comportamento das ancoragens das extremidades em estruturas de betão preesforçado**

### **Efficacité de l'adhérence et comportement des ancrages d'extrémité dans les charpentes en béton précontraint**

### **Bond efficiency and behaviour of end anchorages in prestressed concrete structures**

ING. RUDOLF BÜHRER

*Bundesbahnrat*

München

Im Nachfolgenden wird die Art des Spannbetons behandelt, bei der das Spannen nach Erhärten des Betons erfolgt und die Endverankerungen der Spannglieder aus besonderen Ankerkörpern bestehen, gegen die die Spannstähle festgelegt werden oder diese durch Ausnützung des Haft- und Scherverbunds im Tragwerksbeton verankert sind und der Verbund zwischen Beton und Spannstahl durch das Auspressen der Gleitkanäle mit Zementmörtel hergestellt wird.

#### **1.) Allgemeines.**

Bekanntlich ist die Güte des Verbundes für den Schutz der Spannstähle gegen Korrosion, die Höhe der Bruchsicherheit und das Verhalten eines Tragwerks mit beschränkter Vorspannung (Betonzugspannungen im Bereich der Spannstähle) vor allem unter Dauerschwingbelastung von grosser Bedeutung.

##### **1. 1) Verbund und Korrosionsschutz.**

Bei der Vorspannung eines Tragwerks, die unter den späteren Belastungen das Auftreten von Betonzugspannungen ausschliesst, besteht keine Korrosionsgefahr, wenn sich im Zementmörtel selbst keine Angriffsmittel befinden, die zu einer interkristallinen Spannungskorrosion führen kön-

nen. Diese Frage ist zwar noch ungeklärt, immerhin lässt sich aber sagen, dass bei den üblichen Zementen und der Verwendung der gebräuchlichsten Betonzusatzmittel diese Gefahr nicht besteht.

Ist die Vorspannung nur so gross, dass in der Zugzone unter hohen Betriebslasten Risse im Beton auftreten, dann schützt zunächst das Blechumhüllungsrohr des Gleitkanals die Spannstähle vor dem Zutritt von Feuchtigkeit und Luftsauerstoff; darüber hinaus bietet sich bei einwandfreier Umhüllung der Spannstähle mit Zementmörtel durch Bildung einer passiven Schutzschicht ein weiterer wirksamer Schutz gegen die Oberflächenkorrosion der Spannstähle.

Dieser Schutz ist aber nur dann dauernd wirksam, wenn sich die unter den Belastungen auftretenden Risse im Beton bei Entlastung wieder schliessen und nicht zu gross sind. Beides ist abhängig von einem guten und dauerhaften Verbund.

### 1. 2) *Einfluss des Verbundes auf die Bruchsicherheit.*

Bei einem Spannbetontragwerk ohne Verbund tritt durch Versagen des Betons an der Stelle der höchsten Betonzugspannung ein Riss auf, der mit einer sprunghaften Vergrösserung der Spannung im Spannglied verbunden ist. Diese Spannungserhöhung erstreckt sich auf die ganze Länge des Spannglieds, wenn man von Reibungsbehinderungen bei gekrümmt geführten Spanngliedern absieht. Das damit zustande kommende grosse Dehnmass bedingt ein starkes Klaffen des Risses. Die Druckzone im Bereich des Risses wird stark verkleinert und damit der Bruch durch Versagen des Betons frühzeitig eingeleitet.

Ist dagegen ein guter Verbund vorhanden, so wird die unmittelbar links und rechts vom Riss vorhandene erhöhte Stahlspannung durch Überleitung der Kräfte in den noch nicht gerissenen Beton abgebaut. Je nach der Güte der schubfesten Verbindung zwischen Spannglied und Beton erfolgt dies auf eine mehr oder weniger grosse Länge, bis die damit anwachsenden Betonzugspannungen zu einem neuen Riss führen. Bei gutem Verbund wird die Länge, also der Rissabstand, klein sein. Demnach wird das Dehnmass der Zugzone klein und die Rissweite gering bleiben. Damit wird die Druckzone nicht so verkleinert, wie es im oben beschriebenen Fall ohne Verbund angedeutet ist und die Lasten können bis zum Bruch erheblich weiter gesteigert werden.

### 2.) *Haltbarkeit des Verbunds.*

Bei der ausserordentlichen Bedeutung des Einflusses des Verbunds auf das Tragvermögen eines Spannbetontragwerkes ist die Frage der Güte und der Haltbarkeit des Verbundes sehr wichtig.

Zur Beurteilung ist die Kenntnis der in einem Spannbetontragwerk auftretenden Verbundspannungen nötig. Bei voller Vorspannung sind bekanntlich die Schubspannungen zwischen Spannstahl und Beton sehr klein und ergeben sich zu

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{FV}}{J \cdot U}$$

wobei  $S_{FV}$  = Stat. Moment der n-fachen Spannstahlfläche bezogen auf die Nulllinie.

U = Umfang des Gleitkanals bzw Umfang des Spannstahls.

Für die Errechnung der Querkraft  $Q$  sind dabei nur die nach der Vorspannung noch zusätzlich auftretenden Lasten massgeblich.

Bei beschränkter Vorspannung kann sich bei den unter maximaler Belastung aufgetretenen Rissen und Erreichens des Stadiums II die Betonzugzone nicht mehr an der Schubkraftübertragung beteiligen und es steigt damit die Schubspannung zwischen Spannstahl und Beton sehr stark an. Theoretisch kann sie bis zur Verbundfestigkeit ansteigen. In Wirklichkeit wird aber unmittelbar neben einem Riss der Verbund auf eine mehr oder weniger grosse Länge gelöst und erst durch ein Zusammenwirken von Reibung, Verkeilen des Einpressmörtels und Scherverbund wird der Zustand eines starren Verbundes erreicht, wie es etwa in Bild 1 dargestellt ist.

In diesem Bild ist veranschaulicht wie man sich den Einpressmörtel als dicht aneinanderliegende Dübel vorstellen kann, deren Festigkeit im Stadium I nicht überbeansprucht wird. Im Stadium II werden dagegen die unmittelbar neben den Rissebenen gelegenen Dübel überbeansprucht, weil diese zunächst den ganzen Kraftanstieg aufzunehmen hätten.

Meist wird als erstes die Haftung überwunden. Wird dabei die Haftung zwischen Spannstahl und Einpressmörtel überwunden (vergl Bild 2a), wie es bei glatten gezogenen Drähten der Fall sein kann, liegen die Verhältnisse ungünstiger,

als beim Lösen der Haftung zwischen Gleitkanal und Einpressmörtel (Bild 2b), was bei Stählen mit rauher oder profilierter Oberfläche in der Regel zutrifft. Unterstützt wird diese Wirkung durch die Tatsache, dass die Wandung der Gleitkanäle aus glattem Blech nie parallel zur Stabachse verläuft und bei der Verarbeitung sogar meist stark verbeult wird. Besser ist es jedoch die Gleitkanäle aus profiliertem Blech herzustellen, um gleichzeitig einen Scherverbund auszunützen, wie es im Bild 2 unter c dargestellt ist.

Man kann sich also den Verlauf der Verbundspannungen etwa wie in Bild 3 wiedergegeben, vorstellen. Dazu kommt, dass unter der dyna-

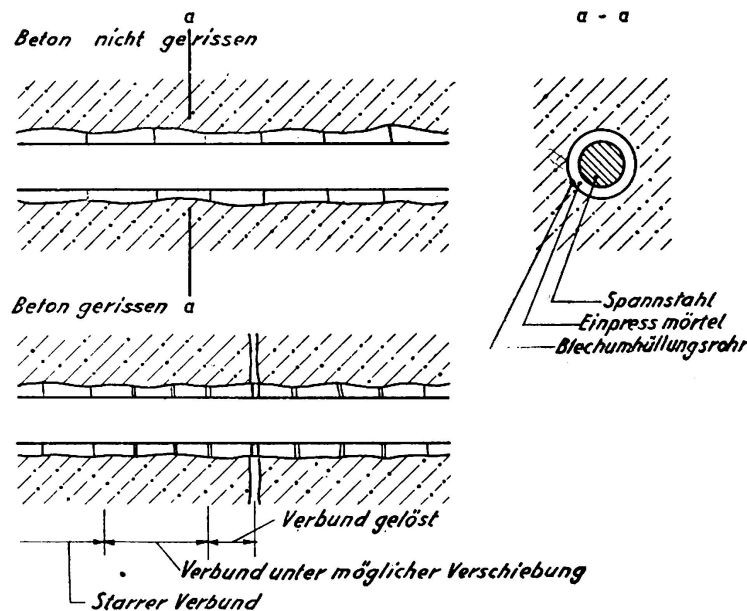


BILD 1. Wirksamkeit des Verbunds

mischen Einwirkung der Belastung im Stadium II ein ständig fortschreitendes Lösen des Verbundes beobachtet wird.

Es zeigt sich also, dass die Grösse der Verbundspannungen im Stadium II von einer Reihe im einzelnen nicht genau erfassbarer Komponenten abhängt und deren Verlauf rechnerisch nur schwer nachgewiesen werden kann.

Dies wird besonders deutlich, wenn man an den Fall denkt, — wie er in Bild 4 dargestellt ist —, bei dem zwischen symmetrisch verteilten Lasten

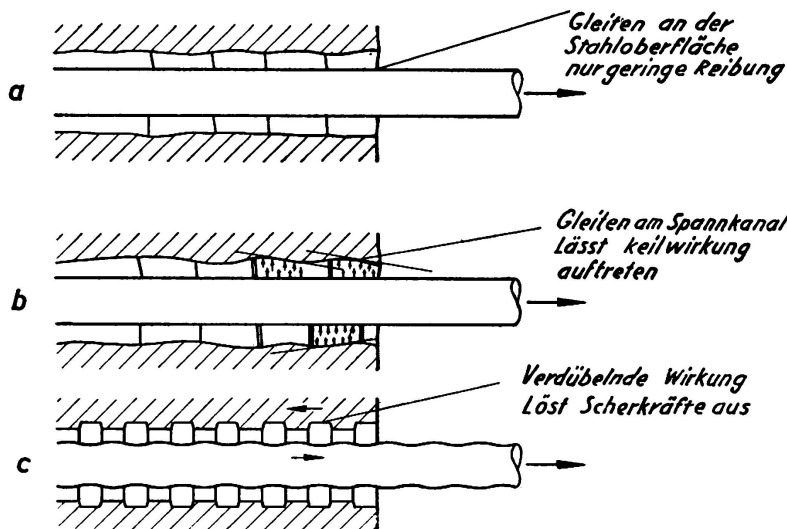


BILD 2. Wirksamkeit des Verbunds in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit des Spannstahls und der Rohrwandung

keine Querkkräfte auftreten aber im gerissenen Zustand des Betons erhebliche Verbundspannungen auftreten.

### 2. 1) Versuch zur Ermittlung der Verbundfestigkeit.

Bekanntlich geben die üblicherweise durchgeführten Ausziehversuche nur einen Vergleichswert für verschiedene Ausführungsarten, jedoch keine Absolutwerte.

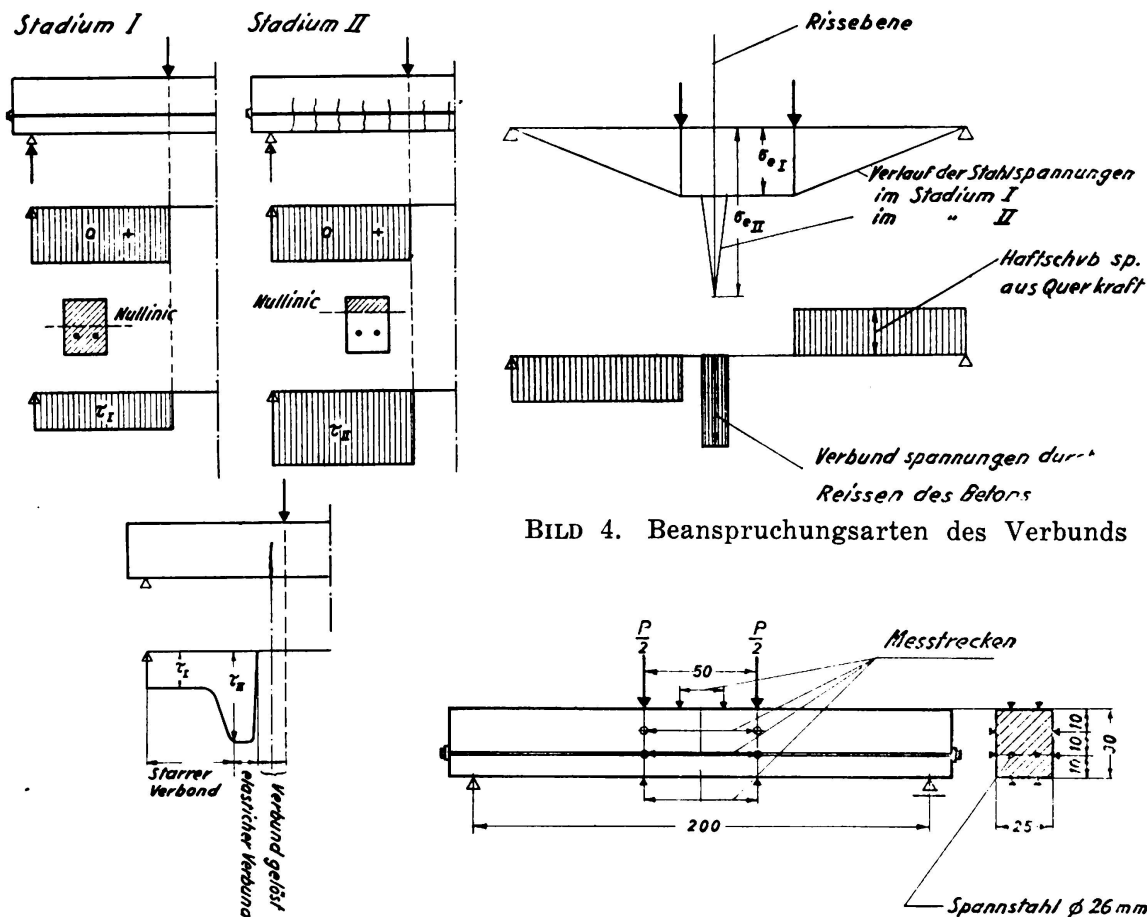
Um nun den vorgenannten Punkten Rechnung zu tragen, sind im Jahr 1951 von der Deutschen Bundesbahn Dauerversuche an kurzen steifen Balken eingeleitet worden (vergl Bild 5).

Der Beton aus dem die Balken hergestellt wurden, erreichte nach 28 Tagen eine Festigkeit von  $574 \text{ kg/cm}^2$ . Als Vorspannbewehrung dienten 2 Stäbe  $\phi 26$  aus warmgewalztem naturhartem Stahl mit einer Bruchfestigkeit von  $\sigma = 105 \text{ kg/cm}^2$  und einer ausgeprägten Streckgrenze  $\sigma_s = 64 \text{ kg/cm}^2$ . An der Oberfläche wurden die Dehnungen an 20 cm langen Messstrecken gemessen. Seitlich und an der unteren Fläche des Balkens wurden über die ganze Entfernung der Einzellasten von 50 cm Länge gemessen, unter der Annahme, dass das Moment zwischen den aufgetragenen Einzellasten entsprechend der üblichen Theorie gleich gross ist. Durch die Messung über diese verhältnismässig lange Strecke erzielt man die grösste Messgenauigkeit.

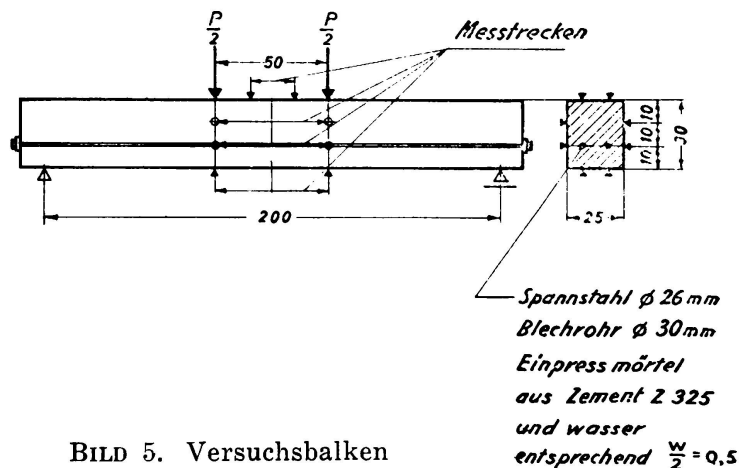
Die Belastungen wurden zu einem Zeitpunkt durchgeführt, bis zu dem das anfängliche starke Schwinden und Kriechen des Betons schon

soweit abgeklungen war, dass wesentliche Veränderungen in dieser Hinsicht während der verhältnismässig kurzen Versuchsdauer nicht zu erwarten waren. Die Versuche wurden 57 Tage nach dem Betonieren und 26 Tage nach dem Vorspannen durchgeführt.

Die Versuchskörper sind absichtlich so bemessen worden, um für die in der Praxis vorkommenden ungünstigsten Fälle noch Anhaltswerte für die Verbundwirkung zu bekommen. Die Belastungen wurden so



#### BILD 4. Beanspruchungsarten des Verbunds



**BILD 5. Versuchsbalken**

abgestuft, dass zunächst gerade noch volle Vorspannung vorhanden war. Die unter dieser Grenzlast durchgeführten Versuche sollten zeigen, ob unter Dauerbeanspruchung zusätzliche bleibende Verformungen im Beton auftreten. Durch Messungen an den im Bild 5 angegebenen Messstrecken wurden dann die Dehnungen und deren Zuwachs laufend für alle weiteren Laststufen und Lastspiele bis zum Bruch verfolgt.

Zum Vergleich wurde an einem Vergleichskörper ein statischer Kurzzeitversuch durchgeführt. Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse aus beiden Versuchen wiedergegeben.

Beide Balken wurden so vorgespannt, dass sich in der Zugzone unter Vernachlässigung des Eigengewichts eine Betondruckspannung von rd  $100 \text{ kg/cm}^2$  und in der Druckzone rd  $\pm 0 \text{ kg/cm}^2$  ergaben. Die Balken erhielten eine Vorlast von  $1.5 \text{ t}$  aus Gründen der Versuchsdurchführung unter Dauerschwingbelastung. Der stat. Versuch ergab nach Steigerung der Belastung auf eine Last ( $10,6 \text{ t}$ ), unter der in der Zugzone die Spannungen auf  $\pm 0 \text{ kg/cm}^2$  abgebaut wurden, in der obersten Faser der Druckzone eine bleibende Verformung (Stauchung) von  $0,025 \text{ mm/m}$  und in der Zugzone eine bleibende Dehnung von  $0,004 \text{ mm/m}$ . Unter der Dauerschwingbelastung trat dagegen unter dem gleichen Belastungsintervall nach 1 Mio Lastspielen in der Druckzone eine bleibende Stauchung von  $0,080 \text{ mm/m}$  und in der Zugzone eine bleibende Dehnung von  $0,036 \text{ mm/m}$  auf. Dies zeigt, dass die vorher nicht belastete Druckzone unter der aufgetragenen Kurzzeitlast bzw der Dauerschwellbeanspruchung erstmals unter Druck kroch und vermutlich durch die damit verbundene Änderung des wirksamen Balkenquerschnitts nach der Wegnahme der Last unter der Vorspannung allein (die geringe Vorlast bleibt

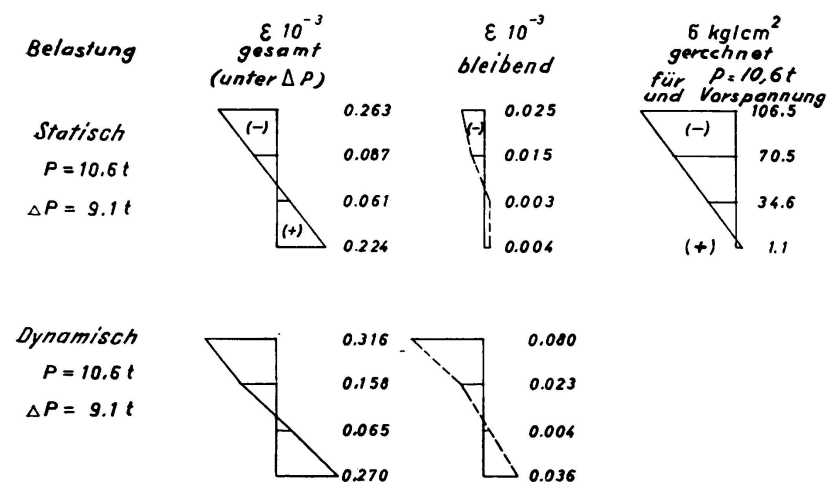


BILD 6. Gemessene Betondehnungen am Versuchsbalken (Stad I)

wichtig diese Erscheinungen bei der Deutung von Durchbiegungsmessungen sein können. Bild 6 zeigt die gemessenen Dehnungen.

Trägt man die beim stat. Kurzzeitversuch gemessenen Durchbiegungen unter den verschiedenen Lasten auf, ergibt sich Bild 7. Man erkennt, dass bis zu einer Last von  $15,9 \text{ t}$ , die errechnete Durchbiegung für den noch nicht gerissenen Beton mit den gemessenen übereinstimmen. In der Rechnung wurde das mit dem Anwachsen der Belastung eintretende Abfallen des E-Moduls des Betons berücksichtigt. Kleinere Abweichungen durch zusätzliches Kriechen blieben unberücksichtigt.

Unter dieser Last von  $15,9 \text{ t}$  traten rechnermässig Betonzugspannungen von rd  $51 \text{ kg/cm}^2$  auf. Acht Minuten nach dem Aufbringen dieser Last trat ein Riss zwischen den beiden Einzellasten auf. Daraus erklärt sich auch, dass die gemessene Durchbiegung grösser ist als die nach Stadium I gerechnete.

hierbei unberücksichtigt) sich eine kleine Spannungsumlagerung ergab. Auf eine Veränderung der Verbundwirkung kann hieraus unter diesem Belastungsgrad nicht geschlossen werden. Immerhin zeigt sich, dass die Dauerschwingbelastung gegenüber der stat. Belastung einen Einfluss ausübt. Damit wird auch gezeigt, wie

Mit dem Steigern der Belastung traten weitere Risse auf und damit ergab sich ein Anwachsen der Durchbiegung gegenüber der Rechnung nach Stadium I. Vergleicht man die gemessenen Durchbiegungen mit den nach Stadium II errechneten, ist zu erkennen, dass ein Verbund

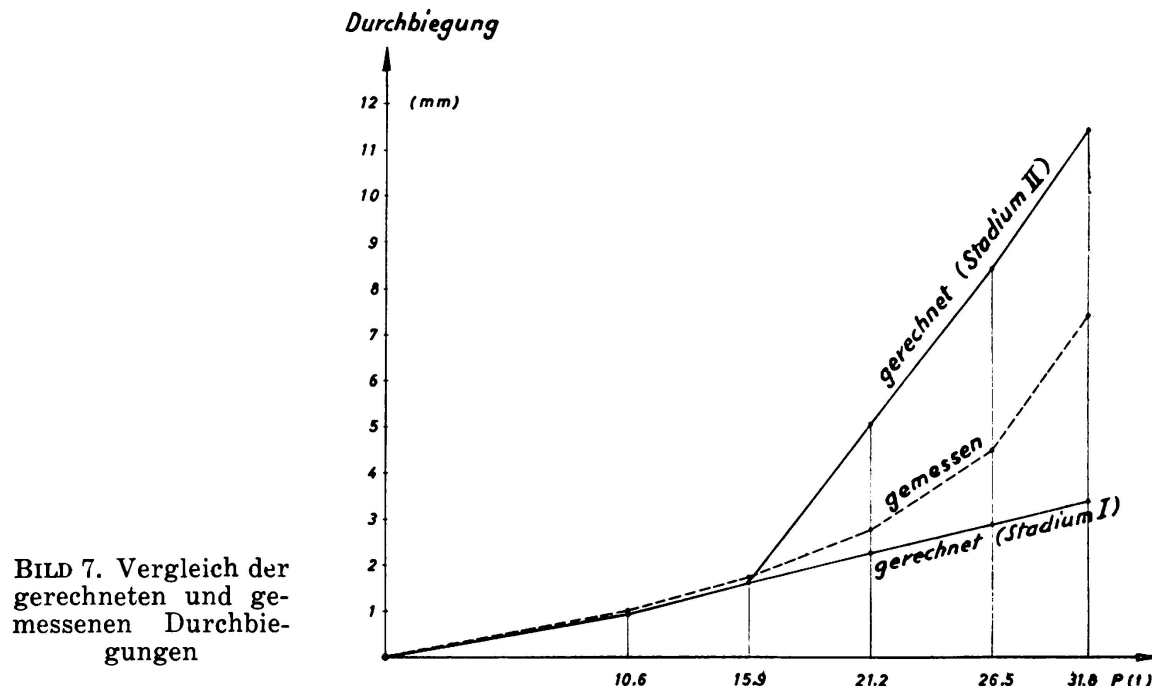


BILD 7. Vergleich der gerechneten und gemessenen Durchbiegungen

gemäss der Überlegungen zu Bild 3 und 4 zu einem grossen Teil noch vorhanden war.

Zu der Ausgangsspannung (Vorspannung allein) von 3 630 kg/cm<sup>2</sup> kämen aus der Rechnung nach Stadium II z. B. für die Last  $P = 21,2$  t noch 1 330 kg/cm<sup>2</sup>. Gemessen wurde eine mittlere Dehnung in der Höhe des Spannstahls von rd 0,44 mm/m, also rd 890 kg/cm<sup>2</sup> (E-Modul des Stahls 2 050 000 kg/cm<sup>2</sup>).

Dabei musste an den Rissen der nach Stadium II errechnete Spannungszuwachs auftreten und wegen der sich einstellenden Dehnung entsprechend einer mittleren Spannung etwa ein Spannungsverlauf ergeben, wie er im Bild 8 dargestellt ist.

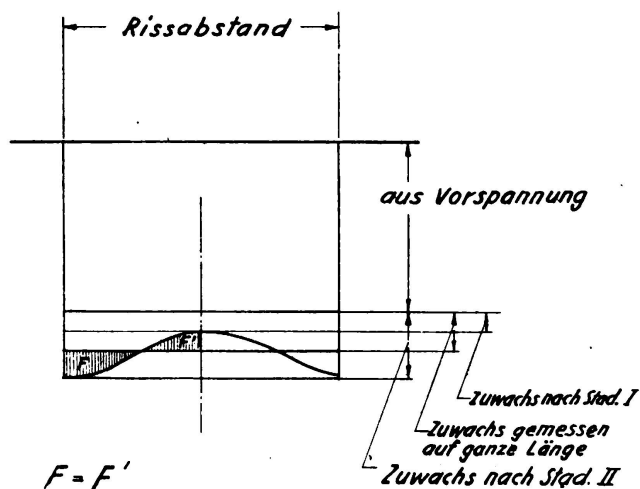


BILD 8. Verlauf der Stahlspannungen Zwischen den Rissen (schematisch)

Tatsächlich ergibt die Rechnung nach Stadium I einen Spannungszuwachs im Spannstahl von rd 420 kg/cm<sup>2</sup>.

Erst wenn man die Belastung weiter steigert (bis 31,8 t) nähert sich die Stahlspannung der gerechneten nach Stadium II.

Es wird besonders darauf hingewiesen, dass das Anwachsen der bleibenden Verformungen unter den verschiedenen Belastungen von den Beanspruchungen der Druckzone und zu einem grossen Teil von der Reibung zwischen Spannglied und Beton im Bereich des elastischen Verbunds herrührt, die ein Schliessen der gesamten Rissöffnung bei der Entlastung verhindert.

Es ist klar, dass eine auch nur näherungsweise Berechnung der tatsächlichen Verbundspannungen in dem mittleren Balkenteil sehr schwierig ist.

Einen besseren Aufschluss vor allem hinsichtlich der Haltbarkeit des Verbunds geben die Dauerschwellversuche.

Solange zwischen Auflager und dem Lastangriffspunkt P noch keine Risse aufgetreten sind, können die Haftspannungen auf dem üblichen Wege berechnet werden. Dieser Fall ist bis zu einer Last = 15,9 t vorhanden. Unter dieser Last traten nach Versagen der Betonzugzone für den Balkenteil zwischen Auflager und Last Verbundspannungen von

$\tau = 3,58 \text{ kg/cm}^2$  auf, wenn man diese aus der Differenz der Stahlspannungen zwischen Auflager und Last ermittelt. Über die Verbundspannungen im mittleren Balkenteil sollen keine Aussagen gemacht werden, es genügt zu wissen, dass unter den Beanspruchungen des Verbunds, wie sie Bild 9 zeigt, wegen der fehlenden Querkraft ein einseitiges Verschieben nicht möglich ist. Auf den Einfluss der Schubkräfte, die in den scheibenförmigen Balkenteilen zwischen den Rissen im mittleren Balkenteil zusätzlich auftreten können, soll hier nicht näher eingegangen werden.

Bei Steigerung der Last auf 21,2 t treten auch Risse zwischen Auflager und der Last P ein, womit die in Bild 3 dargestellten Verhältnisse eintreten. Dies bedeutet, dass unter rechnerischen Verbundspannungen  $\tau = 11,5 \text{ kg/cm}^2$

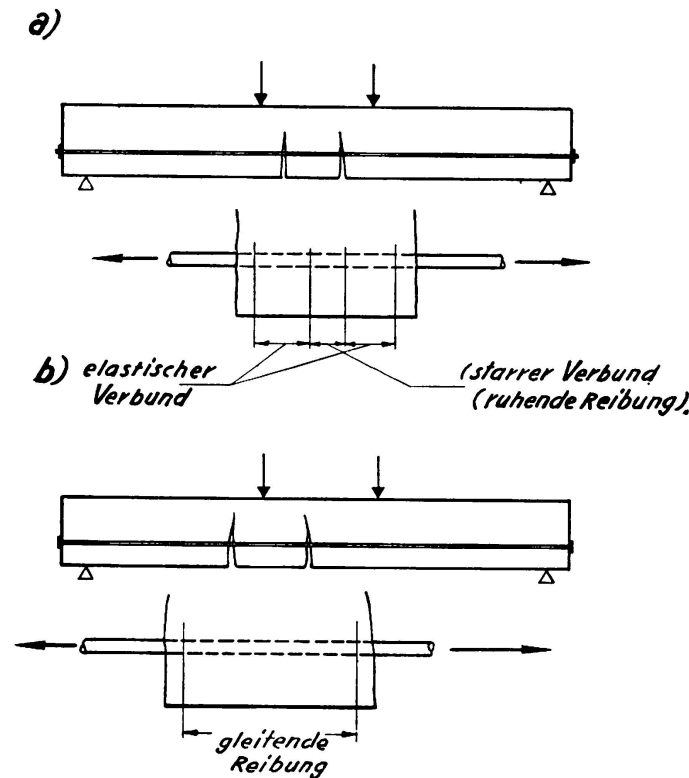


BILD 9. Schematische Darstellung der Beanspruchung des Verbunds im mittleren Balkenteil

im Balkenteil zwischen Auflager und Last der Verbund unter der Dauerbeanspruchung allmählich gelöst wird und damit durch das Nachgleiten des Stahls zur Balkenmitte hin die Verhältnisse nach Bild 9b eintreten und der Verbund im mittleren Balkenteil mehr in Anspruch genommen wird. Dabei spielen natürlich die unter der Lastangriffsfläche auftretenden Schubspannungen schon eine Rolle.



Diese Vorstellung wird dadurch erhärtet, dass bei anderen inzwischen durchgeführten Balkenversuchen, der Verbund am Übergang vom Balkenteil mit Querkraft zu dem ohne Querkraft am schnellsten versagte und damit an dieser Stelle klaffende Risse auftraten.

Aus den Zusammenstellungen der gemessenen Verformungen am oberen und unteren Rand wird dies ebenfalls deutlich (vergl. Bild 10). Überträgt man diese Erkenntnisse aus diesem Versuch auf die Praxis kann man sagen, dass bei beschränkter Vorspannung und dem Einfluss

$P_0$ Δ P (t)	Last- spiele	erste Belastung		am Ende der Lastspiele		gemessene Risshöhe	gerechnete Spannungen kg/cm <sup>2</sup> nach Stadium II
		$\epsilon_{\text{gesamt}} 10^{-3}$	$\epsilon_{\text{federnd}} 10^{-3}$	$\epsilon_{\text{gesamt}} 10^{-3}$	$\epsilon_{\text{federnd}} 10^{-3}$		
10.6 9.1	1165 900						Gesamtbelastung
15.9 14.4	1165 900						
21.2 19.7	1166 200					(Abstand) a=10.7 cm 	
26.5 25.0	563 000					a=9.4 cm 	
31.8 30.3	101 100						

BILD 10. Gemessene Dehnungen (Dauerschwingversuche)

von Dauerschwingbelastung die aus der Querkraft ermittelten Haftschubspannungen nicht wesentlich grösser wie rd 4 kg/cm<sup>2</sup> werden sollten, wenn sichergestellt sein soll, dass der Verbund in nicht mehr vertretbarer Weise gelöst wird.

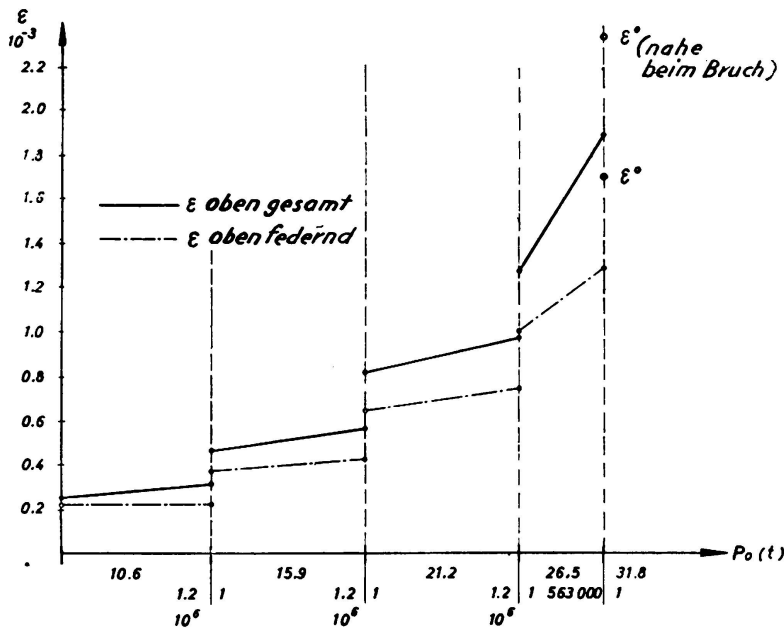
Bei vorwiegend ruhender Belastung scheinen nach dem Versuch Verbundspannungen von rd 11 kg/cm<sup>2</sup> die Grenze darzustellen. Dies zeigt Bild 11, wonach ab der Last von 21,2 t, der 11,5 kg/cm<sup>2</sup> Verbundspannung entsprechen, ein Versagen des Verbunds einsetzt.

Bei nur vorübergehend auftretenden Höchstbelastungen in nicht zu grosser Häufigkeit, wie dies bei Strassenbrücken der Fall ist, können die erträglichen Verbundspannungen etwa zu 10 kg/cm<sup>2</sup> geschätzt werden.

Für Tragwerksteile, für die entsprechend dem mittleren Balkenteil des Versuchsträgers Schubspannungen nicht nachgewiesen werden können oder ähnliche Verhältnisse vorliegen, muss darauf geachtet werden, dass die Betonzugspannungen nicht zu gross werden. Es erscheint unter Dauerschwingbeanspruchung für die Haltbarkeit des Verbunds noch

ausreichend, wenn die nach Stadium I ermittelten Betonzugspannungen für das Spannglied nicht mehr wie rd 200 kg/cm<sup>2</sup> Spannungszuwachs ausmachen. Diese Forderung wird sicher eingehalten, wenn man die nach Stadium I gerechneten Betonzugspannungen auf 30 kg/cm<sup>2</sup> bei B 300 und 45 kg/cm<sup>2</sup> bei B 600 beschränkt.

Dabei ist gleichzeitig darauf zu achten, dass zur Erzielung eines möglichst guten Verbunds nur profilierte Blechumhüllungsrohre verwendet



oder Kanäle ohne Blechrohre hergestellt werden und die Stähle eine möglichst rauhe oder profilierte Oberfläche besitzen. Der Einpressmörtel muss eine hohe Festigkeit aufweisen und soll während des Auspressens möglichst kein Wasser absondern oder eine starke Volumenverringering aufweisen. Die durch solche Massnahmen hergestellten Verbesserungen müssten durch Versuche, wie im Vorstehenden beschrieben, nachgewiesen werden.

### 3.) Verankerungen.

Die vorbeschriebenen Versuche zeigten, dass der Verbund im Balkenteil im Bereich der Endverankerung nahezu bis zum Bruch des Balkens durch Versagen des Betons nicht zerstört war.

Dies geht daraus hervor, dass die im Dauerversuch auftretende Schwingbreite der Stahlspannungen im mittleren Balkenteil weit über der für die verwendete Verankerung geltenden Dauerfestigkeit lag. Schon

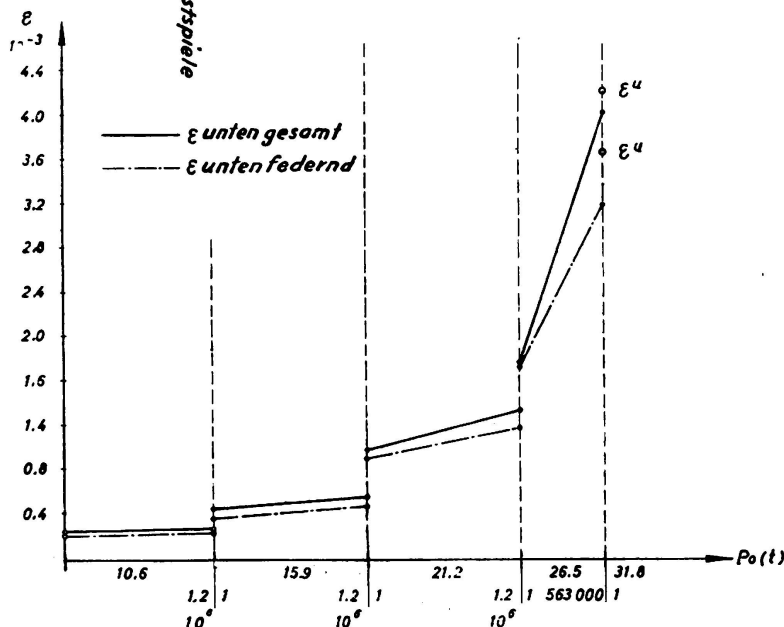
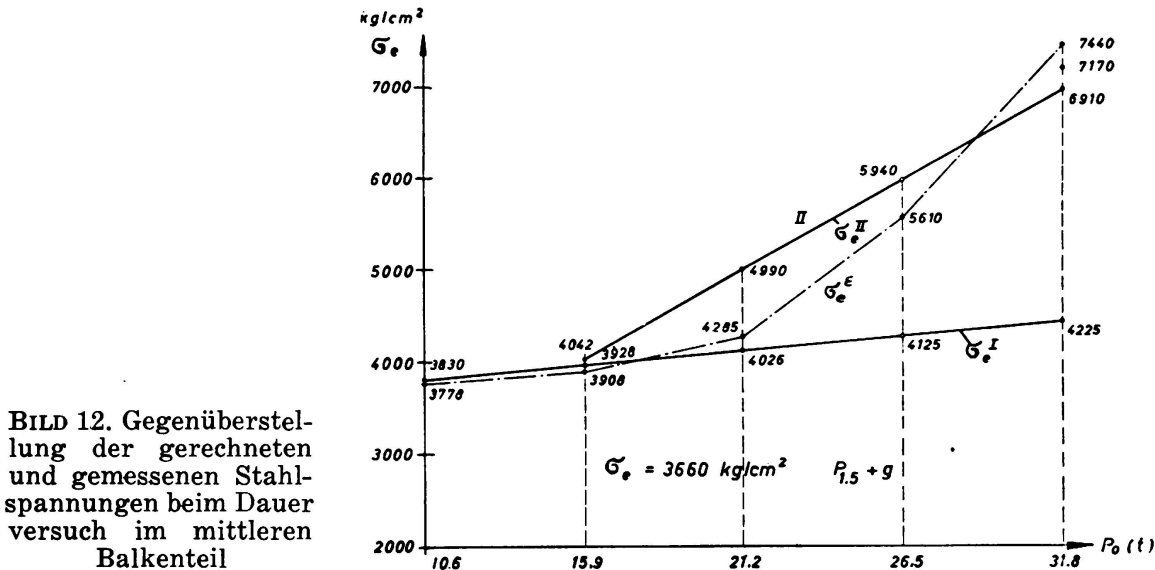


BILD 11. Verformungen am oberen und unteren Rand des Versuchsbalkens unter dem Einfluss der Lastspiele

bei einer Belastung von  $P = 26,5$  t (vergl. Bild 12) herrschte im mittleren Balkenteil eine Schwingbreite von 1950 kg/cm<sup>2</sup>, unter der, wenn der

Verbund auf die ganze Länge gelöst gewesen wäre, die Verankerung bei 1 Mio Lastspiele sicher versagt hätte. Tatsächlich trat der Bruch der Verankerung bei einer Schwingbreite der Stahlspannungen im mittleren Balkenteil von  $3780 \text{ kg/cm}^2$  ein. Die Schwingbreite des Stahls selbst beträgt nach dem Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith für die Unterspannung von  $3660 \text{ kg/cm}^2$  rd  $3900 \text{ kg/cm}^2$ . Das heisst, der Verbund konnte selbst unter den ungünstigsten Verhältnissen erst über der geforderten Sicherheit bis zur Verankerung hin gelöst werden.

Aus der Überlegung heraus, dass für ein Spannglied der Verbund einmal nicht oder nur schlecht hergestellt werden kann, erwächst die



Forderung auf eine möglichst hohe Dauerfestigkeit der Verankerung selbst. Ferner spielt die Tatsache, dass eine, wenn auch nicht in allen Einzelheiten geklärte Relation zwischen Dauerschwingfestigkeit und Dauerstandfestigkeit besteht, eine wichtige Rolle für die Forderung einer hohen Dauerfestigkeit der Verankerungen. Die Dauerfestigkeit der Verankerungen ist, wie viele bisher durchgeführte Versuche zeigten, in erster Linie abhängig von der Grösse des Formeinflusses bei der Bearbeitung der Spannstähle, wie etwa bei Gewinden oder aufgestauchten Nietköpfen, sowie bei Keilverankerungen von den Oberflächenverletzungen bei der Verwendung profilierter Keile.

Ferner spielt der Querdruk, der durch die Verankerungsmittel dem Spannstahl zugemutet wird, eine grosse Rolle. Durch kurze Keile oder durch Konzentrieren des Keildruckes fällt die Dauerfestigkeit ganz erheblich ab.

Diese knappen Beispiele zeigen, dass es also darauf ankommt, die Kräfte vom Spannstahl auf den Ankerkörper möglichst gleichmässig verteilt abzugeben und dabei Spannungsspitzen im Spannstahl durch Formeinflüsse möglichst zu vermeiden.

Sehr gute Verankerungen halten Schwingbreiten von  $14 \text{ kg/mm}^2$  bei einer Unterspannung von 0,55 der Bruchfestigkeit des Spannstahls bei 2 Mio Lastspielen sicher aus. Bei schlecht ausgebildeten Verankerungen sinkt der Wert bis auf  $5 \text{ kg/cm}^2$  ab. Endverankerungen mit Schwing-

breiten um 10-14 kg/cm<sup>2</sup> erfüllen im allgemeinen auch die Forderung, dass die Bruchfestigkeit im statischen Kurzzeitversuch der des ungestörten Stabbereichs entspricht. Der Aufwand zur Erzielung der genannten Festigkeitseigenschaften ist gering, wenn die geltenden Konstruktionsprinzipien beachtet werden.

### ZUSAMMENFASSUNG

Bei Tragwerken aus vorgespanntem Beton kann die Wirtschaftlichkeit gesteigert werden, wenn man in der Zugzone (vorge drückte Zugzone) unter der vollen Gebrauchslast noch begrenzte Betonzugspannungen zulässt. Ferner ist die Beurteilung der möglichen Betonzugspannungen bei Überlastungen von Tragwerken oder bei Änderungen des Tragsystems bei statisch unbestimmten Tragwerken durch plastische Verformungen von Bedeutung. Von entscheidendem Einfluss für diese Überlegungen ist die Grösse der möglichen Kraftübertragung über die Haftung oder des Verbunds zwischen Beton und Vorspannbewehrung, wobei der Einfluss der dynamischen Beanspruchung eines Bauwerks besondere Beachtung verdient. Die Güte des Verbunds wird hauptsächlich beeinflusst von dem Querschnitt des Spannglieds, der Oberflächenbeschaffenheit des Spannstahls, der Beschaffenheit der Blechumhüllungsrohre und des Einpressmörtels, sowie der Verteilung der Spannglieder im Bauwerk.

Über das Ergebnis durchgeführter Versuche an Balken wird im einzelnen berichtet.

Bei der Einführung der Vorspannkkräfte in den Beton durch Endverankerungen treten örtlich hohe Betonbeanspruchungen und zusätzliche Beanspruchungen in den Spanngliedern je nach der Verankerungsart auf. Durch besondere bauliche Massnahmen müssen ungünstige Einflüsse vermieden werden.

Über das Verhalten der verschiedenen Verankerungsarten und die zweckmässig erscheinenden Massnahmen wird auf Grund von Ergebnissen aus statischen Kurzzeitversuchen, sowie Dauerschwingversuchen, im einzelnen berichtet.

### RESUMO

As estruturas de betão preesforçado podem-se tornar mais económicas se se admitirem tensões de tracção no betão situado na zona em extensão, quando sob a acção da carga total de serviço. Por outro lado é também importante a determinação de eventuais esforços de tracção causados no betão por deformações plásticas devidas às sobrecargas de uma estrutura ou à modificação dos apoios em estruturas hiperestáticas.

Os esforços que se podem transmitir da armadura para o betão pelo efeito da aderência, entrando em conta com as solicitações dinâmicas de uma estrutura, têm grande influência sobre estas considerações. A aderência depende principalmente da secção, da repartição no betão e da natureza da superfície das armaduras bem como da natureza da bainha de protecção e da argamassa comprimida.

O autor indica a seguir resultados de ensaios com diversas vigas.

A transmissão da tensão dos cabos ao betão por meio das ancoragens extremas pode introduzir esforços localizados elevados no betão e tensões suplementares na armadura que dependem do tipo de ancoragem adoptado. Convém reduzir, por medidas constructivas, o efeito destes elementos.

O autor descreve ainda, baseando-se sobre ensaios de grande e média duração, o comportamento de vários sistemas de ancoragem e as medidas que parecem aconselháveis para melhorar as respectivas condições de funcionamento.

### R É S U M É

Les ouvrages en béton précontraint peuvent être rendus plus économiques si l'on admet des contraintes de traction dans le béton tendu, sous l'effet de la charge totale de service. D'autre part il est important de déterminer les efforts éventuels de traction produits dans le béton par les déformations élastiques dues aux surcharges dans une structure, ou à une modification des appuis dans les structures hyperstatiques. Les efforts qui peuvent être transmis par l'armature de précontrainte au béton grâce à l'effet de l'adhérence, en tenant compte des sollicitations dynamiques de l'ouvrage, ont également une grande influence sur ces considérations. L'adhérence dépend surtout de la section, la surface et la repartition des armatures ainsi que de la nature des gaines de protection et du mortier comprimé.

L'auteur donne ensuite quelques résultats d'essais sur des poutres diverses.

La transmission de la précontrainte au béton par les ancrages d'extrémité peut introduire des efforts localisés importants dans le béton et des contraintes supplémentaires dans l'armature qui dépendent du type d'ancrage. Il convient de réduire par des dispositions constructives l'effet de ces éléments.

L'auteur décrit encore en se fondant sur des essais de moyenne et longue durée, le comportement de divers systèmes d'ancrage ainsi que les mesures qu'il convient de prendre afin d'améliorer leurs conditions de fonctionnement.

### S U M M A R Y

Prestressed concrete structures can be made more economical by allowing tensile stresses in the concrete submitted to extension when under total working load. It is also important to determine any tensile forces in the concrete due to plastic deflections caused by structure overload or modifications in the supports of statically indeterminate structures. The efforts that can be transmitted by the prestressing cables to the concrete due to the bond effect, taking into account the dynamic loads to which the structures are submitted, have a great influence upon the above considerations. Bond effect depends mainly on the section, repartition and type of surface of the cables as well as on the type of cable tubes and compressed concrete.

The author reports results of tests carried out on several beams. The transmission of the prestressing force to the concrete through end

anchorage can introduce fairly high concentrated forces in the concrete and additional stresses in the cables depending on the type of anchorage adopted. It is recommended to reduce, by well adapted design, the influence of these elements.

The author further describes, using data obtained from medium and long time loading tests, the behaviour of various types of anchorages as well as the process he recommends to improve their operating conditions.

## Va3

### Mittel zur Erhöhung der Risslast im Stahlbetonbau

### Processo permitindo aumentar a carga de fissuração nas construções de betão armado

### Procédé permettant d'augmenter la charge de fissuration dans les constructions en béton armé

### Process of increasing crack formation load in reinforced concrete structures

PROF. DR. ERICH FRIEDRICH  
*Technische Hochschule Graz*  
Graz

#### 1. Einleitung.

Oesterreich ist auf dem Gebiete der Entwicklung von Betonstählen stets führend gewesen. So wurde hier der Istegstahl (Bild 1) entwickelt, der schon im Jahre 1928 im grossen Umfange verwendet wurde. Nach dem Istegstahl war es der Torstahl ( $\Phi 40$  genannt) von den Schmidt-stahlwerken (Bild 2), der besonders nach 1945 einen grossen Teil der gesamten Betonbewehrung gestellt hat. Das Ausgangsmaterial für Torstahl  $\Phi 40$  ist St 37.

Der aus dem Walzwerk kommende Stab hat zwei gegenüberliegende Gratrippen und wird in einer Verwindemaschine im kalten Zustand so um seine Achse verwunden, dass die Gratrippen schraubenförmig nach einer Rechtsschraube verlaufen. Die Mindeststreckgrenze des Stahles ist  $40 \text{ kg/mm}^2$ . Wird als Ausgangsmaterial ein hochwertiger Stahl mit der natürlichen Streckgrenze von  $40 \text{ kg/mm}^2$  verwendet, so kann durch

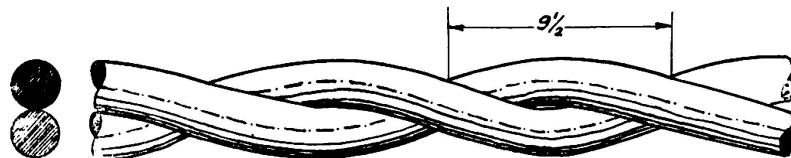


ABB. 1. Istegstahl – Querschnitt und Ansicht

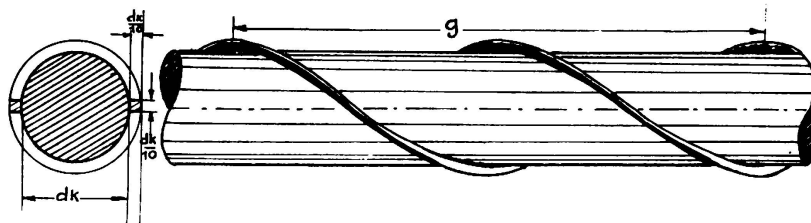


ABB. 2. Torstahl  $\Phi 40$

die Verwindung diese auf  $60 \text{ kg/mm}^2$  gehoben werden. Damit erhält man den Torstahl  $\Phi 60$ , der in Oesterreich in steigendem Masse verwendet wird. Keineswegs ist damit bereits die obere Grenze erreicht. So wird bereits jetzt an der Zulassung eines Stahles gearbeitet, bei dem die Streckgrenze bei  $80 \text{ kg/mm}^2$  liegt. Für plattenförmige Bauteile oder auch für zylindrische Schalen wird das Baustahlgitter verwendet, das eine Streckgrenze von  $50 \text{ kg/mm}^2$  hat. Das Baustahlgewebe wird aus kaltgezogenen Runddrähten hergestellt. Die Drähte werden zu rechteckigen Maschennetzen zusammengelegt und die Knotenpunkte durch elektrische Punktschweissung gegeneinander unverschieblich befestigt. Das Baustahlgitter wird von der Alpenländischen Veredelungsindustrie in Graz und von Felten & Guilleaume in Bruck a. d. M. hergestellt.

Zu diesen bekannten Bewehrungsarten ist ein neuer Stahl, bi-Stahl, genannt, der ebenfalls von der Alpenländischen Veredelungsindustrie in Graz entwickelt wurde, hinzugekommen, der durch neue Gedanken neue Entwicklungsmöglichkeiten, aber auch neue Anwendungsgebiete bringt. Dieser Stahl kommt in zwei Güten (Güte I und Güte II genannt) heraus. Im folgenden wird über die Eigenschaften des Stahles und über die Versuche berichtet, die, wie im Auszug wiedergegeben wird, zur Zulassung des Stahles als Bewehrungsstahl im Betonbau führten.

## 2. Beurteilung von Stählen.

Für die Beurteilung von Stählen sind besonders 2 Gesichtspunkte massgebend:

a.) *Der Bruchzustand:* Die Bemessung muss so durchgeführt werden, dass die erforderliche Sicherheit gegen Erreichen der Bruchlast des Tragteiles eingehalten wird. Abgesehen von wenigen Ausnahmen ist die Streckgrenze des Stahles für den Bruch massgebend. Die Streckgrenze des Stahles ist somit das Hauptkennzeichen für den Betonstahl.

b.) *Der Zustand unter der Nutzlast:* Die Streckgrenze des Stahles kann man immer weiter hinaufrücken. Dies gelingt durch Legierungen oder aber auch durch das Kaltrecken. Bei der Bemessung muss man jedoch auch berücksichtigen, dass unter der Nutzlast der Verbund zwischen Stahl und Beton aufrecht erhalten wird. Während bei der ersten Bedingung durch Versuche ein klares Urteil abgegeben werden kann, herrscht über die Bedingung, wie man den Verbund zu beurteilen hat, noch keine klare Meinung in Fachkreisen. Bekannt ist, dass ein Stahlbetonbalken, der auf Biegung beansprucht wird, unter der Nutzlast bereits Risse hat, so dass der Beton auf der Zugseite nicht mehr mitwirkt. Wenn es nun nicht möglich ist, den Beton rissefrei zu halten, so ist es erforderlich, für die Rissbreiten eine Grenze aufzustellen. In diesem Bericht wird die Grenze für die Rissbreite mit  $0,2 \text{ mm}$  angenommen. Diese Annahme wurde auch von Prof. Graf <sup>(1)</sup> gewählt. Wenn man diese Grösse als den Grenzwert annimmt, so kann man nun die Stahlsorten

---

<sup>(1)</sup> O. Graf; Über die Entwicklung der Eigenschaften der Betonstähle und über die zugehörigen zulässigen Anstrengungen; Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton Vereines 1952.



beurteilen und die zulässigen Spannungen festlegen. Am Beispiel des bi-Stahles wird dies gezeigt.

### 3. Beschreibung des bi-Stahles.

Der bi-Stahl (Abb. 3 und 4) besteht aus 2 Längsstäben mit hoher Streckgrenze, die durch Querverbinder zu einem leiterförmigen Einzelstab vereinigt werden. Die Verbindung der Längsstäbe und Querverbinder erfolgt durch elektrische Widerstandsschweissung in der Weise, dass die Sprossen zwischen den Längsstäben stumpf eingeschweisst werden. Der lichte Abstand der Längsstäbe beträgt stets 20 mm (dieser Wert kann an sich beliebig gewählt werden, da aber die österreichischen Vorschriften für 2 Stahleinlagen  $< 20$  mm diesen Abstand vorschreiben, wurde dieser Abstand gewählt). Der Stahl wird in zwei Güten geliefert:

Güte I: Streckgrenze  $\sigma_{es} = 6800 \text{ kg/mm}^2$   
 Zugfestigkeit  $\sigma_{ez} = 8000 \text{ kg/cm}^2$   
 Abstand der Querverbinder: 100 mm

Güte II: Streckgrenze  $\sigma_{es} = 7700 \text{ kg/mm}^2$   
 Zugfestigkeit  $\sigma_{ez} = 9000 \text{ kg/cm}^2$   
 Abstand der Querverbinder: 80 mm

Die Bruchdehnung am kurzen Proportionalstab beträgt für beide Güteklassen 8 %. Die Güteklassen sind durch den Abstand der Querverbinder unterschiedlich gekennzeichnet, sodass eine Verwechslung nicht möglich ist.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie für die Güte I (Mindestwerte) zeigt die Abb. 5 und die Güte II Abb. 6. In diesen Abbildungen sind auch die Zahlenwerte für  $\sigma$  und  $\varepsilon$  in einer Tabelle angegeben, die als Mindestwerte stets eingehalten werden.

Das Material der Längsstäbe ist ein kaltgezogener Stahl mit den durch die Abb. 5 und 6 gekennzeichneten Grössen; das Material der Querverbinder ist demjenigen der Längsstäbe so angepasst, dass eine einwandfreie und der vorgeschriebenen Festigkeit entsprechende Schweissung gewährleistet ist. Die Schweissverbindung zwischen Längsstab und Querverbinder erfolgt mittels elektrischer Widerstandsschweissung, wobei der Schweissvorgang so gesteuert wird, dass ein stetiger Übergang zwischen

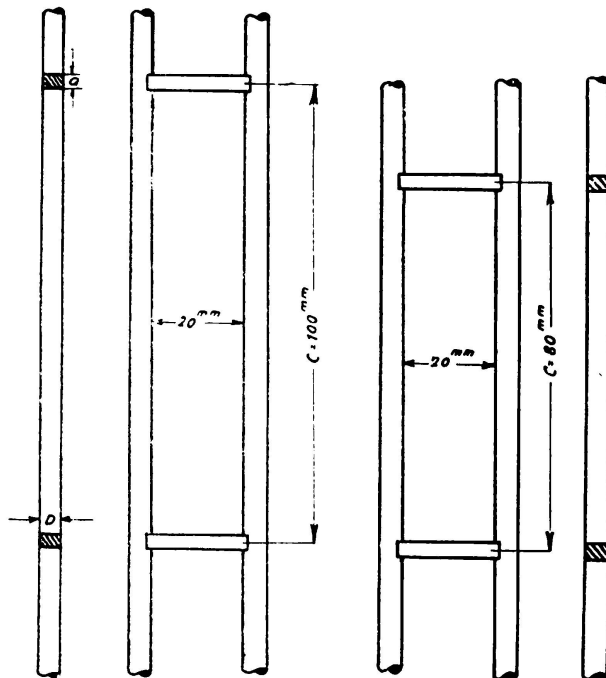


ABB. 3. bi-Stahl 50  
(Güte I)

ABB. 4. bi-Stahl 50  
(Güte II)

dem Gefüge des Querverbinders und der Längsstäbe S. MsKr erfolgt so stark, dass die gerade zugeschnittene Sprosse ein Viertel bis ein Drittel

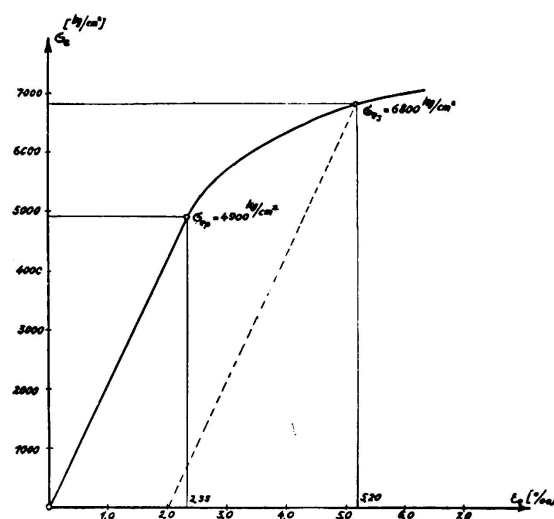


ABB. 5. Arbeitslinie für bi-Stahl (Güte I)

des Längsstabes umschließt. Die Schweissverbindung zwischen Längs- und Querstab hat, auf reinen Schub beansprucht, mindestens ein Drittel der Zerreißfestigkeit der Längsstäbe. Die Schweissung ist so ausgeführt, dass der Längsstab an der Schweisstelle keinen Festigkeitsabfall erfährt. Die Verschweissung erfolgt im Werk in besonderen bi-Stahl Automaten. Die Abb. 7 zeigt den Schweissautomaten und die Abb. 8 die gesamte Anlage. Die Lieferung erfolgt entweder in geraden Stangen (Abb. 9) normalerweise in Längen von 12 m bis 14 m (die Stangen können auf die gewünschte Länge zugeschnitten ge-

$\varepsilon_e$ (‰)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_e$ (‰)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_e$ (‰)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_e$ (‰)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_e$ (‰)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1,70	Hooke- sches Gesetz	2,60	5315	3,50	6030	4,40	6500	5,30	6825
1,80		2,70	5425	3,60	6090	4,50	6545	5,40	6850
1,90		2,80	5525	3,70	6145	4,60	6590	5,50	6865
2,00		2,90	5615	3,80	6200	4,70	6630	5,60	6875
2,10		3,00	5695	3,90	6255	4,80	6670	5,70	6880
2,20		3,10	5770	4,00	6305	4,90	6705	5,89	6885
2,33	4900	3,20	5840	4,10	6355	5,00	6740	5,90	6890
2,40	5050	3,30	5905	4,20	6405	5,10	6770	4,00	6895
2,50	5190	3,40	5970	4,30	6455	5,20	6800	4,10	7000

liefert werden) oder in Ringen (Abb. 10) von solcher Grösse, dass der von ihnen abrollende Stab seine Krümmung verliert und gerade ausläuft.

#### 4. Wirkungsweise von bi-Stahl.

Aus der Beschreibung des bi-Stahles ergibt sich bereits sein Hauptvorteil, der darin besteht, dass eine völlig neue Übertragung der Spannungen von Stahl auf Beton erfolgt. Durch die Querverbinder kann man die Rissentfernung wählen und damit aber auch die Rissbreite bei einer hohen Stahlspannung in den zulässigen Grenzen halten. Damit ist aber ein Mittel uns in die Hand gegeben, die zulässige Spannung höher zu wählen als bisher, da man jetzt auch die Risslast, (d. i. jene Last, bei der die Rissbreite die Grenze 0,2 mm erreicht) die bisher nicht

wesentlich beeinflusst werden konnte, genau bestimmen kann. Geht man von der Bruchlast, die durch die Streckgrenze  $\sigma_{es}$  gegeben ist, aus, so ist die zulässige Spannung bei einem Sicherheitsgrad  $\nu$  der Wert  $\sigma_{ezul} = \frac{\sigma_{es}}{\nu}$ ;

dieser Wert konnte jedoch vielfach deshalb nicht gewählt werden, weil die Risslast eine vorzeitige Schranke setzte. Durch die neue Übertragungsart die Querverbinder, fällt diese Schranke.

Um die Wirkungsweise des bi-Stahles zu erklären, soll zunächst der einfache Fall der reinen Zugbeanspruchung erörtert werden.

Die Abb. 11a zeigt einen Betonstab, in dem ein bi Stahlstab einbetoniert ist. Auf diesen Stab wirkt eine Zugkraft  $Z$  ein. Wenn zwischen Stahl und Beton noch voller Verbund herrscht, so wirken an der Oberfläche der Stahleinlagen noch Haftspannungen. Durch den Querverbinder wird eine Druckkraft  $H$  auf den Beton ausgeübt, die mit den Haftspannungen im Gleichgewicht steht. Die Stahlspannung über den Stahlstäben innerhalb der Querverbinder ist nicht gleichbleibend, sondern nimmt entsprechend der Entfernung vom Punkte A, wo die Druckkraft eingeleitet wird, zu. Setzt man an der Stelle B voraus, dass dort die

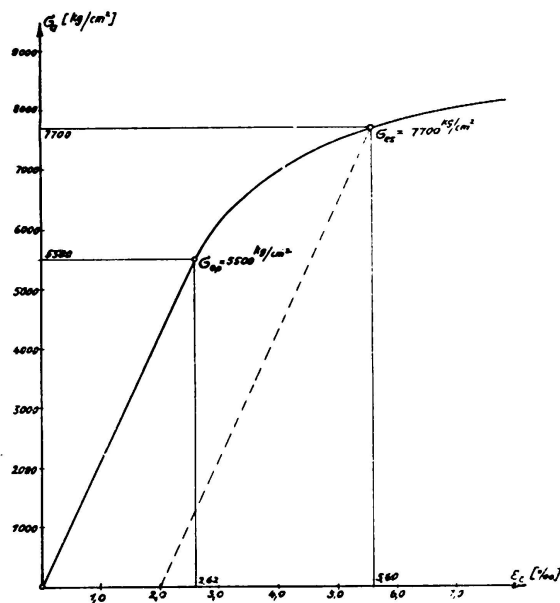


ABB. 6. Arbeitslinie für bi-Stahl (Güte II)

$\varepsilon_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (‰)	$\varepsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2,10	Hooke- sches Gesetz	2,90	5995	3,80	6860	4,70	7355	5,60	7700
2,20		3,00	6120	3,90	6925	4,80	7400	5,70	7725
2,30		3,10	6240	4,00	6980	4,90	7445	5,80	7750
2,40		3,20	6350	4,10	7040	5,00	7490	5,90	7775
2,50		3,30	6450	4,20	7095	5,10	7530	6,00	7800
2,60	↓	3,40	6545	4,30	7150	5,20	7570	6,10	7820
2,62		3,50	6635	4,40	7205 c	5,30	7605	6,20	7840
2,70		3,60	6715	4,50	7255	5,40	7640	6,30	7860
2,80	5850	3,70	6790	4,60	7305	5,50	7670	6,40	7880

Stahlspannung  $\sigma_{sII}$  die gesamte Zugkraft aufnimmt, (Grenzfall zwischen Zustand I und Zustand II) so kann man durch geradliniges Verbinden der beiden Spannungen einen Mittelwert für die Haftspannung ermitteln.

Die Gleichgewichtsgleichung ergibt:

$$(1) \quad \tau_{Hm} = \frac{\sigma_{eII} - \sigma_{eI}}{e} \frac{F_e}{U}$$

( $F_e$  = Querschnittsfläche,  $U$  = Umfang der Stahleinlagen,  $e$  = die Entfernung der Querverbinder).

Wenn dieser Wert  $\tau_{Hm}$  die Haftfestigkeit überschreitet, wird der Beton spannungslos und die gesamte Zugkraft wird durch den Stahl allein übertragen.

Die Querverbinder bewirken, dass der Beton an diesen Stellen A und B reißt und dass das Betonstück von der Länge  $e$  die Bewegung

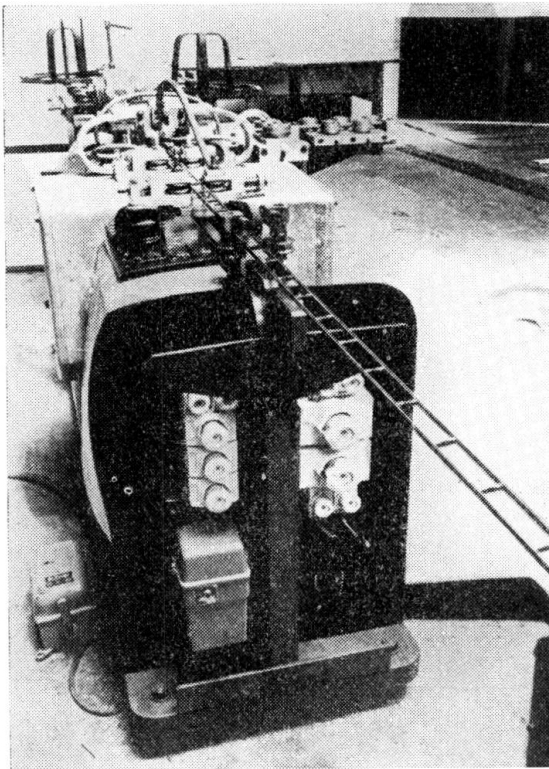


ABB. 7

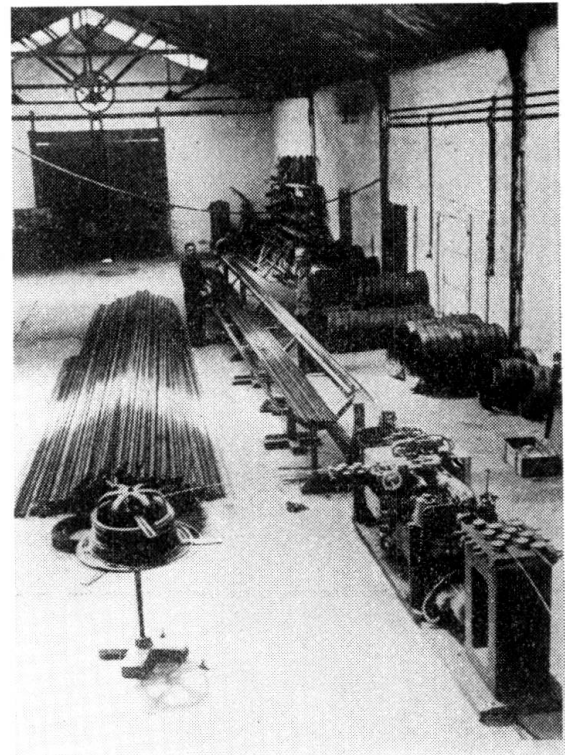


ABB. 8

der Querverbinder mitmacht. Die grösste Rissbreite, die in diesem Zustand auftreten kann ist:

$$(2) \quad \Delta r = \varepsilon_e e = \frac{\sigma_{eII}}{E_e} e$$

Für eine Stahlspannung  $\sigma_{eII} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (für Güte I) und  $e = 10 \text{ cm}$  wird  $\Delta_r = 0,19 \text{ mm}$  und für  $\sigma_{eII} = 4500 \text{ kg/cm}^2$  (für Güte II) und  $e = 8 \text{ cm}$  wird  $\Delta_r = 0,17 \text{ mm}$ . Man erkennt, dass die Rissbreite innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt. Klaffende Risse können bei bi-Stahl nicht auftreten, da sich an jeder Sprossentstelle ein Riss ausbildet. Die Berech-

nung hat den ungünstigsten Fall angenommen, dass der Beton völlig spannungslos ist und der Stahl allein sich dehnt. Die tatsächlich zu erwartenden Risse sind kleiner als nach der Gleichung (2).

Bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen (Abb. 12) ergeben sich ebenfalls zwei Fälle. Der erste Fall ist der, dass innerhalb der Querverbinder der Beton noch an den Stahleinlagen haftet. Dieser Fall wird hier

nicht weiter beschrieben, weil es im Betonbau üblich ist, nur die Grenzfälle zu berücksichtigen, bei denen entweder der Bruch oder sonst ein unzulässiger Zustand eintritt. Bei der hier angestellten Betrachtung tritt ein solcher Grenzzustand dann ein, wenn die Haftfestigkeit überwunden wird. Dann treten die Querverbinder wieder in besondere Wirksamkeit, weil sie die gesamten waagrechten Kräfte übertragen. Wie aus Abb. 12 hervorgeht, ergibt die Gleichgewichtsgleichung:

$$(3) \quad H_n = Z_{n+1} - Z_{n-1,n}$$

Die waagrechte Kraft  $H$ , die eine Sprosse aufnehmen kann, wurde versuchsmässig gefunden. Bei diesem Versuch waren bei einem bi-Stahlstab nur je ein Querverbinder über den Auflagern vorhanden.

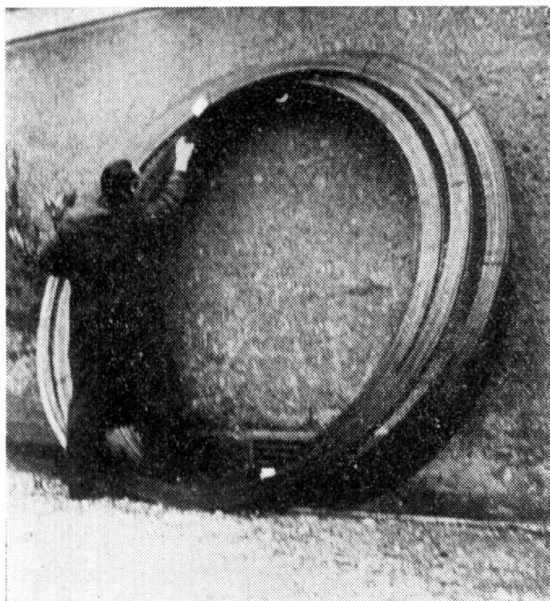


ABB. 10

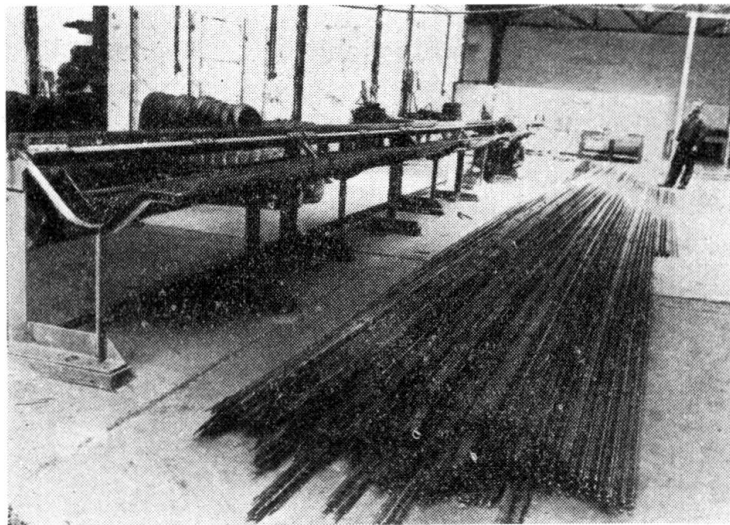


ABB. 9

Die Stahleinlagen waren überdies eingefettet. Der Beton war in Feldmitte unterbrochen und an dieser Stelle war ein Stahlgelenk in der Druckzone eingebaut worden. Die Zugzone wurde nur durch den Bewehrungsstahl überbrückt. Für einen bi-Stahl mit dem Durchmesser 7,6 mm ergab sich die aufnehmbare Zugkraft  $H_{\max}$  beim Bruch, der durch Abscheren des Querverbinders vom Längsstab eintrat, zu 4395 kg. Aus dieser Zahl wurde bei 4-facher Sicherheit die grösste zulässige waagrecht Kraft, die von einem Querverbinder aufgenommen werden kann, festgelegt und für andere bi-Stahl-Abmessungen entsprechend der Scherfläche abgewan-

delt. Praktisch tritt dieser Wert niemals auf, da durch die Vielzahl der Querverbinder die tatsächlich auftretende Kraft  $H$  stets kleiner als  $H_{zul}$  ist. Damit ergibt sich ein weiterer Vorteil des bi-Stahles: *Man kann auf Endhaken verzichten.*

Bewehrungsstäbe, die nicht mehr zur Momentendeckung erforderlich sind, können in der Zugzone endigen.

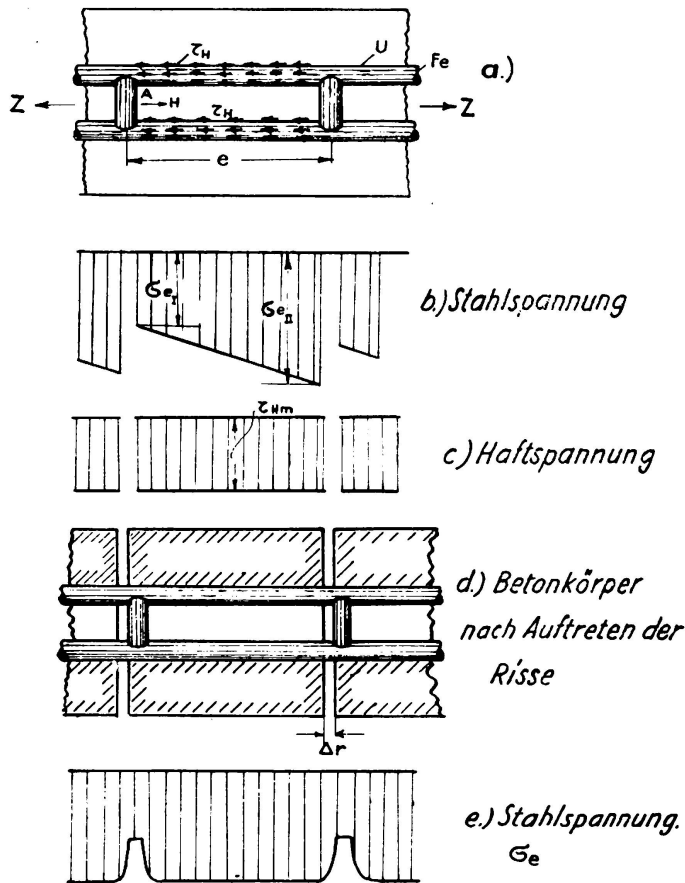


ABB. 11

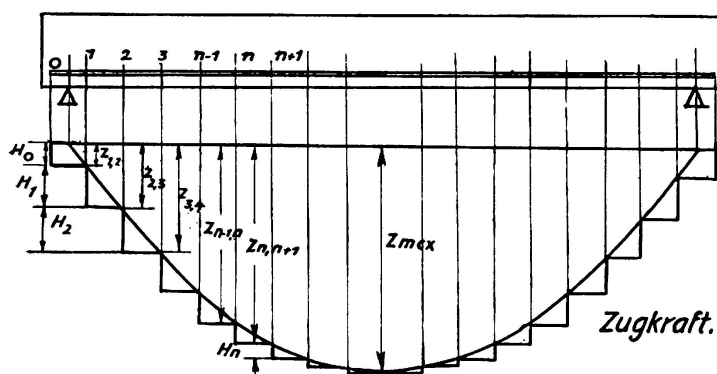


ABB. 12

### 5. Versuchsergebnisse.

Um die Bewehrung zu erproben, wurden zahlreiche Versuche angestellt. Über einige Ergebnisse der Versuche wird nun berichtet. Die Abb. 13 zeigt die Eigenschaften des bi-Stahles. Wird ein Teilstück eines bi-Stahles mit einem Querverbinder herausgeschnitten, so kann man den einen Längsstab um 180° drehen, ohne dass der Querverbinder an der Schweisstelle Risse zeigt. Die Zugversuche, die die in den Abb. 5 und 6 dargestellten Arbeitslinien für die beiden Güteklassen ergaben (als Mindestwerte), zeigten stets, dass der Bruch nie an den Schweisstellen eintrat. Ein Verbiegen eines Stabes um 90° des Längsstabes, auch wenn die Schweisstelle für die Querverbinder in der ungünstigsten Stelle liegt, ist ohne Risse möglich. Ebenso kann man die Querverbinder ohne Abreißen an den Schweisstellen und ohne Anrisse um 90° drehen.

Um den bi-Stahl als Bewehrung im Betonbau zu erproben, wurden eine Reihe von Balken hergestellt und durch Belastung bis zum Bruch untersucht. Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht. Während der



Belastung wurden die Dehnungen, die Durchbiegung und die Risserscheinungen untersucht. Bei der Auswertung wurde die tatsächliche Spannungsdehnungslinie für den Beton und den Stahl zu Grunde gelegt <sup>(2)</sup> und zu jeder Laststufe die zugehörige Stahlspannung ermittelt. Die Abb. 14 zeigt als Beispiel die Versuche mit bi-Stahl  $\phi$  7,6 mm und Betongüte B 160. In einem Koordinatensystem wurde die Stahlspannung und als Ordinate das

Biegemoment  $m = \frac{M}{bh^2}$  (bezogen

auf die Breite  $b = 1$  und die Höhe  $h = 1$ ) aufgetragen. Das zulässige Biegemoment ergibt sich, indem man den Wert bei Auftreten der Streckgrenze durch den Sicherheitsgrad  $\nu = 1,7$  dividiert. In Abb. 14 wurde der Punkte B mit A verbunden. Die Division durch 1,7 ergibt

den Punkt C. Die Waagrechte CD durch den Punkt C bis zur Verbindungslinie AB ergibt einen Wert für die zulässige Spannung ( $\sigma_{eB} = 4610 \text{ kg/cm}^2$ ). Von der Abszisse nach unten wurden die gemessenen Rissbreiten  $\Delta_r$  aufgetragen. Zieht man für die zulässige Rissbreite  $\Delta_r = 0,2 \text{ mm}$  die Waagrechte EF, so ergibt diese bei F ein zweites Mass für die zulässige Stahlspannung  $\sigma_{ev} = 4760 \text{ kg/cm}^2$ . Die Abb. 15 zeigt das Ergebnis der Versuche bei gleichem Stahldurchmesser aber verschiedener Betongüte B 160 und B 225, wobei bei einem Versuch mit B 225 die Längsstäbe noch aufgeraut waren. Die Versuche zeigen, dass die Betongüte auf die Risslast und Bruchlast geringen Einfluss hat. Dieses Ergebnis ist erklärlich, da in beiden Fällen die Bruchursache die Streckgrenze des Stahles ist (schwach bewehrter Bereich). Beide Grenzwerte  $\sigma_{eB}$  und  $\sigma_{ev}$  liegen stets knapp beisammen und sind stets über  $4500 \text{ kg/cm}^2$ , so dass es gerechtfertigt ist, diesen Wert als zulässig in die Bedingungen aufzunehmen. Dieser Wert wurde daher für die Güteklasse II festgelegt. Für die Güteklasse I wurde  $4000 \text{ kg/cm}^2$  gewählt.

Der Einfluss der Grösse des Durchmessers der Stahleinlagen auf  $\sigma_{eB}$  und  $\sigma_{ev}$  ist in Abb. 16 dargestellt. Bei den Versuchsreihen a, b, n, war der Durchmesser der Stahleinlagen 7,6 mm und bei k, h, s, 10,0 mm. Auch hier liegen die beiden Werte, sowohl  $\sigma_{eB}$  wie auch  $\sigma_{ev}$  über  $4500 \text{ kg/cm}^2$ . Der Einfluss des Durchmessers, wie auch der Betongüte ist gering. Die Abb. 17 zeigt das Bruchbild eines Balkens der Reihe a, aus dem deutlich die gleichmässige Aufteilung der Risse hervorgeht (Die

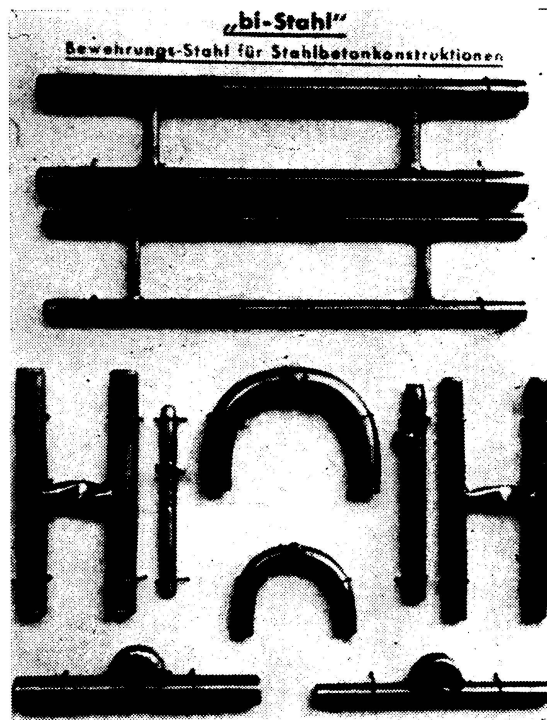


ABB. 13

<sup>(2)</sup> E. Friedrich, Bemessung und Entwurf im Stahlbetonbau, I. Akad. Druck-u. Verlagsgesellschaft Graz, 1954.





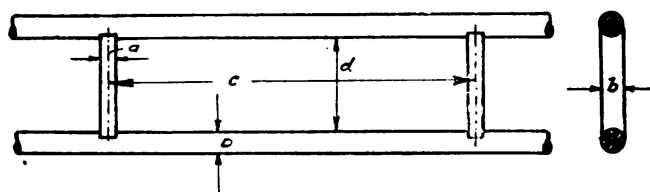
sich der Stahl nach einer Schraubenlinie gedreht hat, denn die Grate sind noch deutlich im Beton zu erkennen. Die Abb. 19 zeigt oben den Balken mit dem grossem Riss links. Darunter links wird gezeigt, wie sich der Stahl hineingeschraubt hat. Zum Vergleich ist ein Masstab angelegt. Deutlich ist im Beton noch der Grat zu erkennen. Das rechte Bild zeigt noch einmal den Torstahl und die blossgelegte Fläche im Beton. Diese Bilder lassen vermuten, dass bei den Formstählen üblicher Art, die Übertragung der Spannungen vom Stahl auf den Beton nur durch die Haftspannungen erfolgt. Man wird noch klären müssen, wie gross die Grate oder sonstigen Mittel sein müssen, um eine wirksame Vergrößerung der Haftspannungen zu erzielen, so dass die Spannungen, die durch die hohe Streckgrenze sonst gegeben wären, auch wirklich ausgenützt werden können.

Bei Rundstählen ist es charakteristisch, dass die Breite von Rissen, wenn die Haftspannung überwunden ist, an manchen Stellen bei zunehmender Belastung sogar zurückgeht. Dafür bildet sich dann ein Riss aus, der sehr rasch an Breite zunimmt.

## 6. Folgerungen.

Die nachfolgende Zahlentafel gibt die Abmessungen der bi-Stähle an.

Bezeichnung	Längsstäbe			Querverbinder		Güte I Abstand c mm	Güte II Abstand c mm
	Durchm. D in mm	Zugkraft für = 4500 kg/cm <sup>2</sup> in kg	Abstand in mm	Querschnitt a x b mm	Schweisfläche cm <sup>2</sup>		
bi 100	2 × 10,0	7000	20	5,0 × 10,0	1,046	100	80
bi 94	2 × 9,4	6250	20	5,0 × 9,5	0,984		
bi 88	2 × 8,8	5500	20	4,0 × 8,8	0,738		
bi 82	2 × 8,2	4750	20	4,0 × 8,0	0,606		
bi 76	2 × 7,6	4000	20	4,0 × 7,5	0,597		
bi 70	2 × 7,0	3500	20	4,0 × 7,0	0,687		
bi 65	2 × 6,5	3000	20	3,5 × 6,5	0,472		
bi 60	2 × 6,0	2500	20	3,5 × 6,0	0,440		
bi 55	2 × 5,5	2000	20	3,0 × 5,5	0,354		
bi 50	2 × 5,0	1750	20	3,0 × 5,0	0,314		
bi 46	2 × 4,6	1500	20	2,5 × 4,5	0,233		
bi 42	2 × 4,2	1250	20	2,5 × 4,0	0,206		
bi 38	2 × 3,8	1000	20	2,5 × 4,0	0,199		
bi 34	2 × 3,4	800	20	2,5 × 3,5	0,178		
bi 30	2 × 3,0	630	20	2,0 × 3,0	0,126		



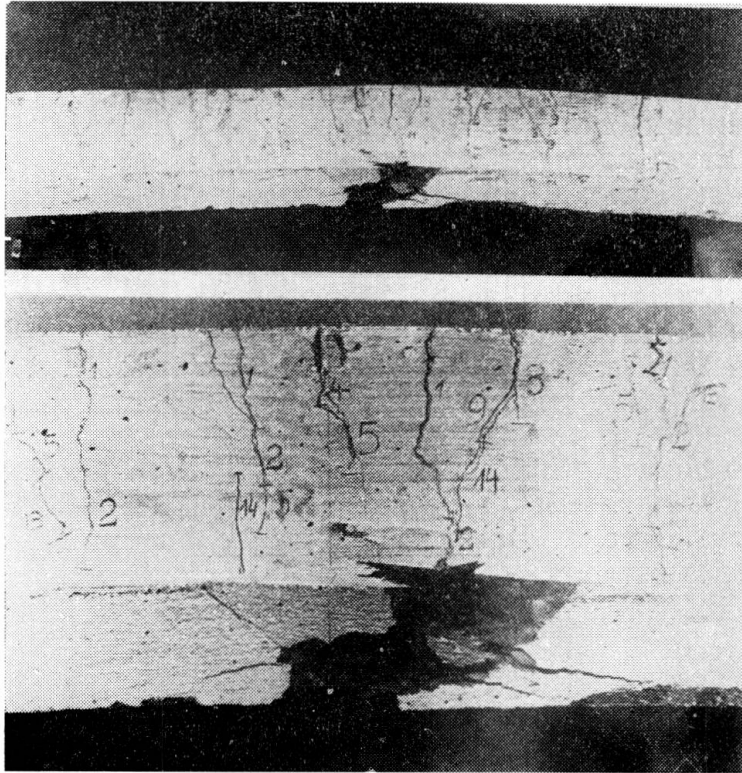


ABB. 17

Abb. 5 und 6 massgebend. Die Höchstwerte der Stahlspannungen und Dehnungen betragen:

	Güte I	Güte II
$\sigma_{es}$ in $\text{kg/cm}^2$	6800	7700
$\varepsilon_{es}$ in $\text{‰}$	5,2	5,6

Das zugehörige Formänderungsgesetz für Beton ( $\sigma - \varepsilon$  -Linie) entspricht der Parabelgleichung:

$$\sigma_b = K_b \left( 2 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_B} \right) \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_B}$$

mit den Weiten	B 160	$K_b = 120 \text{ kg/cm}^2$	$\varepsilon_B = 1,5 \text{ ‰}$
	B 225	170	2,0
	B 300	225	2,0
	B 400	300	2,0

Für bewegte Lasten ist die zulässige Spannung nach dem Gebrauchslastverfahren zu berechnen, wobei die Werte wie folgt zu wählen sind

$$\frac{A}{B} = + 0,50 \quad \sigma'_{e \text{ zul}} = \sigma_{e \text{ zul}}$$

(<sup>3</sup>) ONORM B 4200

Nach dem Gutachten des Sachverständigen Ausschusses für das Land Steiermark wurden folgende, nur auszugsweise wiedergegebene, Bedingungen für die Verwendung festgelegt. Die zulässige Stahlspannung für die Bemessung nach dem Gebrauchslastverfahren (<sup>3</sup>) für vorwiegend ruhende Last beträgt  $\sigma_{e \text{ zul}} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  für die Güte I und  $4500 \text{ kg/cm}^2$  für die Güte II.

Für die Bemessung nach dem Traglastverfahren für vorwiegend ruhende Last ist die Spannungs-Dehnungs-Linie nach den

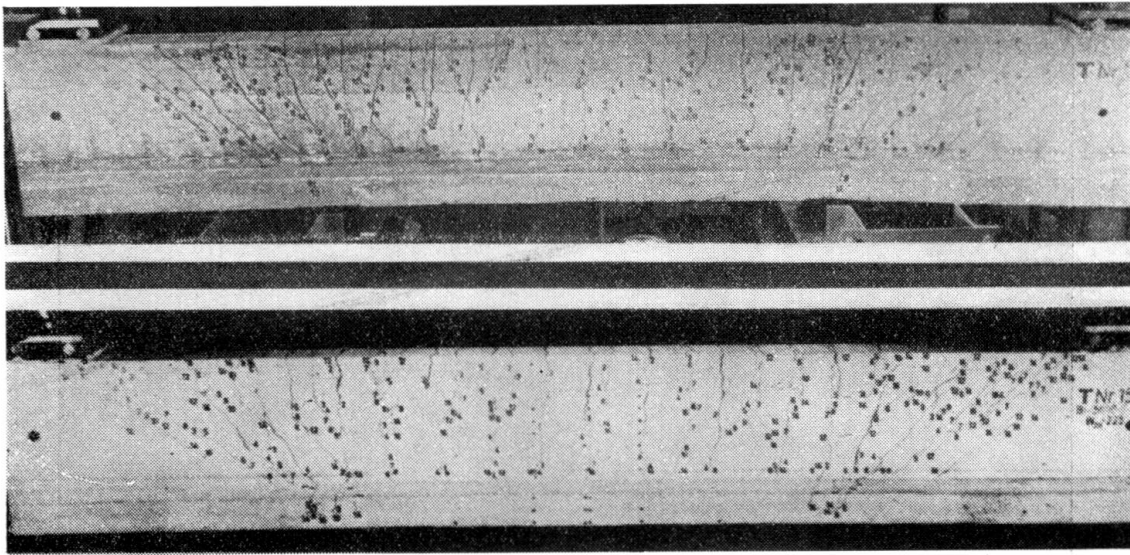


ABB. 18

$$\frac{A}{B} = 0,00 \quad \sigma'_{e\text{zul}} = 0,75 \sigma_{e\text{zul}}$$

$$\frac{A}{B} = -1,00 \quad \sigma'_{e\text{zul}} = 0,40 \sigma_{e\text{zul}}$$

Dabei sind A der kleinere und B der grössere Wert der schwankenden Belastung. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Der bi-Stahl kann stets ohne Endhaken verlegt werden. Die Aufnahme der waagrechten Kraft eines Querverbinders richtet sich nach folgender Tafel (Wert in kg)

Bez	Güte I	Güte II		Bez	Güte I	Güte II
bi 100	1620	1840		60	690	770
94	1540	1735		55	540	609
88	1350	1420		50	494	550
82	1040	1180		46	366	412
76	970	1100		42	324	367
70	910	1037		38	324	367
65	740	833		34	279	320
				30	197	222

Bewehrungsstäbe, die nicht zur Momentendeckung erforderlich sind, können in der Zugzone endigen, sofern die waagrechte Zugkraft durch die Querverbinder aufgenommen wird. Über den theoretischen Endpunkt ist der bi-Stahl stets um 3 Querverbinderabstände zu verlängern. Der bi-Stahl kann auch als Druckbewehrung, sowohl bei Biegung als auch bei Längskraft verwendet werden.



ABB. 19

Im Vorstehenden wurden nur die Bedingungen angeführt, die allgemeines Interesse haben. Sie zeigen uns, dass die Entwicklung von neuen Bewehrungsstählen noch keineswegs abgeschlossen ist. Auch für den vorgespannten Beton hat der bi-Stahl grosse Bedeutung, auf die jedoch hier nicht mehr eingegangen wird.

#### ZUSAMMENFASSUNG

In dem Aufsatz wird über einen neuen Bewehrungsstahl, den bi-Stahl, berichtet, der in Oesterreich entwickelt wurde. Im bi-Stahl erfolgt die Übertragung der Spannungen vom Stahl zum Beton nicht durch Haftspannungen, sondern durch Querverbinder. Durch die Anordnung der Querverbinder ist man in der Lage, die Risslast (d. i. jene Last, bei der die Risse die Breite von 0,2 mm erreichen), bedeutend zu erhöhen, sodass es möglich ist, eine zulässige Spannung von 4500 kg/cm<sup>2</sup> zu erhalten. Überdies braucht man beim bi-Stahl keine Endhaken, womit eine Reihe von wirtschaftlichen Vorteilen verbunden sind. In dem Aufsatz wird über die Eigenschaften des Stahles, über die Versuche und über die Bedingungen der Zulassung berichtet.

#### RESUMO

O autor apresenta um novo tipo de armadura para betão armado a que chamou «bi-armadura». Com a «bi-armadura», a transmissão dos esforços do aço para o betão não se faz por aderência mas sim por

meio de travessas de ligação. A disposição destas travessas permite aumentar consideravelmente a carga de fissuração (por definição, carga sob a qual aparecem fissuras de 0,2 m/m), de modo que a tensão admissível pode atingir 4500 kg/cm<sup>2</sup>. Este tipo de armadura permite ainda dispensar os ganchos extremos o que traz vantagens económicas consideráveis.

O autor apresenta igualmente resultados de ensaios e indica algumas propriedades destas armaduras fazendo também considerações sobre as exigências dos Regulamentos.

#### R É S U M É

L'auteur présente un nouveau type d'armature pour béton à laquelle il a donné le nom de «bi-armature». Avec la «bi-armature», la transmission des efforts de l'acier au béton ne se fait plus par adhérence, mais par des traverses reliant les fers longitudinaux. La disposition de ces traverses permet d'augmenter considérablement la charge de fissuration (par définition: charge sous laquelle apparaissent des fissures de 0,2 m/m de large) ce qui permet d'avoir une contrainte admissible de 4500 Kg/m<sup>2</sup>. Ce type d'armature permet encore de supprimer les crochets extrêmes ce qui présente un intérêt économique non négligeable. L'auteur présente également des résultats expérimentaux et quelques propriétés de ces armatures ainsi que des considérations sur les exigences des Normes.

#### S U M M A R Y

The author presents a new type of concrete reinforcing steel bar which he calls «double bar». With «double bar», the transmission of tensile forces from the reinforcing steel to the concrete is not carried out by adhesion but by a series of transverse connecting bars. The disposition of these connecting bars is such that it allows a considerable increase of the cracking load (by definition: load for which appear cracks 0,2 m/m wide) thus increasing the maximum permissible stress to 4500 Kg/m<sup>2</sup>. This type of reinforcement further allows to do away with hooks which renders it economical.

The author also presents experimental results as well as some interesting characteristics of this type of reinforcement and includes considerations about the requirements of the various Standards.



Leere Seite  
Blank page  
Page vide



## **Va 4**

**Essai jusqu'à rupture de poutres armées  
l'une en acier TOR 40, l'autre en ronds ordinaires**

**Behaviour of concrete beams reinforced with TOR 40  
and ordinary mild steel bars, loaded to collapse**

**Bruchversuche an Eisenbetonbalken, einerseits mit Torstahl 40,  
anderseits mit gewöhnlicher Rundeisen-Bewehrung**

**Ensaio de rotura de vigas armadas, uma com aço TOR 40,  
outra com varões de aço vulgar**

**A. LAZARD**

*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées  
Chef de la Division des Ouvrages d'art de la S. N. C. F.  
Paris*

### **Objet de l'essai**

Toutes les études semblent prouver l'intérêt économique d'utiliser en béton armé des aciers à limite élastique élevée sous la réserve qu'il n'en résulte pas une fissuration aggravée. Cette question préoccupe particulièrement les réseaux de chemin de fer qui utilisent encore des locomotives à vapeur en raison de l'agressivité de leurs fumées.

C'est pourquoi nous demandâmes aux Aciéries de VOLKLIGEN de nous administrer la preuve que le risque de fissuration ne serait pas aggravé par l'utilisation, sous des contraintes de 20 kg/mm<sup>2</sup>, d'acier torsadé à crénelures hélicoïdales d'au moins 40 kg/mm<sup>2</sup> de limite élastique, connu sous le nom d'acier TOR 40, dont elles venaient d'acquérir la licence. L'examen des essais antérieurement exécutés ne permettait pas de conclusion nette. Il fut donc convenu d'essayer, d'abord sous les charges de service, puis jusqu'à la rupture, deux poutres calculées pour satisfaire *au même programme* de surcharges: celles d'une voie de chemin de fer; l'une des poutres étant constituée normalement avec des ronds à béton ordinaire de la nuance douce 24-42, l'autre étant armée de ronds TOR 40.

L'essai, exécuté à frais communs par les chemins de fer français, TORISTEG Steel Corporation (Luxembourg), les Aciéries de VOLKLINGEN (Sarre) et la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, a été concluant. Sous les charges de service, les fissures de la

poutre TOR, quoique plus nombreuses que celles de la poutre ordinaire, n'étaient pas plus ouvertes. Jusqu'à la rupture, les fissures de la poutre TOR sont restées très fines, tandis que celles de l'autre étaient largement ouvertes. Dès lors, l'utilisation d'acier TOR 40 sous la contrainte de  $20 \text{ kg/mm}^2$  est parfaitement légitime dans les atmosphères des fumées de locomotives à vapeur.

### Description de l'essai

Les poutres en forme de  $\Pi$  de 8,80 m de long, pesant 14 T, étaient disposées et armées comme il est indiqué aux Fig. 1 et 2.

Chaque nervure, de 22 cm de large, et 90 cm de hauteur totale, était armée de dix ronds — de  $\phi 26$  TOR et  $\phi 32$  ordinaires — donnant  $5240 \text{ mm}^2$  en TOR et  $8040 \text{ mm}^2$  en ordinaire, soit des pourcentages respectifs de

3,10 et 4,7. Les aciers étaient relevés, seuls les ronds ordinaires étaient munis de crochets.

Les étriers, barres filantes et aciers de la dalle, étaient des ronds ordinaires  $\phi 8$  et  $10$ .

Les bétons étaient identiques et dosés à  $350 \text{ kg}$  de ciment CPA 250/315 au  $\text{m}^3$ . Dès le coulage, ils avaient été recouverts avec un produit antiévaporant pour empêcher ou réduire la fissuration de retrait. Pour leur transport — Fig. 3 — Fig. 4 — les poutres avaient été provisoirement comprimées.

Le dispositif de chargement est indiqué fig. 5.

La portée était de  $7,5 \text{ m}$ . Les charges étaient appliquées sur chaque nervure, en quatre points espacés de  $1,50 \text{ m}$ , correspondant à l'écartement normal des essieux d'une locomotive. Les charges  $P$  étaient appliquées par

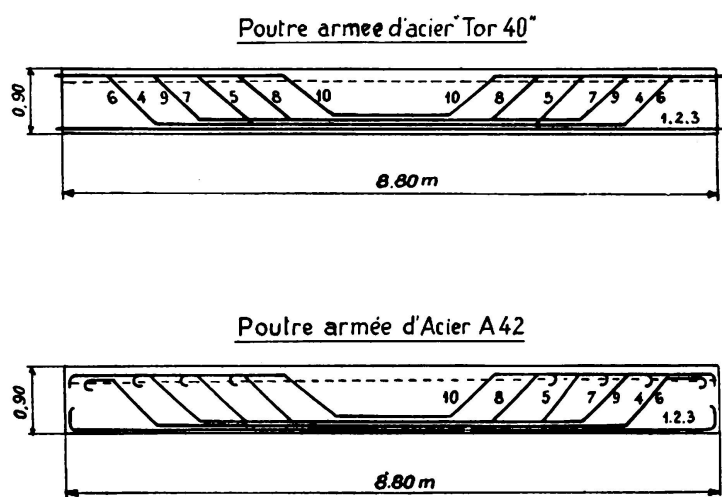
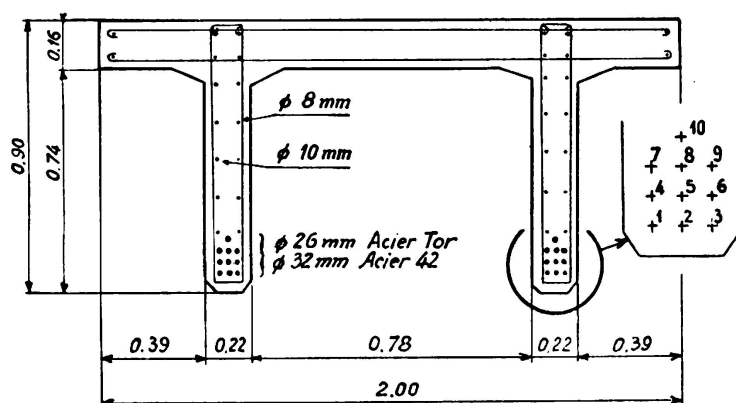


FIG. 1. Armatures des poutres



Section Acier Tor =  $5230 \text{ mm}^2$  par nervure  $\mu = 3,1$   
 Section Acier 42 =  $8040 \text{ mm}^2$  par nervure  $\mu = 4,7$

FIG. 2. Coupe transversale médiane de la poutre (position des barres)

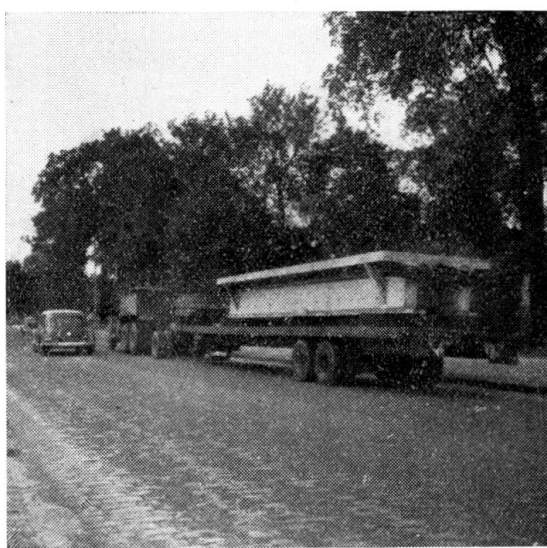


FIG. 3 et 4. Transport de la poutre

un vérin appuyant en deux points, de sorte que l'ensemble des forces agissant sur la poutre est  $4 P$ .

La charge de service  $P$  étant de 33 t, la fissuration était prévue aux environs de 13 t et la rupture aux environs de 73 t pour la poutre en acier ordinaire et 86 t pour la poutre en acier TOR.

Les flèches étaient mesurées à l'aide de comparateurs et de fleximètres enregistreurs au milieu de chaque nervure et aux quarts de la dalle, et de curvimètres au milieu de chaque nervure. De nombreux extensomètres à résistance électrique étaient collés tout au long des nervures et de la dalle.

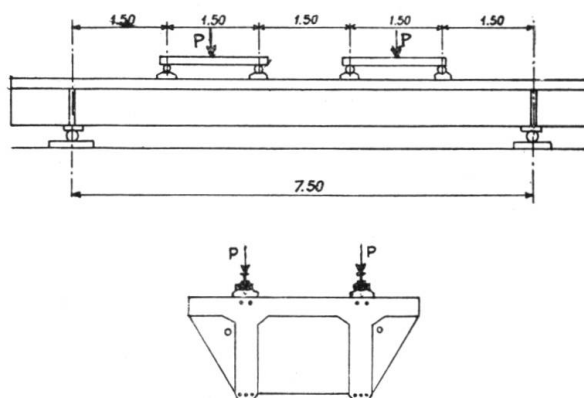


FIG. 5. Schéma du dispositif de chargement

### Résultats

1°) *Chargements* — Les épreuves de chargements et déchargements n'ont pas été absolument identiques pour les deux poutres en raison de quelques imperfections dans le fonctionnement des vérins, des manomètres et des pesons de contrôle.

Quoi qu'il en soit, le programme moyen suivant a été observé :

— chargement à 13 t : (charge de fissuration prévue) et déchargement. Plusieurs chargements et déchargements à 33 t : (charge normale de service) puis chargement jusqu'à rupture : 78 t pour la poutre ordinaire (au lieu de 73 prévues) — 96 t pour la poutre TOR (au lieu de 86 prévues).

2°) *Flèches* — La fig. 6 donne les enregistrements des flèches, mesurées presque jusqu'à la rupture. La poutre TOR est un peu plus flexible que l'autre.

3°) *Dilatations* — Les accourcissements de la dalle comprimée sont proportionnels aux charges presque jusqu'à la rupture.

Les allongements des nervures tendues sont perturbés par l'apparition des fissures.

4°) *Fissures* — Le tableau I donne, à diverses étapes du chargement, le nombre de fissures, la plus grande ouverture en mm et la plus grande longueur en cm, pour chaque nervure et chaque face. (Tableau I).

TABLEAU I

*Nombre de fissures*  
*plus grande ouverture en mm*  
*plus grande longueur en cm*

charge en t	Poutre Acier TOR 40				Poutre Acier 42			
	Nervure A		Nervure B		Nervure A		Nervure B	
	face ext.	face int.	face ext.	face int.	face ext.	face int.	face ext.	face int.
13	6 0,05 21	4 0,05 16	4 0,05 25	2 0,05 33	6 0,05 59	15 0,06 38	7 0,05 56	8 0,05 31
22	40 0,05 63	31 62	36 0,05 64	23 0,09 63	23 0,10 66	25 0,15 56	22 0,10 66	25 0,20 66
33	53 0,15 64	47 0,20 66	53 0,12 67	34 0,12 71	42 0,20 66	43 0,20 66	40 0,18 66	46 0,20 66
44	70 66	49 0,20 66	59 68	37 0,20 78	50 0,25 66	49 0,20 66	51 0,20 66	52 0,22 66
55	70 0,20 66	49 0,25 66	59 0,25 68	37 0,25 78	52 0,25 66	53 0,25 66	51 0,30 66	58 0,25 66

Jusqu'à 55 t, qui représentent 1,66 fois la charge de service on ne constate pas de différence marquée entre les deux poutres.

Au-delà de 55 t, le nombre de fissures a considérablement augmenté sur la poutre TOR, mais sans augmenter notablement d'ouverture. Au contraire la largeur des plus grosses fissures de la poutre ordinaire a crû.

Les fig. 7 et 8 montrent après rupture l'aspect de la fissuration des deux tiers de chacune des nervures A (faces extérieure et intérieure).

5°) *Ruptures* — La poutre TOR s'est rompue sous une charge, maintenue constante, de 96 t par vérin, soit une charge totale (en comprenant le poids des équipages) de 390 t environ.

Elle présentait à ce moment une très grande flèche, la fissuration restant très fine comme il a déjà été dit.

La rupture s'est produite par éclatement du béton comprimé, la dalle ayant commencé à se fissurer dans son épaisseur suivant un plan horizontal et se rompant définitivement suivant une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal. Le béton des nervures se détachait par plaques au milieu de la portée. Les aciers comprimés flambaient.

La poutre armée d'aciers ordinaires s'est rompue sous une charge maxima, qui n'a pu être maintenue, de 78 t par vérin, soit 320 t environ au total. La flèche n'était pas excessive. Les fissures situées au milieu des nervures s'étaient ouvertes à environ 1,2 mm à 72 t, 4 mm à 76 t, 10 mm à 78 t.

La figure 9 montre deux aspects caractéristiques de la rupture de la poutre en acier TOR 40.

6°) *Caractéristiques des bétons* — Des cubes de 20 et 14 cm de côté et des prismes de 20 × 20 × 60 cm avaient été coulés en même temps que les poutres. Ils ont été cassés le jour de l'essai — soit à 66 jours d'âge pour la poutre TOR et 77 jours pour la poutre ordinaire.

Le tableau II résume les résultats d'écrasement des cubes et de flexion des prismes (valeurs calculées par la formule  $\frac{6 M}{b^3}$ ).

Le béton de la poutre armée d'aciers ordinaires était un peu moins bon en traction que celui de la poutre TOR.

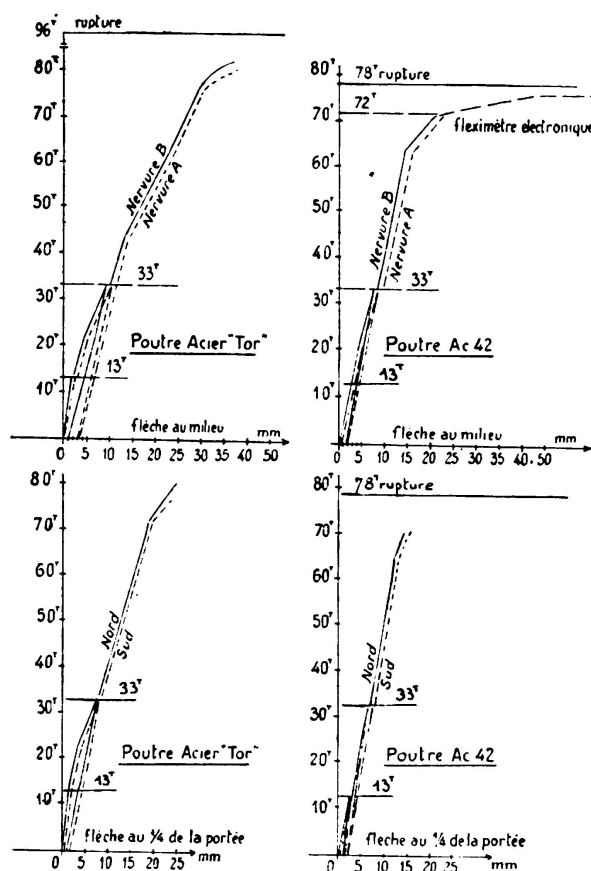


FIG. 6. Flèches au milieu et au  $\frac{1}{4}$  de la portée des poutres

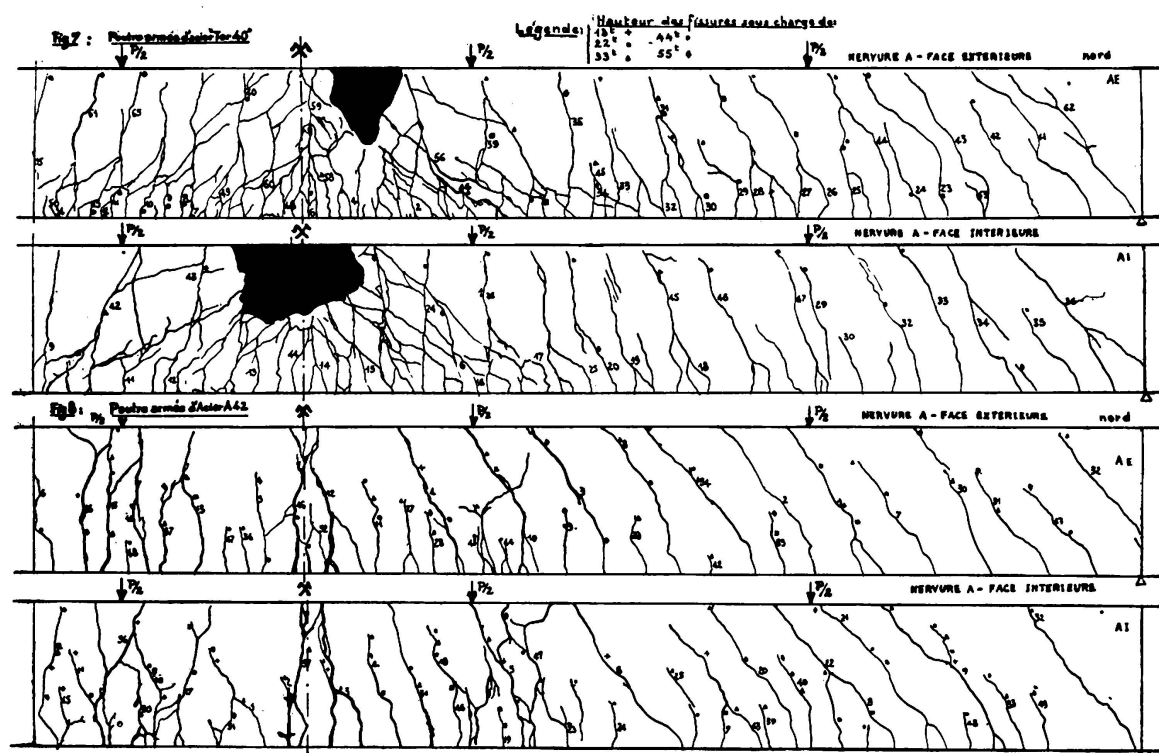


FIG. 7 et 8. Aspect de la fissuration après rupture

TABLEAU II

kg/cm <sup>2</sup>	Poutre armée d'aciers TOR	Poutre armée d'aciers ordinaires
Résistance à l'écrasement (10 cubes de 20 et 6 cubes de 14)	max. 495 min. 377 moy. 431	max. 497 min. 340 moy. 434
Résistance à la flexion (13 prismes de 20×20×60)	max. 60,7 min. 47,7 moy. 54,3	max. 54,7 min. 44 moy. 49

7°) *Caractéristiques des aciers* — Le tableau III donne les caractéristiques des aciers avant mise en place et après la rupture des poutres (échantillons prélevés après rupture dans le milieu des poutres).

Comme il était à prévoir les limites élastiques ont été sérieusement relevées (environ 20 %) par l'étirage précédant la rupture de la poutre, les limites de rupture très faiblement, et les allongements de rupture ont été diminués (environ 20 %).

Alors qu'avant essai les diagrammes d'allongement des aciers présentaient des allures assez dispersées, après rupture de la poutre les

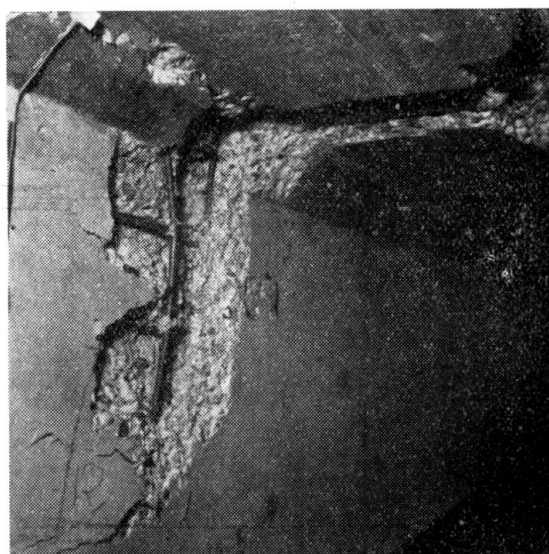
TABLEAU III

kg/mm <sup>2</sup>	Poutre armée d'aciers TOR 40						Poutre armée d'aciers 24-42					
	Avant rupture 122 éprouvettes			Après rupture 80 éprouvettes			Avant rupture 122 éprouvettes			Après rupture 80 éprouvettes		
	max.	mini.	moy.	max.	mini.	moy.	max.	mini.	moy.	max.	mini.	moy.
LE	48,7	45,0	46,9	57,3	53,3	55,7	30,5	25,3	28,6	37,2	31,7	34,3
R	59,2	57,2	57,8	60,1	57,5	57,9	44,5	38,8	42,1	46,9	40,4	44,4
Al %	18,8	14,2	16,9	16,1	11,2	14,1	32,7	24,2	28,1	26,8	18,6	23,5



A - Nervure B. Face extérieure

B - Nervure B. Face intérieure


 FIG. 9. Poutre en acier TOR après rupture  
Vue prise au milieu de la poutre



diagrammes étaient devenus très semblables. L'étirage avant rupture de la poutre les a considérablement régularisés.

### *Conclusions*

L'essai a été concluant.

Les deux poutres ont été calculées pour répondre au même programme de surcharges sous des contraintes de service de  $13 \text{ kg/mm}^2$  pour l'acier ordinaire (Règlement du Ministère des Travaux Publics de 1934) et  $20 \text{ kg/mm}^2$  (moitié de la limite élastique théorique de 40) de l'acier TOR 40.

Elles se sont fissurées sensiblement sous les mêmes charges (13 t environ par vérin). Sous les charges de service et même jusqu'à 1,66 fois ces charges, elles ont présenté sensiblement la même fissuration (nombre, plus grande ouverture, plus grande longueur).

La charge de rupture de la poutre TOR a été supérieure à celle de la poutre ordinaire. Cela avait été prévu dès l'origine dans la note de calculs, toutefois la différence expérimentale est un peu plus élevée.

Au moment de la rupture, les fissures de la poutre en acier ordinaire étaient, comme d'habitude, largement ouvertes, et l'effondrement est intervenu par écrasement du béton comprimé après un notable allongement des aciers tendus. Au moment de la rupture, les fissures de la poutre TOR étaient très nombreuses, mais très fines. La flèche était importante, et l'effondrement est intervenu comme ci-dessus par écrasement du béton comprimé après un notable allongement des aciers tendus. Ceux-ci, qui sortaient librement de la poutre, n'ont jamais glissé.

En conclusion, l'essai montre qu'on peut parfaitement utiliser des aciers TOR 40 à des contraintes de  $20 \text{ kg/mm}^2$  sans avoir à redouter un élargissement des fissures. La rupture d'une poutre armée de tels aciers ne pourra plus être prévue d'après l'aspect de la fissuration; il faudra se référer uniquement à la flèche.

### **BIBLIOGRAPHIE**

Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 98 de Février 1956.

### **R É S U M É**

Deux poutres de dimensions extérieures identiques de 8,80 m de long, 2,00 m de largeur et 0,90 m de hauteur, à deux nervures, ont été calculées pour supporter le même programme de surcharges. L'une était armée en acier doux ordinaire, de limite élastique moyenne  $28 \text{ kg/mm}^2$ , l'autre en acier dit TOR 40 de limite élastique moyenne  $47 \text{ kg/mm}^2$ .

Elles ont été chargées jusqu'à rupture.

Elles se sont comportées très sensiblement de la même manière en ce qui concerne l'apparition des premières fissures et leur nombre, la plus grande ouverture et la plus grande longueur des fissures sous des charges allant jusqu'à 1,66 fois les charges de service.

Par contre, le comportement à la rupture a été différent. La poutre armée de ronds ordinaires s'est rompue par écrasement du béton comprimé après ouverture exagérée d'un nombre très limité de fissures. La poutre armée d'acier TOR s'est rompue, sous une charge plus élevée, avec une grande flèche, par écrasement du béton comprimé et flambage des aciers comprimés, après l'apparition d'un très grand nombre de fissures restées très fines.

L'utilisation d'aciers TOR 40 à 20 kg/mm<sup>2</sup> paraît parfaitement justifiée pour des poutres de ponts situés dans l'atmosphère agressive des fumées de locomotives à vapeur.

### S U M M A R Y

A pair of twin webbed beams with identical dimensions, 8,80 m. overall length and  $2,00 \times 0,90$  section, were calculated to sustain the same loads. One of them had mild steel round bar reinforcement with a mean yield stress of 28 Kg/mm<sup>2</sup>, the other had TOR 40 reinforcement bars with a mean yield stress of 47 Kg/mm<sup>2</sup>.

Both were loaded to collapse.

They both behaved in a very similar way, as far as initial cracking, number, maximum width and length of cracks were concerned, for loads up to 1.66 times the working loads.

In the other hand, behaviour at failure was quite different. The mild steel reinforced beam collapsed through crushing of the compressed part of the concrete with a very limited number of very wide cracks. The collapse load of the TOR 40 reinforced beam was higher, and collapse took place, with an important deflection, through crushing of the compressed part of the concrete and buckling of the compression resisting bars, together with a great number of very fine cracks.

Use of TOR 40 reinforcement bars for working stresses of 20 Kg/mm<sup>2</sup>, seems absolutely justified for bridge beams submitted to aggressive fumes of steam railway engine smoke.

### ZUSAMMENFASSUNG

2 Träger mit je 2 Rippen und gleichen äussern Abmessungen (8,80 m lang, 2,00 m breit und 0,90 m hoch) wurden für gleiche Belastungen berechnet, wobei der eine Träger eine Bewehrung mit gewöhnlichem Weichstahl ( $E = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ), der andere mit Torstahl 40 ( $E = 4700 \text{ kg/cm}^2$ ) erhielt.

Sie wurden bis zum Bruch belastet.

Das Verhalten beider Träger war gleichartig, soweit es sich um die Bildung und die Anzahl der ersten Risse, die grösste Breite und Länge der Risse handelte und solange die Belastungen die 1,66-fache Nutzlast nicht überstiegen.

Dagegen war das Verhalten beim Bruch verschieden. Der normal bewehrte Träger zerbrach, indem der gedrückte Beton zerquetscht wurde, nachdem eine kleine Zahl von Rissen besonders breit geworden waren.

Der mit Torstahl bewehrte Träger brach erst bei einer grössern Belastung und grosser Durchbiegung durch Zerquetschen des gedrückten Betons und Knicken der gedrückten Armierung. Kurz vorher war eine grosse Zahl feiner Risse aufgetreten.

Die Verwendung von Torstahl 40 mit  $E = 2000 \text{ kg/cm}^2$  für Eisenbetonträger dürfte dort am Platze sein, wo die Luft wegen des Rauches von Dampflokomotiven als betongefährlich zu betrachten ist.

#### RESUMO

Calcularam-se, para resistir às mesmas sobrecargas, duas vigas de alma dupla de dimensões idênticas, com 8,80 m de comprimento, 2,00 m de largura e 0,90 m de altura. A armadura de uma das vigas era de aço macio com um limite elástico médio de  $28 \text{ Kg/mm}^2$  e a da outra era de aço TOR 40 com um limite elástico médio de  $47 \text{ Kg/mm}^2$ .

Carregaram-se as vigas até à rotura.

Ambas se comportaram de maneira sensivelmente idêntica no que diz respeito ao início da fissuração, ao número, largura e comprimento máximo das fissuras, para cargas até 1,66 vezes a carga de serviço.

Em contrapartida, o comportamento à rotura foi diferente. A viga armada com aço macio rompeu-se por esmagamento do betão comprimido após formação de um número limitado de fissuras exageradamente abertas. A viga armada com aço TOR, rompeu-se sob uma carga mais elevada e com uma flecha importante, por esmagamento do betão comprimido e encurvadura das armaduras de compressão, após formação de um grande número de fissuras muito finas.

A utilização de armaduras TOR 40 trabalhando a  $20 \text{ Kg/mm}^2$  parece justificada para vigas de pontes submetidas à atmosfera agressiva do fumo de locomotivas de vapor.

## **V a 5**

**Comparitive tests on concrete beams and slabs reinforced  
with mild steel and deformed bar**

**Vergleichende Untersuchungen an Betonbalken und -Platten,  
welche mit Weichstahl und gedrehten Einlagen  
bewehrt sind**

**Ensaio comparativos de vigas e lajes de betão  
armadas com aço macio e varões estriados**

**Essais comparatifs de poutres et de dalles en béton, armées  
de ronds en acier doux et de ronds striés**

H. E. LEWIS

*Cement and Concrete Association*  
London

### **1. Introduction**

Tensile reinforcement in concrete members has hitherto in the United Kingdom been generally confined to plain round mild steel bars and cold twisted steel bars of circular and square section. With the advent of home produced Tentor deformed bar it was considered necessary to carry out some tests, albeit of restricted scope, to compare the behaviour of members reinforced with the new steel with others which were conventionally reinforced with plain mild steel bars.

Tentor is an improved type of deformed bar which was first produced in Denmark. It is produced from hot rolled mild steel round bars manufactured to British Standard 785 having two parallel diametrically opposed longitudinal ribs and transverse ribs whose inclination to the longitudinal axis is such that after cold working their directions are reversed on opposite sides of a longitudinal rib, Figure 1.

The cold working is a combination of tension and twisting which respectively give an overall increase to the strength of the bar and an increase mainly localised in the outer fibres.

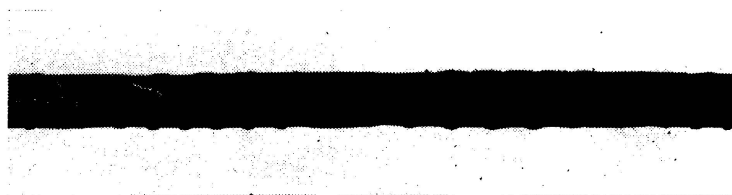


FIG. 1. The  $\frac{3}{4}$  in. diameter Tentor bar

The bars are produced by an automatic process, the as-rolled bar being fed from coils and continuity maintained by butt welding the junction with a new coil, the welds themselves being adequately tested by the subsequent cold working process.

The surface characteristics of the bar comply with the specification of the American Society for Testing Materials, A 305-50 T.

The properties of the two sizes of Tentor used in the work to be described were determined by tests and are given in Table 1, together with the corresponding details for the round mild steel bars used. It should be noted, diameter refers to equivalent diameter, i. e. the diameter of a plain bar having the same weight per unit length.

Since Tentor has no definite yield a conventional yield stress is taken to be that stress which produces a strain of 0.5 per cent. This is the figure specified in B. S. 1144. Cold Twisted Steel Bars for Concrete Reinforcement.

Suggestions for the use of this type of bar have been made by a committee of the Institution of Structural Engineers, but recommendations as to its properties have not, as yet, been included in any specification of the British Standards Institution.

The suggestion with regard to permissible working tensile stress is that it should not exceed one-half of the yield stress or 33,000 lb/sq. in. whichever is the smaller. In slabs, however, the limit may be increased to 37,000 lb/sq. in.

Design suggestions are that deformed bar can be substituted for mild steel in the inverse ratio of working stresses without modification to the concrete section, provided that deflection does not become excessive.

## **2. Scope of tests**

Tests were carried out primarily to investigate the behaviour of typical beams and slabs insofar as cracking, deflection and factor of safety against flexural failure were concerned. Tests were also carried out on short beams to study the relative bond resistance of the two steels with concrete.

## **3. Beam tests**

The system adopted in casting beams was to manufacture in each operation a pair of long beams and a pair of short beams, one of each pair having mild steel reinforcement and the other Tentor.

Table 2 gives the 28 day cube strength for each casting operation. Specimens are given the following code letters:—

- A Long beams with Tentor reinforcement
- B Long beams with mild steel reinforcement
- C Short beams with Tentor reinforcement
- D Short beams with mild steel reinforcement

A particular member is designated by its casting number after its code letter e. g. A3 (h), where in addition (h) signifies that the main bars were hooked. The concrete strength varied considerably from operation

TABLE 1  
*Properties of steels*

Properties	Tentor		Mild Steel	
	$\frac{3}{4}$ in. diam.	$\frac{3}{8}$ in. diam.	1 in. diam.	$\frac{1}{2}$ in. diam.
Equivalent diameter (in.)	0.765	0.391		
Measured diameter (in.)			1.004	0.497
Cross-sectional area (sq. in.)	0.460	0.120	0.792	0.194
Ultimate stress (lb/sq. in.)	81,900	83,400	62,700	65,000
Yield stress (lb/sq. in.)	71,000*	71,400*	39,600	39,300
Young's modulus (lb/sq. in.)	$28.9 \times 10^6$	$30.2 \times 10^6$	$30 \times 10^6$	$30.4 \times 10^6$
Elongation at failure (per cent)	5**	9**	24**	25**

\* Conventional yield stress: Stress at a strain of 0.5 per cent.

\*\* Excluding «necking» zone.

TABLE 2  
*Details of concrete crushing strengths for beams*

Casting operation	Specimens cast	Concrete crushing strength (28 days) (lb/sq. in.)
1	A 1 (h), B 1 (h) C 1, D 1	2,570
2	A 2, B 2* C 2 (h), D 2 (h)	3,790
3	A 3 (h), B 3 (h) C 3 (h), D 3 (h)	4,310
4	A 4, B 4 C 4, D 4	5,300
5	A 5, B 5	4,350

\* Broke in handling.

to operation due to the fact that the concrete was produced under site conditions. The strength from the first casting was extremely low and was probably the result of the concrete being affected by the very cold weather at that time.

It was intended that the concrete should correspond to the 1 : 2 : 4 by volume Portland Cement concrete which is the leanest mix specified in

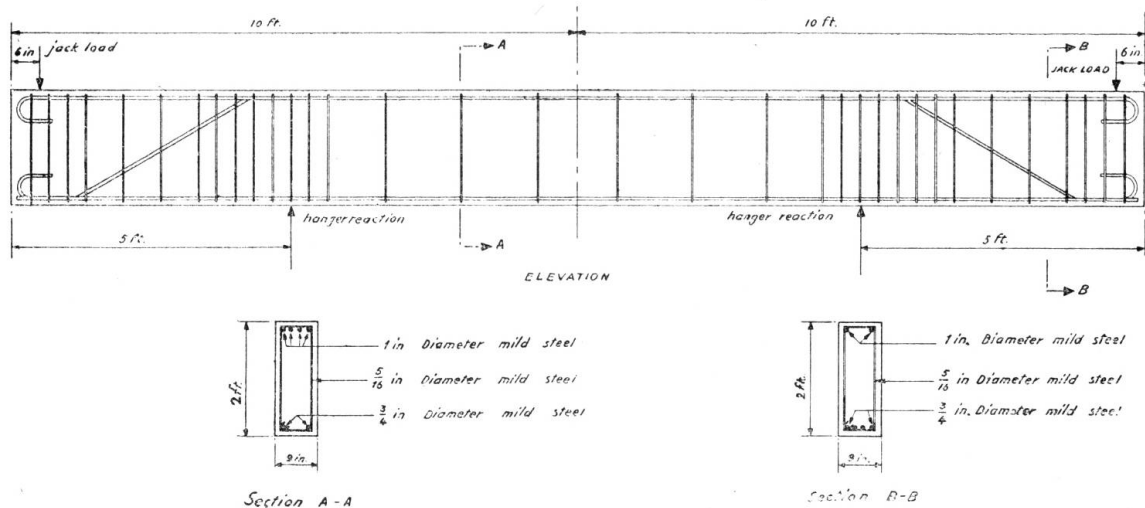


FIG. 2. Dimensions and reinforcement of 20 ft beam with mild steel

the British Standard Code of Practice CP 114 (1948) The Structural Use of Normal Reinforced Concrete in Buildings. The mix proportion used was 1 : 6.5 by weight with a nominal water-cement ratio of 0.65 since the concrete was to be hand placed.

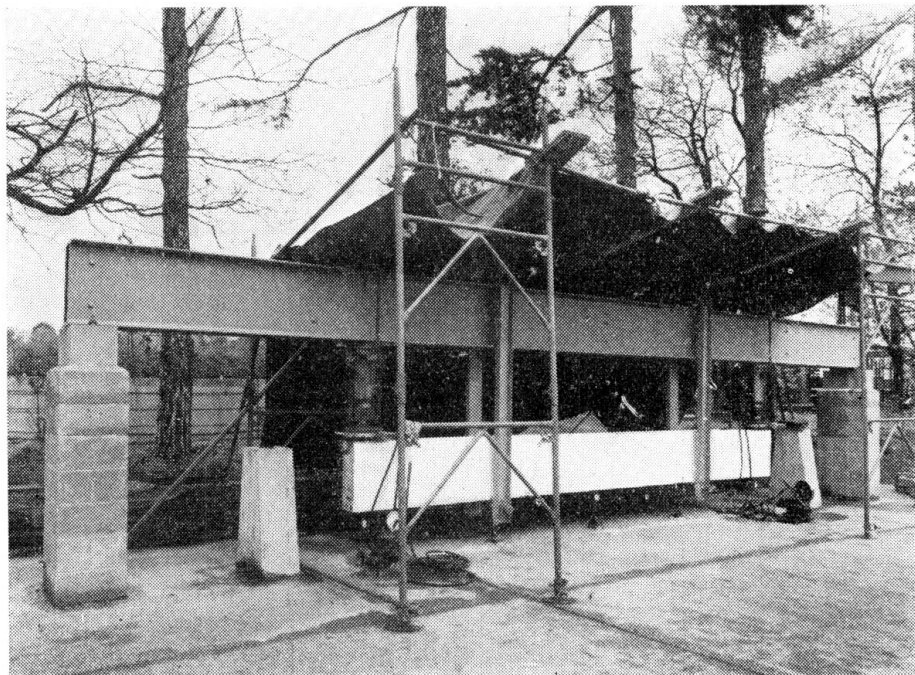


FIG. 3. Method of test of 20 ft beams



The long beams were of 20 ft overall length and had a rectangular section of 24 in.  $\times$  9 in. The standard beam, Figure 2 was the one with mild steel reinforcement which comprised four 1 in. diameter bars lying in a horizontal plane with a cover of 1 in.

The beams were tested in an inverted position by application of point loads from hydraulic jacks 6 in. in from each end, and they were suspended at points 5 ft on either side of the centre section, Figure 3. Outside the zone of uniform bending moment adequate shear resistance was supplied by stirrups and the bending up of some of the tensile bars.

The applied load necessary to create the working steel stress of 18,000 lb/sq. in. was 8.55 tons on each jack. The corresponding concrete stress was 1,140 lb/sq. in. The usual reinforced concrete design theory was used in these calculations using a modulus of elasticity ratio of 15.

The size of bar in the Tentor reinforced beams was determined by a bar by bar substitution in the inverse ratio of the working stresses, 18,000 lb/sq. in. and 33,000 lb/sq. in. Thus the requisite area of one bar was 0.43 sq. in. The nearest convenient size was the  $\frac{3}{4}$  in. diameter (equivalent) bar whose area is 0.46 sq. in. There was therefore a 7 per cent excess of steel area which, together with the higher neutral axis due to a smaller steel area, resulted in a working load on each jack of 9.56 tons. The maximum theoretical compressive stress in the concrete under this load was 1,480 lb/sq. in.

Testing was carried out by simultaneous application of equal load increments to the two hydraulic jacks. At convenient intervals in the loading the number of cracks occurring on the top surface of the beams within the middle 8 ft 8 in. were recorded together with the maximum crack width existing at steel level and the deflection at mid-span relative to the ends. Periodically surface strain measurements were taken down the depth of the beam at mid-span.

Table 3 gives details of the number and spacing of cracks in the various beams at their working load and also at a 50 per cent overload. There are random variations between the groups of beams but there is no indication of any trend related to concrete strength, neither is there any noticeable difference between beams having hooked bars and those having straight bars. Therefore the results for all the beams have been averaged to give figures which indicate a slightly closer spacing of cracks in Tentor reinforced beams.

Steel stresses were calculated at various load stages by the standard method with 'm' equal to 15. Figure 4 indicates the upper and lower limits of maximum crack widths measured at any particular steel stress for both types of specimen. The stresses as shown are a little higher than those which actually existed since strain readings on the concrete indicated a neutral axis position slightly nearer the compression face than the calculated position; however, both types of beam are similarly affected.

In Table 4 the average values of maximum crack widths measured in similar beams are tabulated for proportions of the steel working stresses and it is seen that in the region of working stress the maximum crack width in Tentor reinforced beams is 2 to 2  $\frac{1}{2}$  times greater than in mild steel reinforced beams but the crack widths at working stresses

TABLE 3

*Number of tensile cracks falling within a length of 8ft 8in. in the zone of uniform bending moment in 20 ft beams*

Reference mark	Average cube strength (lb/sq. in.)	Age at tests (days)	No. of cracks at working load	No. of cracks at 50 per cent overload
* A1 (hooked)	2,570	58	33	36
B1 (hooked)		57	34	37
A2	3,790	30	35	36
A3 (hooked)		30	37	38
B3 (hooked)	4,310	28	29	32
A4		30	31	32
B4	5,300	28	33	35
A5		35	35	38
B5	4,350	36	31	35
Average for A's ... ..			34	36
Average for B's ... ..			32	35
		Working load (in.)	50 per cent overload (in.)	
Average spacing in A's ... ..		3.1	2.9	
Average spacing in B's ... ..		3.3	3.0	

TABLE 4

*Average value of measured maximum crack widths in 20 ft beams at various proportions of the steel working stress*

Steel stress as proportion of working stress	Average maximum crack width	
	Tentor (in. $\times 10^{-3}$ )	Mild steel (in. $\times 10^{-3}$ )
0.25	—	—
0.50	1.0	—
0.75	3.0	1.0
working stress	4.0	1.5
1.25	5.0	2.0
1.50	7.0	3.0
1.75	9.0	4.0
2.00	11.0	5.0
2.25	15.0	—

\* Beam A1 was tested twice, on the first occasion loading had be discontinued at 15 tons, on the second occasion the full strength was developed. Information regarding the number of cracks was obtained from the second test. Crack width measurements are taken from the first test.

are well below the critical width of crack according to the most conservative estimate ( $8 \times 10^{-3}$  in.). The maximum width measured at the working load for a Tentor reinforced beam was  $5 \times 10^{-3}$  in. and in no case was a width of  $8 \times 10^{-3}$  in. reached before achieving a stress of 48,000 lb/sq. in.

It should be mentioned here that no special treatment was given to the surface of the mild steel bars other than wire brushing. The bars

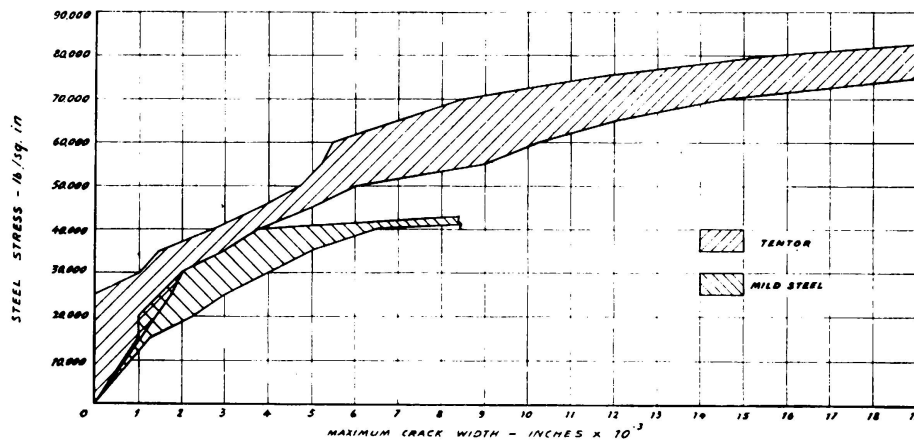


FIG. 4. Limits of maximum crack width in Tentor and mild steel reinforced beams

used in beam B1 were only slightly rusty while those used in B5 were in the average condition of bars on site.

Table 5 gives the deflection-span relationship for all the beams for which complete information was available. At both working loads and

TABLE 5

*Deflection-span ratios at working load and at a 50 per cent overload in 20 ft beams*

Mild Steel			Tentor steel		
Beam	Working load	50 per cent overload	Beam	Working load	50 per cent overload
B5	$\frac{1}{1,170}$	$\frac{1}{700}$	A5	$\frac{1}{640}$	$\frac{1}{400}$
B4	$\frac{1}{1,140}$	$\frac{1}{680}$	A4	$\frac{1}{620}$	$\frac{1}{380}$
B3	$\frac{1}{1,170}$	$\frac{1}{690}$	A3	$\frac{1}{620}$	$\frac{1}{380}$
			A1	$\frac{1}{510}$	$\frac{1}{320}$

50 per cent overloads, deflections are approximately 1.8 times greater in Tentor reinforced beams. It will be noticed that beam A1 which had the lowest 28 day concrete strength deflected by an amount which was significantly greater than measured values for the other Tentor reinforced beams. The load-deflection curve for beams A5 and B5 is shown in Figure 5, which emphasizes the marked difference in behaviour of the two types of beams at loads nearing failure. In contrast to the mild steel reinforced beam the Tentor reinforced beams continued to carry increasing load even at very large deflections. This was typical of all the beams of

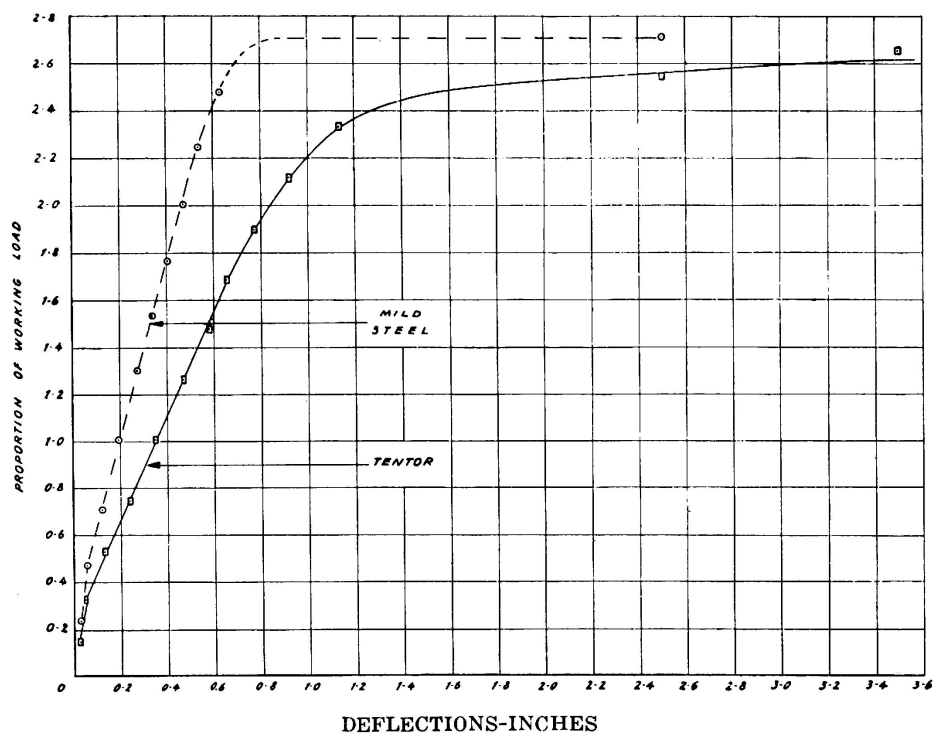


FIG. 5. Load-deflection curves. Beams A 5 and B 5

TABLE 6

*Factors of safety against bending failure in 20 ft beams*

Mild steel reinforced			Tentor reinforced		
Beam	Failing * load (tons)	F. S. **	Beam	Failing * load (tons)	F. S. **
B 1	22.35	2.57	A 1	22.90	2.37
B 3	22.00	2.52	A 3	24.30	2.46
B 4	21.00	2.41	A 4	24.00	2.46
B 5	23.00	2.64	A 5	25.00	2.57

NOTE: \* Failing load is the applied load on *each* jack which causes either crushing of the concrete or increasing deflection under almost constant load.

\*\* Ratio of failing load plus dead load bending moment to working load plus dead load bending moment.

this type which sustained such large deflections that it was possible to produce failure in beam A1 only. The other beams were loaded to practically their failing load but deflections were so great as to make it necessary to terminate the tests.

Table 6 gives the factors of safety against flexural failure as the ratios of total bending moment at failure to total bending moment under the working load. For the Tentor reinforced beams the figures are calculated for the maximum applied load which in all cases except A1 was less than the failing load. The reserve of strength which these beams had could not however have been sufficiently large to alter materially the figures given.

In the tests on the long beams the loading conditions were not of the appropriate form to test the efficiency of un-hooked Tentor bar, in fact there was no difference between the behaviour of beams with straight

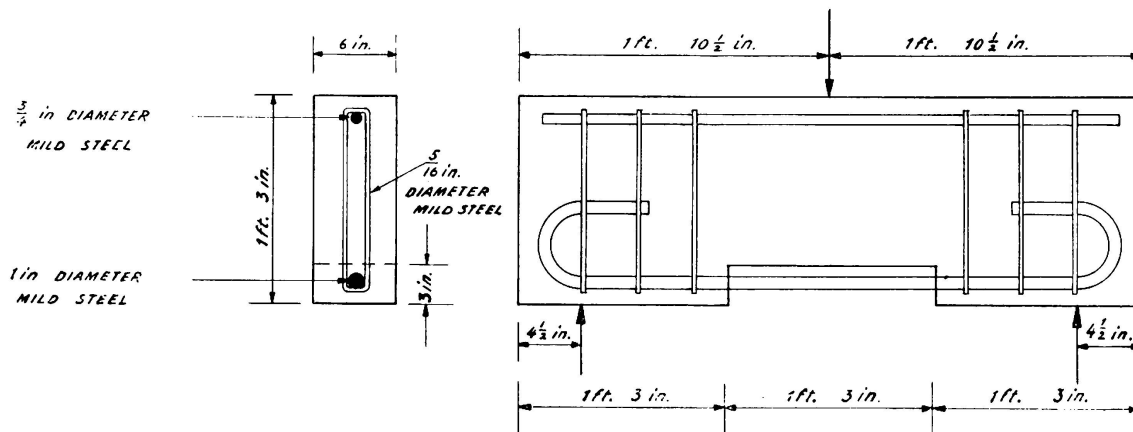


FIG. 6. Dimensions and reinforcement of short beam with mild steel

and hooked mild steel bars. The tests on short beams were made specially to obtain some indication of the bond with concrete of the two types of steel.

The test specimens were of an overall length of 3 ft 9 in. and had rectangular sections of 15 in.  $\times$  6 in. and were reinforced with either one 1 in. diameter mild steel bar or one  $3/4$  in. diameter Tentor bar, both having a cover of 1 in. Over a central length of 15 in. the depth of the beams was reduced by 3 in. to enable strain measurements to be taken on the steel. Figure 6 shows the details of reinforcement for a member with hooked mild steel bar. Loading was by a central point load, the beam being supported on a span of 3 ft., Figure 7. During the progress of the tests strain readings were taken on the reinforcement by means of a demountable mechanical strain gauge having an 8 in. gauge length. The operation of the gauge necessitated the drilling of a pair of very small shallow holes in the steel on each of two diametrically opposite generators.

In some of the beams the bars were hooked while in others they were straight, also some beams were without any secondary reinforcement while others had three stirrups of  $5/16$  in. diameter in each end. In all cases the tensile bars were embedded  $13\frac{1}{2}$  in. in the concrete at each end.

Table 7 gives the average bond stress in each beam at its ultimate load together with remarks on the mode of failure.

Since no legitimate assumption could be made concerning the distribution of bond stress along the bars an average figure has been tabulated, being the load in the bar divided by the embedded surface area. In the case of Tentor steel the perimeter of the bar has been taken to be that of the equivalent diameter bar. Where bars were hooked the length of hook has not been included in the embedded length used for calculation.

Table 7 shows that in the case of hooked bars and no stirrups the beams failed by the splitting away of the sides due to the movement of the hook, this occurred at very nearly the same bar load for Tentor as for mild steel. Where there were no hooks the mild steel bar pulled out freely at an average bond stress of 340 lb/sq. in. while the Tentor bar

again, due to lateral pressure from the deformations, caused splitting of the sides of the beam. The average bond stress was 550 lb/sq. in.

The addition of even a moderate quantity of stirrups proved most beneficial to the behaviour of the Tentor bar. The tensile stress in the straight bar was increased by more than 80 per cent and the average bond stress was 1,000 lb/sq. in. while the increase for the straight mild steel bar was less than 20 per cent, the average bond stress being 400 lb/sq. in.

When hooks and stirrups were used there was for mild steel an increased of about 11 per cent over the tensile stress in a hooked bar without stirrups. The average bond stress on the depth of embedment only was 660 lb/sq. in. The corresponding increase for Tentor bar was 38 per cent; the bond stress being 1,080 lb/sq. in.

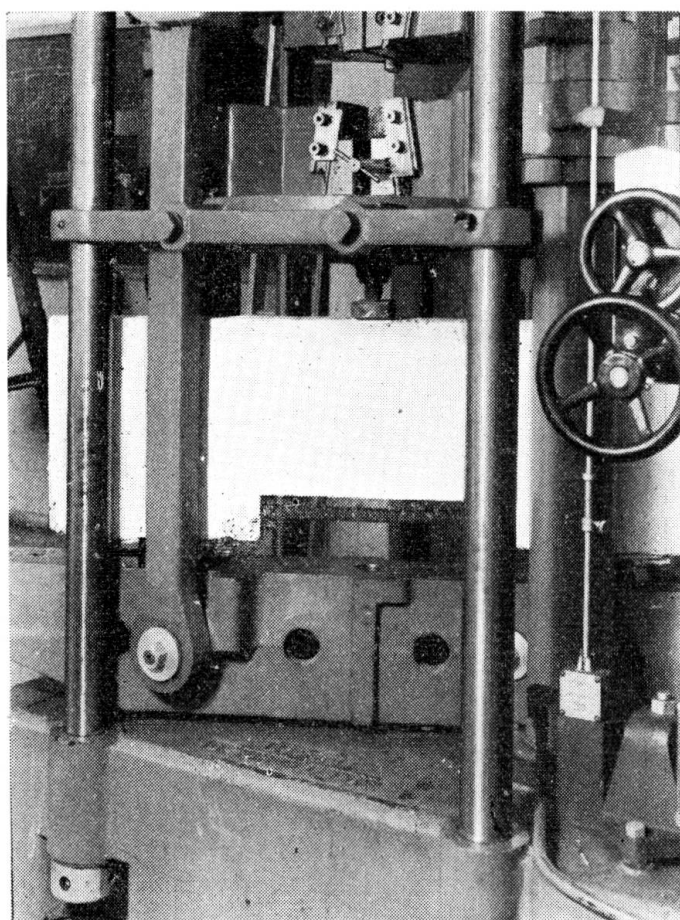


FIG. 7. Method of test of short beams

Although these tests were not sufficient in number to detect the influence of random variation to which bond tests are notoriously prone a striking feature is the excellent behaviour of straight Tentor bar when stirrups are used. The tensile stress which the bar developed was more than twice as high as that developed by mild steel hooked bar.

TABLE 7

*Values of average bond stress in short beams at ultimate loads*

Specimen	Steel	Age (days)	Cube strength (lb/sq. in.)	Hooks	Stirrups	Load (tons)	Bar Force (tons)	Bar stress (lb/sq. in.)	Average Bond Stress (lb/sq. in. *)
C1	Tentor	28	2,570	No	No	13.0	7.9	38,700	550
D1	M. S.	31				10.0	6.4	18,200	340
C2	Tentor	27	3,790	Yes	No	18.6	11.3	55,500	790
D2	M. S.	27				18.9	11.2	31,800	590
C3	Tentor	35	4,310	Yes	Yes	26.6	15.6	76,000	1,080
D3	M. S.	35				22.2	12.5	35,500	660
C4	Tentor	36	5,300	No	Yes	25.1	14.5	70,600	1,000
D4	M. S.	36				13.7	8.4	23,910	400

Specimen	Remarks
C1	Radial cracking around emerging bar at between 6 and 7 tons. These cracks intersected the faces of the beam and increased in size with increasing load.
D1	Bar pulled out freely without cracking of concrete.
C2	Sudden failure. Cracks appeared in the vicinity of one hook just before ultimate load and a portion of the side of the beam was forced off.
D2	Sudden failure. Cracks appeared in the vicinity of one hook just before ultimate load and a portion of the side of the beam was forced off.
C3	Radial cracking at about 7 tons. Inclined crack formed between load point and one support at failing load. Only slight movement of the bar.
D3	Radial cracking at about 10 tons. Vertical crack occurred in end face of beam at ultimate load.
C4	Radial cracking at 9 tons. Diagonal crack between load and one support at failing load. Pull out quite pronounced before crack formed.
D4	Radial cracking at 10 tons. No other damage to concrete.

NOTE: \* Average bond stresses for beams having hooked bars have been calculated for a depth of embedment of  $13\frac{1}{2}$  in.



## 4. Slab tests

The same procedure was employed as with the beam tests, in that from each casting operation two slabs were made which differed only in the type of steel used. The overall length of slab was 11 ft, the width 3 ft and the depth 5 in. Reinforcement consisted of six or eleven bars of  $\frac{1}{2}$  in. diameter mild steel or  $\frac{3}{8}$  in. diameter Tentor with a cover of  $\frac{3}{4}$  in. Eight slabs were produced from four castings and were given the following reference marks:—

Slab having eleven mild steel bars	With hooks	M. 11 (h)
	Without hooks	M. 11
Slab having six mild steel bars	With hooks	M. 6 (h)
	Without hooks	M. 6
Slab having eleven Tentor bars	With hooks	T. 11 (h)
	Without hooks	T. 11
Slab having six Tentor bars	With hooks	T. 6 (h)
	Without hooks	T. 6

The concrete mixes were, as before, equivalent to 1 : 6 by volume. The crushing strenghts of the concrete in the various slabs are given in Table 8.

Testing was carried out on a span of 10 ft by equal loads at the third points, the loads being distributed laterally through 6 in.  $\times$  6 in. broad flanged beams, Figures 8 and 9.

TABLE 8  
*Concrete strength and age data for 11 ft slabs*

Reference mark	Age at test (days)	Age of 6 in cube at test (days)	Average cube strength (lb/sq. in.)
M. 11 (h)	66	23	4,210
T. 11 (h)	72		
M. 11	35	35	3,950
T. 11	36		
M. 6 (h)	34	35	4,270
T. 6 (h)	35		
M. 6	35	35	5,140
T. 6	34		

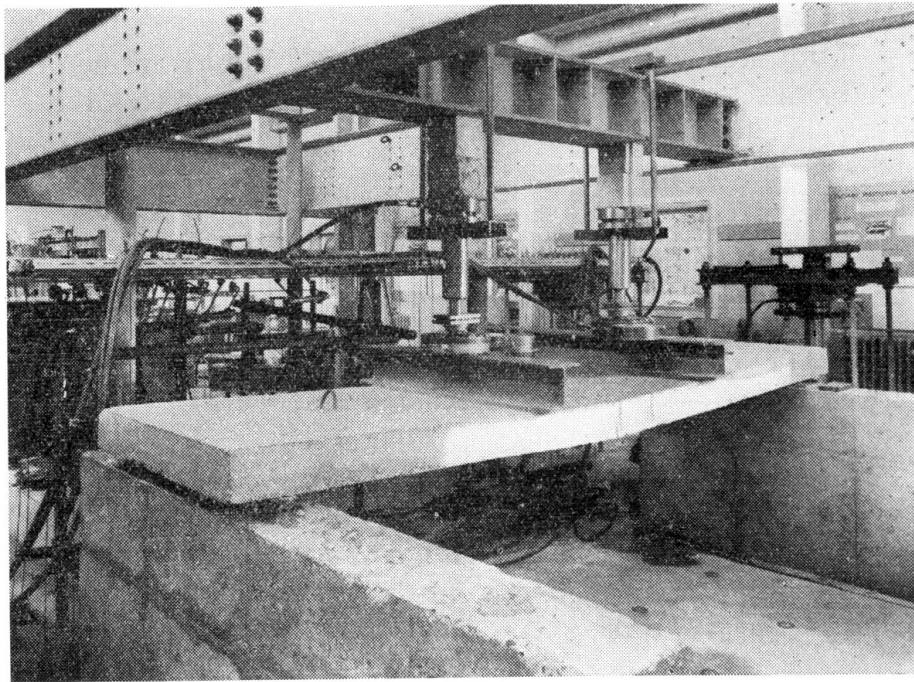


FIG. 8. Condition at maximum load of a slab with six mild steel bars

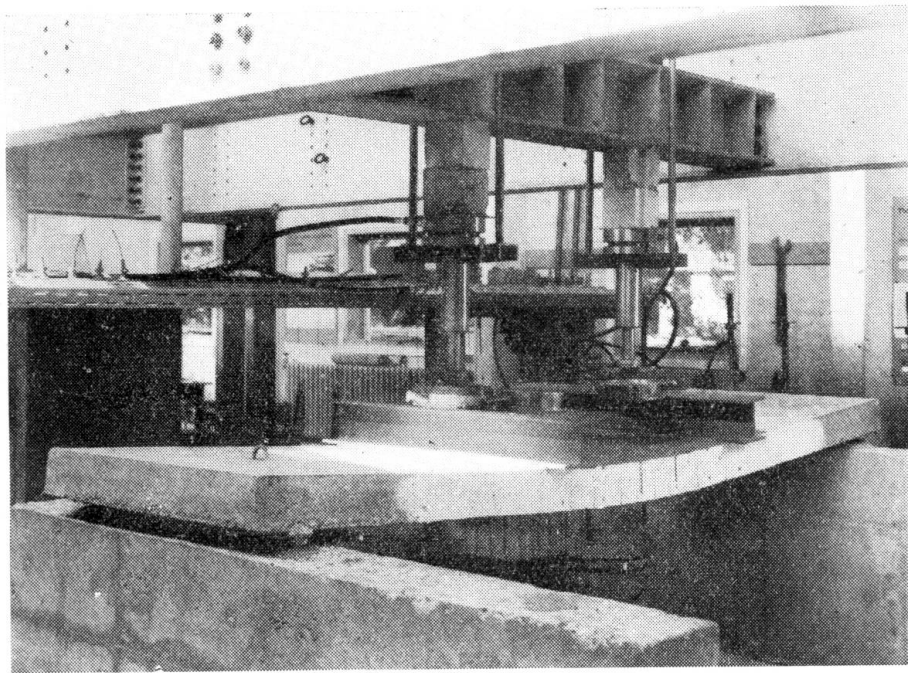


FIG. 9. Condition at maximum load of a slab with six Tentor bars

The loads on each jack calculated to produce the working stresses of 18,000 lb/sq. in. and 33,000 lb/sq. in. in the steels were as follows:—

Slabs with eleven bars:—

Mild steel reinforced: 2,430 lb  
(concrete stress: 1,120 lb/sq. in.)

Tentor reinforced: 3,030 lb  
(concrete stress: 1,480 lb/sq. in.)

Slabs with six bars:—

Mild steel reinforced: 1,055 lb  
(concrete stress: 760 lb/sq. in.)

Tentor reinforced: 1,368 lb  
(concrete stress: 1,020 lb/sq. in.)

TABLE 9

*Number of tensile cracks falling within the 40 in. zone of uniform bending moment in 11 ft slabs*

Reference mark	Age at test (days)	Average cube strength (lb/sq. in.)	No. of cracks at working load	No. of cracks at 50 per cent overload
M. 11 (h)	66	4,210	8	9
T. 11 (h)	72		8	13
M. 11	35	3,450	6	11
T. 11	36		8	10
M. 6 (h)	34	4,270	0	9
T. 6 (h)	35		2	8
M. 6	35	5,140	0	7
T. 6	34		1	9
Average for M. 11 (h) and M. 11 ... ..			7	10
Average for T. 11 (h) and T. 11 ... ..			8	12
Average for M. 6 (h) and M. 6 ... ..			0	8
Average for T. 6 (h) and T. 6 ... ..			2	9
			At working load (in.)	At 50 per cent overload (in.)
Average spacing in M. 11 (h) and M. 11			5.7	4.0
Average spacing in T. 11 (h) and T. 11			5.0	3.3
Average spacing in M. 6 (h) and M. 6			—	5.0
Average spacing in T. 6 (h) and T. 6			—	4.4

The working loads are once again higher in the Tentor reinforced specimens due to the steel area being 13 per cent in excess of the figure for direct substitution in the inverse ratio of steel stresses.

During testing the loads on both jacks were increased together and details of cracking within the 40 in. zone of uniform live load bending

moment, together with deflection and surface strain measurements were recorded.

Table 9 gives particulars for each slab of the number of cracks and their spacing at the working load and 50 per cent overload. On account of the low bond stresses between the steels and concrete the effect of hooks is not reflected in the behaviour of the slabs. The variation of concrete strength also does not appear to affect the results.

The slabs with six bars had a low percentage of reinforcement considering the concrete strength and thus cracking did not occur until loads in the region of the calculated working loads were applied.

As in the beam tests the average crack spacing is closest in the Tentor reinforced slab, being closer for the larger number of bars. However in spite of the bars being of a smaller diameter than those used in the beams they did not control the spacing between cracks so well as did the 1 in. diameter and  $\frac{3}{4}$  in. diameter bars.

Table 10 gives the average maximum crack widths for certain proportions of the steel working stresses. The widths for mild steel correspond with those obtained in the beams, but for the Tentor bar the widths are much smaller than they were previously for stresses near the working stress. Stresses were calculated using a constant value of 7.5 for the modulus of elasticity ratio since the concrete surface strains indicated this

TABLE 10

*Average value of measured maximum crack width  
in 11 ft slabs at various proportions of the steel  
working stress*

Steel stress as proportion of working stress	Average maximum crack width	
	Tentor (in. $\times 10^{-3}$ )	Mild steel (in. $\times 10^{-3}$ )
0.75	1.5 *	1.0 *
working stress	2.0	2.0
1.25	3.0	2.0
1.50	5.0	3.0
1.75	7.0	3.0
2.00	10.0	4.0
2.25	15.0	5.0

NOTE: \* These figures are averages for slabs having 11 bars only since cracking had not occurred in slabs having 6 bars under the load calculated to give 0.75 of the working stress.

to be the appropriate value. Figure 10 shows the upper and lower limits of maximum crack width measured at any particular stress in both steels.

The load deflection curves were similar in all respects to those obtained for the beams, the warning of failure given by the Tentor reinforced slabs being excellent.

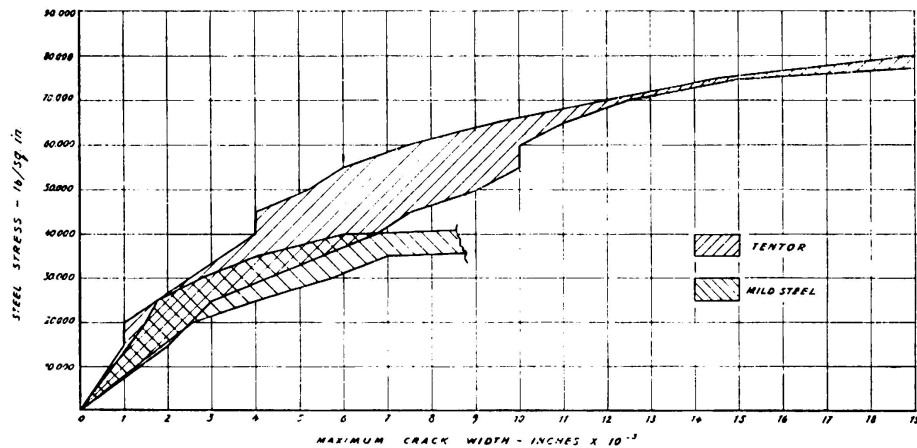


FIG. 10. Limits of maximum crack width in Tentor and mild steel reinforced slabs

Table 11 gives deflection-span ratios for various proportions of the working loads; a relationship with the cube strengths is evident. The deflections at working loads of the slabs having six bars are of little consequence since cracking was not fully developed at that stage.

TABLE 11

*Deflection-span ratios at working loads and 50 per cent and 100 per cent overloads in 11 ft slabs*

Mild steel reinforced				Tentor reinforced			
Beam	Working load	50 per cent overload	100 per cent overload	Beam	Working load	50 per cent overload	100 per cent overload
M. 11 (h)	$\frac{1}{860}$	$\frac{1}{550}$	$\frac{1}{330}$	T. 11 (h)	$\frac{1}{440}$	$\frac{1}{240}$	$\frac{1}{160}$
M. 11	$\frac{1}{700}$	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{270}$	T. 11	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{230}$	$\frac{1}{160}$
M. 6 (h)	$\frac{1}{3,000}$	$\frac{1}{1,100}$	$\frac{1}{600}$	T. 6 (h)	$\frac{1}{1,000}$	$\frac{1}{360}$	$\frac{1}{220}$
M. 6	$\frac{1}{3,000}$	$\frac{1}{1,300}$	$\frac{1}{630}$	T. 6	$\frac{1}{1,700}$	$\frac{1}{480}$	$\frac{1}{270}$

As in the tests of the long beams the Tentor reinforced slabs were capable of suffering such large deflections before failure that in no case was the actual failing load reached although the rate of flexure was so great that the reserves of strength could not have been large.

All the mild steel reinforced slabs failed by primary yield of the steel followed by secondary concrete crushing. Figures 8 and 9 illustrate respectively the conditions at maximum load of slabs with six mild steel and six Tentor bars. The mild steel reinforced slab has one well developed yield crack and the concrete has crushed over the full width. The Tentor reinforced slab has many well developed cracks, all of similar magnitude, but there is no sign of crushing.

TABLE 12

*Factors of safety against flexural failure in 11 ft slabs*

Mild steel reinforced			Tentor reinforced		
Beam	Failing * load (tons)	F. S. **	Beam	Failing * loads tons	F. S. **
M. 11 (h)	3.85	2.9	T. 11 (h)	4.35	2.8
M. 11	3.6	2.7	T. 11	4.15	2.6
M. 6 (h)	2.05	2.9	T. 6 (h)	2.25	2.7
M. 6	1.9	2.7	T. 6	2.3	2.8

NOTE: \* Maximum loading achieved on each jack: this is slightly less than the failing load for Tentor reinforced specimens.

\*\* Ratio of failing load plus dead load bending moment to working load plus dead load bending moment.

The overall factors of safety against flexural failure have been calculated as for the beams and appear in Table 12. It will be noticed that slightly higher factors of safety exist for mild steel reinforced slabs when the bars are hooked.

## 5. Conclusions

In drawing conclusions from the tests reported care must be taken that they are not applied too generally. With regard to the distribution of cracks the tests on beams and slabs showed a slightly better control by the deformed bar. In the beams the crack widths were considerably greater for Tentor than mild steel at equal proportions of their working stress. This disparity was much reduced in the slabs. In no case were the cracks at working stress of such a width that corrosion of the steel would be likely. It must be remembered however that the tests were carried out under static loading and that there was no cracking due to shrinkage. It seems reasonable to presume that since the mechanical

wedging between the Tentor bar deformations and the concrete becomes most effective after a small amount of relative displacement has taken place shrinkage cracking, which in many cases is much more severe than flexural cracking, would be controlled better by the deformed bar.

Deflections were naturally greater in Tentor reinforced members than in the mild steel reinforced member and in the slabs they were particularly severe especially in view of the fact that the measurements were instantaneous and did not include the effect of creep. The suggestions of the Institution of Structural Engineers committee include a limitation on the effective depth of Tentor reinforced simple slabs to  $1/28$  of the span. Thus for a span of 10 ft the effective depth should not be less than 4.3 in. The measured effective depth of the slabs tested was slightly less, i. e. 4.2 in.

Warning of failure was good in the Tentor reinforced members and the overall factors of safety were not affected by the higher concrete working stresses. With regard to the suggestion that a higher permissible stress should be allowed for Tentor when used in slabs, this would seem to be quite safe in so far as failure is concerned (the same also applies to mild steel), but as far as working load conditions are concerned a more stringent limitation on the depth-span ratio would seem to be necessary in cases where the appearance of finishes has to be considered.

Bond stresses developed between Tentor bars and the concrete were extremely good where sufficient secondary reinforcement was provided and it may be concluded that the bars can be used without hooks.

## 6. Acknowledgments

The work described in this paper forms part of the research programme of the Cement and Concrete Association and is published with the permission of the Director. Acknowledgment is made to the Tentor Bar Co., Ltd., for the provision of the steel.

## SUMMARY

Results are given for tests on beams and slabs reinforced with mild steel and Tentor deformed bar. For both types of steel the dimensions of members are kept constant and the areas of the steels are, as closely as possible, in the inverse ratio of their proposed working stresses. Details of cracking, deflection and ultimate strength are reported.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht enthält die Versuchsergebnisse von Eisenbetonbalken und -Platten, deren Bewehrung aus Weichstahl- und kalt verformten Tentor-Einlagen besteht. Die Betonabmessungen sind für beide Bewehrungsarten gleich und die Querschnittsflächen der Stahleinlagen so genau als möglich im umgekehrten Verhältnis zu den vorgesehenen Wirkungs-  
spannungen gehalten worden. Es folgen Einzelheiten über Rissebildung, Durchbiegungen und Grenzspannungen.



**R E S U M O**

O autor relata os resultados de ensaios comparativos efectuados com vigas e lages armadas com varões de aço macio e varões do tipo Tentor. Para cada ensaio com os dois tipos de armadura, mantiveram-se constantes as dimensões das secções e empregaram-se secções de aço inversamente proporcionais às tensões admissíveis respectivas. O autor indica também pormenores acerca da fissuração, das flechas e das tensões de rotura.

**R É S U M É**

L'auteur rend compte des résultats d'essais comparatifs effectués sur des poutres et des dalles armées de barres rondes en acier doux et de barres Tentor. Au cours de chaque essais avec les deux types d'armature, les dimensions de la section étaient maintenues constantes et les sections de fer employées étaient inversement proportionnelles aux contraintes admissibles respectives. L'auteur donne également des détails au sujet de la fissuration, des flèches et des charges de rupture.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## V a 6

### Zur Drillbewehrung im Stahlbetonbau

As armaduras de torsão nas construções de betão armado

Les armatures de torsion dans les constructions en béton armé

Torsion reinforcement bars in reinforced concrete structures

PROF. DR. - ING. ERNST RAUSCH

Kettwig (Ruhr)

Da die Auffassungen über die Bewehrung des Stahlbetons gegen Drillung (Torsion) noch nicht in allen Ländern einheitlich sind <sup>(1, 2, 3)</sup>, dürften zur Klärung dieser Frage die folgenden Ausführungen von Interesse sein.

In dem auf Drillung (Torsion) beanspruchten Stab verlaufen die Haupt-Zugspannungen spiralförmig unter  $45^\circ$ , rechtwinklig dazu — ebenfalls spiralförmig — die Haupt-Druckspannungen (Abb. 1). Dem generellen Prinzip des Stahlbetons entsprechend hat die Drillbewehrung den Zweck, die Beton-Zugspannungen zu ersetzen. Wie im Falle der Biegung, so empfiehlt es sich auch im Falle der Drillung *alle* Zugspannungen durch Bewehrung zu ersetzen, also die Drillbewehrung für das *ganze* Drillmoment zu bemessen <sup>(1)</sup> und nicht nur für einen Anteil, wie das stellenweise vorgeschlagen wurde <sup>(2)</sup>. Hierfür sprechen folgende Gründe:

1. Der mit Hilfe von Beton-Zugspannungen aufnehmbare Anteil des Drillmoments ist geringfügig, seine Berücksichtigung bringt keine wesentliche Ersparnis.

2. Die Mitwirkung der Beton-Zugspannungen ist unsicher. Selbst wenn im Laboratorium eine gewisse Mitwir-

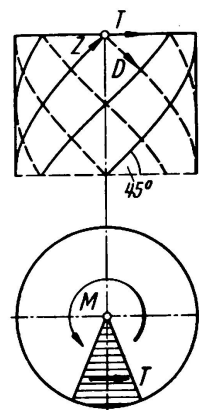


ABB. 1

<sup>(1)</sup> Rausch: Drillung (Torsion), Schub und Scheren im Stahlbetonbau, 3. Aufl. 1953, Im Vertrieb Deutscher Ing.-Verlag, Düsseldorf. (Erste Auflage 1929, Verlag Springer, Berlin).

<sup>(2)</sup> Cowan & Armstrong: Stahlbeton unter Biegung und Verdrehung, 4. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau, Vorbericht 1952, S. 861.

<sup>(3)</sup> Rausch & Cowan: Diskussion und Antwort zu (2), 4. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau, Schlussbericht 1953, S. 414.

kung festgestellt wird, so ist das auf der Baustelle unter den dort waltenden ungünstigeren Verhältnissen nicht mit Sicherheit zu erwarten.

3. Aus Gründen der Sicherheit wird auch bei der Biegung auf eine Mitwirkung der Beton-Zugspannungen verzichtet.

4. In der Praxis tritt reine Drillung kaum auf, sondern in der Regel mit anderen Beanspruchungsarten zusammen (mit Querkraft und Biegemoment, evt. auch Normalkraft). Hierbei ist es nicht zu überblicken, wie weit der Beton auf Zug noch mitwirkt.

5. Die Zuweisung eines Drillmoment-Anteils dem Beton verursacht eine Komplizierung der Bemessung, die besonders beim Zusammenwirken mehrerer Beanspruchungsarten (Regelfall) schwer zu überblicken ist und daher untragbar erscheint.

Aus diesen Gründen wird in Deutschland (m. W. auch in anderen europäischen Ländern einschliesslich England) die Drillbewehrung für das volle Drillmoment bemessen, wie das auch bei Achsialkraft, Biegung und Schub der Fall ist. Es wird nur bei geringfügigen Drillspannungen des Betons die Vergünstigung gewährt, dass in solchen Fällen ein rechnerischer Nachweis der Drillbewehrung entfallen kann, wie bei der Schubsicherung<sup>(\*)</sup>.

Es ist daher anzunehmen, dass im Betonstab an einer beliebigen Stelle der Mantelfläche infolge Versagens der Betonzugspannungen Risse entstehen, die unter 45° rechtwinklig zu den Haupt-Zugspannungen verlaufen, sodass der Beton nur durch Druckspiralen parallel zu den Rissen mitwirkt (Abb. 1). Die fehlenden Beton-Zugspannungen ersetzt man am wirksamsten durch eine in Richtung dieser Spannungen, also rechtwink-

lig zu den Rissen und den Druckspiralen verlaufende *Spiralbewehrung* (voll ausgezogene Linien in Abb. 1), die also unter 45° zur Längsrichtung des Stabes und zum Stab-Querschnitt verläuft, wie die Schrägeisen bei der Schubsicherung. Es ist jedoch zweckmässig, die Bewehrung nicht in die Schwerlinie der spiralförmig verlaufenden Beton-Zugspannungen, sondern in die Nähe der Mantelfläche zu verlegen, da hierbei der erforderliche Eisenquerschnitt infolge des grösseren Hebelarmes der Bewehrung geringer wird, wie wir auch bei der Biegung die Bewehrung nicht in die Schwerlinie des zu ersetzenden Beton-Zugspannungskeils, sondern in die Nähe des gezogenen Querschnittsrandes verlegen.

In Abb. 2 ist der Querschnitt eines auf Drillung beanspruchten Stabes dargestellt; der Bewehrungszylinder (gestrichelte Linie) befindet sich in der Nähe des Querschnittsrandes. Es lässt sich für einen beliebigen

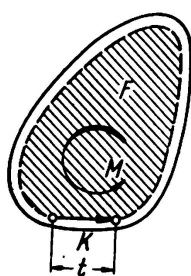


ABB. 2

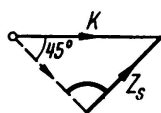


ABB. 3



ABB. 4

(\*) DIN 1045 — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton § 21 und 29. Beuth-Vertrieb, Berlin W 15.

Stabquerschnitt ohne einspringende Ecken einfach nachweisen (1), dass die vom Drillmoment  $M$  auf einer Strecke  $t$  des Bewehrungszyllinders verursachte Tangentialkraft an einer beliebigen Stelle des Zylinderumfanges gleich gross ist und

$$(1) \quad K = \frac{M t}{2 F}$$

beträgt, worin  $F$  die vom Bewehrungszyllinder eingeschlossene in der Abb. schraffierte Querschnittsfläche bedeutet. Daraus ergibt sich durch Kraftzerlegung nach Abb. 3 die Zugkraft der zur Strecke  $t$  gehörigen Spiralbewehrung zu

$$(2) \quad Z_s = \frac{K}{\sqrt{2}} = \frac{M t}{2 \sqrt{2} F}$$

und mit der zulässigen Stahlspannung  $\sigma_e$  der erforderliche Betonstahl-Querschnitt zu

$$(3) \quad F_{cs} = \frac{Z_s}{\sigma_e} = \frac{M t}{2 \sqrt{2} \sigma_e F}$$

für die Längeneinheit des Zylinderumfanges:

$$(4) \quad f_{cs} = \frac{F_{cs}}{t} = \frac{M}{2 \sqrt{2} \sigma_e F}$$

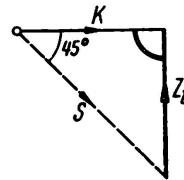


ABB. 5

Das Drillmoment kann man auch durch zwei sich kreuzende Bewehrungen: eine aus Längseisen und Bügeln (Ringe) bestehende Netzbewehrung aufnehmen (Abb. 4). Die zur Umfangsstrecke  $t$  gehörige Schubkraft  $K$  zerlegt sich hierbei nach Abb. 5 in die schräge Beton-Druckkraft  $S$  und die parallel zur Stabachse in der Längsrichtung verlaufende Zugkraft

$$(5) \quad Z_l = K = \frac{M t}{2 F}$$

Der erforderliche Betonstahl-Querschnitt der Längsbewehrung ist daraus

$$(6) \quad F_{el} = \frac{Z_l}{\sigma_e} = \frac{M t}{2 \sigma_e F}$$

für die Einheitslänge des Zylinderumfanges:

$$(7) \quad f_{el} = \frac{F_{el}}{t} = \frac{M}{2 \sigma_e F}$$

Die Umfangsbügel müssen die infolge Richtungsänderung der Beton-Druckspiralen nach aussen gerichteten Kräfte aufnehmen. In einer Querschnitts-Ebene wirkt hieraus an einer beliebigen Bügelecke  $B$  eine in die Winkelhalbierende fallende Radialkraft  $R$ , die nach dem darge-

stellten Kräfteplan der Abb. 6 aus den beiden Komponenten  $K$  der Schrägkräfte  $S$  entsteht. Die Radialkraft  $R$  verursacht nach demselben Kräfteplan eine Zugkraft  $K$  im Bügel (Ring), die am ganzen Umfang konstant ist, da an jeder BÜGELECKE dieselbe Überlegung angestellt werden kann. Der zu einer Stablänge  $t$  gehörige Bügelquerschnitt ist demnach

$$(8) \quad F_{eb} = \frac{K}{\sigma_e} = \frac{M t}{2 \sigma_e F} = F_{el}$$

und für die Längeneinheit des Stabes:

$$(9) \quad f_{eb} = \frac{F_{eb}}{t} = \frac{M}{2 \sigma_e F} = f_{el}.$$

Längsbewehrung und Querbewehrung (Bügel, Ringe) müssen also gleich stark sein und bilden eine *gleichmaschige Netzbewehrung*, deren Bemessung nach beiden Richtungen nach der einfachen Formel 7 oder 9 erfolgt.

Ebenso wie die Schubspannungs-Summen in den Querschnitts-Segmenten ( $T$  in Abb. 7), so sind auch die Tangentialkräfte des Bewehrungszyinders ( $K$  in Abb. 7) bei gleicher Umfangsteilung  $t$  am ganzen Umfang gleich. Dementsprechend ist auch die Spiralbewehrung oder die Netzbewehrung am ganzen Umfang des Bewehrungszyinders gleich stark und gleich hoch beansprucht. Eine gegenteilige Behauptung <sup>(3)</sup> trifft nicht zu, wovon man sich leicht überzeugen kann <sup>(1)</sup>.

Obwohl die Spiralbewehrung wirksamer ist, als die Netzbewehrung, und auch weniger Betonstahl-Menge erfordert, kommt für Bau-

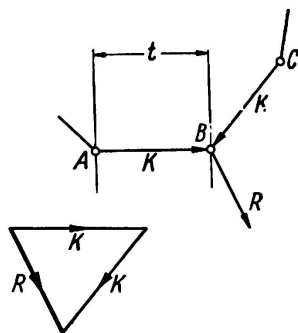


ABB. 6

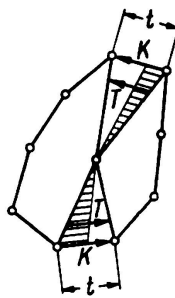


ABB. 7

ausführungen praktisch nur die Netzbewehrung in Betracht aus folgenden Gründen:

1. Die Verlegung einer Spiralbewehrung ist in der Praxis mit fast unüberwindlichen Schwierigkeiten verbunden.

2. Die Netzbewehrung kann auch Drillmomente mit entgegengesetztem Drehsinn aufnehmen, während die Spiralbewehrung nur in einem Drehsinn wirken kann.

3. Der Vorteil zu 2. besteht auch dann, wenn Drillmomente mit entgegengesetztem Drehsinn nicht auftreten, indem man beim Verlegen der Bewehrung auf den Drehsinn nicht zu achten braucht. Bei Spiralbewehrung kann der Drehsinn der Spiralen auf der Baustelle leicht verwechselt werden, sodass dann die Bewehrung unwirksam wird.

Längseisen *allein* (ohne Bügel) können dem Drillmoment nicht das Gleichgewicht halten, da die Längseisen nur dann in der Lage sind,

Zugkräfte im Sinne der Abb. 4 aufzunehmen, wenn durch die Umfangsbügel gleichzeitig die Radialkräfte der Beton-Druckstreben nach Abb. 6 aufgenommen werden. Dass die Längseisen auch nicht durch den Schubwiderstand ihrer Querschnitte einen nennenswerten Beitrag zur Aufnahme des Drillmomentes liefern können, wie das behauptet wurde <sup>(2)</sup>, hat schon Mörsch theoretisch und durch Versuche eingehend bewiesen <sup>(5)</sup>. Ebenso sind die Bügel (Ringe) allein (ohne Längseisen) praktisch unwirksam.

### ZUSAMMENFASSUNG

Die Ausführungen dienen zur Klärung der Bewehrung des Stahlbetons gegen Drillung (Torsion), da die Auffassungen hierüber noch nicht in allen Ländern einheitlich sind.

Es wird begründet, dass die Drillbewehrung (Torsionsbewehrung) bei Ausserachtlassung der Betonschubspannungen bzw. schrägen Betonzugspannungen für das ganze Drillmoment zu bemessen ist, wie das in Deutschland auch bei den übrigen Beanspruchungsarten (Zug, Biegung, Schub) der Fall ist. Es wird daher angenommen, dass in dem auf Drillung (Torsion) beanspruchten Betonstab infolge Versagens der Betonzugspannungen an einer beliebigen Stelle der Mantelfläche Risse entstehen, die unter 45° rechtwinklig zu den Hauptzugspannungen verlaufen, sodass der Beton nur durch Druckspiralen parallel zu diesen Rissen mitwirkt.

Die fehlenden Betonzugspannungen werden durch einen in der Nähe der Mantelfläche angeordneten zylindrischen Bewehrungskorb aufgenommen. Dieser Bewehrungskorb kann als Spiralbewehrung (Abb. 1) oder als gleichmaschige Netzbewehrung (Abb. 4) ausgebildet werden. Die Spiralbewehrung ist zwar wirksamer und verlangt eine geringere Bewehrungsmenge, ist jedoch für die praktische Anwendung ungeeignet, sodass für die Bauausführung nur die Netzbewehrung in Betracht kommt.

Es werden einfache Formeln für die Bemessung der Spiralbewehrung (Gleichung 4) und der Netzbewehrung (Gleichungen 7 und 9) angegeben. Wie die Schubspannungssummen der Querschnittssegmente (Abb. 7), so ist auch die Torsionsbewehrung am ganzen Umfang des Bewehrungszylinders gleich.

Parallel zur Stabachse verlaufende Längseisen allein oder Bügel (Ringe) allein sind zur Aufnahme des Drillmomentes (Torsionsmomentes) praktisch unwirksam.

### R E S U M O

O autor expõe o problema das armaduras de torsão no betão armado, para as quais não há acordo entre as Normas dos diversos países.

Admite-se inicialmente, como se fez na Alemanha para os restantes casos de carga (flexão, tracção, corte), que as armaduras de torsão se têm de calcular para o valor total do momento de torsão, desprezando a resistência do betão ao corte ou às tracções oblíquas. Admite-se

---

<sup>(2)</sup> Mörsch: Der Eisenbetonbau, 6. Aufl. I. Bd. 2. Hälfte, 1929 Verlag Wittwer, Stuttgart, S. 319.



portanto que, num prisma de betão submetido à torsão, surgem num dado ponto, pelo facto de não resistir à tracção, fissuras inclinadas a  $45^\circ$  sobre a direcção das tensões principais, actuando então o betão em espirais comprimidas paralelas às fissuras.

A tracção no betão é absorvida por armaduras circulares, colocadas na vizinhança da superfície lateral, que podem formar uma rede de malha uniforme (Fig. 4) ou uma armadura em espiral (Fig. 1). Esta última apesar de ser a mais eficaz e de exigir menor quantidade de aço é de difícil realização prática, sendo portanto só de considerar a rede de malha uniforme.

O autor indica algumas fórmulas simples para o cálculo das armaduras em espiral (Eq. 4) e das armaduras em rede (Eq. 7 e 9). Sendo a repartição da tensão de corte uniforme numa secção (fig. 7), a armadura também é repartida uniformemente na periferia do prisma.

Varões ou estribos paralelos ao eixo do prisma de betão são ineficazes para resistir ao momento de torsão.

### R É S U M É

L'auteur s'occupe du problème des armatures de torsion dans le béton armé sur lesquelles il ne semble guère y avoir accord dans les Réglements des différents pays.

L'on admet comme base, comme on le fait en Allemagne pour les autres cas de charge (flexion, traction, cisaillement) que les armatures de torsion doivent absorber la totalité du moment de torsion, en faisant abstraction de la résistance éventuelle du béton au cisaillement ou aux tractions obliques. En d'autres termes, l'on admet, par manque de résistance à la traction, l'apparition dans un prisme en béton, de fissures inclinées à  $45^\circ$  par rapport à la direction des contraintes principales, le le béton travaillant alors selon des spirales comprimées parallèles aux fissures.

La traction dans le béton est alors absorbée par des armatures circulaires placées aussi près que possible de la surface extérieure, affectant la forme d'un grillage cylindrique uniforme (Fig. 4) ou d'une spirale (Fig. 1). Cette dernière, bien qu'étant plus efficace et exigeant moins d'acier, est d'une réalisation pratique difficile. Seul, donc, le grillage uniforme est à considérer.

L'auteur donne quelques formules simples pour le calcul des armatures en spirale (Eq. 4) et des grillages (Eq. 7 et 9). La répartition des contraintes de cisaillement étant uniforme dans une section (Fig. 7), les armatures seront aussi uniformément réparties sur la périphérie du prisme.

Des barres ou étriers parallèles à l'axe du prisme sont complètement inefficaces pour absorber le moment de torsion.

### S U M M A R Y

The author deals with the problem of torsion reinforcement in concrete, for which there seems to be no agreement between the Standards of different countries.

Basically, it is admitted, as is normal practice in Germany for the other types of efforts (bending, tensile, shear), that torsion reinforcement is determined to absorb the total torsion moment, the resistance of concrete to shear or oblique tensile stresses being negligible. This implies that in a concrete prism submitted to torsion, through lack of tensile resistance, cracks will appear, making an angle of  $45^\circ$  with the direction of the principal stresses, and that the concrete actuates along compressed spirals parallel to these cracks.

The tensile stresses in concrete are absorbed by circular reinforcement bars, placed near the outer surface, assuming the form of uniform grill systems (Fig. 4) or spiral networks (Fig. 1). The latter in spite of being the most effective and requiring a smaller amount of steel, is difficult to use in practice and only the first system is therefore considered.

The author gives some simple equations for the calculation of both spiral networks (Equ. 4) and grill systems (Equ. 7 and 9). As the shear stress repartition is uniform in each section (fig. 7) the reinforcement is also uniformly distributed along the outside surface of the prism.

Bars or rings parallel to the axis of the concrete prism are completely inefficient to absorb the torsion moment.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **V a 7**

### **Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen**

### **Relação entre a fissuração e a aderência considerando tensões elevadas no aço**

### **Rapport entre la fissuration et l'adhérence, compte tenu de contraintes élevées dans l'acier**

### **Relation between crack formation and adhesion, taking into account highly stressed reinforcement bars**

PROF. DR.-ING. H. RÜSCH

*Technische Hochschule*

München

Das allgemeine Bestreben, die Festigkeit der Werkstoffe besser auszunützen, hat auch im Stahlbetonbau zu dem Wunsch geführt, die zulässige Stahlspannung zu steigern. Sie war vor noch nicht allzulanger Zeit mit 1000 kg/cm<sup>2</sup> begrenzt, heute werden aber teilweise schon Stahlspannungen von 4000 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Hohe Stahlspannungen führen zu einer hohen Stahldehnung und erhöhen damit die Gefahr des Entstehens von unzulässig breiten Rissen. Die bisherige Erfahrung hat gezeigt, dass nur bis zu Rissbreiten von etwa 0,2—0,3 mm ein zuverlässiger Rostschutz besteht.

Die Ausnützung der Festigkeit hochfester Stähle ist also nur möglich, wenn durch geeignete konstruktive Massnahmen das Entstehen von unzulässig breiten Rissen verhindert wird. Damit kommt man zu der Frage, von welchen Gesetzen das Rissbild abhängig ist. Die nachfolgenden Ausführungen sollen ihrer Klärung dienen. Sie beruhen auf der Auswertung einer grossen Versuchsreihe, die am Materialprüfungsamt der Techn. Hochschule München im Auftrag von Stahlerzeugern <sup>(1)</sup> durchgeführt wurde.

---

<sup>(1)</sup> Isteg-Stahlges. m. b. H. Nockenstahl G. m. b. H. Baustahlgewebe G. m. b. H. Hüttenwerke Phoenix, Felten u. Guillaume, Entwicklungs-und Verwertungs-Gesellschaft Graz, v.Moos'sche Eisenwerke Lüzern.

*Die Risstheorie.*

Kuuskovski <sup>(2)</sup> gibt in seiner ausgezeichneten Arbeit eine Zusammenstellung der von verschiedenen Autoren aufgestellten Risstheorien. Da alle Autoren von der Vorstellung ausgehen, dass das Rissbild durch das Verhältnis zwischen dem Zugwiderstand des Betonquerschnittes und der Haftkraft der Bewehrung bestimmt wird, lassen sich ihre Theorien auf folgende Form zurückführen:

$$\text{Mittlerer Rissabstand: } a_m = c \frac{F_{bz} \cdot \sigma_{bz}}{\tau_1 \cdot \sum u} = C \frac{d \cdot \sigma_{bz}}{\tau_1 \cdot \mu} \quad \text{Gl. 1}$$

$$\text{Mittlere Rissbreite: } w_m = k \frac{a_m \cdot \sigma_e}{E_e} \quad \text{Gl. 2}$$

Dabei bedeuten:

$a_m$	mittlerer Rissabstand
$F_{bz}$	Querschnitt der Betonzugzone
$\sigma_{bz}$	Zugfestigkeit des Betons
$\tau_1$	Haftfestigkeit
$\sum u$	Summe der Stabumfänge
$d$	Durchmesser eines Rundstabes
$\mu = \frac{F_e}{F_{bz}} = \frac{d \sum u}{4 F_{bz}}$	Bewehrungsgehalt der Zugzone
$w_m$	mittlere Rissbreite
$\sigma_e$	Stahlspannung an der Risstelle
$E_e$	Elastizitätsmodul des Stahles
$c, C, k$	Konstante

Für den Koeffizienten C werden auf Grund von Versuchsauswertungen sehr unterschiedliche Werte etwa zwischen 0,25 und 0,75 angegeben. Dies ist verständlich, da die einzelnen Autoren auch von sehr verschiedenen Zahlen für die Haftfestigkeit des Stahles und die Zugfestigkeit des Betons ausgehen.

Es wurde bisher nicht genügend erkannt, dass diese Formeln nur begrenzte Gültigkeit haben können. Sie machen den Rissabstand allein davon abhängig, auf welche kürzeste Entfernung von der vorhergehenden Risstelle der Stahl mit Hilfe der grössten aufnehmbaren Haftspannung soviel Zugkraft an den Beton abgeben kann, dass seine Zugfestigkeit überwunden wird. In Wirklichkeit hängt es aber ganz von den konstruktiven Gegebenheiten ab, ob die Haftfestigkeit überhaupt erreicht wird und welche Verteilung die Haftspannungen annehmen. Die angeschriebenen Rissformeln berücksichtigen nicht in genügendem Masse die Tatsache, dass Grösse und Verteilung der auftretenden Haftspannungen von den Verformungsgesetzen abhängen, und dass die in vielen Fällen unvermeid-

<sup>(2)</sup> Kuuskovski: «Über die Haftung zwischen Beton und Stahl» Helsinki 1950.

baren Gleitbewegungen des Stahles die Spannungsverteilung in der Betonzugzone stark beeinflussen.

Nach dem Auftreten des ersten Risses entsteht in seiner näheren Umgebung eine starke Störung des ursprünglichen Spannungszustandes (St. Venant'scher Störungsbereich). Die Längszugspannung des Betons fällt an der Risstelle auf Null ab und erreicht erst in einigem Abstand wieder den ursprünglichen Wert. Erst von dieser Stelle an kann sich bei unveränderter Last ein zweiter Riss ausbilden. Er führt zu einer zusätzlichen Störung des Spannungsbildes, die in der Regel mit einem Abfall des Grösstwertes der zwischen den Rissen auftretenden Zugspannung verbunden ist. Dieser Abfall geht oft so weit, dass bei Laststeigerung bis zum Bruch keine weitere Unterteilung der Rissabstände mehr erfolgt.

Nur wenn der zweite Riss zufällig in einer grösseren Entfernung vom ersten Riss entsteht — z. B. weil dort eine Stelle mit geringerer Betonzugfestigkeit vorliegt — wird zwischen den beiden Rissen ein neuer Riss auftreten können. Je nachdem, wie gross die zufällig auftretende Entfernung zwischen den beiden ersten Rissen war, wird dieser dritte Riss früher oder später entstehen und der endgültige Rissabstand örtlich etwas grösser oder kleiner ausfallen.

Der kleinste Rissabstand tritt wahrscheinlich dann auf, wenn vollkommener Verbund vorliegt, also die Verbundeigenschaften des verwendeten Stahles so gut sind, dass kein Gleiten des Stahles im Beton möglich ist. Wie gross die unter dieser Voraussetzung entstehenden Haftspannungen sind, hängt von der Querschnittsausbildung und der Art der Beanspruchung ab. Vor allem wird die in der unmittelbaren Nähe der Risstelle zu erwartende Haftspannungsspitze den Verbund gefährden. Wenn in einem gegebenen Fall schon ein Stahl mit niedrigen Verbundeigenschaften zur Aufnahme der auftretenden Haftspannungen und damit zur Gewährleistung des vollkommenen Verbundes genügt, kann der Rissabstand durch eine Steigerung der Haftfestigkeit selbstverständlich nicht mehr verkleinert werden.

In den meisten Fällen wird aber ein örtlich begrenztes Gleiten nicht ganz vermeidbar sein. Wie gross der Gleitbereich wird, hängt im einzelnen Falle wiederum von den Konstruktionseinzelheiten ab. Vor allem wird hier von grosser Bedeutung sein, ob der Gleitwiderstand mit wachsender Bewegung zu- oder abnimmt. Durch das Gleiten wird das Spannungsbild im St. Venant'schen Störungsbereich stark verändert. Der Stahl kann seine Zugspannung nur langsamer an den Beton abgeben. Dies hat zur Folge, dass die Entfernung bis zu jener Stelle, an der im Beton die zum Riss führende Zugspannung wieder erreicht ist, vergrössert wird. Deshalb ist der Rissabstand in umso stärkerem Masse von der Haftfestigkeit und dem Gleitwiderstand abhängig, als eine Lockerung des Verbundes zwischen Stahl und Beton eintritt.

Auf Grund dieser Überlegungen kommt man zu dem Schluss, dass das den Rissabstand regierende Gesetz durch die vorstehend angeführte Gl. (1) nicht im ganzen Bereich in befriedigendem Masse wiedergegeben werden kann. Die Form dieser Gleichung gestattet nur dort eine annähernd richtige Beschreibung der wirklichen Verhältnisse, wo die Haftkraft der eingelegten Stähle nicht zur Herstellung eines zuverlässigen Verbundes ausreicht. Je besser der Verbund ist, umso mehr tritt ein anderes Gesetz in den Vordergrund, bei dem der Einfluss der Quer-

schnittsgestaltung und Beanspruchungsart den der Haftfestigkeit überwiegt.

Die Entscheidung darüber, ob im einzelnen Falle vollkommener Verbund vorliegt, wäre nur dann möglich, wenn man die auftretenden Haftspannungen unter wirklichkeitsnahen Annahmen bestimmen könnte. Dies erscheint aber auf mathematischem Wege selbst für einfache Fälle aussichtslos, da man in der Nähe der Zugfestigkeit nicht mehr von einem linearen Verformungsgesetz des Betons ausgehen kann und die Erfüllung der Randbedingungen zu grosse Schwierigkeiten bereiten würde. Dagegen kann man wahrscheinlich mit Hilfe der Spannungsoptik einen guten Einblick gewinnen, wenn man Modelle herstellen kann, welche die im Verbundkörper vorliegenden Verhältnisse genügend treu nachahmen. Dies erscheint möglich und im folgenden werden auch einige auf diesem Wege gewonnene Erkenntnisse verwendet, die einer im Gange befindlichen Untersuchung entnommen wurden <sup>(3)</sup>.

Für das Studium der Rissgesetze ist aber auch eine möglichst gute Kenntnis der Abhängigkeit des Gleitwiderstandes vom Gleitweg notwendig. Über solche Untersuchungen wird im folgenden berichtet. Ausserdem gibt der nachstehende Bericht die Ergebnisse der zum Studium der Rissbildung an Zuggliedern und Balken durchgeführten Versuche wieder, die die Grundlage für eine Kritik der Risstheorien bilden sollen.

#### *Der Gleitwiderstand.*

Wenn der vollkommene Verbund durch Überschreitung der Haftfestigkeit überwunden wird, verbleibt nur noch eine beschränkte Verbundwirkung, bei der die Haftfestigkeit durch den vom Gleitweg abhängigen Gleitwiderstand abgelöst wird.

Im Bauwerk wird dieser Gleitwiderstand je nach den konstruktiven Gegebenheiten unter sehr verschiedenen Umständen in Anspruch genommen. Beim freiaufliegenden Balken treten in der Berechnung z. B. die grössten Haftspannungen über dem Auflager auf, also an einer Stelle, an der eine grosse Querpressung vorhanden ist, die den Gleitwiderstand erhöht. Bei der oberen Bewehrung eines Durchlaufträgers fehlt diese günstige Wirkung. Die an dieser Stelle auftretenden Längszugspannungen werden wahrscheinlich sogar den Gleitwiderstand ermässigen. Unter diesen Umständen erscheint es zweckmässig, zur Prüfung des Gleitwiderstandes einen Standardversuch zu entwickeln, der vor allem eine einfache Versuchsdurchführung erlaubt. Man schlägt dabei den gleichen Weg wie bei der Prüfung der Betonfestigkeit ein. Auch dort vergleicht man die Festigkeit verschiedener Betone mit Hilfe der Würfelfestigkeit nur qualitativ und bestimmt die wirkliche Festigkeit für jede Art der Beanspruchung mit Hilfe eines Umrechnungsfaktors. Die einfachste Prüfungsart für den Gleitwiderstand ist der Ausziehversuch. Er ist auch am wenigsten streuungsempfindlich <sup>(4)</sup>. Seine Ergebnisse sollen in erster Linie dem qualitativen Vergleich der verschiedenen Stähle dienen. Es

<sup>(3)</sup> Spannungsoptische Untersuchungen von Vasconcellos über den «Spannungszustand im Stahlbetonbau», durchgeführt am spannungsoptischen Labor. der Techn. Hochschule München.

<sup>(4)</sup> vergl. z. B. Rös EMPA-Bericht Nr. 162.



lässt sich aber nachweisen, dass der Gleitwiderstand im interessierenden Bereich durch die Art der Beanspruchung nicht in so starkem Masse beeinflusst wird, dass die im Standardversuch beobachteten Werte nicht auch für sich allein schon einen guten Anhaltspunkt für die wirkliche Höhe des zu erwartenden Widerstandes geben könnten.

Beim Ausziehversuch wird die Versuchsdurchführung sehr erschwert, wenn man den Gleitweg auf der gezogenen Seite messen will. Aus diesem Grunde wurde bei den hier wiedergegebenen Versuchen nur der Gleitweg am freien Ende gemessen (vergl. Bild 1). Der Gleitweg am gezogenen Ende ist bei dieser Versuchsanordnung um die Differenz der im Prüfkörper auftretenden Dehnungen von Stahl und Beton grösser als am freien Ende. Dieser Betrag lässt sich bei kurzen Körpern verhältnismässig gut abschätzen.

Als Standardprüfkörper hat sich ein unbewehrtes Betonprisma von 20 cm Seitenlänge gut bewährt, dessen Höhe gleich dem 10-fachen

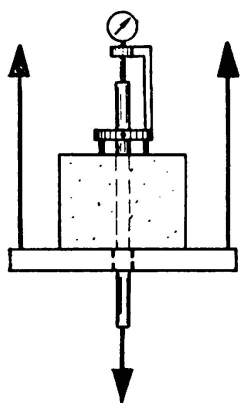


BILD. 1. Versuchsanordnung für die Ausziehkörper

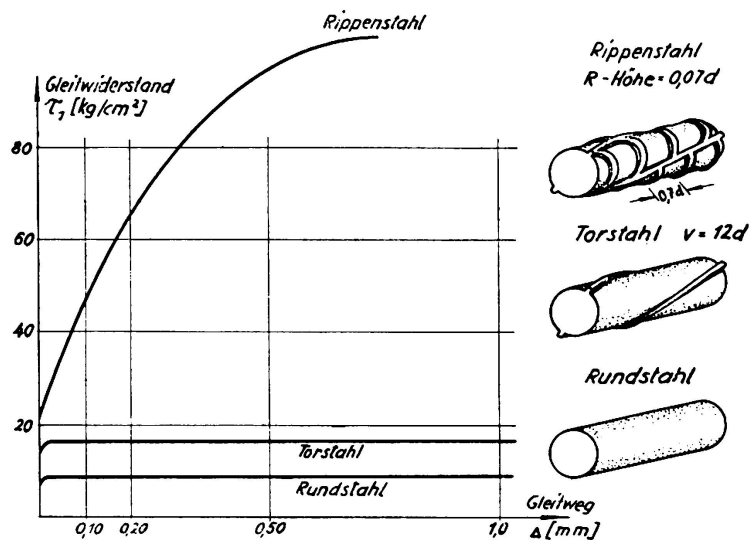


BILD. 2. Abhängigkeit des Gleitwiderstandes  $\tau_1$  von dem Gleitweg für 3 typische Stahlsorten, gemessen an liegend hergestellten Ausziehkörpern mit 225 kg/cm² Würfelfestigkeit und Stäben von 16 mm Durchmesser

Stabdurchmesser ist. Die folgenden Ergebnisse wurden an solchen Ausziehkörpern gewonnen. Der hierfür verwendete Beton hatte plastische Konsistenz (stocherfähiger Beton, Ausbreitmass nach DIN 1048 36-44 cm). Die angegebenen Gleitwiderstände stellen die Mittelwerte der an der Staboberfläche wirkenden Spannungen dar. Eine Untersuchung des Einflusses der Körperhöhe auf den Gleitwiderstand zeigte, dass bei der vorgeschlagenen Standardabmessung diese Annahme eine gute Näherung darstellt.

Bild 2 zeigt am Beispiel einer mittleren Betongüte für 3 typische Stahlsorten die Charakteristik der Gleitwiderstandskurven. Diese Kurven werden nur bis zu etwa 1 mm Gleitweg gezeigt. Die darüberliegenden Werte interessieren in der Praxis nicht mehr, da bei grösseren Gleitwegen die Tragfähigkeit eines Bauteiles schon erschöpft ist. Es zeigt sich, dass beim Rundstahl der Gleitwiderstand nur noch durch Reibung bestimmt

wird, die erst bei sehr grossem Gleitweg durch fortschreitende Zerstörung der Grenzschrift allmählich abnimmt. Torstahl zeigt einen erheblich grösseren Gleitwiderstand, im übrigen aber die gleiche konstante Charakteristik. Dies ist auf die Art der Abstützung der Proberkörper zurückzuführen, die ein Herausdrehen des Stabes erlaubte. Bei Balkenversuchen hat sich gezeigt, dass eine solche Drehbewegung vorkommt, wenn die Bewehrung keine Haken aufweist. Der Gleitwiderstand des Rippenstahles liegt noch höher und zeigt vor allem im ganzen Bereich eine steigende Tendenz. Dies rührt wohl davon her, dass der Widerstand der die Rippen abstützenden Betonteile mit wachsendem Gleitweg zunimmt.

Je nachdem, von welchem Gleitweg man ausgeht, ergibt sich für die 3 untersuchten Stahlarten ein anderes Verhältnis der Gleitwiderstände. In mancher Hinsicht ist es aber wünschenswert, das Verhalten jeder Stahlart durch eine einzige Zahl zu charakterisieren. Dies ist nur möglich, wenn man den einem bestimmten Gleitweg zugeordneten Widerstand angibt. Hierfür erscheint der Gleitweg von 0,1 mm am freien Stabende geeignet, der im Bereich der üblichen Rissbildung auftritt.

Bild 3 zeigt die Abhängigkeit dieses «charakteristischen Gleitwiderstandes  $\tau_{0,1}$ » von der Betongüte. Beim Rippenstahl ist er im ganzen

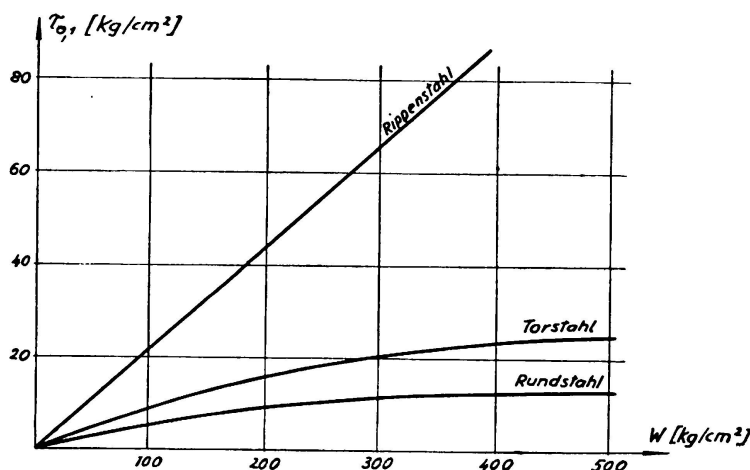


BILD. 3. Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes  $\tau_{0,1}$  von der Würfelfestigkeit W des Betons für typische Stahlarten bei liegender Einbettung

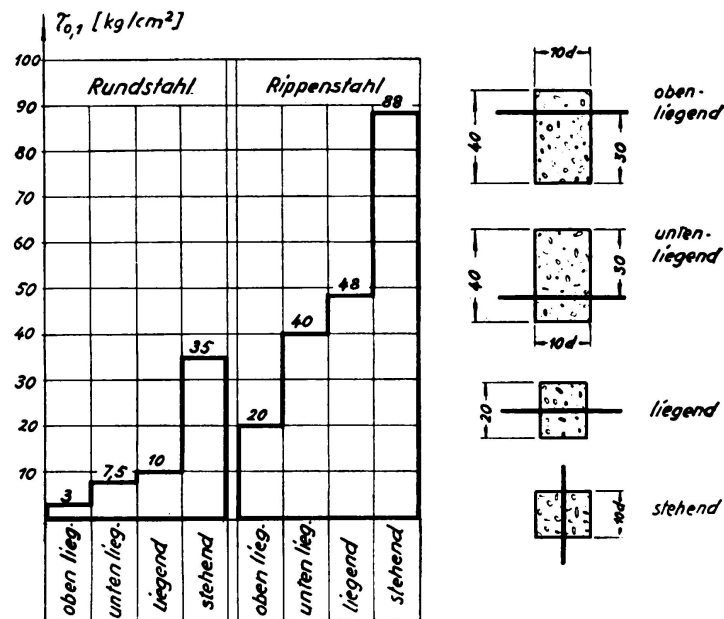
Bereich annähernd proportional der Betonfestigkeit. Bei den anderen beiden Stählen, besonders beim Rundstahl, verlangsamt sich die Zunahme im Bereich hoher Festigkeit.

Bild 4 zeigt am Beispiel einer mittleren Betongüte die Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes von der Lage des Stabes beim Betonieren. Die Lage hat bei dem hier verwendeten plastischen Beton einen sehr grossen Einfluss <sup>(5)</sup>, der besonders beim Rundstahl ausgeprägt ist. Für die gezeigte Betongüte beträgt das Verhältnis zwischen den bei stehender und bei obenliegender Lage festgestellten Werten beim Rundstahl etwa 12, beim Rippenstahl etwa 5.

<sup>(5)</sup> vergl. hierzu auch die Versuche von Menzel: «Effect of Settlement of Concrete on Results of Pull-Out-Bond-Tests». Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association Research Department, Bulletin 41.

Auch die Belastungsgeschwindigkeit hat einen spürbaren Einfluss auf die Grösse des Gleitwiderstandes. Die vorstehend erwähnten Versuchs-

BILD. 4. Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes  $\tau_{0,1}$  von der Lage des Stabes beim Betonieren. Die eingetragenen Zahlen gelten für einen plastischen Beton mit  $225 \text{ kg/cm}^2$  Würfelfestigkeit



ergebnisse wurden mit einer kleinen Belastungsgeschwindigkeit von  $300 \text{ kg/cm}^2$  Stahlspannung je Minute gewonnen, die im Kurzzeitversuch schon annähernd zum kleinsten Widerstand führt.

#### Versuche an Zuggliedern.

Für das Studium des Einflusses des Gleitwiderstandes auf das Rissbild bei Zuggliedern wurden prismatische Körper verschiedener Dicke

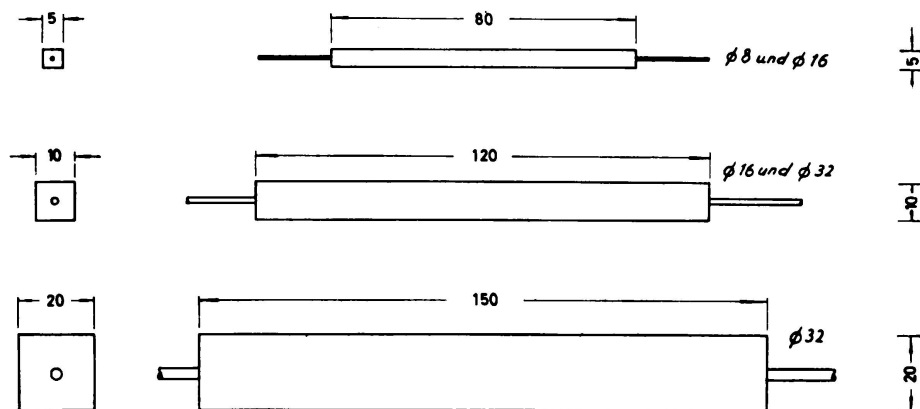


BILD. 5. Abmessungen der geprüften Zugglieder. Die Würfelfestigkeit des Betons wurde zwischen  $120$  und  $450 \text{ kg/cm}^2$  variiert

mit zentrischer Bewehrung geprüft. Um Störungsquellen auszuschalten, wurde auf die Anordnung von Bügeln verzichtet. Die Abmessungen der geprüften Körper gehen aus Bild 5 hervor. Bei der Prüfung griff die

Zugkraft an den überstehenden Bewehrungsenden an. Während des Versuches wurde die Abhängigkeit des Rissabstandes und der Rissbreite von der Stahspannung beobachtet.

Bei diesen Versuchen hatte die Betongüte keinen spürbaren Einfluss auf den mittleren Rissabstand. Dies ist im Bereich beider Rissgesetze verständlich. Bei vollkommenem Verbund ist der Rissabstand weitgehend unabhängig von der Betongüte. Bei gestörtem Verbund gilt das gleiche, wenn sich sowohl der Gleitwiderstand als auch die Zugfestigkeit annähernd proportional der Betonfestigkeit ändern. Die beiden Wirkungen heben sich dann nämlich auf.

Bild 6 zeigt die Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes vom charakteristischen Gleitwiderstand. Um die mit verschiedenen Betongüten durchgeführten Versuche in einer Darstellung zeigen zu können, wurde

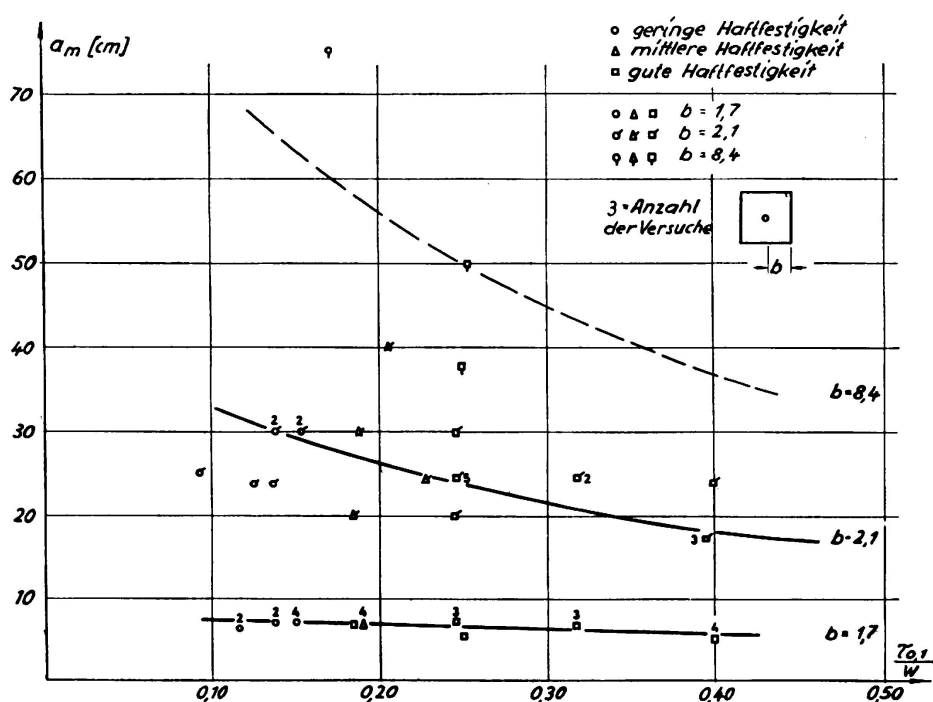


BILD. 6. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes  $a_m$  von dem auf die Würfelfestigkeit bezogenen charakteristischen Gleitwiderstand  $\tau_{0,1}/W$  für 3 Masse der Überdeckung  $b$  (cm).

auf der Abszissenachse der auf die Würfelfestigkeit bezogene Gleitwiderstand aufgetragen. Die Versuchswerte streuen verhältnismässig stark, vor allem bei den dickeren Zuggliedern. Dies erklärt sich dadurch, dass bei den etwas kurzen Versuchskörpern das zufällige Auftreten oder Fehlen eines weiteren Risses schon zu einer sprunghaften Änderung des Rissabstandes führt. Es ist aber doch klar erkennbar, dass der Rissabstand mit wachsendem Gleitwiderstand langsam kleiner wird. Diese Tendenz ist für die dicken und dünnen Zugglieder ähnlich.

Schon in Bild 6 war zu erkennen, dass die dicken Zugglieder zu einem erheblich grösseren Rissabstand führen. Dies wird noch deutlicher durch die in Bild 7 gezeigte Auftragung in Abhängigkeit von der Betondeckung

der Bewehrungsstäbe. Der Rissabstand ist nach diesem Bild annähernd proportional dem die Spannungsausbreitung im Störungsbereich bestimmenden Abstand zwischen Stahl und Betonoberfläche. Der Einfluss des Gleitwiderstandes ist auch hier noch in geringem Masse spürbar. Das durch die eingangs angeschriebene Gleichung ausgedrückte Rissgesetz scheint aber nicht geeignet, die mit dieser Art der Beanspruchung erzielten Ergebnisse zu ordnen. Da in der Gleichung (1) die Betonfläche  $F_{bz}$  massgebend ist, müsste nämlich eine annähernd quadratische Abhängigkeit von der Betondeckung vorliegen.

Um den Übergang zu der Beanspruchung im Balken zu studieren, wurden auch einige flache Zugkörper hergestellt, bei denen die Stäbe zum Teil zentrisch, zum Teil exzentrisch eingelegt waren. Das Rissverhalten änderte sich hierbei in überraschend starkem Masse, wie Bild 8 zeigt. Bei dem zentrisch eingelegten Rundstahl, traten etwa doppelt so viele Risse auf als bei Körpern mit quadratischem Querschnitt von gleicher Breite. Diese Erscheinung war bei den mit Rippenstahl bewehrten Körpern noch viel ausgeprägter, da zusätzlich noch eine grosse Zahl von nicht bis zur Kante durchgehenden Rissen auftraten. Durch das Verschieben des Bewehrungsstabes von der Mitte bis zur exzentrischen Lage am Rand wurde beim Rundstahl die Risszahl auf das 5-fache vergrössert. Beim Rippenstahl konnte die Zunahme der Risszahl nicht mehr im gleichen Masse erfolgen, da schon bei zentrischer Lage sich ein sehr günstiges Rissbild ergeben hatte. In einem letzten Versuch wurde beim exzentrisch eingelegten Rippenstahl noch der Einfluss des Bewehrungsprozentsatzes unter Bei-

behaltung der auch bei den anderen Versuchskörpern vorliegenden Betondeckung von 2,5 cm studiert. Es zeigte sich keine wesentliche Veränderung.

Die der schon erwähnten spannungsoptischen Arbeit entnommenen

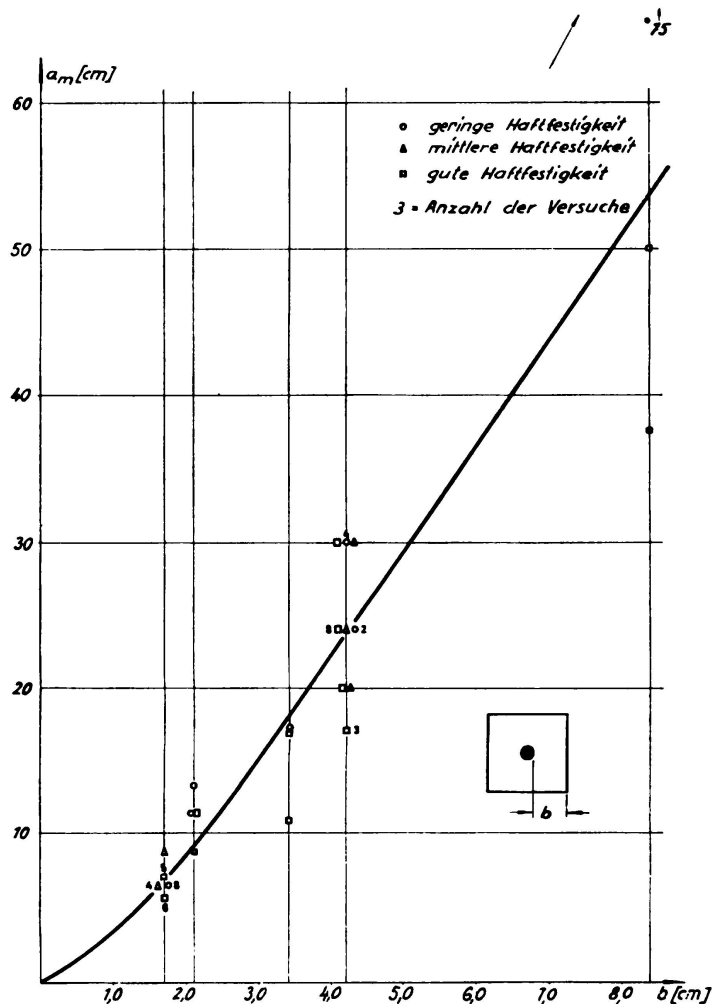


BILD. 7. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes  $a_m$  der Zugglieder von der Betonüberdeckung « $b$ »

Bilder 9 und 10 zeigen den Einfluss der Bewehrung auf die im Störungsbereich auftretenden Betonspannungen und sind geeignet, dieses auffällige Verhalten zu erklären. Bild 9 ist unter einer ähnlichen Beanspruchung entstanden, wie sie etwa bei dem in Bild 8 gezeigten, mit Rippenstahl bewehrten zentrischen Zugkörper vorliegt. Die Zugkraft greift also mittig an. Die beiden seitlichen Begrenzungen entsprechen den Riss stellen.

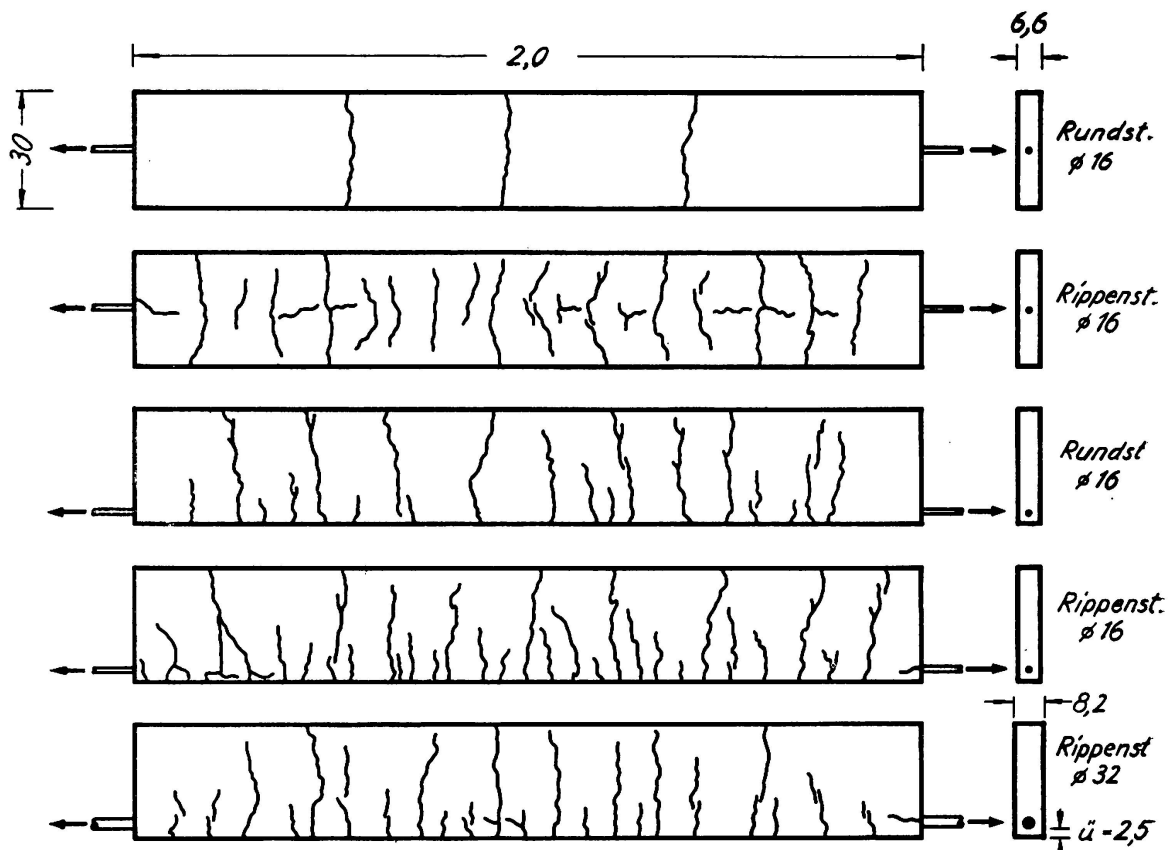


BILD. 8. Rissbilder bei Zugversuchen mit rechteckigem Querschnitt für zentrische und exzentrische Lage des Stahlstabes

Das Bild zeigt die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz. Da im vorliegenden Fall an den meisten Stellen die eine Hauptspannung klein gegenüber der anderen ist, geben die eingetragenen Ordnungszahlen annähernd den Masstab für die auftretenden Spannungen. Man sieht deutlich, dass schon in kurzem Abstand von der Rissstelle örtlich hohe Zugspannungen auftreten. Ein dadurch ausgelöster kurzer Riss würde allerdings nicht bis zum Rande durchgehen, auch wenn man berücksichtigt, dass dieser Riss das Spannungsbild wieder verändert. Am oberen und unteren Rand treten erst in grösserem Abstand vom Körperende bedeutende Zugspannungen auf, die einen durchgehenden Riss auslösen können.

Das in dem 2. Beispiel von Bild 8 für einen Rippenstahl gezeigte Rissbild lässt sich also gut aus der gefundenen Spannungsverteilung

erklären. Man muss auf Grund dieses Bildes vermuten, dass bei den mit Rippenstahl bewehrten Zuggliedern von quadratischem Querschnitt ausser den an der Oberfläche beobachteten Rissen im Inneren zusätzlich nicht bis zum Rande durchgehende Risse vorhanden sind. Bei Rundstahl würde aber nach dem ersten Beispiel von Bild 8 die Haftkraft nicht zu dieser weiteren Unterteilung ausreichen.

Der spannungsoptische Versuch erklärt auch, warum beim exzentrisch belasteten Zugglied der Rissabstand stark verkleinert wird. Die ursprüng-

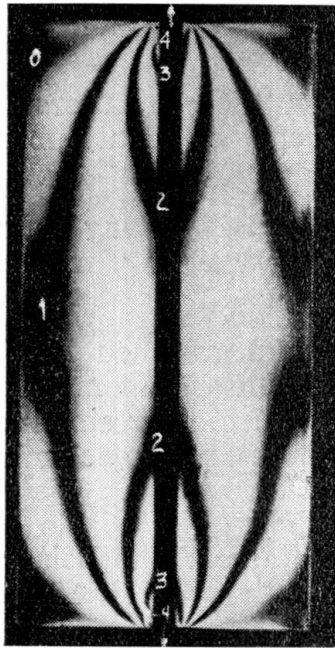


BILD. 9. Spannungsoptische Untersuchung eines rechteckigen Zuggliedes mit zentrisch eingelegtem Stahlstab bei guter Haftung. Das Bild zeigt die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz

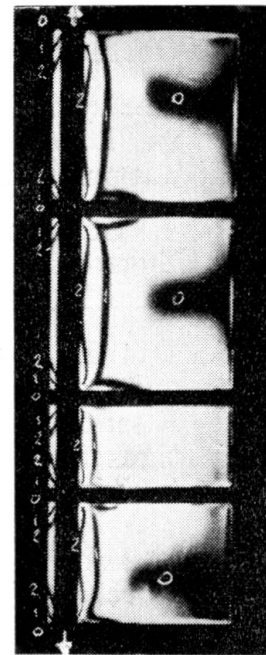
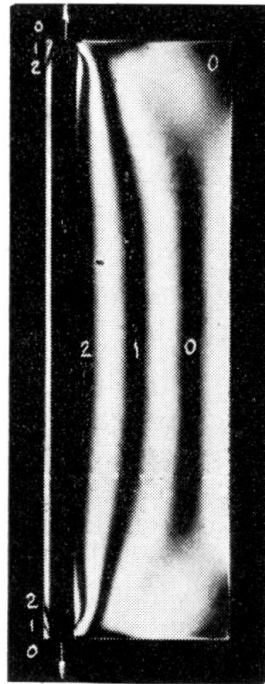


BILD. 10 u. 11. Spannungsoptische Untersuchung eines rechteckigen Zuggliedes mit exzentrisch eingelegtem Stahlstab bei guter Haftung. Die Bilder zeigen die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenzen. Bild 10 zeigt den Spannungszustand vor dem Reissen, Bild 11 die Änderungen, die durch einige in verschiedenen Abständen künstlich erzeugten Risse verursacht wurden

liche Zugspannung wird nämlich nach Bild 10 in diesem Falle schon am Rande in ganz kurzem Abstand vom ersten Riss wieder erreicht und bleibt dann nahezu konstant. Damit kann der zweite Riss schon näher am ersten Riss entstehen. Er verändert aber in seiner Umgebung das Spannungsbild. Der kürzeste Rissabstand wird dadurch bestimmt, dass die von benachbarten Rissen ausgehenden Störungen das Auftreten der vollen Zugspannung zwischen den Rissen nicht mehr gestatten. Ein Beispiel für das Spannungsbild zwischen den Rissen zeigt die spannungsoptische Aufnahme eines Modelles mit 4 verschiedenen Rissabständen nach Bild 11.



**Balkenversuche.**

Es erschien notwendig, beim Studium des Einflusses der Bewehrung auf das Rissbild von Balken folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

1. Um den Anschluss an die Ausziehversuche zu gewinnen, wurden die gleichen Betongüten wie den Ausziehversuchen verwendet.
2. Um die in den Ausziehversuchen beobachtete starke Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von der Lage beim Betonieren zu berücksichtigen, wurde ein Teil der Versuchsbalken in umgekehrter Lage betoniert. Dann lag beim Betonieren die Bewehrung an der Oberseite.
3. Um auch hohe Bewehrungsverhältnisse der Zugzone untersuchen zu können, wurde ein Teil der Versuche an Plattenbalken ausgeführt.
4. Um auch den Einfluss der Verteilung der Bewehrung über die Zugzone studieren zu können, wurde es notwendig, möglichst hohe Balken zu prüfen.
5. Das Einlegen von Bügeln hat keinen grundsätzlichen Einfluss auf das Rissgesetz, führt aber dazu, dass unter den möglichen Rissabständen der Bügelabstand bevorzugt wird. Für ein eindeutiges Studium der Rissgesetze erschien es deshalb zweckmässig, im mittleren Teil der Balken keine Bügel einzulegen.

Bild 12 zeigt die Abmessungen der geprüften Balken. Die Belastung erfolgt durch 2 Einzellasten in den Viertelpunkten. Bild 13 zeigt

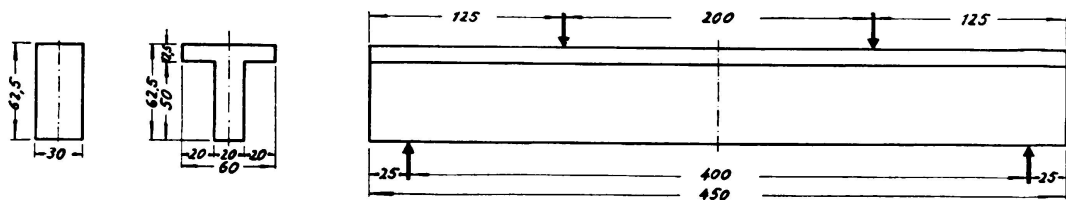


BILD. 12. Abmessungen der Probekörper für die Balkenversuche in cm mit Belastungsschema

einige charakteristische Beispiele für die untersuchten Bewehrungsaufteilungen. Alle Bewehrungsstähle wiesen eine Mindeststreckgrenze von 5000 kg/cm<sup>2</sup> auf, sodass auch sehr hohe Stahlspannungen noch im elastischen Bereich geprüft werden konnten. Ausser Rundstahl, Torstahl und Rippenstahl wurden auch eine grosse Zahl von nicht im Handel befindlichen Stahlprofilen untersucht, die auf sehr verschiedenen Wegen eine Erhöhung des Gleitwiderstandes anstreben.

Aus Raummangel können von den 71 geprüften Balken die gemessenen Rissbilder nur für 2 typische Beispiele wiedergegeben werden (Bild 14 und 15). Die Darstellungen zeigen in anschaulicher Weise die Verteilung der Risse und die Abhängigkeit der Rissbreite von der Stahlspannung.

Beim Balken wird die Zugzone ganz ähnlich wie bei dem in den Bildern 8, 10 und 11 gezeigten Beispiel des exzentrisch gezogenen Zuggliedes beansprucht. Es können deshalb bei ausreichender Haftung kleine Rissabstände auftreten. Die zur Sicherstellung des vollen Verbundes notwendige Haftkraft wird aber nicht immer aufgebracht. Der Rissabstand folgt dann dem durch Gl. (1) ausgedrückten Gesetz. Wie weit dies zutrifft, kann man am besten an Hand der Darstellung in Bild 16

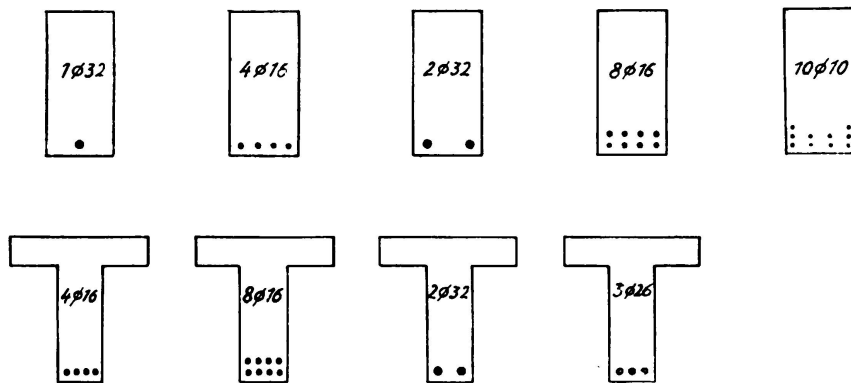


BILD. 13. Darstellung einiger charakteristischer Bewehrungsbilder im Querschnitt

erkennen, die für sämtliche geprüften Balken die mittleren Rissabstände  $a_m$  in Abhängigkeit von dem in Gleichung (1) erscheinenden

Parameter  $H = \frac{\tau_1 \cdot \sum u}{F_{bz} \cdot \sigma_{bz}}$  zeigt und zwar für den mit konstanten Mo-

ment beanspruchten Bereich und bei 3000 kg/qcm Stahlspannung. Dabei wurde für  $\tau_1$  der «charakteristische Gleitwiderstand» für  $F_{bz}$  die unterhalb der mit  $n = 15$  berechneten neutralen Achse liegenden Querschnittsfläche und für die Zugfestigkeit  $1/10$  der Würfelfestigkeit eingesetzt. Man kann klar erkennen, dass Gl. (1) mit den schon eingangs angegebenen Grenzwerten von  $C$  nur in einem Bereich annähernd zutrifft, in dem die bezogene Haftkraft den Wert  $H = 0,04 \text{ cm}^{-1}$  nicht überschreitet. Dies ist der Bereich, der vorwiegend bei Verwendung von normalem Rundstahl ausgenutzt wird. Je mehr die bezogene Haftkraft anwächst, desto mehr bleibt der Verbund erhalten, sodass sich der Rissabstand dem für vollkommenen Verbund geltenden konstanten Grenzwert nähert. Für die Streuung der Versuchspunkte lassen sich folgende Erklärungen geben:

1. Die Gleitwiderstandskurven sind für die einzelnen Stahlarten verschieden. Es kann nur eine Annäherung bedeuten, wenn man ihre Charakteristik allein durch den Widerstand bei einem Gleitweg von 0,1 mm ersetzt.
2. Wie schon erwähnt, stellt der Ausziehversuch nur ein angenähertes Abbild der Beanspruchung bei der Rissbildung dar.
3. Bei der Bestimmung von  $H$  wurde für  $F_{bz}$  die unterhalb der berechneten neutralen Achse liegende Fläche eingesetzt. Da die Ver-

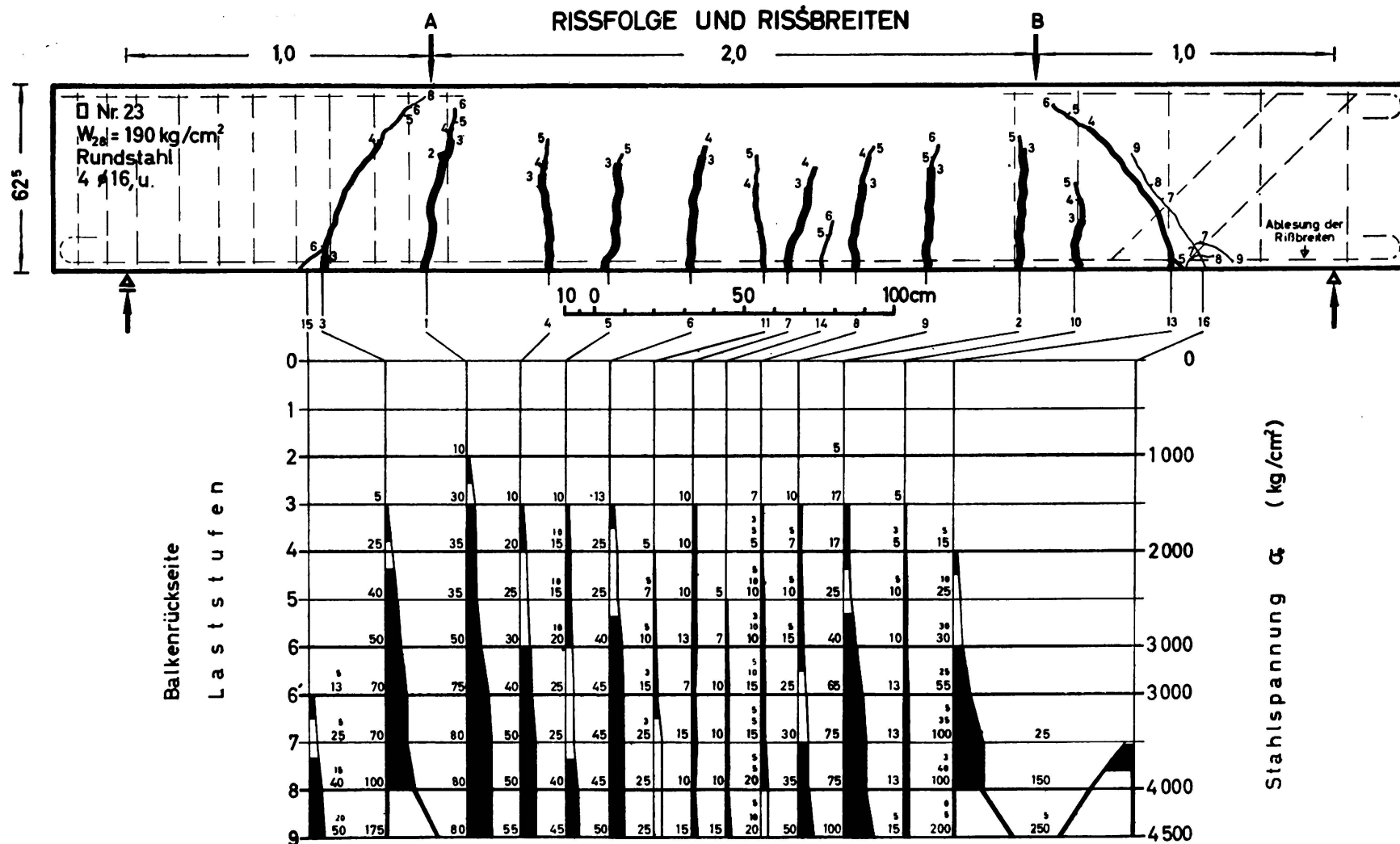


BILD. 14. Rissbild für einen mit Rundstahl 4  $\phi 16$  bewehrten Rechteckbalken mit Beton von  $190 \text{ kg/cm}^2$  Festigkeit. Die Bewehrung lag beim Betonieren unten. Die im Rissbild angeschriebenen Zahlen geben die Laststufe an, bei welcher der Riss diese Stelle erreichte. Die strichbreite ist kein Massstab für die Rissweite. Die zuerst entstandenen Risse wurden am dicksten gezeichnet. Jede Laststufe erhöhte die Stahlspannung um  $500 \text{ kg/cm}^2$ .

Die darunterliegende Darstellung gibt die bei den einzelnen Laststufen vorliegende Rissweite in  $1/100 \text{ mm}$  an. Der nicht schwarz ausgefüllte Bereich kennzeichnet die Rissbreiten zwischen  $0,2$  und  $0,3 \text{ mm}$ . Da beim vorliegenden Balken die bezogene Haftkraft mit  $H = 0,026$  verhältnismässig niedrig liegt, ergibt sich ein grosser mittlerer Rissabstand  $a_m = 22,6 \text{ cm}$ . Die Rissweite erreicht schon bei  $1300 \text{ kg/cm}^2$   $0,2 \text{ mm}$ . Oberhalb  $3000 \text{ kg/cm}^2$  Stahlspannung beginnt sich der Verbund stark zu lösen. Der Bruch erfolgte durch Ausbrechen des Betons an den Haken.

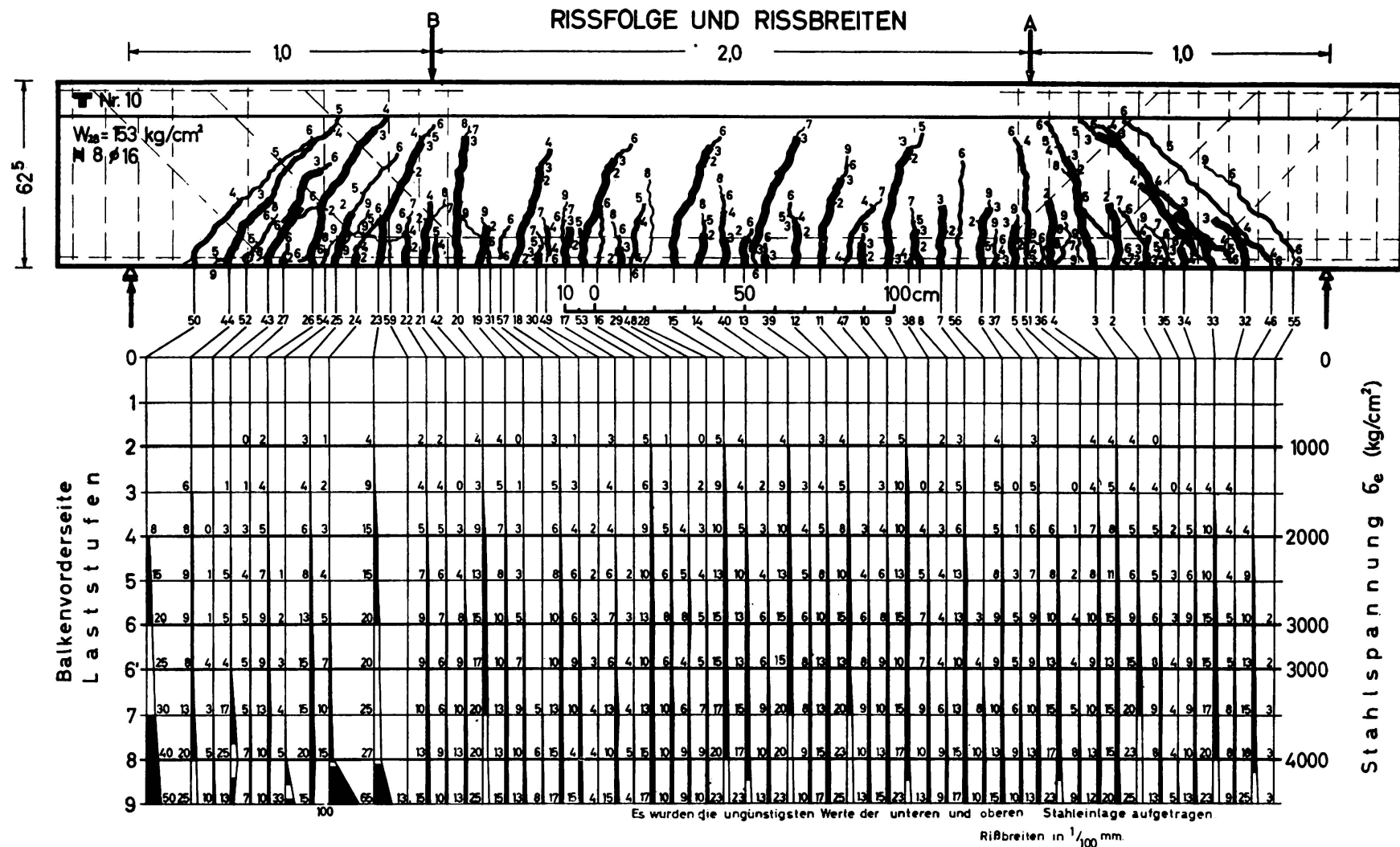


BILD. 15. Rissbild für einen mit Rippenstahl 8  $\phi$  16 bewehrten Plattenbalken mit Beton von 153 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit. Die Bewehrung lag beim Betonieren unten. Bezüglich der Bedeutung der eingetragenen Zahlen vergl. Bild 14. Die Rissbreite von 0,2 mm wird erst bei 3000 kg/cm<sup>2</sup> Stahlspe- nnung erreicht. Der Bruch erfolgte durch Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung

teilung der Zugspannungen über diese Fläche je nach Bewehrungsart und Rissenteilung verschieden sein wird, stellt dieser Wert nicht immer ein getreues Abbild der wirksamen Fläche dar.

4. Die Untersuchungen über die Lage beim Betonieren haben bei den Ausziehkörpern einen so starken Einfluss des Betoniervorganges gezeigt, dass trotz sorgfältigster Herstellung der Balken mit erheblichen Streuungen in der Haftfestigkeit gerechnet werden muss.
5. Auch die Zugfestigkeit wurde durch die Annahme  $\sigma_{bz} = \frac{W}{10}$  nur näherungsweise erfasst.

Bei entsprechender Berücksichtigung aller dieser Umstände wird es vielleicht einmal möglich sein, einen grossen Teil der jetzt als Streuungen bezeichneten Abweichungen gesetzmässig zu erklären.

#### *Zusammenhang zwischen Rissabstand und Rissbreite.*

Die Rissbreite wurde bei den Versuchen vor allem dort gemessen, wo die Bewehrung der Oberfläche am nächsten liegt. In diesem Bereich tritt meist der kleinste Rissabstand auf, da sich in einiger Entfernung

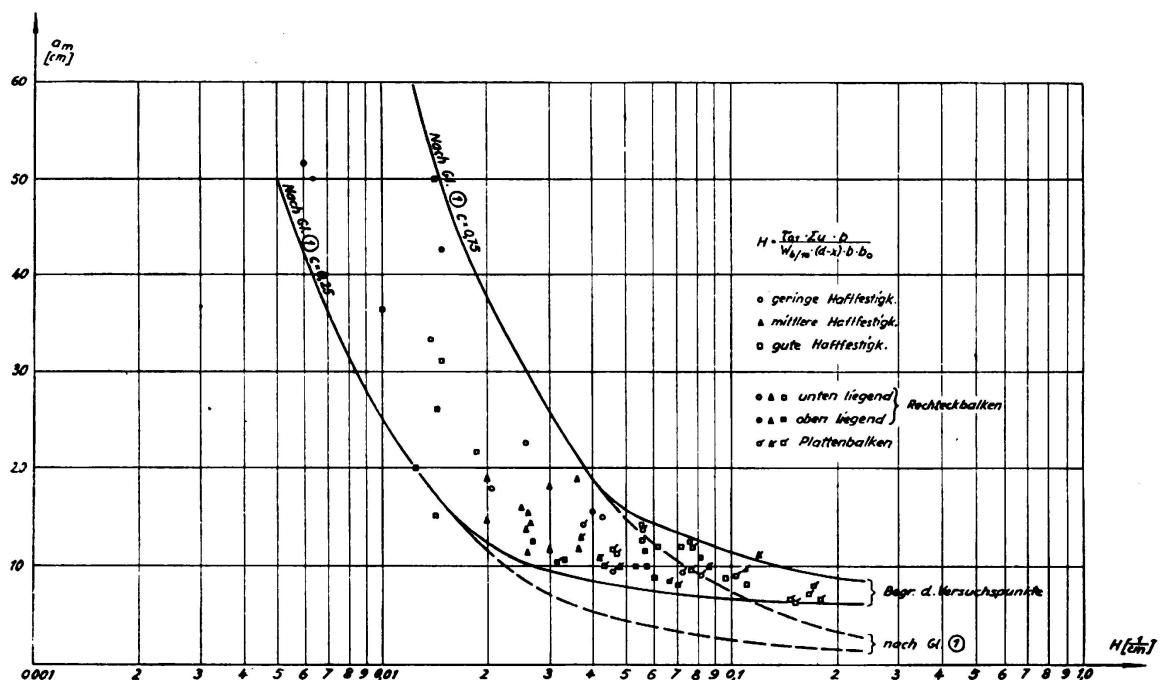


BILD. 16. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes  $a_m$  von der bezogenen Haftkraft  $H$ . Die eingetragenen Punkte entsprechen verschiedenen Betongüten zwischen 150 und 500 kg/cm<sup>2</sup> Würfelfestigkeit.

von der Bewehrung oft 2 schmale Risse zu einem breiteren vereinen. Da die Beschränkung der Rissweite aber in erster Linie dem Rostschutz dienen soll, wurde die an solchen Stellen manchmal zu beobachtende grössere Rissbreite vorläufig vernachlässigt.

Der Anteil des Betons an der Aufnahme der Zugspannungen ist

natürlich vor dem Auftreten des ersten Risses am grössten. Er nimmt nach dem Reissen mit steigender Stahlspannung rasch ab. Man kann deshalb mit guter Annäherung die wahrscheinliche Rissbreite aus dem Rissabstand mit der in Gl. (2) angegebenen Formel errechnen. Auf Grund der Versuche ist es möglich, eine Angabe über den Beiwert  $k$  zu machen. Da die Rissabstände unterschiedlich sind und es von der Reihenfolge des Auftretens der Risse abhängt, nach welcher Richtung die Gleitbewegung erfolgt, können vereinzelt grosse Rissweiten auftreten. Die Auswertung erfolgt deshalb so, dass ein Koeffizient  $k_m$  für die mittlere Rissweite und ein Verhältnisswert  $\alpha$  zwischen grösster und mittlerer Rissweite angegeben werden kann (Bilder 17 und 18). Der Koeffizient  $k_m$  überschreitet bei hohen Stahlspannungen in Einzelfällen den Wert 1. Dies kann in der Nähe der Streckgrenze durch ein Absinken des Ver-

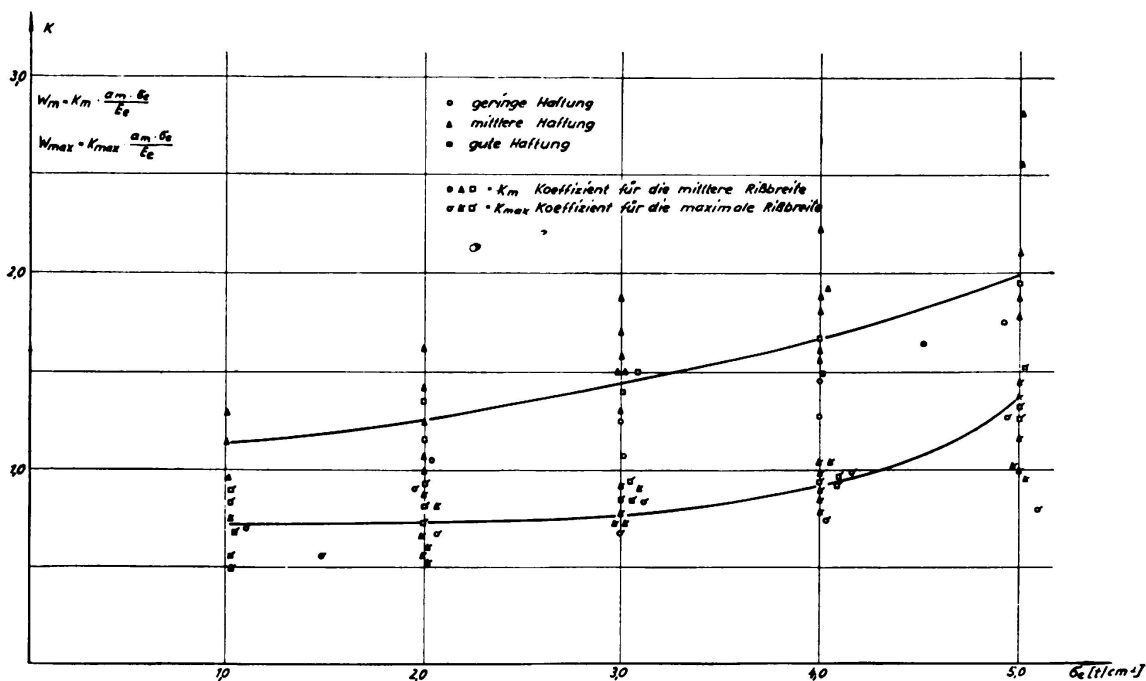


BILD. 17. Abhängigkeit des Beiwertes  $k$  für den mittleren und maximalen Rissabstand von der rechnerischen Stahlspannung  $\sigma_s$ . Die untere Kurve zeigt den Mittelwert für  $k_m$  die obere Kurve  $k_{max}$ . Der Beiwert  $k_m$  kann auch als das Verhältnis der gemessenen und der ohne Mitwirkung des Betons aus der Stahldehnung berechneten Rissweite gedeutet werden

formungsmoduls erklärt werden. Soweit die gleiche Erscheinung aber schon bei niedrigeren Stahlspannungen auftrat, weist sie daraufhin, dass eine weitgehende Lösung des Verbundes aufgetreten war. Dann müssen die Risse nicht nur die örtliche Stahldehnung, sondern auch die durch ein Gleiten aus einem Bereich mit der geringen Stahlspannungen herangeholte zusätzliche Stahllänge überbrücken. Für Stahlspannungen zwischen 3000 und 4000 kg/cm<sup>2</sup> kann  $k_m$  etwa gleich 0,8 gesetzt werden. Der Verhältnisswert  $\alpha$  hängt nur vom Gleitwiderstand ab und ist unabhängig von der Höhe der Stahlspannung. Er beträgt für Rundstahl etwa 1,5, für Rippenstahl etwa 2,1.

***Einfluss des Bügelabstandes.***

Die vorstehenden Untersuchungen wurden, wie schon erwähnt, an dem unverbügeltten mittleren Balkenteil durchgeführt, um den Einfluss der Längsbewehrung auf das Rissbild möglichst ungestört studieren zu können. Durch die Bügelteilung wird man dieses Rissbild in einem gewissen Masse beeinflussen können. Wenn man einen Bügelabstand

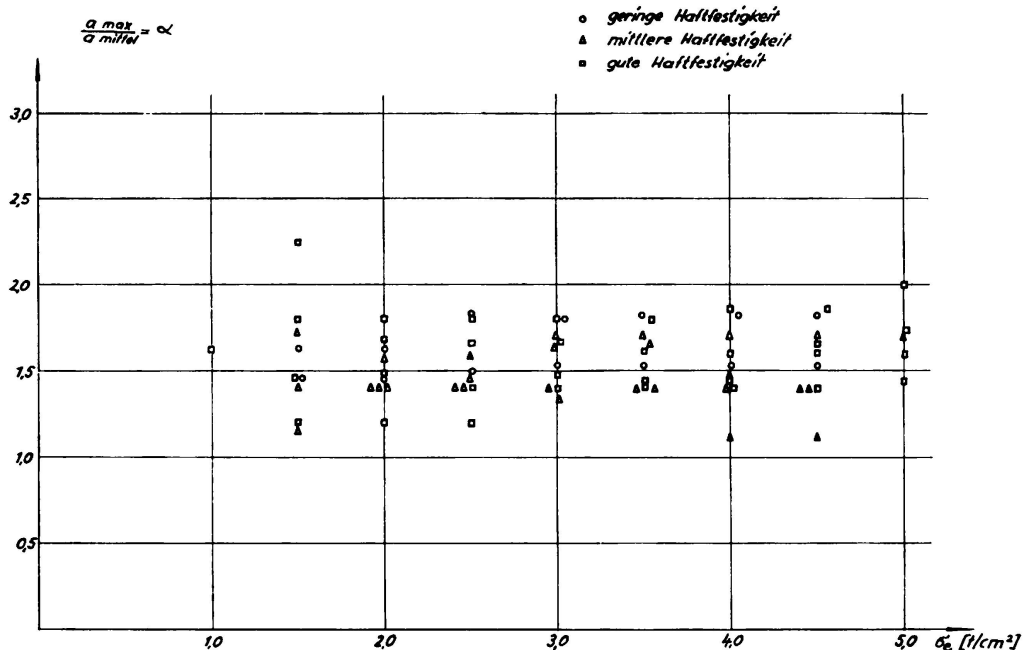


BILD. 18. Abhängigkeit des Verhältnisses  $\alpha$  von der rechnerischen Stahlspannung. Es zeigen sich verhältnismässig grosse Streuungen, die aber im gesamten aufgetragenen Bereich nahezu unabhängig von der Stahlspannung sind. In der Regel gehören die untenliegenden Werte zu Stählen mit niederer, die obenliegenden Werte zu Stählen mit hoher Haftfestigkeit

wählt, der wenig oberhalb des in einem gegebenen Fall beobachteten kleinsten Rissabstandes liegt, würde fast an jedem Bügel ein Riss entstehen und dadurch der mittlere Rissabstand gegenüber den hier wiedergegebenen Versuchswerten verkleinert. Wählt man dagegen die Bügelteilung etwas unter dem beobachteten grössten Rissabstand, wird durch diese Bügelteilung der mittlere Rissabstand vergrössert. Die Bügelteilung kann also nur innerhalb gewisser Grenzen die Risteilung beeinflussen. Man kann aber durch die Bügel nicht den beim bügellosen Balken beobachteten Maximalwert des Rissabstandes vergrössern. Deshalb hat die Anordnung von Bügeln wohl auch keinen spürbaren Einfluss auf die grösste Rissweite und ist auf die Begrenzung der zulässigen Stahlspannung ohne Einfluss.

***Schlussfolgerungen.***

1. Zu der von den Rissen verursachten Störung des Spannungszustandes gehören Haftspannungen, die meist die zur Aufnahme der Querkraft notwendigen Werte weit überschreiten.



2. In vielen Fällen reicht die von den Bewehrungsstäben aufnehmbare Haftkraft nicht zur Aufnahme dieser Haftspannungen aus. Dann wird der Verbund gestört und der Stahl gleitet im Beton. Dadurch wird die vom Riss verursachte Störungszone verlängert.

3. Die Strecke zwischen dem ersten und zweiten Riss muss mindestens so gross sein, dass im Beton die zum Reißen notwendige Betonzugspannung wieder erreicht werden konnte. Der Rissabstand ist also von dem Spannungszustand im Störungsbereich abhängig. Er erreicht bei vollkommenem Verbund einen unteren Grenzwert und wächst mit abnehmendem Verbund an.

4. Zur Sicherstellung des vollkommenen Verbundes, der immer den Idealfall darstellt, sind je nach Querschnittsausbildung und Beanspruchung verschieden hohe Haftfestigkeiten notwendig. Durch Verkleinerung des Betonquerschnittes der Zugzone kann man die zum Reißen notwendige Zugkraft und damit auch die zu ihrer Eintragung erforderliche Haftspannung verringern. Dem gleichen Ziel dient die Vergrösserung der Stahloberfläche durch Aufteilung der Bewehrung. Auf diesem Wege kann man unter günstigen Umständen auch mit normalem Rundstahl einen vollkommenen Verbund erzielen. Die Entwicklung der Rippenstähle hat aber die aufnehmbare Haftspannung so stark erhöht, dass der vollkommene Verbund nicht mehr auf Sonderfälle beschränkt bleiben muss.

5. Auch bei Rippenstahl wird unmittelbar neben der Risstelle ein Gleiten auftreten. Es kommt aber rasch zur Ruhe und bleibt auf eine kleine Stelle beschränkt, weil der Widerstand mit dem Gleitweg rasch anwächst. Beim Rundstahl muss man dagegen in den meisten Fällen mit einer weitgehenden Lösung des Verbundes rechnen. Je nach der Reihenfolge des Auftretens der einzelnen Risse können dabei auch hin- und hergehende Gleitbewegungen entstehen, die den Gleitwiderstand verringern. Ein weiterer Abfall des nur noch auf der Reibung beruhenden Widerstandes ist unter dauernder oder wechselnder Lasteinwirkung zu erwarten. Wie stark die Folgen dieser Lösung des Verbundes sein können, zeigt die in letzter Zeit mehrfach an Balken gemessene Erscheinung, dass die Bewehrungsstäbe in Wirklichkeit wie ein nur an den Endhaken verankertes Zugband wirken und ihre Spannung nicht mehr der Balkentheorie folgt.

6. Zwischen der bezogenen Haftkraft  $H$  und dem mittleren Rissabstand  $a_m$  besteht nach den Versuchen ein klarer Zusammenhang. Der Wert  $H$  stellt einen guten Masstab für den Grad der erzielbaren Verbundwirkung dar. Bei Werten unter  $0,04 \text{ cm}^{-1}$  ist der Verbund schlecht. Der mittlere Rissabstand ergibt sich dann aus der Gleichung  $a_m = C/H$ , ist aber nach oben durch den für  $\tau_1 = 0$  geltenden Grenzwert  $a_m \approx 1,5 \times$  Balkenhöhe begrenzt. Die Konstante  $C$  streut stark und schwankt zwischen 0,25 und 0,75. Wenn die bezogene Haftkraft über den Wert von  $0,014 \text{ cm}^{-1}$  ansteigt, nähert man sich dem vollkommenen Verbund. Der Rissabstand konvergiert dabei gegen einen Grenzwert, von dem im Augenblick noch nicht gesagt werden kann, ob er unabhängig von der Höhe der Betonzugzone ist. In diesem Bereich ist die Streuung viel geringer.

7. Durch das Betonieren in umgekehrter Lage wurde bei sonst gleichen Verhältnissen der Rissabstand spürbar vergrössert. Damit wird die im Ausziehversuch festgestellte grosse Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von der Lage beim Betonieren bestätigt. Dieser Einfluss kann bei auf der Oberseite liegenden Bewehrungen nicht vernachlässigt werden. Bei Anwendung von trockenem Rüttelbeton werden die Verhältnisse etwas günstiger.

8. Die Balkenversuche zeigen, dass es ziemlich gleichgültig ist, ob ein grosser Wert der bezogenen Haftkraft  $H$  durch eine grosse Staboberfläche oder durch einen hohen Gleitwiderstand gewonnen wird. Auch der Einfluss der Betongüte wird durch  $H$  richtig erfasst.

9. Der Einfluss der Verteilung der Bewehrung über den Querschnitt der Zugzone ist viel kleiner, als bisher vermutet wurde. Die mehrfach auf dem Versuchswege mit einer die ganze Zugzone durchsetzenden Bewehrung erzielten günstigen Ergebnisse erklären sich allein durch den Einfluss der Vergrösserung der wirksamen Stahloberfläche auf die bezogene Haftkraft. Die neuen Versuche zeigten sogar die überraschende Tatsache, dass bei am unteren Rande konzentrierter Bewehrung eher kleinere Rissabstände auftreten. In dem durch die Versuche gedeckten Bereich ergab sich das günstigste Rissbild bei 1-2 voll ausgefüllten Bewehrungslagen. Dies kann dadurch erklärt werden, dass zwischen den bis nahe an die neutrale Achse reichenden Rissen die Höhe der Zugzone so stark absinkt, dass bei einer mehrlagigen Bewehrung nur noch die Haftkraft der am unteren Rande liegende Bewehrung wirksam wird. Im Rissbild treten tatsächlich zwischen den langen Rissen meist kürzere Risse auf.

10. Die Rissweite wird fast ausschliesslich durch den Rissabstand und die Stahlspannung bestimmt. Der Koeffizient  $k_{\max}$ , der den Anteil des Betons an der Aufnahme der Zugspannungen zum Ausdruck bringt, beträgt im Bereich hoher Stahlspannungen etwa 0,8.

11.  $\alpha$  der Verhältniswert zwischen der maximalen Rissweite und der mittleren Rissweite liegt zwischen 1,5 und 2,1. Er nimmt mit steigendem Gleitwiderstand des Stahles zu.

12. Bei Berücksichtigung der durch die Versuche gegebenen Lehren erscheint es möglich, hochfeste profilierte Stähle mit zulässigen Spannungen bis zu 4000 kg/cm<sup>2</sup> auszumützen.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit beschäftigt sich mit den Gesetzen der Rissbildung im Stahlbeton. Die in der Literatur angegebenen Rissgesetze nehmen den Abstand der Risse umgekehrt proportional zur Haftkraft an. Ein solches einheitliches Gesetz kann aber nur in einem begrenzten Bereich gelten, der dadurch gekennzeichnet ist, dass der Verbund durch örtliche Gleitbewegung gestört wird. Dieser Bereich wird nach oben hin mit sinkender Haftkraft durch den Grösstwert des Rissabstandes abgeschlossen, der

sich nach der Elastizitätstheorie für den Fall des fehlenden Verbundes für endverankerte Stäbe ergibt. Auf der anderen Seite liegt der Bereich des vollen Verbundes, in welchem die auftretenden Haftspannungen den Gleitwiderstand nicht erreichen. In diesem Bereich nähert sich der Rissabstand einem unteren Grenzwert, der nur noch von der Ausbreitung der Zugspannungen in dem durch die Risse hervorgerufenen Störungsbereich abhängt.

In dem Bericht werden zahlreiche Versuche beschrieben, welche diese Anschauungen unterbauen und die Grenzen der einzelnen Gesetze abstecken. Durch Ausziehversuche wurde die Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von den einzelnen Faktoren bestimmt. Weitere Versuche an Dehnkörpern dienen dem Studium der Rissgesetze. Einen besonders guten Einblick gewährt die grosse Zahl von Biegeversuchen, die an 62 cm hohen Balken durchgeführt wurden. Hierbei wurden die Profilierung der Stäbe, der Bewehrungsprozentsatz und die Verteilung über die Zugzone in so weitgehendem Masse verändert, dass die Versuche einen sehr weiten Bereich decken.

Die Versuche bestätigen die vorgetragene Anschauung über die Rissgesetze und erlauben ihre zahlenmässige Auswertung. Es zeigt sich dabei, dass man den anzustrebenden Idealfall des vollen Verbundes unter Beachtung gewisser Regeln mit den heute zur Verfügung stehenden Stählen hoher Haftfestigkeit erreichen kann. Damit eröffnet sich die Aussicht, für hochfeste Stähle höhere Stahlspannungen zuzulassen und bei normalen Stahl eine spürbare Qualitätsverbesserung zu erzielen.

## RESUMO

As leis da fissuração do betão armado, vulgarmente expostas na literatura técnica, admitem que a largura das fissuras é inversamente proporcional à aderência. Devido a esta hipótese de base, as referidas leis só podem ter validade num domínio muito restrito, reconhecendo-se então que a ligação entre o betão e o aço pode ser modificada por escorregamentos locais. O limite superior deste domínio, correspondente a uma diminuição da aderência é fixado pela largura máxima das fissuras calculada pela teoria da elasticidade no caso de desaparecer a ligação entre o betão e o aço.

O limite inferior corresponde a uma zona de ligação total, na qual as tensões de aderência não chegam a atingir o valor da resistência ao escorregamento. Nesta zona, a largura das fissuras aproxima-se de um mínimo cujo valor depende unicamente da propagação dos esforços de tracção na parte interessada pelo aparecimento das fissuras.

O autor descreve numerosos ensaios que confirmam estas considerações e delimitam as várias leis.

Por meio de ensaios de tracção determinou-se a relação que existe entre a resistência ao escorregamento e os diversos factores, tendo outros ensaios servido ao estudo das leis de fissuração. Os numerosos ensaios de flexão realizados revelam-se particularmente interessantes; nestes, fez-se variar de forma tão completa os perfis, a percentagem e a repar-

tição das armaduras na zona de tracção que se pode afirmar que os ensaios abrangeram todo o domínio considerado.

Os ensaios confirmam as considerações anteriores e permitem exprimi-las numéricamente. Mostram igualmente que é possível realizar o caso ideal da ligação total entre o aço e o betão observando-se determinadas regras no emprego dos aços de alta resistência actualmente disponíveis. Pode assim encarar-se a possibilidade de admitir fadigas mais elevadas nas armaduras quando se empregam os referidos aços e de procurar uma melhoria de qualidade quando do emprego de aços normais.

### R É S U M É

Les lois concernant la formation des fissures dans le béton armé citées couramment dans la littérature technique considèrent que la largeur des fissures est inversement proportionnelle à l'adhérence. Cette hypothèse de base restreint beaucoup le domaine d'application de ces lois, ce qui a amené à admettre que la liaison béton-acier pouvait être modifiée par des glissements locaux. La limite supérieure de ce domaine, correspondant à une diminution d'adhérence est fixée par la largeur maximum des fissures calculée par la théorie de l'élasticité, en l'absence de liaison béton-acier.

La limite inférieure correspond à une zone de liaison totale, où les valeurs des contraintes d'adhérence n'atteignent pas la résistance au glissement. Dans cette zone la largeur des fissures ne dépend plus que de la propagation des efforts de traction dans le domaine affecté par la fissuration.

L'auteur décrit de nombreux essais qui viennent confirmer ces considérations et permettent de mieux définir les diverses lois. Des essais de traction ont permis de déterminer le rapport entre la résistance au glissement et les divers facteurs, les autres ayant servi à l'étude des lois de fissuration. Les multiples essais de flexion ont été particulièrement intéressants; la variation des sections, du pourcentage et de la répartition des armatures a été tellement complète que l'on peut affirmer que ces essais ont couvert tout le domaine considéré.

Les essais confirment les observations ci-dessus et permettent de les exprimer numériquement. Ils montrent également qu'il est possible d'atteindre le cas idéal de liaison totale béton-acier à condition d'observer certaines règles lors de l'emploi des aciers à haute résistance disponibles actuellement. Il est aussi possible d'envisager la possibilité d'admettre des contraintes plus élevées dans les armatures si l'on a affaire à ces aciers et de rechercher une amélioration de la qualité si l'on emploie de l'acier ordinaire.

### S U M M A R Y

Laws ruling crack formation in reinforced concrete mentioned in technical literature, normally assume the width of the cracks to be conversely proportionnal to adherence. This basic assumption restricts the field of application of these laws and it is therefore admitted that local slipping can alter the steel-concrete bond.

The field of application is limited on one side, corresponding to a decrease of adherence, by the maximum width of the cracks, which is calculated by the theory of the elasticity for the case of no steel-concrete bond.

The lower limit corresponds to a zone of total bondage, in which the adherence stresses remain smaller than the slip-resistance. In this zone the width of the cracks tends towards a minimum, the value of which depends solely on the tensile forces in the zone affected by the cracking.

The author describes a number of tests, the results of which confirm these considerations and define the limits of application of the various laws. Tensile tests enabled the determination of the existing relationship between slip-resistance and various factors; crack formation laws were studied by means of other tests. The many bending tests carried out were particularly interesting; in their course, the reinforcement section, its proportion and repartition was so thoroughly varied that the field of application mentionned above may well be considered as completely covered.

The tests confirm the above mentionned theory and make possible its numerical expression. They also show that it is possible to attain the ideal case of total steel-concrete bond as long as a certain number of rules are followed regarding the use of the high tensile steels available nowadays. It is thus possible to consider the possibility of assumming higher working stresses in the reinforcement when these steels are used, or achieve a better quality in the case of ordinary steels.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

# **V a 8**

## **Aciers TOR-60**

### **TOR-60 reinforcing bars**

#### **Torstahl 60**

#### **Aço TOR-60**

Y. SAILLARD

*Ingénieur Civil de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
Directeur des Services Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs  
en Ciment Armé de France & de l'Union Française*

Paris

## **I**

### **ÉTUDE THÉORIQUE**

#### ***Le choix de l'acier Tor-60.***

Depuis quelques années les constructeurs français utilisent des aciers d'armatures dont la limite élastique atteint couramment 40 kg/mm<sup>2</sup>:

- soit sous forme d'aciers lisses, de nuances mi-dures;
- soit sous forme d'aciers crénelés;
- soit sous forme d'aciers écrouis par torsion, dits «Tor-40»

Il a semblé intéressant d'envisager une nouvelle augmentation de la limite d'élasticité et, en conséquence, de la contrainte admissible en traction. C'est ainsi que l'on s'est attaché à l'étude d'un acier d'armature dont la limite d'élasticité serait au moins égale à 60 kg/mm<sup>2</sup> et dont les contraintes admissibles en traction pourraient, suivant la nature des ouvrages et les tolérances de fissuration, atteindre des taux de 35 à 40 kg/mm<sup>2</sup>.

*Nécessité fondamentale de l'amélioration d'adhérence* — Le problème essentiel à résoudre est le problème de l'adhérence, lié très étroitement au problème de la fissuration.



En effet, l'objectif des constructeurs est de pouvoir réduire l'ouverture des fissures jusqu'à une valeur compatible avec les conditions d'exploitation et de sécurité des ouvrages. Cette réduction peut être obtenue par une meilleure répartition de ces fissures, car l'augmentation de leur nombre entraîne corrélativement une diminution de leur ouverture.

La théorie de M. BRICE montre que la répartition des fissures est liée directement aux qualités d'adhérence de l'acier ou, plus généralement, aux qualités de la liaison béton-acier. Faute de pouvoir obtenir de la multiplication des barres et de la réduction de leurs diamètres une amélioration suffisante, de la fissuration l'on peut y parvenir par une augmentation d'adhérence.

Ceci amène à délaissier les aciers lisses de nuance dure, dont l'adhérence est insuffisante, et à envisager :

- soit des aciers crénelés ;
- soit des aciers écrouis par torsion, du type «Tor-60».

Le «Crénelé-60» et le «Tor-60» peuvent conduire à des adhérences et des fissurations équivalentes. Mais le «Tor-60» paraît présenter trois avantages indéniables :

- un moindre effet d'éclatement ;
- une meilleure résistance à la fatigue ;
- un façonnage plus aisé. <sup>(1)</sup>

#### *Caractéristiques mécaniques des aciers Tor-60.*

##### *Composition des aciers «Tor-60».*

Composition	EN AUTRICHE (Acières Schmidt, Vienne)	EN SUISSE (Acières Von Moos, Lucerne)
Carbone ... ..	0,21 à 0,25 p. 100	0,20 p. 100
Silicium ... ..	0,30 à 0,40 —	0,46 —
Manganèse ... ..	1,40 à 1,60 —	1,40 —
	Ces proportions varient suivant les diamètres.	

*Caractéristiques mécaniques* — Le diagramme des caractéristiques moyennes des aciers «Tor-60» est représenté sur la figure 1. La limite

<sup>(1)</sup> Dans le cadre de cette étude, la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France entreprend actuellement des recherches complémentaires, devant intéresser l'acier Tor-80. D'ores et déjà, l'étude expérimentale de la fissuration, exposée dans cette communication, a été étendue à cet acier prototype, dont la limite élastique de 80 kg/mm<sup>2</sup> et les qualités de liaison devraient pouvoir permettre des contraintes admissibles de l'ordre de 40 à 50 kg/mm<sup>2</sup> et même, éventuellement, une précontrainte partielle du béton. L'emploi de l'acier Tor-80 pourrait ainsi conduire à une solution intermédiaire entre le béton traditionnel et le béton précontraint.

élastique  $n'_e$  est la limite élastique conventionnelle correspondant à un allongement résiduel de 0,2 p. 100.

*Degré d'écrouissage maximum théorique* — Des calculs théoriques basés sur des données de M. EICHINGER conduisent, en prenant pour l'allongement un coefficient de sécurité de 1,70 et en admettant un

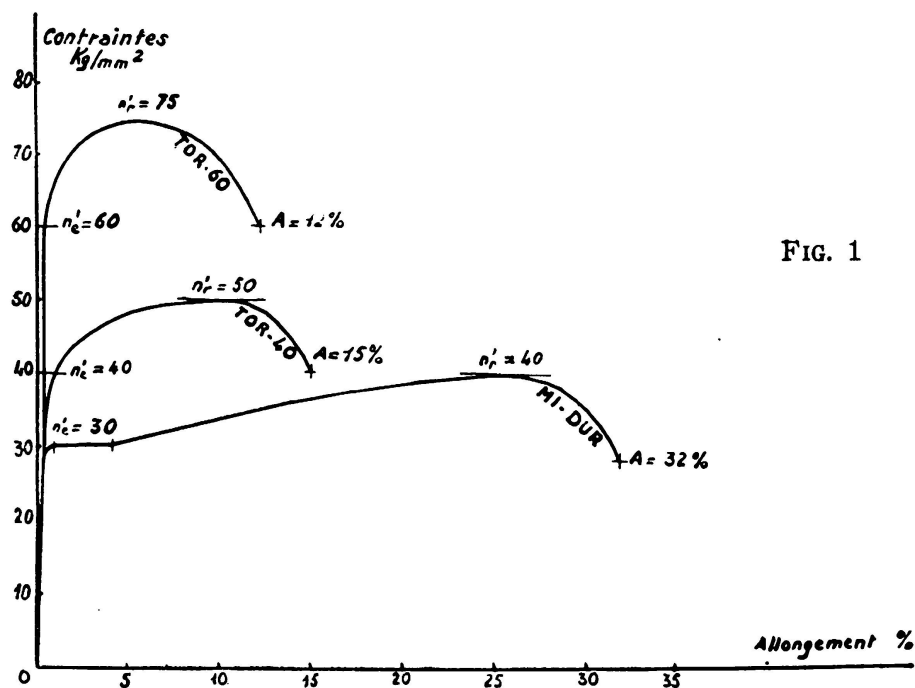


FIG. 1

allongement de rupture égal à 20 % pour une striction de la barre de 60 %, à une valeur du pas de torsion égale à 4,5 fois le diamètre de la barre.

En fait, il peut être délicat de pousser l'écrouissage jusqu'à un pas aussi faible et les sidérurgistes estiment imprudent d'abaisser le pas de torsion en deçà de 7 fois le diamètre de la barre. On s'est proposé néanmoins d'expérimenter des aciers ayant un écrouissage plus poussé et un pas de torsion pouvant atteindre 5 fois le diamètre.

#### Détermination de l'ancrage des aciers Tor-60

*Nature de l'ancrage* — L'ancrage est constitué :

- d'une part, par une résistance au frottement acier-béton ;
- d'autre part, par une résistance des nervures au cisaillement.

Toutefois, ce système de forces donne naissance à un moment de torsion que nous désignerons par  $M_t$  et qui, en agissant sur les nervures, tend à produire le dévissage de la barre.

Le calcul du moment élémentaire de dévissage  $dM_t$  conduit à la valeur :

$$dM_t = \frac{\phi}{2} \cotg (\varphi + \Psi) dF.$$

*Verrouillage total par segments longitudinaux* — Pour réaliser ces saillies longitudinales, réparties uniformément entre les nervures hélicoïdales, il s'agit de prévoir au laminage, entre les génératrices qui constituent les nervures rectilignes de la barre initiale, des segments

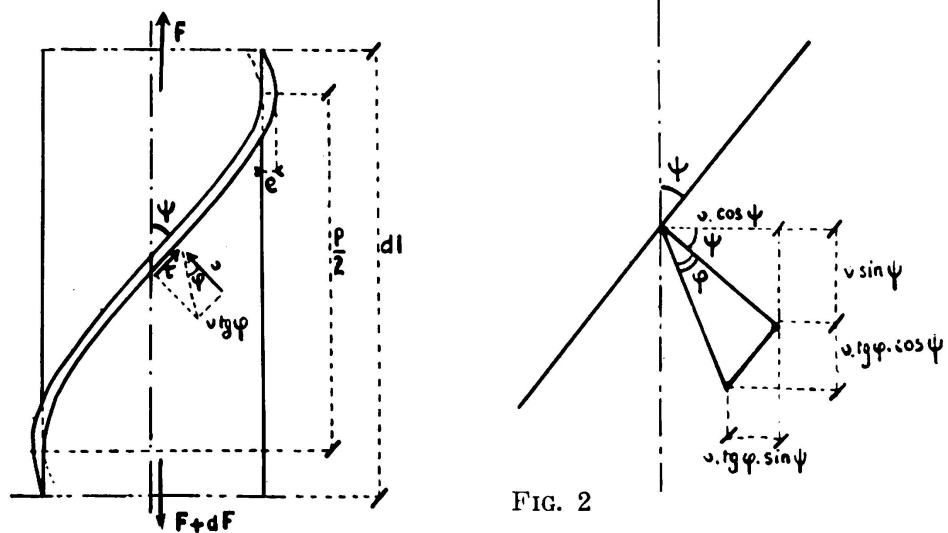


FIG. 2

biais qui, après torsion, deviennent sensiblement longitudinaux. La longueur de ces segments est déterminée de manière à réaliser un verrouillage total.

Ces verrous longitudinaux ont l'avantage de n'amoindrir ni la résistance de l'acier à la fatigue, ni ses possibilités de pliage. Toutefois, ils n'améliorent l'adhérence qu'assez faiblement par rapport au profil similaire ne comportant que les seules nervures hélicoïdales; en conséquence, la répartition des fissures risque de ne pas être suffisante.

Le calcul prouve que ce verrouillage est très surabondant.

*Verrouillage partiel par ergots transversaux* — Ces ergots seront constituées par de petites butées transversales, à faces très raides, disposées de part et d'autre des nervures hélicoïdales. Leur longueur pourra être prise égale à  $\frac{\phi}{2}$  de part et d'autre de la nervure, soit au total  $\phi$ . Leur écartement sera pris égal à  $1,5 \phi$  environ.

Ces ergots transversaux sont d'un laminage aisé, car, se trouvant placés immédiatement contre les nervures longitudinales et s'amenuisant progressivement, ils occupent une position favorable dans la fente du laminoir et peuvent être réalisés sans bavures, avec des faces très raides

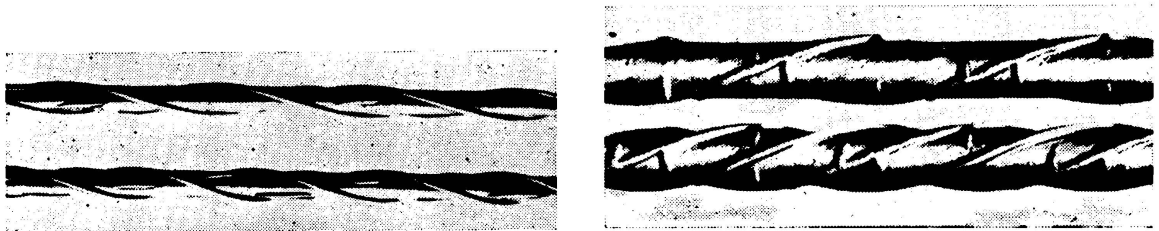


FIG. 3

*Nature de la liaison béton-acier et recherche de l'adhérence optimum des aciers Tor-60.*

*Nature de la liaison béton-acier* (Cas d'un acier crénelé ou torsadé) — L'adhérence proprement dite — au sens étroit de sa définition — semble essentiellement constituée par une résistance au décollement, suivant une direction perpendiculaire à celle des surfaces de contact. C'est un phénomène physique, qu'on peut attribuer à l'adsorption du liant par la surface de l'armature. Cette résistance au décollement peut dépendre de la rugosité des surfaces de contact. En pratique, elle reste extrêmement faible et doit être considérée comme négligeable.

En fait, la liaison béton-acier — on préférera ce vocable à celui d'«adhérence» — est constituée, dans sa quasi-totalité, par une résistance au glissement, suivant une direction parallèle à celle des surfaces de contact ou, plus exactement, au noyau cylindrique de l'armature.

Cette résistance au glissement se trouve réalisée généralement par la juxtaposition d'un effet de frottement et d'un effet de butées, mais se trouve limitée par la résistance au cisaillement de la gaine de béton.

1°) — *Effet de frottement*: Sous l'action du retrait, le béton exerce une étreinte radiale sur la surface de l'armature. Mais, sous des efforts de traction, la barre subit un allongement et, par là même, un amincissement, qui diminue sensiblement l'étreinte causée par le retrait. On peut admettre que l'étreinte effective correspond à 20 % de l'étreinte théorique.

2°) — *Effet de butées*: Lorsque les armatures présentent une série de rugosités, ces dernières sont susceptibles de s'appuyer sur le béton, au fur et à mesure de la mise en tension des aciers. C'est le cas d'un rond ordinaire fortement corrodé, d'un rond crénelé ou d'un rond torsadé.

3°) — *Danger de cisaillement de la gaine de béton*: A priori, il peut sembler que la liaison béton-acier soit améliorée indéfiniment par la multiplication des butées.

En réalité, cette amélioration se trouve limitée, très rapidement, par le cisaillement possible du béton d'enrobage. Cette rupture par cisaillement se produit sans le moindre avertissement préalable, suivant la surface cylindrique, enveloppe des crénelures et des nervures. Cette rupture entraîne simultanément l'arrachement brutal de l'armature; d'ailleurs, expérimentalement, le béton cisailé reste adhérent sur toute la surface du noyau de la barre.

*Contrainte résultante de liaison béton-acier*:  $\tau$  — Une série de calculs conduisent aux relations suivantes:

$$\tau_b = \left( 0,10 + \frac{2 e}{H} \right) n_b \leq 0,32 n_b$$

où

$\tau_b$  est la contrainte de liaison béton-acier,  
 $e$  la hauteur des nervures,  
 $H$  l'écartement des nervures,  
 $n_b$  la résistance à la compression du béton.

Cette formule, dont le caractère approximatif et empirique ne saurait faire illusion, paraît traduire convenablement le sens du phénomène de liaison béton-acier, dans le cas des aciers à adhérence améliorée.

Elle présente l'inconvénient de ne pas tenir compte des dimensions de la gaine d'enrobage. Mais on a pu vérifier que la liaison béton-acier se trouvait rapidement limitée par la résistance du béton à la traction. Ainsi, la formule semble présenter, de ce point de vue, une approximation suffisante.

Cette formule présente l'avantage d'explicitement simplement la croissance de la contrainte de liaison, au fur et à mesure du resserrement des crénelures ou des nervures, jusqu'à la valeur optimum, pour laquelle  $\tau_b = 0,32 n_b$ .

Cette valeur optima  $H_o$  de l'écartement  $H$  est telle que :

$$\frac{e}{H_o} = 0,11.$$

Or, la dimension transversale  $e$  reste généralement voisine de  $0,10 \phi$

Donc :

- c) pour un acier crénelé, l'écartement  $H_o$  optimum serait de  $1,1 \phi$  environ.
- b) pour un acier Tor à 2 nervures seules, l'écartement  $H$  correspond à la moitié du pas de torsion, dont l'optimum serait ainsi de  $2,2 \phi$  environ mais se situerait au-delà des possibilités d'écroutissage. Ainsi, cet acier Tor, à 2 nervures seules, ne peut pas donner l'adhérence optimum compatible avec le danger de cisaillement du béton.
- c) pour un acier Tor à 4 nervures seules, l'écartement  $H$  correspond au quart du pas de torsion, dont l'optimum serait ainsi de  $4,4 \phi$  environ. Cette valeur se situe à la limite de l'écroutissage possible, mais s'avère d'une réalisation sidérurgique délicate. Cet acier Tor, à 4 nervures seules, permettra donc très difficilement d'atteindre le maximum d'adhérence.

#### *Effet d'éclatement du béton.*

L'étreinte radiale, due au retrait du béton, donne naissance à une réaction de la barre sur le béton également radiale, qui tend à produire l'éclatement de ce béton. Cet effort d'éclatement, faible dans le cas des aciers lisses cylindriques, augmente très sensiblement et peut entraîner la rupture du béton si la surface de la barre présente des tronçons inclinés sur l'axe de révolution — ce qui est précisément le cas des aciers à crénelures transversales ou à nervures hélicoïdales.

Par ailleurs, l'effort de butée des crénelures sur le béton entraîne des déformations importantes de ce béton et, partant, une autre tendance de ce béton à l'éclatement. Toutefois, les efforts correspondants restent

assez faibles, en comparaison des efforts dus à la réaction de la barre; on admettra qu'ils peuvent être négligés.

*Définition de l'effet d'éclatement* — On définira l'effet d'éclatement  $\lambda$ , comme étant le rapport  $\frac{L}{T}$  de l'effort d'éclatement  $L$  tendant à vaincre l'étreinte du béton à l'effort de traction  $T$  supporté par la barre.

D'où les valeurs de  $\lambda$ :

$\lambda = \cotg \varphi$  pour une barre cylindrique,

$\lambda = \cotg (\varphi + \alpha)$  pour une barre conique,

$\alpha$  étant le demi angle au sommet du cône,

$\varphi$  l'angle de frottement béton-acier.

*Influence de l'écartement des crénelures ou des nervures sur l'effet d'éclatement* — Ces formules indiquent la loi de variation de l'effet d'éclatement en fonction de l'inclinaison  $\alpha$  des faces latérales des crénelures ou des nervures.

Cet effet d'éclatement sera très important, pour de petites valeurs de  $\alpha$  c'est-à-dire pour des faces peu inclinées. Ce phénomène se justifie physiquement par l'effet de coin, qui se manifeste dans ce cas.

Si l'angle  $\alpha$  augmente, c'est-à-dire si les faces latérales deviennent de plus en plus inclinées, l'effet d'éclatement diminue. Il devient nul à partir de:  $\varphi + \alpha = \frac{\pi}{2}$ , c'est-à-dire pour un angle  $\alpha$  voisin de  $60^\circ$ .

Il est donc nécessaire de donner à l'inclinaison  $\alpha$  des faces latérales des crénelures ou des nervures une valeur supérieure à  $60^\circ$ .

#### **Profil Optimum des aciers Tor-60.**

Les recherches théoriques et expérimentales ont porté sur 6 profils d'aciers, écrouis à des pas de torsion, variant de 10 à 5 diamètres. Elles ont permis de retenir les 3 profils suivants:

*Profil a:* 4 nervures longitudinales et des ergots transversaux (écrouissage: pas de 10  $\phi$ );

*Profil b:* 4 nervures longitudinales seules (écrouissage: pas de 8  $\phi$ );

*Profil c:* 2 nervures longitudinales seules (écrouissage: pas de 5  $\phi$ );

Ces profils ont été laminés, à titre expérimental, pour le compte de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, par les Forges et Acières de Völklingen. Un lot de 25 tonnes sert, d'une part à la réalisation du programme de vérification expérimentale (cf. II<sup>e</sup> partie — Première Série d'Essais), d'autre part à la construction de divers ouvrages et bâtiments en vraie grandeur, dont la fissuration

sera étudiée, non seulement sous les conditions de service, mais aussi sous des conditions de charge exceptionnelles, voisines de la rupture. Ainsi pourra être déterminé le profil définitif de l'acier Tor-60 Français.

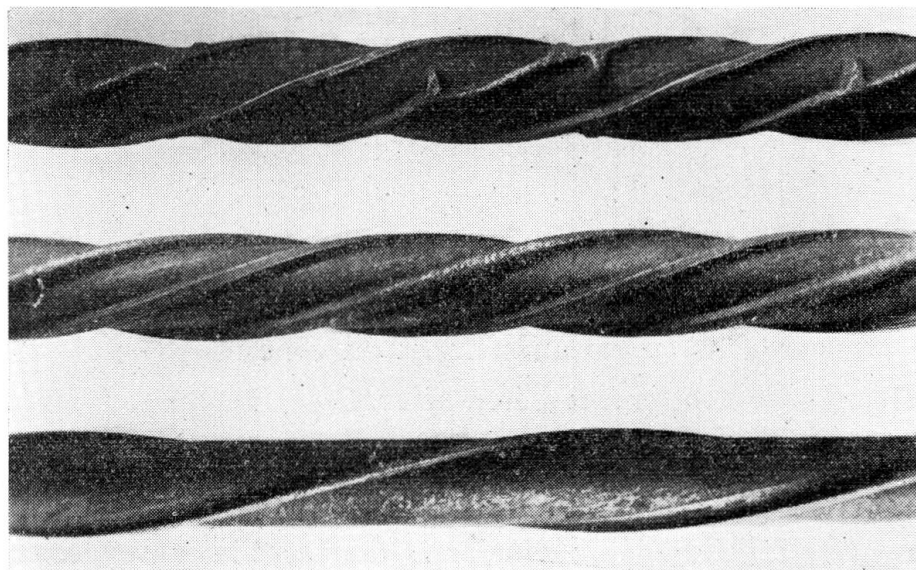


FIG. 4. TOR-60 — Profils-prototypes de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France

## II

### ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

#### PREMIERE SÉRIE d'ESSAIS

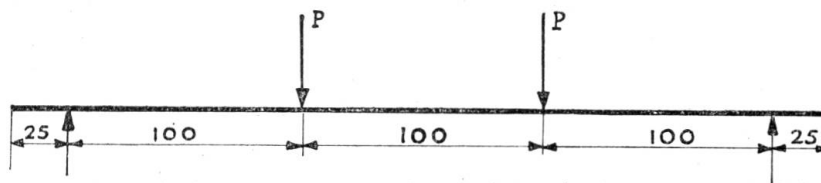
#### Choix du profil d'acier Tor-60

(Essais comparatifs de 3 séries de poutrelles, armées d'aciers Tor-60 suivant les 3 Profils-prototypes définis dans l'étude théorique)

Ces essais se poursuivent actuellement à Vienne, au Laboratoire des Acières *Schmidt*, en collaboration avec le Dr. SORETZ. Ils sont effectués sur 3 séries de poutrelles d'une portée de 3 mètres. Ces poutrelles se distinguent, d'une part par le profil d'acier Tor-60 utilisé, d'autre part par la valeur du pourcentage d'armatures, variable de 0,1 à 0,9 % ; la répartition des aciers est la même dans tous les cas.

#### Dispositif des essais.

##### a) Mode de chargement:





## b) Schéma des divers Types de Poutrelles:

	1ère Série	2ème Série	3ème Série
Coupe			
Armatures longitudinales Tor-60	2 $\phi$ 8	2 $\phi$ 12	2 $\phi$ 16
Cadres Ac 27 ...	$\phi$ 6	$\phi$ 6	$\phi$ 8
Espacement ...	15 cm	10 cm	10 cm

Ces essais, dont les résultats seront exposés au Congrès et publiés dans le Rapport final, doivent permettre de choisir, entre les trois profils proposés, celui qui présente la fissuration la plus favorable. Si les résultats sont sensiblement équivalents, le choix se portera sur le profil, dont le laminage sera le plus facile et, par là-même, le moins coûteux.

## DEUXIEME SÉRIE D'ESSAIS

Étude comparée de la fissuration due à l'acier Tor-60 et aux autres aciers d'armatures français (Aciers doux, crénelé-40, Tor-40, Caron-40, Tentor-52, Tor-60, Tor-80)

(Essais comparatifs d'éléments d'ouvrages d'art, en vraie grandeur)

Des essais en vraie grandeur, sur éléments d'ouvrages d'art, ont été entrepris par la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé et l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, en collaboration avec la Société Nationale des Chemins de Fer Français et les Fabricants d'aciers d'armatures (Tor-Isteg-Steel-Corporation et Acières de Völklingen, pour les aciers Tor; Sidélor, pour les aciers crénelés, etc.).

L'objet de ces essais est de vérifier les caractéristiques de chaque acier, en ce qui concerne plus particulièrement ses qualités d'adhérence avec le béton et leur influence sur la fissuration du béton tendu. En effet, les théories de fissuration, telles que celle de Mr. BRICE en France, ont été mises au point quantitativement grâce à de nombreux essais sur poutrelles. Mais certains Constructeurs et certains Maîtres d'oeuvre désirent les vérifier en vraie grandeur et définir ainsi, avec le maximum de précision, le calcul de la distance entre fissures voisines et celui de

l'ouverture maximum de ces fissures. Ces calculs sont indispensables à la détermination exacte des contraintes admissibles pour chaque acier, en fonction des conditions d'utilisation et des dangers de corrosion, — notamment pour l'acier Tor-60, qui fait l'objet des recherches actuelles et dont le comportement est encore peu connu en France.

Dans un souci d'objectivité, divers aciers ont été utilisés comparativement :

- l'acier doux, lisse de limite élastique 42 Kg/mm<sup>2</sup> (dit «acier 42»);
- l'acier crénelé, de limite élastique 40 Kg/mm<sup>2</sup>;
- l'acier torsadé à 2 nervures, de limite élastique 40 Kg/mm<sup>2</sup> (acier Tor-40);
- l'acier torsadé à profil carré, de limite élastique 40 Kg/mm<sup>2</sup> (acier Caron-40);

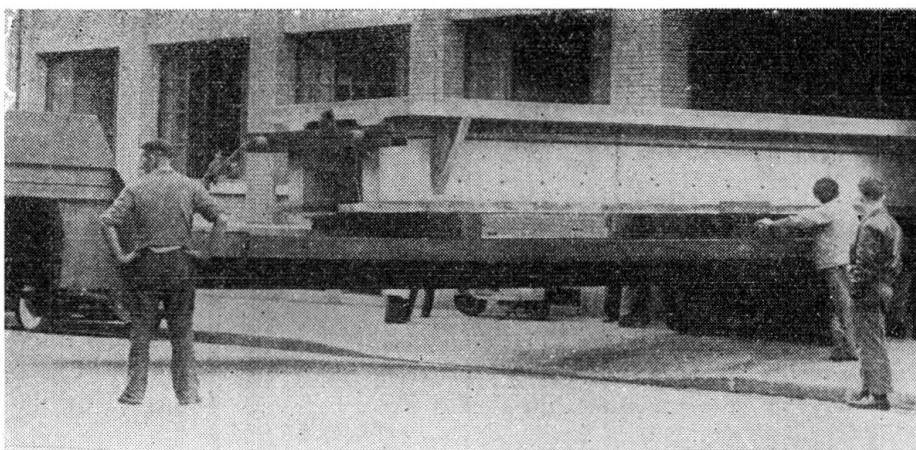


FIG. 5. Transport des éléments au Laboratoire

- l'acier étiré et torsadé, à crénelures transversales, de limite élastique 52 Kg/mm<sup>2</sup> (acier Tentor-52);
- l'acier torsadé à 2 nervures, de limite élastique 60 Kg/mm<sup>2</sup> (acier Tor-60, profil Autrichien);
- l'acier torsadé à 2 nervures, de limite élastique 80 Kg/mm<sup>2</sup> (acier Tor-80, profil Autrichien).

Les essais portent sur des éléments, d'une longueur totale de 8,80 m, d'une portée de 7,50 m, d'une hauteur utile de 0,75 m, constituant :

- soit des hourdis à 2 nervures longitudinales (acier doux, acier Tor-40);

— soit des hourdis à une seule nervure longitudinale, avec ou sans talon (acier doux, acier crénelé-40, acier Caron-40, acier Tentor-52, acier Tor-60, acier Tor-80).

Les premiers essais, correspondant à l'acier doux et à l'acier Tor-40, ont été effectués à *Paris*, en Septembre et Octobre 1954. Une description de ces essais fait l'objet d'une communication au présent Congrès, par M. LAZARD, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef de la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F. L'objet de notre communication se limite à la discussion des critères de fissuration et à la détermination des contraintes admissibles correspondantes, en fonction de 4 paramètres: le diamètre des barres, leur adhérence, la résistance du béton à la traction et l'épaisseur d'enrobage.

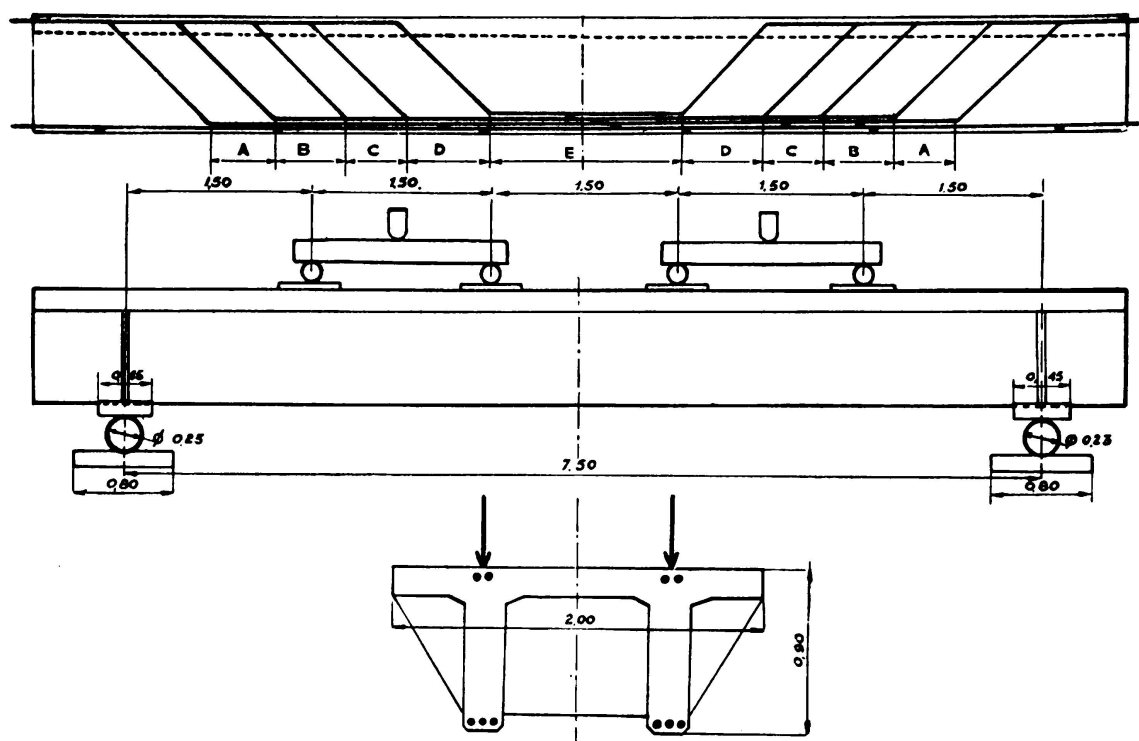


FIG. 6. Schéma de l'armature longitudinale et du dispositif de chargement

Ces conclusions, valables pour l'acier doux et l'acier Tor-40, seront généralisées aux autres aciers et notamment à l'acier Tor-60, dès que cette série d'essais en vraie grandeur aura pu être terminée. Cette généralisation fera l'objet d'un exposé au Congrès et d'une publication complémentaire dans le Rapport final <sup>(2)</sup>.

<sup>(2)</sup> A la date du 1er de Janvier 1956, seuls restent à exécuter les essais sur poutres à talon, armées d'aciers Tor-60 et Tor-80.

*Mesures Expérimentales.*

La mise en charge a été faite au moyen de 4 vérins de 100 tonnes, suivant le dispositif de la figure 6. Un certain nombre de cycles successifs de chargement et de déchargement ont été appliqués pour des charges au-plus-égales à la charge de service de  $4 \times 33$  tonnes. Le chargement a été poursuivi ensuite selon un processus continu, jusqu'à rupture, par écrasement du béton de la table de compression, obtenue pour  $4 \times 78$  tonnes dans le cas de l'acier doux et pour  $4 \times 96$  tonnes dans le cas de l'acier Tor-40.

Outre les *flèches* au quart et à la moitié de la portée, mesurées simultanément au moyen de comparateurs au 1/100 mm et de fleximètres enregistreurs, — outre les *déformations* du béton, mesurées au moyen de 27 jauges disposées tout le long des faces horizontales tendues ou comprimées, — on a mesuré plus particulièrement les divers critères de fissuration, à savoir la distance entre fissures voisines, la hauteur et l'ouverture de chaque fissure, sous des charges successives de 13 tonnes, 22 tonnes, 33 tonnes, 44 tonnes, et 55 tonnes. Enfin, après rupture et déchargement, un relevé photographique complet a permis de noter le schéma complet de la formation et de la progression de fissures (figure 8 pour l'acier doux et figure 10 pour l'acier Tor-40).

*Calcul théorique de la distance entre fissures.*

Suivant la théorie de M. BRICE, la distance moyenne  $l$  entre fissures est donnée par la formule suivante, valable en flexion :

$$l = \frac{\phi}{5,5 k} \frac{I_b}{v'_b} \frac{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}{\omega' z} \quad (1)$$

suivant les notations :

$\phi$  , diamètre de la barre

$\omega'$  , section de la barre

$\frac{I_b}{v'_b}$  , module résistant de la section de béton

$z$  , bras de levier des forces intérieures

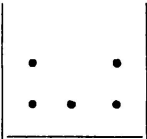
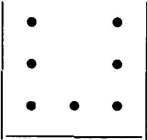
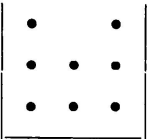
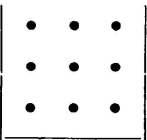
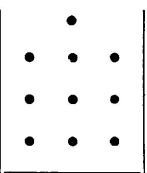
$\frac{e_a}{e_b}$  , valeur maximum du rapport de la somme  $e_a$  des diamètres d'aciers rencontrés le long d'une fissure possible à la somme  $e_b$  des épaisseurs de béton traversées le long de cette même fissure (cf. théorie de M. BRICE).

$k$  , coefficient caractéristique de la liaison béton-acier (*coefficient d'adhérence*).

**Détermination expérimentale du Coefficient d'adhérence.**

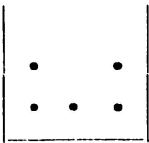
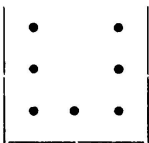
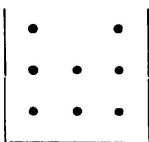
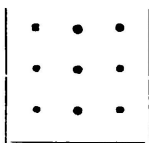
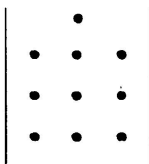
La mesure expérimentale de la distance moyenne entre fissures permet la détermination du coefficient  $k$ , pour chaque catégorie d'aciers.

Dans le cas de l'acier doux, la coïncidence entre résultats théoriques et expérimentaux est obtenue pour  $k = 1,6$ :

D'sposition des Armatures <sup>(3)</sup>			l moyen mesuré (cm)	l moyen calculé (cm)
Région A		5 $\phi$ 32	16,5	19,0
Région B		7 $\phi$ 32	12,5	14,4
Région C		8 $\phi$ 32	11,7	12,5
Région D		9 $\phi$ 32	10,2	10,6
Région E		10 $\phi$ 32	9,6	8,9

<sup>(3)</sup> La position des régions A, B, C, D, E, est indiquée en figure 6.

Dans le cas de l'acier Tor-40, la coïncidence entre résultats théoriques et expérimentaux est obtenue pour  $k = 2,5$ :

Disposition des Armatures <sup>(4)</sup>			l moyen mesuré (cm)	l moyen calculé (cm)
Région A		5 $\phi$ 26	12,6	12,1
Région B		7 $\phi$ 26	10,0	9,0
Région C		8 $\phi$ 26	8,0	7,8
Région D		9 $\phi$ 26	6,6	6,6
Région E		10 $\phi$ 32	5,4	5,5

*Calcul théorique de l'ouverture des fissures.*

Suivant la théorie de M. BRICE, l'ouverture maximum  $\Delta l$  de fissures est donnée par la formule:

$$\Delta l = \phi \frac{\alpha}{2k} \left( 1 + 3 \frac{e_a}{e_b} \right) \frac{(n'_a)^2}{E_a n'_b}$$

<sup>(4)</sup> La position des régions A, B, C, D, E, est indiquée en figure 6.

suivant les notations précédentes, auxquelles s'ajoutent :

$n'_a$ , contrainte de traction de l'acier

$n'_b$ , résistance de traction du béton, mesurée par flexion  $(\frac{3,6 M}{b^3})$

$E_a$ , coefficient d'élasticité de l'acier

$\alpha$  coefficient compris entre 0 et  $\frac{1}{4}$ , à déterminer expérimentalement <sup>(5)</sup>.

#### *Détermination expérimentale du coefficient $\alpha$ .*

L'examen des mesures des ouvertures de fissures, dans chaque région des pièces expérimentées, pour diverses conditions de charges, permet de déterminer une valeur moyenne de  $\alpha$ .

Dans les deux cas étudiés jusqu'ici (acier doux et acier Tor-40), on obtient sensiblement la même valeur de  $\alpha$ , soit :  $\alpha = 0,110$ .

Ce qui donne :

$$\Delta l_{\text{maximum}} = \phi \frac{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}{18 k} \frac{(n'_a)^2}{E_a n'_b} \quad (2)$$

#### *Comparaison des valeurs théoriques et des valeurs expérimentales des ouvertures de fissures.*

##### *1°) Acier doux :*

Pour l'essai sur acier doux, on adopte les valeurs numériques suivantes :

$$k = 1,6$$

$$n'_b = 0,6 \times 49 \times 10^{-2} \text{ Kg/mm}^2$$

$$E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

Ce qui donne :

$$\Delta l_{\text{maximum}} (\text{mm}) = \frac{(n'_a)^2 \text{ Kg/mm}^2 (1 + 3 \frac{e_a}{e_b})}{5.557},$$

---

<sup>(5)</sup> Dans sa théorie, M. BRICE propose la valeur la plus défavorable de  $\alpha$ , soit  $\frac{1}{4}$  ; mais il semble que les limites admissibles ainsi obtenues pour la contrainte de traction  $n'_a$  soient un peu trop sévères, du moins dans les cas les plus courants.



où  $(1 + 3 \frac{e_a}{e_b})$  est égal à :

$$\begin{cases} 3,6 & \text{pour la région A} \\ 3,8 & \text{pour les régions B et C} \\ 3,9 & \text{pour les régions D et E} \end{cases}$$

Ainsi se trouvent déterminées les valeurs de l'ouverture maximum  $\Delta l$  en fonction de la contrainte de traction  $n'_a$ . Les points correspondant aux mesures expérimentales maxima doivent donc se trouver dans le mince faisceau, déterminé par les deux courbes théoriques extrêmes (Fig. 7). La concordance semble satisfaisante.

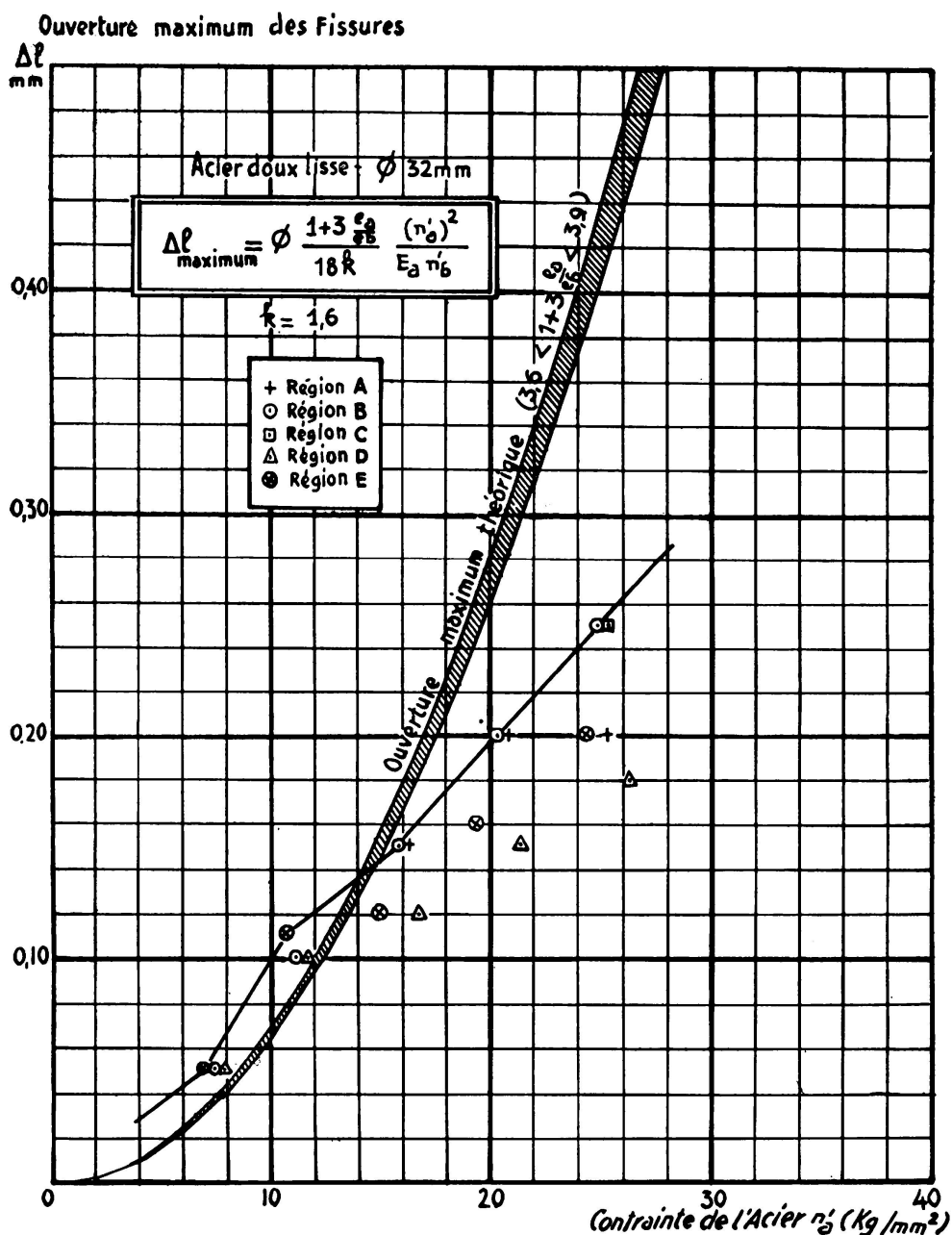


FIG. 7. Diagramme des Ouvertures maxima des Fissures  
(Acier doux)

Région A 5 $\phi$ 32		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n'. Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
Stades de Chargement				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
	P = 13 t	42,1	7,5	0,02 <sub>5</sub>	0,05	0,03 <sub>5</sub>	0,06
	P = 22 t	63,7	11,3	0,05 <sub>5</sub>	0,06 <sub>5</sub>	0,08	0,10
	P = 33 t	90,1	16,0	0,11	0,12 <sub>5</sub>	0,16 <sub>5</sub>	0,15
	P = 44 t	116,5	20,7	0,18 <sub>5</sub>	0,16	0,28	0,20
	P = 55 t	142,9	25,3	0,27 <sub>5</sub>	0,17	0,41 <sub>5</sub>	0,20

Région B 7 $\phi$ 32		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n'. Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
Stades de Chargement				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
	P = 13 t	57,9	7,3	0,02 <sub>5</sub>	0,05	0,03 <sub>5</sub>	0,05
	P = 22 t	87,6	11,1	0,05 <sub>5</sub>	0,07 <sub>5</sub>	0,08 <sub>5</sub>	0,10
	P = 33 t	123,9	15,7	0,11	0,11	0,17	0,15
	P = 44 t	160,2	20,3	0,19	0,15	0,28	0,20
	P = 55 t	196,5	24,9	0,28	0,19	0,42	0,25

Région C 8 $\phi$ 32		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n'. Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
Stades de Chargement				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
	P = 13 t	66,7	7,4	0,02 <sub>5</sub>	0,04 <sub>5</sub>	0,03 <sub>5</sub>	0,05
	P = 22 t	100,9	11,2	0,05 <sub>5</sub>	0,07 <sub>5</sub>	0,08 <sub>5</sub>	0,10
	P = 33 t	142,7	15,8	0,11 <sub>5</sub>	0,11	0,17	0,15
	P = 44 t	184,5	20,4	0,19	0,15	0,28 <sub>5</sub>	0,20
	P = 55 t	226,3	25,1	0,28 <sub>5</sub>	0,18	0,43	0,25

Région D 9 Ø 32		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n'. Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	78,4	7,7	0,03	0,04 <sub>5</sub>	0,04	0,05
	P = 22 t	118,9	11,7	0,06 <sub>5</sub>	0,07	0,09 <sub>5</sub>	0,10
	P = 33 t	168,4	16,7	0,13	0,10	0,19 <sub>5</sub>	0,12
	P = 44 t	217,9	21,4	0,21 <sub>5</sub>	0,12	0,32	0,15
	P = 55 t	267,4	26,3	0,32	0,14	0,48 <sub>5</sub>	0,18

Région E 10 Ø 32		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n'. Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	78,9	7,0	0,02 <sub>5</sub>	0,05	0,03 <sub>5</sub>	0,05
	P = 22 t	119,4	10,6	0,05 <sub>5</sub>	0,07 <sub>5</sub>	0,08	0,11
	P = 33 t	168,9	15,0	0,10 <sub>5</sub>	0,09 <sub>5</sub>	0,15 <sub>5</sub>	0,12
	P = 44 t	218,4	19,4	0,17	0,11	0,25 <sub>5</sub>	0,16
	P = 55 t	267,9	24,4	0,28	0,13	0,41 <sub>5</sub>	0,20

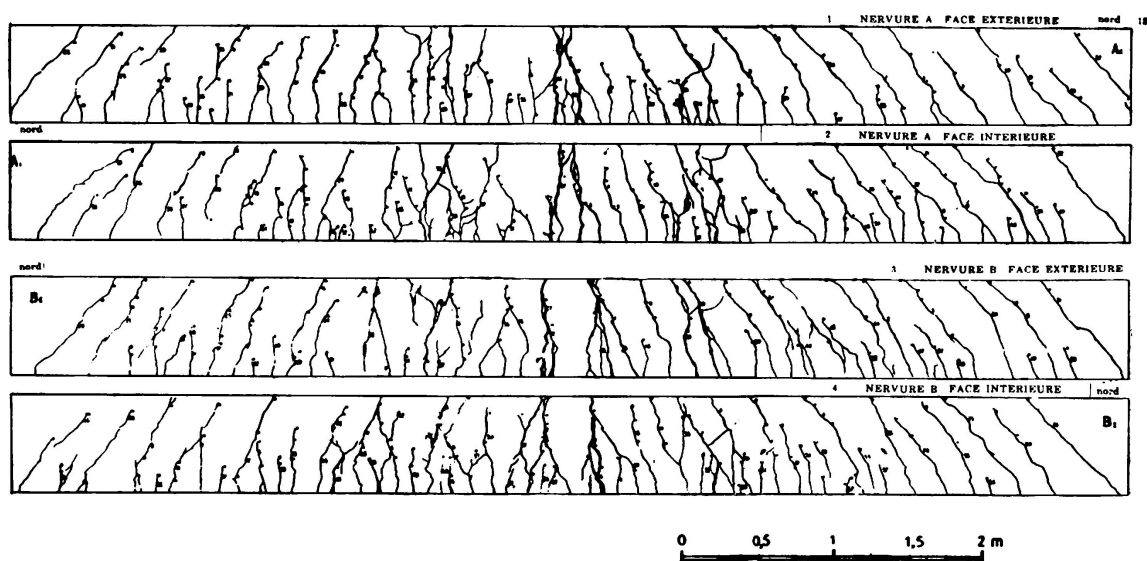


FIG. 8. Schéma Général de Fissuration  
(Pièce armée d'acier doux)

2°) *Acier Tor-40:*

Pour l'essai sur acier Tor-40, on adopte les valeurs numériques suivantes:

$$k = 1,5$$

$$n'_b = 0,6 \times 54,3 \times 10^{-2} \text{ Kg/mm}^2$$

$$E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\phi = 26 \text{ mm}$$

Ce qui donne:

$$\Delta l_{\text{maximum}} \text{ (mm)} = \frac{(n'_a)^2 \text{ Kg/mm}^2 \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)}{11.842},$$

$$\text{où } \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right) \text{ est égal à: } \begin{cases} 2,9 \text{ pour la région A} \\ 3,0 \text{ pour les régions B et C} \\ 3,1 \text{ pour les régions D et E} \end{cases}$$

Si on représente les diagrammes correspondants, avec  $n'_a$  en abscisse et  $\Delta l_{\text{maximum}}$  en ordonnée, on constate la concordance des valeurs expérimentales maxima avec les valeurs théoriques correspondantes (fig. 9).

Région A 5 $\phi$ 26		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier $n'_a$ Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	42,1	11,0	0,02	—	0,03	—
	P = 22 t	63,7	16,6	0,04 <sub>5</sub>	—	0,07	—
	P = 33 t	90,1	23,5	0,09	0,09	0,13 <sub>5</sub>	0,12
	P = 44 t	116,5	30,4	0,15	0,12	0,22 <sub>5</sub>	0,15
	P = 55 t	142,9	37,2	0,22 <sub>5</sub>	0,15	0,34	0,25

Région B 7 Ø 26		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier $n'_a$ Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	57,9	10,8	0,02	—	0,03	—
	P = 22 t	87,6	16,3	0,04 <sub>5</sub>	0,05	0,07	0,05
	P = 33 t	123,9	23,1	0,09	0,10	0,13 <sub>5</sub>	0,12
	P = 44 t	160,2	29,9	0,15	0,15	0,22 <sub>5</sub>	0,20
	P = 55 t	196,5	36,7	0,22 <sub>5</sub>	0,17 <sub>5</sub>	0,34	0,25

Ouverture maximum des Fissures

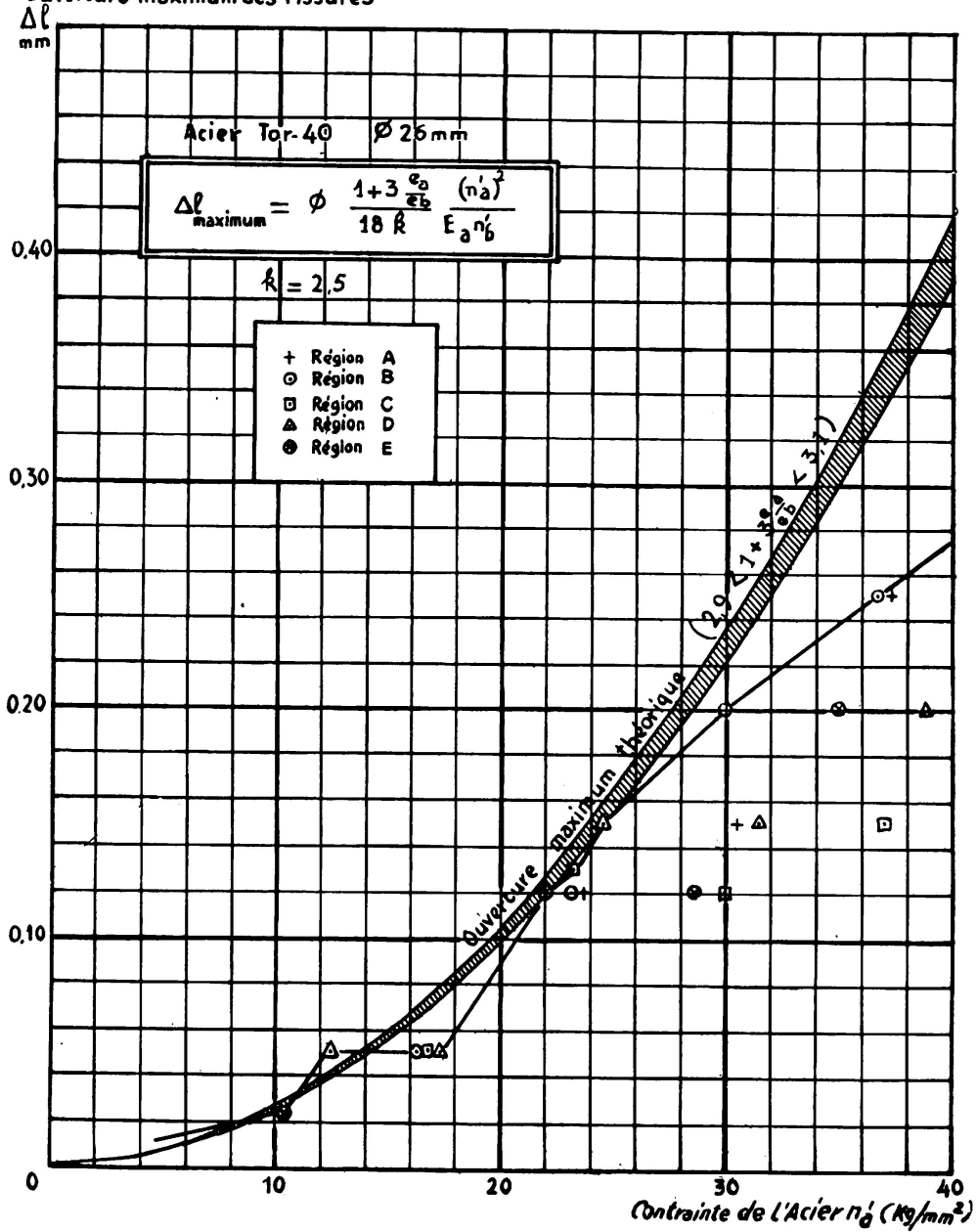


FIG. 9. Diagramme des Ouvertures maxima de Fissures (Acier TOR-40)

Région C 8 Ø 26		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n°. Kg/mm²	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	66,7	10,9	0,02	—	0,03	—
	P = 22 t	100,9	16,4	0,04 <sub>5</sub>	0,04	0,07	0,05
	P = 33 t	142,7	23,2	0,09	0,11	0,13 <sub>5</sub>	0,13
	P = 44 t	184,5	30,0	0,15	0,11	0,23	0,12
	P = 55 t	226,3	36,9	0,23	0,14	0,34 <sub>5</sub>	0,15

Région D 9 Ø 26		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n°. Kg/mm²	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	78,4	11,3	0,02 <sub>5</sub>	0,05	0,03 <sub>5</sub>	0,05
	P = 22 t	118,9	17,2	0,05	0,05	0,07 <sub>5</sub>	0,05
	P = 33 t	168,4	24,4	0,10 <sub>5</sub>	0,11	0,15 <sub>5</sub>	0,15
	P = 44 t	217,9	31,5	0,17 <sub>5</sub>	0,13	0,26	0,15
	P = 55 t	267,4	38,7	0,26	0,17	0,39	0,20

Région E 10 Ø 26		Moment Fléchissant M t. m.	Contrainte de l'Acier n' <sub>a</sub> Kg/mm <sup>2</sup>	Ouverture moyenne		Ouverture maximum	
				calculée mm	mesurée mm	calculée mm	mesurée mm
Stades de Chargement	P = 13 t	78,9	10,3	0,02	0,02 <sub>5</sub>	0,03	0,02 <sub>5</sub>
	P = 22 t	119,4	15,6	0,04 <sub>5</sub>	—	0,06 <sub>5</sub>	—
	P = 33 t	168,9	22,0	0,08 <sub>5</sub>	0,09 <sub>5</sub>	0,12 <sub>5</sub>	0,12
	P = 44 t	218,4	28,5	0,14	0,10 <sub>5</sub>	0,21	0,12
	P = 55 t	267,9	34,9	0,21	0,14 <sub>5</sub>	0,32	0,20

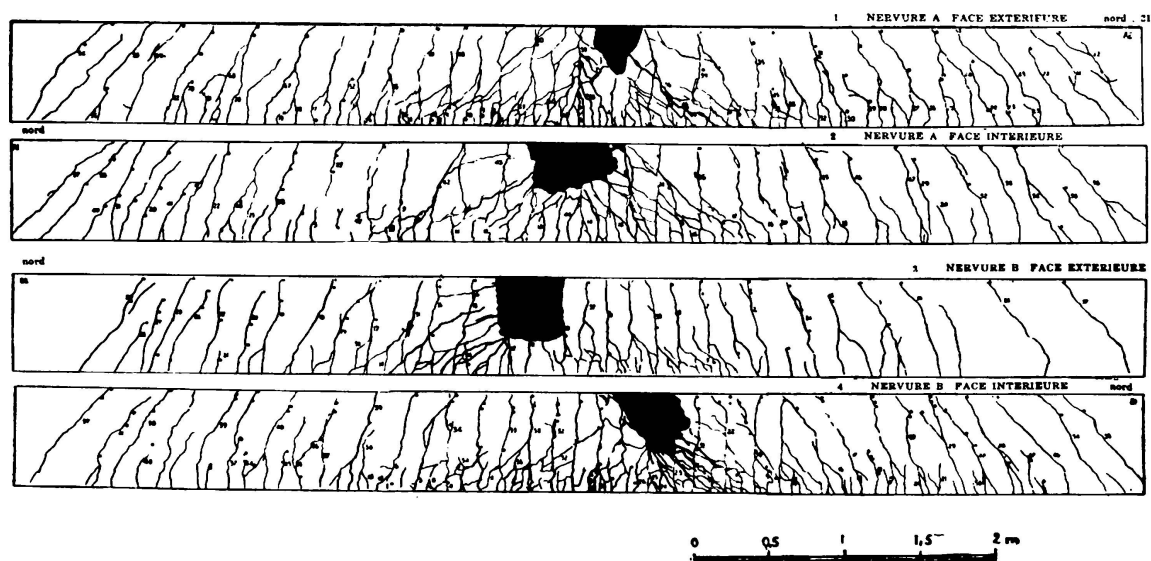


FIG. 10. Schéma Général de Fissuration (Pièces armée d'acier TOR-40)

**Détermination des Contraintes Admissibles maxima.**

La relation (2) permet de déterminer la contrainte admissible maximum  $n'_a$  correspondant à une tolérance de fissuration donnée  $\Delta l$ :

$$(n'_a)^2 = \frac{18 k E_a n'_b}{\phi \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \Delta l \quad (3)$$



1°) *Cas de l'Acier doux (Acier 42):*

Pour  $k = 1,6$ ,  $E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ Kg/mm}^2$ ,  $n'_b$  égal à une valeur moyenne de  $30 \text{ Kg/cm}^2$ , on obtient:

$$(n'_a)^2 = \frac{180.000}{\phi \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \Delta l, \text{ où } n'_a \text{ est exprimé en } \text{Kg/mm}^2$$

Pour un enrobage courant, on a, en moyenne:  $e_a = e_b$ .

Doù:  $1 + 3 \frac{e_a}{e_b} = 4$ . Ce qui donne les valeurs suivantes de la contrainte admissible maximum:

Acier 42		Tolérances de Fissuration		
Contraintes Admissibles		Fissuration peu nuisible ( $\Delta l = 0,3 \text{ mm}$ )	Fissuration préjudiciable ( $\Delta l = 0,2 \text{ mm}$ )	Fissuration très préjudiciable ( $\Delta l = 0,1 \text{ mm}$ )
Diamètres	$\phi \quad 6$	$25,3 \text{ Kg/mm}^2$ limite élastique	$25,3 \text{ Kg/mm}^2$ limite élastique	25,3
	$\phi \quad 8$			23,7
	$\phi \quad 10$			21,2
	$\phi \quad 12$			19,4
	$\phi \quad 16$		23,8	16,8
	$\phi \quad 20$		21,2	15,0
	$\phi \quad 25$	23,2	18,8	13,4
	$\phi \quad 32$	20,6	16,8	11,9

2°) *Cas de l'Acier Tor-40:*

Pour  $k = 2,5$ ,  $E_a = 2,1 \times 10^4 \text{ Kg/mm}^2$ ,  $n'_b$  égal à une valeur moyenne de  $30 \text{ Kg/cm}^2$ , on obtient:

$$(n'_a)^2 = \frac{280.000}{\phi \left(1 + 3 \frac{e_a}{e_b}\right)} \Delta l, \text{ où } n'_a \text{ est exprimé en } \text{Kg/mm}^2$$

Pour un enrobage courant, on a, en moyenne:  $e_a = \frac{2}{3} e_b$ .

Doù:  $1 + 3 \frac{e_a}{e_b} = 3$ . Ce qui donne les valeurs suivantes de la contrainte admissible maximum:

Acier Tor-40		Tolérances de Fissuration		
Contraintes Admissibles		Fissuration peu nuisible ( $\Delta l = 0,3$ mm)	Fissuration préjudiciable ( $\Delta l = 0,2$ mm)	Fissuration très préjudiciable ( $\Delta l = 0,1$ mm)
Diamètres	$\phi$ 6	45,0 Kg/mm <sup>2</sup> limite élastique	45,0 Kg/mm <sup>2</sup> limite élastique	39,4
	$\phi$ 8			34,2
	$\phi$ 10		43,1	30,5
	$\phi$ 12		39,6	28,0
	$\phi$ 16	49,1	34,2	24,2
	$\phi$ 20	37,4	30,5	21,6
	$\phi$ 25	33,4	27,3	19,3
	$\phi$ 32	29,6	24,2	17,1

Ces tableaux mettent en évidence l'importance de la répartition des aciers, obtenue par la multiplication de barres de plus faible diamètre et par l'amélioration corrélative des conditions d'enrobage. Ainsi se trouvent diminués simultanément le diamètre  $\phi$  et le rapport d'enrobage  $\frac{e_a}{e_b}$ .

Des relations analogues seront établies pour les autres aciers Tor (Tor-60 et Tor-80), ainsi que pour les aciers crénelés, les Caron, les aciers Tentor. Ainsi se trouveront terminées les recherches théoriques et expérimentales entreprises en France sur les aciers Tor-60, ainsi qu'une comparaison systématique des conditions de fissuration en vraie grandeur et des contraintes maxima admissibles pour les divers aciers d'armatures utilisés en France.

De cette comparaison, on déduira le «rendement à la fissuration» de chacun de ces aciers, c'est-à-dire le rapport de la contrainte maximum admissible imposée par les tolérances de fissuration à la limite élastique de l'acier, vraie ou conventionnelle.

## CONCLUSIONS

L. P. BRICE

*Ingénieur E. C. P.**Vice-Président de la Commission d'Etudes Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France et de l'Union Française*

Nous savons qu'une des propriétés spécifiques du béton armé est sa fissuration, puisque la contrainte des armatures conduit à des déformations qui sont très supérieures à celles que peut supporter le béton; ainsi, ne pouvant éviter la formation des fissures, du moins devons-nous essayer de limiter leur largeur et, pour cela, multiplier leur nombre en améliorant l'adhérence de l'acier sur le béton et en augmentant les surfaces de contact.

Comme il est difficile d'agir sur le béton, nos recherches s'orientent vers l'étude du profil des armatures en fonction des qualités des aciers qui les composent; ce sont ces recherches qu'a entrepris M. SAILLARD en voulant déterminer un profil optimum pour acier Tor-60.

Nous espérons que ces recherches apporteront une amélioration supplémentaire aux qualités d'adhérence acier sur béton. D'ores et déjà, les mesures faites au cours des expériences relatées plus haut ont permis de constater qu'en employant des aciers Tor-40 au lieu d'aciers doux lisses, l'espacement moyen des fissures se trouve réduit dans le rapport  $\frac{1}{k} = \frac{1}{1,6}$  à  $\frac{1}{k} = \frac{1}{2,5}$  soit 36 %.

Quant aux aciers Tor-60 qui travailleront à un taux encore plus élevé que les Tor-40, il sera nécessaire, si l'on ne peut augmenter suffisamment leur adhérence au moyen de leur profil, d'améliorer la répartition des barres, en multipliant leur nombre et en diminuant leur diamètre.

## R É S U M É

La Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France poursuit une série d'études pour la détermination d'un profil français d'acier Tor-60. Une étude théorique complète de ces aciers a été établie. Elle tient compte des possibilités maxima de l'écrouissage par torsion, des phénomènes de l'ancrage des barres, du mécanisme de la liaison béton-acier, des effets d'éclatement du béton d'enrobage.

Cette théorie conduit à envisager 3 types de profils d'acier Tor-60. Une première série d'essais, actuellement en cours, permettra de choisir définitivement le profil susceptible de satisfaire au mieux les desiderata des Constructeurs Français.

Une deuxième série d'essais permettra de vérifier, en vraie grandeur, la fissuration d'éléments d'ouvrages d'art, armés, non seulement d'aciers

Tor-60, mais également, dans un souci d'objectivité, de divers aciers d'armatures actuellement disponibles en France: acier doux, acier Tor-40, acier Caron-40, acier crénelé-40, acier Tentor-52, acier Tor-60, acier Tor-80. Ces essais permettront de comparer systématiquement les caractéristiques mécaniques et les qualités d'adhérence de chaque acier, ainsi que leur incidence sur la fissuration du béton. Les essais sur acier doux et sur acier Tor-40 sont terminés et font l'objet d'une interprétation dans la présente Communication. Les autres essais seront exposés au Congrès et dans le Rapport Final.

#### S U M M A R Y

The Union of French Reinforced Concrete Builders is carrying out a research in order to determine a french type of TOR-60 reinforcement bars. A complete theoretical study of these bars has been completed; it considers the maximum possibilities of twist-working, the phenomena connected with reinforcement bar anchorages, the mechanics of steel-concrete bond, and the bursting of enveloping concrete.

This theoretical study has led to 3 different types of TOR 60 bars. A first series of tests, that are now being carried out, will enable to choose among them, which is better adapted to the requirements of French Builders.

A second series of full scale concrete cracking tests will be carried out on bridge elements reinforced not only with Tor-60 bars but also with various other types of reinforcement bars available in France: mild steel, Tor-40, Caron-40, «Castellated»-40, Tentor-52, Tor-60, Tor-80 bars. In the course of these tests a systematic comparison will be carried out on the mechanical characteristics and bond properties of each type of bar as well as on their respective influence on concrete cracking. Mild steel and Tor-40 tests have been completed and are commented upon by the authors. The tests on other bars are being carried out and will be reported at the Congress and in the Final Report.

#### ZUSAMMENFASSUNG

La chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France führt Versuche durch zur Ermittlung eines französischen Stahlprofiles in Torstahl 60. Eine vollständige theoretische Studie dieser Stahlsorte ist bereits ausgearbeitet worden. Sie trägt den maximalen Möglichkeiten der Stahlverfestigung durch Torsion Rechnung und berücksichtigt die Probleme der Verankerung, der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahleinlagen, sowie das Abspringen des umhüllenden Betons.

Diese Theorie führte dazu, 3 verschiedene Profiltypen Torstahl 60 ins Auge zu fassen. Eine erste Versuchsreihe, die gegenwärtig im Gang ist, wird eine endgültige Profilwahl erlauben, die den Wünschen der französischen Konstrukteure am ehesten nachkommt.

Eine zweite Versuchsreihe wird dazu dienen, die Rissebildung zu untersuchen und zwar nicht nur für Armierungen mit Torstahl 60, sondern

auch mit verschiedenen andern Armierungsstählen, die gegenwärtig in Frankreich zur Verfügung stehen; gewöhnliche Betonrundeisen, Torstahl 40, Caronstahl 40, Formstähle 40, Tentorstahl 52, Torstahl 60 und Torstahl 80. Diese Versuche erlauben einen systematischen Vergleich der Festigkeitseigenschaften, der Haftung, sowie des Einflusses der einzelnen Stahlsorten auf die Rissebildung im Beton. Die Versuche mit gewöhnlichen Betonrundeisen und Torstahl 40 sind bereits abgeschlossen und in der vorliegenden Veröffentlichung dargestellt. Die weiteren Versuchsergebnisse werden am Kongress vorgelegt und im Schlussbericht festgehalten.

### RESUMO

A Câmara Sindical dos Construtores de Betão Armado de França prossegue numa série de estudos que têm por fim a determinação de um tipo francês de aço Tor-60. Já se elaborou um estudo teórico completo destes aços em que se consideram as possibilidades máximas da sua obtenção por torsão, os fenómenos de ancoragem das armaduras, o mecanismo da ligação betão-aço e os efeitos da rotura do betão envolvente.

Esta teoria leva a encarar três tipos de perfis Tor-60. Uma primeira série de ensaios, actualmente em curso, permitirá a escolha definitiva do perfil mais susceptível de satisfazer as exigências dos Construtores Franceses.

Numa segunda série de ensaios comparativos em escala natural, estudar-se-á a fissuração de estruturas armadas não só com aço Tor-60 mas também com vários tipos de armaduras disponíveis actualmente em França: aço macio, aço Tor-40, aço Caron-40, aço «ameiado»-40, aço Tentor-52, aço Tor-60 e Tor-80. Estes ensaios permitirão comparar sistematicamente as características mecânicas e propriedades de aderência de cada um dos tipos de armadura, bem como a influência desses elementos sobre a fissuração do betão. Os ensaios respeitantes ao aço macio e ao aço Tor-40 já estão concluídos e são interpretados pelos autores que farão uma descrição dos restantes ensaios no decorrer do Congresso e na Publicação Final.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **Va9**

### **Bemessung der Eisenbahnbrücken in Stahlbeton mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung**

### **Cálculo das pontes de caminho de ferro de betão armado considerando a carga de fissuração**

### **Calcul à la fissuration de ponts de chemin de fer en béton armé**

### **Calculation of reinforced concrete railway bridges considering crack formation load limit**

ING. F. SZÉPE  
*Dozent*  
*Bautechnische Universität*  
Budapest

Die Bestimmungen, welche die Bemessung von Eisenbahnbrücken in Stahlbeton betreffen, enthalten zwar zum grossen Teil keine ausdrückliche Vorschrift, dass die Rissfreiheit gesichert oder die Rissbildung eingeschränkt werden sollte, trotzdem wollen die meisten der schädlichen Rissbreite stillschweigend insofern vorbeugen, dass sie die zulässige Stahlspannung — besonders bei hochwertigen Stahleinlagen — in höherem Masse einschränken, als das bei sonstigen Stahlbetonkonstruktionen üblich ist; ja, sie schreiben überdies gelegentlich sogar die zulässige Betonzugspannung vor. Mehrere der Eisenbahngesellschaften verwenden zur Stahleinlage nur St 37 bei einer zulässigen Zugspannung von 1000-1400 kg/cm<sup>2</sup> [15] <sup>(1)</sup>. Einige derselben schränken die Betonzugspannung sogar auf 25-35 kg/cm<sup>2</sup> ein.

Die strenge Einschränkung der zulässigen Zugspannungen ergab grosse Bauhöhen und engte damit die Verwendbarkeit der Stahlbetonplattenbrücken den Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gegenüber stark ein, da diese bei niedrigerer Bauhöhe, aber mit wesentlich grösserem Stahlbedarf ausführbar sind.

---

<sup>(1)</sup> Die Ziffern in eckigen Klammern verweisen auf die einzelnen Nummern der am Ende der Arbeit verzeichneten Literatur.



Doch konnten selbst bei strengen Bestimmungen keine rissfreien Stahlbetonbrücken erzielt werden. Genaue Untersuchungen [3, 8, 14] haben uns überzeugt, dass man von einem rissfreien Stahlbeton nicht sprechen kann. Die rissfreie Stahlbetonkonstruktion ist eine Selbsttäuschung, derentwegen man viel Tonnen Stahl und viel Kubikmeter Beton opferte, ohne den Zweck, die Rissfreiheit, erreicht zu haben.

Dagegen ist von mehreren festgestellt worden [4, 7, 8, 9], dass die Risse bis zu einer gewissen Breite — wie im Falle von Konstruktionen, die den Einwirkungen der Witterung ausgesetzt sind, somit auch bei Brücken bis um 0,15 mm — vom Gesichtspunkt der Korrosion der Stahleinlagen und damit der Sicherheit der Konstruktion aus unschädlich sind.

Zur Schätzung und Einschränkung der Rissbreite in den Stahlbetonkonstruktionen sind mehrere Verfahren ausgearbeitet worden [1, 2, 5, 10, 11]. Sie beschränken sich aber grösstenteils auf das Nachrechnen der Rissbreite des bereits bemessenen Stahlbetonquerschnitts, obwohl die Gesetzmässigkeiten der Rissbildung schon zur Bemessung des Querschnittes, mehrere, z. T. überraschende Gesichtspunkte an die Hand geben [13].

Im folgenden wollen wir — in erster Reihe die Verhältnisse der Eisenbahn-Stahlbetonplattenbrücken vor Augen — unternehmen, inwiefern es möglich sei, den gefährlichen, über 0,15 mm reichenden Rissbreiten vorzubeugen, indem wir uns auf das klassische  $n$ -Verfahren stützen, dieses aber durch die folgenden vereinfachenden Annahmen ergänzen:

1. Die Haftspannung zwischen Beton und Stahl ist längs der Stahleinlage konstant, ihr Wert vom Stabdurchmesser unabhängig und sie erreicht den Haftfestigkeitswert ( $\tau$ ) im Augenblick der Rissbildung.

2. Die Risse haben in einem Abstände voneinander zu entstehen, bei dem die Betonzugspannung zwischen zwei benachbarten Rissen die Zugfestigkeit infolge der sich von den Stahleinlagen mittels der Haftung übertragenden Kraft eben noch zu erreichen vermag.

3. Im Augenblick der Rissbildung werden die Stahleinlagen im Beton völlig blossgelegt.

***Bemessung von Stahlbetonplatten, die auf Biegung beansprucht werden.***

Nach Annahme 2. fällt bei der Rissbildung zweierlei Stahlspannungen eine wesentliche Rolle zu: unmittelbar vor der Entstehung des Risses wirkt die Stahleinlage noch vollkommen mit dem Beton zusammen und die Stahlspannung ist  $\sigma'_e$ , berechnet nach Zustand I, zugleich entspricht die Betonzugspannung der Zugfestigkeit; dagegen springt die Stahlspannung im bereits gerissenen Querschnitt — bei unveränderter Last — auf  $\sigma''_e$ , berechnet nach Zustand II. Die nebeneinander entstehenden Risse dürfen sich höchstens in einem Abstand voneinander befinden, dass bis zu der Mitte des Abstandes zweier benachbarter Risse voneinander eine dem Spannungsunterschied  $\Delta\sigma_e = \sigma''_e - \sigma'_e$  entsprechende Kraft von der Stahleinlage auf den Beton übertragbar sei. Ein geringerer Abstand als ein solcher ist möglich, ein grösserer hingegen nicht, denn da müsste ein weiterer Riss dazwischen entstehen.

Demgemäss kann der grösstmögliche Abstand zwischen zwei benachbarten Rissen ( $l_{\max}$ ) durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$l_{\max} = 2 \frac{\sigma_e'' - \sigma_e'}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u} \quad (1)$$

wo  $F_e$  den Querschnitt der Zugeinlage,  $u$  aber deren Umfang bedeutet.

Unter der vereinfachenden Annahme, dass die Zugeinlagen sich am gezogenen Rande einer 1 cm breiten Platte befinden, ist die Stahlspannung, die im Augenblick der Rissbildung im ungerissenen Betonquerschnitt entsteht:

$$\sigma_e' = n' \cdot \beta_{bz}, \quad (2)$$

wo  $n' = E_e/E_{bz}$  und  $\beta_{bz}$  die Biegezugfestigkeit des Betons ist.

Bei derselben Last ist die Zugspannung des Stahls im gerissenen Betonquerschnitt mit guter Näherung [10]:

$$\sigma_e'' = \frac{\beta_{bz} (1 + 4 n' \mu)}{6 \mu (1 - \frac{2}{3} A \mu)} \quad (3)$$

wo

$$A = \frac{n}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{2}{n \mu}} - 1 \right] \quad (4)$$

In den vorstehenden Formeln bedeutet  $n = E_e/E_b$  das Verhältnis der Elastizitätsmoduli des Stahls und des Betons,  $\mu$  aber den Armierungsgehalt, das Verhältnis der Querschnitte des Stahls und des Betons:

$$\mu = \frac{F_e}{F_b} \cong \frac{F_e}{1 \text{ cm} \cdot h}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (2) und (3) in die Gleichung (1) erhält man:

$$l_{\max} = 2 \frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u} \left[ \frac{1 + 4 n' \mu}{6 \mu (1 - \frac{2}{3} A \mu)} - n' \right] \quad (5)$$

Wenn man die Formel in eckigen Klammern mit  $B/\mu\%$  bezeichnet — wo  $\mu\% = 100 \mu$  — ist der grösstmögliche Rissabstand:

$$l_{\max} = 2 B \frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{F_e}{u} \cdot \frac{1}{\mu \cdot 0/0} \quad (6)$$

Bei den in der Praxis meistens vorkommenden Armierungsprozenten —  $\mu\% = 0,6 - 2,0\%$  — jedoch ist der Wert von  $B$  nahe konstant und zwar, wenn  $n' = 10$  und  $n = 15$ , ist  $B = 17,2$ , falls  $\mu\% = 0,6$ , und  $16,4$ , falls  $\mu\% = 2,0$ . Wenn im Mittel  $B = 16,9$  zu Grunde gelegt wird, was  $\mu\% = 1,2$  entspricht, so folgt:

$$l_{\max} = 33,8 \frac{\beta_{bz}}{\tau} \cdot \frac{1}{\mu \cdot 0/0} \cdot \frac{F_e}{u} \quad (7)$$

Bei *glattem Rundstahl* ist  $F_e/u = d/4$  ( $d$  = Durchmesser der Stahleinlage) und angenommen, dass  $\beta_{bz}/\tau = 1,5$ , ist

$$l_{\max} \text{ (cm)} = 12,7 \frac{d \text{ (cm)}}{\mu \text{ ‰}} \quad (8)$$

die grösste Rissbreite ( $\Delta l_{\max}$ ) aber, eine nach Annahme 3. völlig blossgelegte Stahleinlage vorausgesetzt:

$$\Delta l_{\max} = \frac{\sigma''_e}{E_e} \cdot l_{\max} \quad (9)$$

Die zulässige Rissbreite mit 0,15 mm genommen, ist die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Stahlspannung ( $\sigma''_{ezul}$ ) bei Einlagen aus glattem Rundstahl nach Gleichung (9) rund:

$$\sigma''_{ezul} \text{ (kg cm}^2\text{)} = 2500 \text{ (kg/cm)} \frac{\mu \text{ ‰}}{d \text{ (cm)}} \quad (10)$$

Setzt man aber die auf die Fließgrenze des Stahls bezügliche zulässige Spannung in die Formel (9) ein, so erhält man eine vom Armierungsprozent abhängige Vorschrift für den Durchmesser der bei dieser Stahlspannung verwendbaren Stahleinlagen:

Falls  $\sigma_{ezul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ , hat  $d \text{ (cm)} \leq 1,8 \mu \text{ ‰}$  zu sein,  
falls  $\sigma_{ezul} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ , hat  $d \text{ (cm)} \leq 1,4 \mu \text{ ‰}$  zu sein.

Im Falle *quergerippter Stahleinlagen* (Queri, Kamm, Roxor, u. s. w) ist die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Stahlspannung wegen der Haftfestigkeit, die im Verhältnis zu den Einlagen aus glattem Rundstahl grösser ist, mindestens:

$$\sigma''_{ezul} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4000 \text{ (kg/cm)} \frac{\mu \text{ ‰}}{d \text{ (cm)}} \quad (11)$$

Bei den quergerippten Stahleinlagen jedoch ergibt die Nichterfüllung der Annahme 3 im Verhältnis zu den Einlagen aus glattem Rundstahl eine grössere Sicherheit.

Wie bekannt, können die Bügel und die Querbewehrung Risse verursachen und bestimmen so in vielen Fällen schon von vornherein die Stelle der entstehenden Risse. Bei Annahmen, die den vorigen gleichkommen, beträgt der für die Rissbildung zweckmässige grösste Abstand der Bügel bzw. der Querbewehrungsstäbe voneinander rund:

$$b \text{ (cm)} = \frac{30\,000 \text{ (kg/cm)}}{\sigma_e \text{ (kg/cm)}} \quad (12)$$

Hier bedeutet  $\sigma_e$  die Stahlspannung der Hauptbewehrungen. Ferner ist auch die Zugspannung der Querbewehrung nicht mit Rücksicht auf

die Einschränkung der Rissbildung zu berechnen, wenn der Abstand zweier Hauptbewehrungsstäbe voneinander geringer ist als jener, der sich nach der Formel (12) ergibt.

Die entworfenen Gesetzmässigkeiten der Rissbildung geben uns auch über die Stahlspannung hinaus, die mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässig ist, eine nützliche Anleitung zur Bemessung von Stahlbetonplatten.

Hinwiederum eine 1 cm breite Stahlbetonplatte angenommen, in deren gezogenem Rande die Stahleinlage mit dem Querschnitt  $F_e$  sich befindet, dazu die Plattendicke mit  $h$  bezeichnet, ist der Armierungsgehalt:  $\mu = \frac{F_e}{h}$ , das Armierungsprozent aber:  $\mu \% = 100 \mu$ .

Setzt man 100  $\mu$  a. St. v.  $\mu \%$  in die Formel (8) ein, so ist

$$\sigma''_{ezul} = 250\,000 \frac{\mu}{d} = a \frac{\mu}{d}, \text{ wo } a = 250\,000 \text{ (kg/cm)} \quad (13)$$

(Bei quengerippter Stahleinlage beträgt  $a = 400\,000$ ).

Das zulässige Moment der Stahlbetonplatte ist, falls die Stahlspannung das Massgebende ist, nach Zustand II berechnet:

$$M_{zul} = \sigma_{ezul} \cdot z \cdot F_e = \sigma_{ezul} \cdot z \cdot \mu \cdot h \quad (14)$$

wo  $z$  den Abstand des Druckmittelpunktes vom Schwerpunkt der Zugbewehrung bedeutet.

Setzt man in die Formel die der Stahlspannung ein, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, so ist das zulässige Moment ( $M_{rzul}$ ):

$$M_{rzul} = \sigma''_{ezul} \cdot z \cdot \mu \cdot h = a \cdot z \cdot h \frac{\mu^2}{d} \quad (15)$$

Da

$$z = \alpha \cdot h, \quad (16)$$

wo

$$\alpha = (1 - \frac{2}{3} A) \mu, \quad (17)$$

ist

$$M_{rzul} = \alpha \cdot a \cdot \frac{(\mu h)^2}{d}$$

oder  $F_e$  a. St. v.  $\mu \cdot h$  geschrieben:

$$M_{rzul} = \alpha \cdot a \frac{F_e^2}{d} \quad (18)$$

Nach der Gleichung (17) ist  $\alpha$  vom Armierungsgehalt abhängig, sein Wert aber ändert sich mit dem in der Praxis vorkommenden Werte  $\mu$  nur in geringem Masse. Annähernd pflegt man mit dem Werte  $\alpha = 7/8$  zu rechnen, was ungefähr dem Armierungsprozent  $\mu \% = 0,8 \%$  entspricht. Im Hinblick darauf, dass bei der Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung stärker bewehrte Balken in den Vordergrund treten, kann man den Wert  $\alpha = 0,85$  als konstant annehmen.

Aus der Formel (18), die sich auf das Moment bezieht, das mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, lassen sich die folgenden grundlegenden Gesetzmässigkeiten erkennen:

1. *Das mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässige Moment ist bei gleichem Stabdurchmesser mit dem Quadrat des Querschnitts der Zugeinlagen proportional und mit guter Näherung von der Balkenhöhe unabhängig.* Bei der Minderung der Plattendicke nimmt zwar die Stahlspannung zu, zu gleicher Zeit aber wird auch die Stahlspannung, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist, infolge der Zunahme des Armierungsprozentes grösser. Daraus aber folgt, dass wenn die Vorschriften zur Einschränkung der Rissbildung erfüllt sind, wie z. B. im Falle der Verwendung von St 37, auch die Plattendicke und damit auch die Bauhöhe der Brücke, durch die Verwendung hochwertigsten Stahls von gleicher Masse und gleicher Aufteilung und hochwertigsten Betons, wesentlich vermindert werden, ohne dass die Rissbildung hiedurch gefährlicher würde. So kann z. B. eine Eisenbahn-Plattenbrücke mit der Lichtweite v. 12 m, im Falle  $\sigma_{ezul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{bzul} = 90 \text{ kg/cm}^2$ , mit einer Plattendicke  $h = 100 \text{ cm}$  bemessen werden, doch genügt zu dieser Konstruktion bei gleicher Rissbildung auch eine Plattendicke  $h = 80 \text{ cm}$ , wenn  $\sigma_{ezul} \cong 1800 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{bzul} \cong 120 \text{ kg/cm}^2$  ist.

2. Die Formel des mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässigen Moments gibt uns auch einen neuen praktischen Gesichtspunkt dafür, *wo das Aufbiegen der Zugstäbe beginnen soll.* Bei der bisherigen Praxis war die zulässige Zugspannung der nichtaufgebogenen Zugeinlagen am ganzen Balken die gleiche, wie an der Stelle des massgebenden Moments, obschon mit den Aufbiegungen der Querschnitt der Zugeinlagen abnimmt, und damit auch der Armierungsgehalt und die Stahlspannung, die mit Rücksicht auf die Rissbildung zulässig ist.

Wenn der Querschnitt der Zugeinlagen an der Stelle des Grösstmoments  $F_e$  ist, das zulässige Moment mit Rücksicht auf die Rissbildung aber nach der Formel (18):

$$M_{rzul} = c \cdot F_e^2 \quad (19)$$

— wo man  $c$  als konstant ansehen kann — und die aufgebogenen Stäbe den Querschnitt  $F_e (1 - 1/k)$  haben, so bleibt für die unaufgebogene Zugeinlage der Querschnitt  $F'_e = 1/k F_e$ , auf Grund dessen das zulässige Moment mit Rücksicht auf die Rissbildung:

$$M'_{rzul} = \frac{c}{k^2} F_e^2 \quad (20)$$

Das Verhältnis der beiden Momente aber ist auf Grund der Formeln (19) und (20):

$$\frac{M'_{rzul}}{M_{rzul}} = \frac{1}{k^2} \quad (21)$$

Dasselbe ist ohne Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung:  $1/k$ .

So darf man z. B. im Falle eines Balkens von unveränderter Höhe die Hälfte der Zugeinlagen ( $k = 2$ ) nur dort aufbiegen, wo das Moment bereits das Viertel des massgebenden Momentes ist (natürlich vorausgesetzt, dass  $\max M = M_{\text{rzu1}}$ ). Es ist zweckmässig, die Bestimmung der Aufbiegungen auf diese Weise mindestens dahin fortzusetzen, wo die Betonzugspannung nicht unter 50-60 % der Zugfestigkeit bleibt. Damit das Armierungsprozent infolge der Aufbiegungen nicht übermässig abnehme, ist es jedenfalls zweckmässig, mit der Plattendicke nach Möglichkeit der Momentenlinie zu folgen, wenn das für das Entwerfen keine besondere Schwierigkeit verursacht.

Es ist eine allgemein beobachtete Erfahrung, dass die sog. Schubrisse meistens am Zugrande des Stahlbetonquerschnitts beginnen, wo der Armierungsgehalt der Zugeinlagen bereits infolge der Aufbiegungen bedeutend abgenommen hat. Alle Anzeichen sprechen dafür, dass die Schubrisse ihren schlechten Ruf und die ihnen gegenüber bezeugte grosse Vorsicht dem infolge der Aufbiegungen stark verminderten Armierungsgehalt verdanken. Es ist zu erwarten, dass wenn die Aufbiegungen gemäss der Formel (21) bestimmt werden sollten, auch die Schubrisse sich weniger abschreckend darstellen würden.

3. Auf Grund der Formel (18) kann der *Stahlbedarf* der mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung nötig ist, durch die folgende Formel ausgedrückt werden:

$$F_e = \sqrt{\frac{M \cdot d}{\alpha \cdot a}} \quad (22)$$

Aus der obigen Formel geht hervor, dass es wegen der Verminderung des Stahlbedarfs, der zur Einschränkung der Rissbildung benötigt wird, zweckmässig ist:

a) an Stelle von Einlagen aus glattem Rundstahl Stahleinlagen mit grossem Gleitwiderstand und

b) nach den gegebenen Möglichkeiten Stahleinlagen mit je kleinerem Durchmesser zu verwenden.

4. Die Verwendung von Stahleinlagen mit je kleinerem Durchmesser, also die Auflösung der Bewehrung stösst im äussersten Fall auf Schranken geometrischen Charakters, stimmen doch die meisten Vorschriften darin überein, dass z. B. im Falle von Einlagen aus glattem Rundstahl der lichte Abstand der Einlagen voneinander mindestens dem Stabdurchmesser gleich, nicht kleiner jedoch als 2 cm breit sein soll.

Nach dieser Beschränkung ist die erzielbare Stahlmenge in einer 1 cm breiten Platte bei Stahlstäben, die in einer Lage aufs dichteste eingelegt werden, falls  $d \geq 20$  mm:

$$F_e = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{2d} = 0,393 d \quad (23)$$

das Armierungsprozent aber:

$$\mu \text{ ‰} = 100 \frac{F_e}{h} = 39,3 \frac{d}{h}$$

Setzt man den letzteren Ausdruck in die Formel (10) der zulässigen Spannung bei glattem Rundstahl ein, kann die grösstmögliche zulässige Stahlspannung, wenn die Bewehrungsstäbe in einer Lage sind, höchstens

$$\sigma''_{ezul} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \cong 93\,000 \text{ (kg/cm)} \frac{1}{h \text{ (cm)}} \quad (24)$$

sein; sind die Bewehrungsstäbe aber in zwei Lagen eingelegt, so ist:

$$\sigma''_{ezul} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \cong 186\,000 \text{ (kg/cm)} \frac{1}{h \text{ (cm)}} \quad (25)$$

Daraus folgt aber, dass man z. B. die zulässige Stahlspannung  $\sigma_{ezul} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ , wenn die Einlagen aus glattem Rundstahl sich in zwei Lagen befinden, selbst bei möglichst dichter Anordnung, höchstens bis zu einer Plattendicke v. ungefähr 90 cm erreichen kann, was der Plattendicke einer Einsenbahnbrücke mit der Lichtweite v. 12-14 m entspricht. Die obigen Zusammenhänge geben eine nützliche Anleitung zur wirtschaftlichen Verwendung des hochwertigen glatten Rundstahls.

Im Falle von querverrippten Stahleinlagen, wenn man zwischen ihnen wegen der Sprengwirkung keinen grösseren Abstand (wie z. B. 1,5 d) zu halten hat, als bei Einlagen aus glattem Rundstahl, wird auch die zulässige Stahlspannung durch die Plattendicke in geringerem Masse eingeschränkt.

5. Das zulässige Moment ist bei glattem Rundstahl ( $d \geq 20 \text{ mm}$ ), wenn die Stahlstäbe in einer Lage möglichst dicht eingelegt sind, auf Grund der Formeln (13), (18) u. (23):

$$M_{ezul} \cong 65\,000 \text{ d} \quad (26)$$

Bei der Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung wird das zulässige Moment somit durch den Durchmesser des Bewehrungsstabes eingeschränkt. Daraus folgt hinwiederum, dass man unter den gegebenen Umständen zwecks des wirtschaftlichen Stahlaufwandes den möglichst kleinsten Stabdurchmesser anwenden soll und den nächstgrösseren nur dann verwenden darf, wenn das Moment mittels des kleineren Stabdurchmessers nicht mehr aufgenommen werden kann.

Befinden sich die Bewehrungsstäbe in zwei Lagen oder handelt es sich um querverrippte Stahleinlagen, ist auch das zulässige Moment entsprechend grösser.

Aus den vorhergehenden Ausführungen ergibt sich, dass die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung es ermöglicht, ja, es bis zu einem Grade sogar notwendig macht, dass die Konstruktion unter den gegebenen Möglichkeiten — wie solche durch hochwertige, womöglich querverrippte Stahleinlagen und hochwertigen Beton (B 300



— B 400) geboten werden — mit je geringerer Trägerhöhe und somit mit je geringerer Bauhöhe ausgeführt werde. Durch die Ermöglichung einer je niedrigeren Bauhöhe kann die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung sich eben bei Eisenbahnbrücken als ein entscheidender wirtschaftlicher Faktor erweisen, da dieselbe es ohne schädliche Rissbildung ermöglicht, dass man das Bauen von Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gänzlich vermeide, die um vieles kostspieliger sind als die Stahlbeton-Plattenbrücken, — mit wesentlich grösserem Stahlbedarf, der von niedrigerer Bauhöhe.

Zugleich ist festzustellen, dass die älteren Vorschriften, welche die Rissfreiheit des Stahlbetons bzw. die Einschränkung der Risse in demselben durch die Einschränkung der Zugspannung des Stahls und des Betons erzielen wollten, einen falschen Weg gegangen sind. Die Beschränkung der Betonzugspannung ergibt eine grössere Plattendicke und somit ein kleineres Armierungsprozent. So verlockt das Irrlicht der Rissfreiheit mittels der Anwendung des geringen Armierungsprozents die Ingenieure, welche die Stahlspannung arglos auszunützen begehren, geradezu zur Sicherung der schädlichen Risse. Die Verminderung der Zugspannung des Stahls ist unwirtschaftlich und beugt an sich, ohne eine Vorschrift mit Bezug auf den Armierungsgehalt dem Entstehen schädlicher Risse nicht vor.

***Bemessung von Bauteilen, die auf Zug beansprucht werden.***

Unter Annahmen und Bedingungen, die den im vorigen Abschnitt enthaltenen gleichkommen, wird der Wert der mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung zulässigen Spannung für die Einlagen aus glattem Rundstahl bei der Bemessung von Bauteilen, die auf Zug beansprucht werden, folgendermassen ausgedrückt:

$$\sigma''_{\text{ezul}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 420 \text{ (kg/cm)} \frac{\mu \text{ }^0\text{/}_0}{d \text{ (cm)}} \quad (27)$$

In diesem Falle ist die Bestimmung des Betonquerschnitts, da man den Zugwiderstand im Beton nicht zu berücksichtigen pflegt, einfacher als bei Balken, die auf Biegung beansprucht werden. Man hat nur darauf zu achten, dass der Querschnitt des Betons, der die nach dem üblichen Bemessungsverfahren nötige Stahlmenge umgibt, mit gehörigem Masshalten berechnet werde.

Die obige Formel lässt sich auch auf die Zugzone der Kastenbalkenbrücken anwenden.

***Die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung und die Versuchsergebnisse.***

Zur Untersuchung der Rissbildung wurden zahlreiche Versuche angestellt; umfassendere und auch theoretisch richtig begründete jedoch wurden erst in jüngster Zeit durchgeführt (z. B. 14). Die behandelten Formeln, hinzielend auf die bewusste Einschränkung der Risse, beruhen

auf mehreren annähernden Annahmen, die aber im allgemeinen der grösseren Sicherheit dienen. Diese Näherungen waren notwendig, da die eine grössere Genauigkeit anstrebenden Annahmen die allgemeinen Gesetzmässigkeiten der Einschränkung der Rissbildung vernebeln, ohne dass sie mit den Versuchsergebnissen in grösserem Masse übereinstimmten.

Die im vorausgehenden zu Grunde gelegte Annahme, dass die Stahleinlagen im Augenblick der Rissbildung völlig blossgelegt werden, brachte es mit sich, dass der Vergleichung der theoretischen und experimentalen Ergebnisse nicht die auch im übrigen grosse Fehlermöglichkeiten in sich bergende Rissbreite, sondern der Rissabstand zu Grunde gelegt werde.

Die Abteilung für Eisenbahnbrücken im Ungarischen Verkehrsministerium hat i. J. 1954 zur statischen und dynamischen Untersuchung der Rissbildung der auf Biegung beanspruchten Platten ein ausführliches Versuchsprogramm zusammengestellt. Bei der Zusammenstellung der Versuche ist man, soweit als möglich, bestrebt gewesen, all jene Fehlermöglichkeiten zu vermeiden, die in der Vergangenheit die aus den Ergebnissen gewonnenen Schlussfolgerungen unsicher gemacht hatten. Die Versuchsbalken haben einen Rechteckquerschnitt und entsprechen in ihren Massverhältnissen einem Streifen, den man aus einer Plattenbrücke mit der Lichtweite von ungefähr 3 m herausschneiden würde. Die Faktoren, welche nach der Theorie die Rissbildung beeinflussen, wie der Querschnitt der Zuginlagen, deren Durchmesser, die

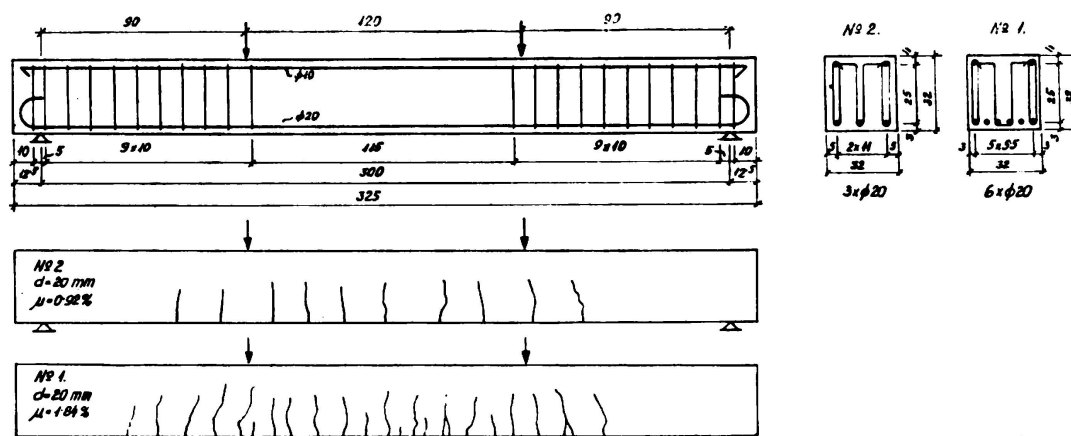


ABB 1

Balkenhöhe, die Haftfestigkeit u. a. sind bei den einzelnen Versuchsbalken für sich je andere und somit wird die Sonderung ihrer Wirkungen möglich.

Von den Ergebnissen der noch im Gange befindlichen Versuche verdienen, vom Gesichtspunkt der obenentworfenen Bemessung mit Rücksicht auf die Rissbildung aus, vornehmlich drei Beachtung, die übrigens bei gleichen Bedingungen berufen waren, die Wirkung, inwiefern die Rissbildung vom Armierungsprozent bzw. vom Stabdurchmesser beeinflusst werde, klarzulegen (Tabelle 1). (Versuchsbalken n° 1 und 2 s. auch Abb. 1).

TABELLE I

Balkennummer	Armierungs- prozent (%)	Stabdurchmesser d (cm)	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$l_{\max}$ gemessen (cm)	$l_{\max}$ berechnet (cm)
1.	1,84	2,0	2000	14,0	13,8
2.	0,92	2,0	2000	25,0	27,6
5.	0,90	1,4	2000	19,5	19,8

Die angeführten Versuchsergebnisse sind betreffs der Theorie zufriedenstellend.

Der durchschnittliche Rissabstand ist natürlicherweise im Verhältnis zu den Angaben der Tabelle geringer, denn der Riss kann — wie bekannt — grundsätzlich wo immer innerhalb der Abstände  $l_{\max}$  und  $l_{\max}/2$  entstehen.

Die gemessenen grössten Rissbreiten sind — da es sich zur Zeit bloss um statische Versuche handelt — natürlich kleiner als die theoretischen Werte, bei denen der völlig blossgelegte Zustand der Stahleinlagen vorausgesetzt wird. Es ist dennoch nicht zweckmässig, da es sich um Eisenbahnbrücken handelt, auf diese Sicherheit wegen ihrer Ungewissheit zu verzichten.

*Die Bemessung mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung in der Praxis.*

Die Abteilung für Eisenbahnbrücken im Ungarischen Verkehrsministerium hat bereits zur Bemessung ihrer Plattenbrücken an Stelle der früher erforderten Rissfreiheit die bewusste Einschränkung der Rissbildung vorgeschrieben, trotzdem war sie nicht bestrebt, die sich in diesem Bereich bietenden Möglichkeiten (wie z. B. die Verwendung hochwertiger Baustoffe) — wohl wegen der Rücksichtnahme auf die noch nicht zum Abschluss gebrachte Versuchsserie und auf die bei Eisenbahnbrücken ohnehin verpflichtende Vorsicht — in vollem Masse auszunützen. Das Bestreben war in erster Linie auf die Verminderung der Bauhöhe gerichtet, um hiedurch die Verwendung der Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern auf einen je engeren Raum einschränken zu können. Die in diesem Bereich in betreff der Sparsamkeit mit dem Material und der Verminderung der Bauhöhe erzielten Ergebnisse werden recht sinnfällig gemacht durch Tabelle II, wo nach Abzug der Dicke von Dichtung und Schutzschicht, die Plattendicke ungarischer und französischer Stahlbetonplattenbrücken wie auch ungarischer und deutscher [16] Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern und der zu einer Gleislänge v. 1 m nötige Stahlbedarf für grössere, v. 8 bis 12 m reichende Lichtweiten zusammengestellt sind.

Aus der Tabelle ist ersichtlich, dass man zu den auf Grund der Risseinschränkung bemessenen Stahlbetonplatten:

1. ungefähr halb so viel Stahl benötigt, als zu den Platten mit einbetonierten Walzträgern;

2. dass man dieselben mit halb so grosser Plattendicke zu entwerfen vermag als die als «rissfrei» bemessenen Konstruktionen;

3. dass die Dicke derselben nicht um vieles grösser ist als die der Platten mit einbetonierten Walzträgern. Dabei kann man die Plattendicke mittels Verwendung hochwertiger Baustoffe weiter vermindern und die Plattenbrücke mit einbetonierten Walzträgern ganz und gar beseitigen.

Im Anschluss an die Bemessung sind, mit Rücksicht auf die Einschränkung der Rissbildung, noch drei Bemerkungen zu machen:

TABELLE II (1)

Lichtweite (2) (m)	Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern				Stahlbetonplattenbrücken					
	deutsche (3) (19...)		ungarische (4) (1948)		französische (1944)		ungarische (5) (1941)		ungarische (6) (1952)	
	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)	Plattendicke (m)	Stahlgewicht für 1 m Gleislänge (t/m)
8,0	0,52	1,12	0,65	1,45	0,64 0,71	1,02 0,85	1,35	0,78	0,70	0,69
10,0	0,62	1,44	0,65	1,93	0,80 0,92	1,02 0,96	—	—	0,90	0,69
12,0	0,77	1,73	—	—	—	—	—	—	1,00	0,95

(1) Alle Stahlsorten ~ St 37.

(2) Bei den französischen Entwürfen ist die Lichtweite abgerundet.

(3) Mit Peine-Trägern. 4 cm dicke Umhüllung des Trägeruntergurtes.  $\sigma_{ezul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

(4) Mit gewalzten I-Trägern. 5 cm dicke Umhüllung des Trägeruntergurtes  $\sigma_{ezul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

(5) Zulässige Spannungen:  $\sigma_{ezul} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{bzul} = 25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{szul} = 45 \text{ kg/cm}^2$ .

(6) Zulässige Spannungen (hängen von der Grösse der ständigen Last ab):  $\sigma_{ezul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{bzul} \cong 80-90 \text{ kg/cm}^2$ .

1. Wegen des infolge der kleinen Plattendicken wesentlich abnehmenden Gewichtes bietet sich bei den Plattenbrücken eine weit grössere Möglichkeit zum Bauen aus Fertigteilen.

2. Die auf diese Weise bemessenen Konstruktionen sind im allgemeinen billiger als die vorgespannten Plattenbrücken, obgleich ihr Stahlaufwand grösser ist. Die teilweise vorgespannten Plattenbrücken entsprechen auch — Betonzugspannung unter beweglicher Last zugelassen — mit Rücksicht auf die Rissbildung wegen des geringen Armierungsprozents meistens nicht.

3. Mit der Einschränkung der Rissbildung hört die Unfolgerichtigkeit auf, die der Vorschrift der zulässigen Betonzugspannung zufolge entstand, indem man einen und denselben Querschnitt sowohl rissfrei (Zustand I) als auch gerissen (Zustand II) zu bemessen hatte.

#### LITERATUR

1. BÄCHTHOLD, J. — *Die Riss-Sicherheit des Eisenbetons, eine Forderung des Tief- und Wasserbaues*. Schweizerische Bauzeitung 1950. S. 415-417.
2. BRICE, L. P. — *Étude des conditions de formation des fissures de glissement et de décohesion dans les solides*. Travaux Juin 1954. p. 475-506.
3. EISENMANN — *Untersuchung der Rissbildung des Betons mit Ultraschall*. Beton- und Stahlbeton 1951. Heft 1. S. 19-20.
4. HONIGMANN — *Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken*. Beton und Eisen 1935. S. 301-306, 321-326.
5. KUUSKOSKI — *Über die Haftung zwischen Beton und Stahl*. Helsinki 1950.
6. LANDBERG, E. — *Détermination, selon la pratique suédoise, des tensions et de la largeur des fissures dans les ponts en béton armé*. Bulletin de l'Association Internationale de Chemin de Fer. 1951. Mars p. 125-130.
7. RENGERS — *Der Einfluss der Rissbreite auf den Angriff durch Rost*. Beton und Eisen 1935. S. 161-162.
8. ROS, M. — *Lehre und Nutzen aus den Versuchen und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbetonbauwerken in der Schweiz*. 1924-1947. EMPA-Bericht No. 99. Fünfte Ergänzung. Zürich, 1947.
9. ROS, M. — *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise*. EMPA-Bericht No. 162. Zürich 1950.
10. RYCHNER, G. A. — *Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton*. Schweizerische Bauzeitung 1951. S. 319-323, 328-341.
11. SALIGER, R. — *Fortschritte im Stahlbeton*. F. Deuticke. Wien 1950.
12. SZÉPE, F. — *Vasbetonszerkezetek repedésmentessége*. (Rissefreie Stahlbetonkonstruktionen). Mélyépítéstudományi Szemle 1953. No. 3. S. 131-142. (Nur ungarisch).
13. SZÉPE, F. — *Vasbetonszerkezetek repéskorlátozó méretezése*. (Einschränkung der Rissbildung bei Stahlbetonkonstruktionen). Mélyépítéstudományi Szemle 1954. No. 7-8. S. 371-380. (Nur ungarisch).
14. WÄSTLUND - JONSON — *Investigation on formation of cracks in reinforced concrete structure*. International Association for Bridge and Structural Engineering. Preliminary Publication. Congr. Liège 1948. p. 215-225.
15. *Bulletin de l'Association Internationale du Congrès des Chemins de Fer*. Avril 1950, Août 1950, Juin 1950, Mars 1951.
16. *Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch*. III. Band. 26. Auflage, W. Ernst und Sohn. Berlin, 1936. S. 853.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Bemessung der Eisenbahnbrücken in Stahlbeton wurde früher gewünscht, dass die Konstruktion, in erster Linie im Interesse des Korrosionsschutzes der Stahleinlagen rissfrei bleibe. Deswegen hielt man eine starke Einschränkung der zulässigen Zugspannung in den Stahleinlagen und im Beton für notwendig, was verhältnismässig hohe Träger ergab und so den Verwendungsbereich der Stahlbetonbrücken den

Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern gegenüber, die mit niedrigerer Bauhöhe, aber mit wesentlich grösserem Stahlaufwand ausführbar sind, stark einengte, der Erfahrung nach jedoch die Rissfreiheit nicht gesichert hat.

Nachdem man erkannt hatte, dass die Risse zwar unvermeidlich, aber bis zu einer gewissen Breite unschädlich sind, wurden zur Schätzung und Einschränkung der Breite der entstehenden Risse mehrere theoretische Verfahren ausgearbeitet. Bei einer Rissbreite von 0,15 mm die mittels der Versuche noch für ungefährlich befunden worden ist, ist es bei annähernden, jedoch sicheren Annahmen ableitbar, dass die zulässige Spannung der Zugeinlagen in der Platte mit dem Armierungsprozent in geradem, mit dem Stabdurchmesser aber in umgekehrtem Verhältnis steht. Nach den Versuchen weisen die so bemessenen Konstruktionen gegen die schädlichen Risse eine genügende Sicherheit auf. Die abgeleiteten Gesetzmässigkeiten sind von Folgen für die Bewehrung, die Verhinderung der Schubrisse, ferner auch im Hinblick auf die Verwendung hochwertiger Stahlsorten und nicht zuletzt auf die Verminderung der Bauhöhe und die Wirtschaftlichkeit der Stahlbetonbrücken.

#### RESUMO

Anteriormente, para conseguir proteger as armaduras contra a corrosão, calculavam-se as pontes de betão armado de modo a evitar a fissuração. As tensões admissíveis mantinham-se por isso muito baixas o que conduzia a secções relativamente grandes. Este facto restringia consideravelmente o emprego das vigas de betão armado em relação às vigas de construção mixta, com perfilados embebidos em betão, cuja altura era bastante menor se bem que exigissem maior quantidade de aço; estas, no entanto também não estavam garantidas contra a fissuração como a experiência veio a provar.

Uma vez que se reconheceu que a fissuração era inevitável, se bem que de certo modo inofensiva, elaboraram-se várias teorias para a estimativa e limitação da largura das fissuras. Para uma largura de 0,15 mm, valor que a experiência prova ser ainda inofensivo, mostra um cálculo aproximado, mas todavia seguro, que a tensão máxima admissível na zona de tracção da viga é proporcional à percentagem de armadura e inversamente proporcional ao diâmetro dos varões. Estruturas dimensionadas por este processo e submetidas a ensaios mostraram uma resistência notável à fissuração. As conclusões destas considerações influem não só sobre as armaduras e a fissuração devida ao corte, mas também sobre o emprego de aços de alta resistência, a diminuição das dimensões das secções e a economia na construção de pontes de betão armado.

#### RÉSUMÉ

Anciennement, il était d'usage de calculer les ponts en béton armé de manière à éviter toute fissuration et assurer ainsi la protection de l'armature contre la corrosion. Les contraintes admissibles étaient donc

maintenues très faibles ce qui conduisait à des sections relativement lourdes.

Dans ces conditions l'emploi des poutres en béton armé était considérablement réduit au profit des poutres de construction mixte, à poutrelles enrobées de béton, dont la hauteur était moindre mais qui exigeaient une plus grande quantité d'acier; celles-ci n'étaient cependant pas à l'abri de la fissuration comme l'expérience l'a prouvé par la suite.

Après que l'on ait reconnu que la fissuration était inévitable et, jusqu'à un certain point, inoffensive, de nombreuses théories on fait leur apparition, permettant d'estimer et de limiter la largeur des fissures. Pour une largeur de 0,15 mm, que l'expérience a montré être encore inoffensive, un calcul approximatif mais sûr, démontre que la contrainte admissible dans la zone tendue de la poutre est proportionnelle au pourcentage d'armatures et inversement proportionnelle au diamètre des barres. Des structures dimensionnées selon ce principe et soumises à des essais ont montré une résistance à la fissuration remarquable. Les conclusions de ces considérations influent non seulement sur les armatures et la protection contre la fissuration due au cisaillement, mais encore sur l'emploi d'aciers à haute résistance, sur la diminution des dimensions des sections et sur l'économie de la construction des poutres en béton armé.

#### SUMMARY

Formely it was common practice to calculate concrete railway bridges against cracking in order to insure complete reinforcement protection against corrosion. This led to take very low concrete and steel working stresses and hence, to relatively heavy members. Owing to this practice, reinforced concrete beams compared unfavourably with composite construction beams, with steel shapes imbeded in concrete, which were substantially lower but required more steel; these however were also subject to cracking as shown by later experience.

Once it was realized that cracking could not be prevented and that it was, up to a certain point, harmless, a number of theories were devised for the estimation and limitation of the crack width. For a crack width of 0,15 mm., which value experience shows to be still harmless, an approximate but safe enough calculation shows that the maximum permissible tensile stress in a beam is proportional to the amount of reinforcement and conversely proportional to the diameter of the reinforcement bars. Structures calculated according to this principle have behaved remarkably well when submitted to cracking tests. The conclusions drawn from these facts affect not only the reinforcement bars and the prevention of cracks due to shearing efforts, but also the use of high tensile steels, the reduction of structure dimensions and the general economy of reinforced concrete bridge construction.



Leere Seite  
Blank page  
Page vide