

Vc. Safety (calculation against cracking, rupture a.s.o.)

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **5 (1956)**

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

V c 1

Safety against cracking and permissible stresses in prestressed concrete

Rissicherheit und zulässige Spannungen im Spannbetonbau

Segurança contra a fissuração e tensões admissíveis no betão preesforçado

Sécurité contre la fissuration et contraintes admissibles dans le béton précontraint

P. W. ABELES

London

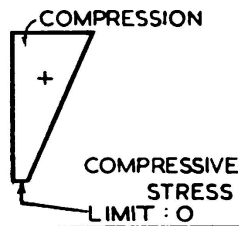
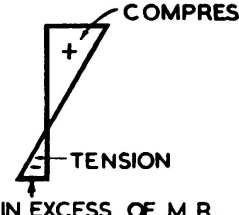
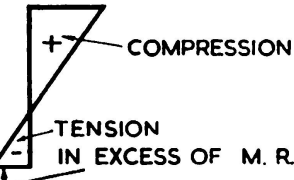
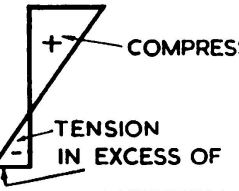
At the 3rd Congress at Liege 1948 the author presented two contributions [1, 2], in which the behaviour of prestressed concrete, after cracking, was described and the resultant economy of partial prestressing was expounded. Special reference was made to a bridge design of British Railways, Eastern Region, in partially prestressed concrete which provides for freedom from cracks. Such a design had originally been excluded at the Congress from the definition of prestressed concrete, but on the author's suggestion it was eventually embodied in the wording of the «Conclusions and Suggestions» of the Final Report, 1949.

The British «First Report on Prestressed Concrete» [3] which appeared in 1951 was very progressive with regard to new developments. In this Report three types of structures are distinguished (see Fig. 1). Type (iii) should be used only where there is no danger of fire, corrosion or fatigue. There are two alternatives of type (i): (A) fully prestressed structures in which tensile stresses are not permitted (e. g. railway underbridges with heavy impact); and (B) partially prestressed structures in which tensile stresses below the modulus of rupture are allowed by the «First Report». The present contribution deals mainly with type (i) (B) which has been developed by the Chief Civil Engineer's Dept., British Railways, Eastern Region, since 1948. An interim report appeared in the 2nd Volume of the Publications about the experience gained from 1948 to 1952 [4] (1).

(1) In this paper a composite partially prestressed bridge design was described which has been used for 14 bridges 1949-1952 and in three standard sizes for approximate spans of 20, 30 and 50 ft. They were designed for a permissible tensile stress of 500 lb/in², but freedom from visible cracking was ascertained by acceptance tests at which the test load corresponded to a tensile stress of 750-800 lb/in².

After fatigue tests [5] had proved that for a range of 750 lb/in², visible cracks do not develop even after 1 million cycles between loads corresponding to a compressive stress of 100 lb/in² and a tensile stress of 650 lb/in², the permissible tensile stress under working load was increased to 650 lb/in² in 1952, and since then approximately some further 50 bridges have been built and a great number will be built in the near

THREE TYPES OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE

NO.	CHARACTERISTICS	WORKING LOAD STRESS	CONDITION	TYPE OF PRESTRESS
i	ALWAYS FREE FROM CRACKS		TRULY MONO- LITHIC	FULLY PRESTRESSED
			NON MONO- LITHIC	
ii	TEMPORARY HAIRCRACKS UNDER RARE MAXIMUM WORKING LOAD FREE FROM CRACKS UNDER ORDINARY WORKING LOAD	<p>(a) <u>RARE MAXIMUM WORKING LOAD</u></p>  <p>(b) <u>ORDINARY WORKING LOAD</u></p> 	TRULY MONO- LITHIC	PARTIALLY PRESTRESSED
iii	FINE HAIR CRACKS UNDER WORKING LOAD. DEFLECTION CONTROLLED			PRESTRESSED REINFORCED HIGH STRENGTH CONCRETE

M. R. = MODULUS OF RUPTURE

FIG. 1

future. The design has been standardised and employed also for bridges under railways (Fig. 2); in this case under working load, tensile stresses do not occur at the soffit but appear in the additional concrete which fully co-operates and is prevented from the development of visible cracks

because the tensile skin is still compressed and the composite slab deforms only slightly at that stage.

Already in the paper [4] the use of partially prestressed concrete for roof construction was shown. Tensile stresses of 750 lb/in² were permitted under working load for factory made members with pre-tensioned wires and 650 lb/in² for beams with post-tensioned well grouted cables. The same permissible stresses, which are in accordance with the «First Report», have been used also for later work carried out since 1952.

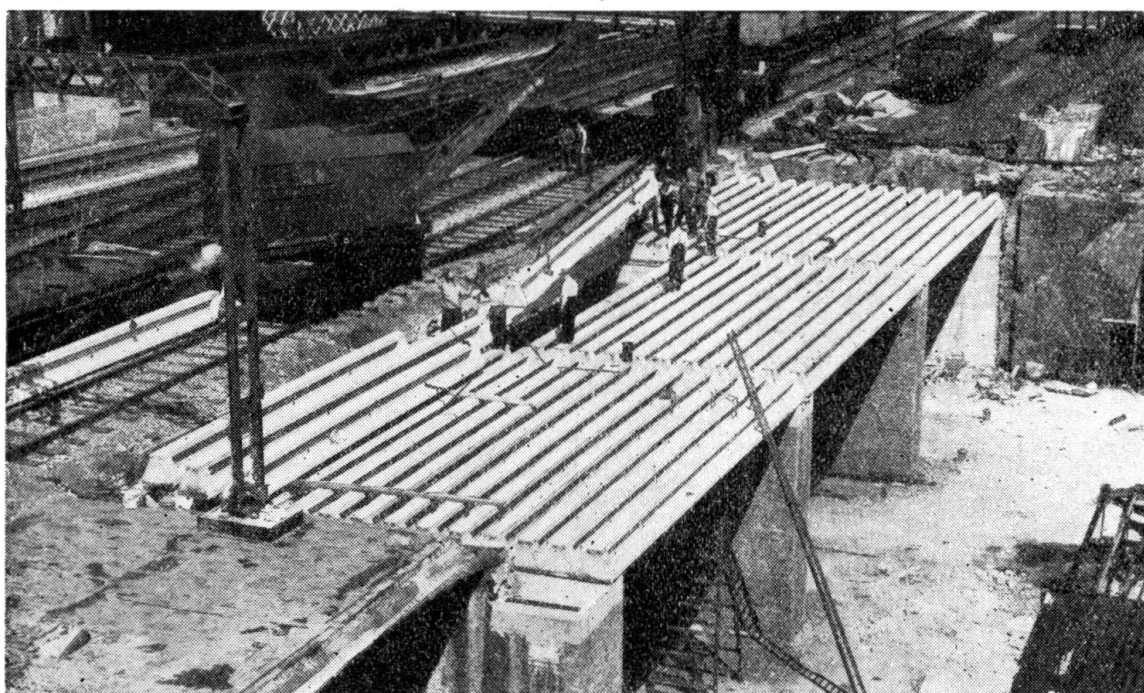


FIG. 2. Bridge under Railway siding at Fenchurch Street Station, London

Among the constructions, the precast roof beams for Sheffield Victoria Station of 85 ft. span is shown in Fig. 3.

Under [6] a report appears about the conditions of bridges and roof structures after several years use, based on inspections carried out in the autumn 1954 and spring 1956. These constructions have proved to be entirely satisfactory, and comprehensive experience has been gained between 1948 and 1956; it seems, therefore, to be appropriate to investigate the margin of safety against cracking of such partially prestressed structures and to enquire into the reason why this type of structure is viewed with disfavour by some authorities, whilst approbation is expressed only when constructions appear, in a calculation, to be fully prestressed though based on certain assumptions, quite disregarding whether they are fulfilled or not (e. g. whether the proper losses have been taken into account or monolithic behaviour is obtained).

A partially prestressed structure according to type (i) (B) (Fig. 1) must be monolithic, (i. e. any shrinkage cracks before prestressing must be avoided or any mortar joints must have a definite strength) ⁽²⁾.

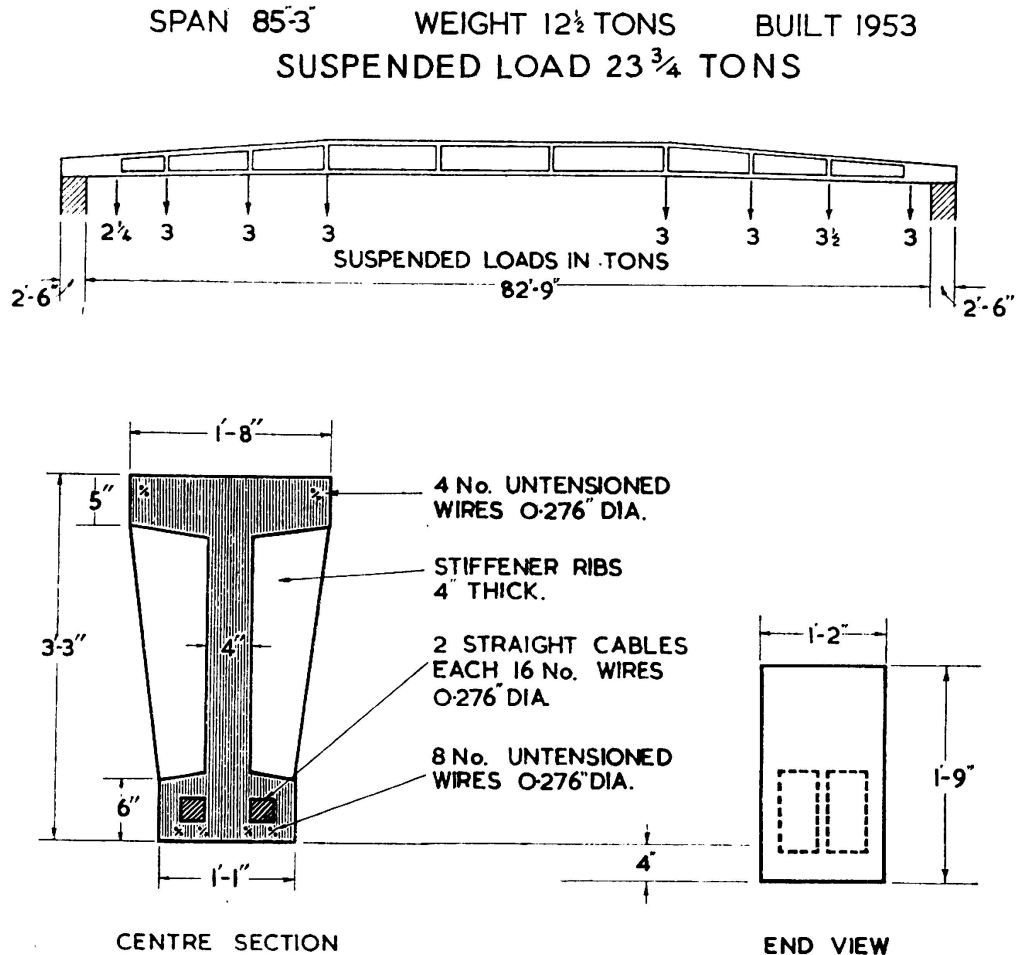


FIG. 3. Roof beams Sheffield, Victoria Station

In Figure 4 a comparison is shown between a non-monolithic type (i) (A) and a monolithic type (i) (B), each designed for the same factor of safety against cracking, or opening of cracks, of 1.25 ⁽³⁾ and a range of live load corresponding to a stress of 1,000 lb/in². In the first case residual compressive stresses of 250 and 1,250 lb/in² are required under live and dead load respectively, whereas with the partially prestressed

⁽²⁾ If this is ascertained by loading tests carried out on a number of specimens selected at random, then a certain factor of safety against cracking can be obtained. On the other hand, unless such performance tests are carried out no safeguard against cracking is obtained, notwithstanding that only compressive stresses appear in a calculation.

⁽³⁾ A factor of safety of 1.25 does not appear to be very large, but it is fully sufficient to ensure full freedom from cracks. The ratio of the two factors of safety against failure and cracking should be large, say 2, if the structure is to be capable of absorbing impact; Factors of 1.25 on the one hand and 2.5 on the other hand might be recommended. Obviously, it is also possible to provide a greater factor of safety against cracking if at the same time also the factor of safety against failure is increased, (e. g. 1.5 and 3 respectively).

type (i) (B) a tensile stress of 750 lb/in² is permissible under live load and the resultant compressive stress under dead weight is 250 lb/in².

Relatively small pre-compression combined with great ductility are advantageous to obtain a great resilience, particularly with bending moments of opposite direction, as may occur with overhead masts and

FACTORS OF SAFETY AGAINST CRACKING

TYPE	A. (NON-MONOLITHIC)		B. (MONOLITHIC)	
	DEAD LOAD	WORKING LOAD	DEAD LOAD	WORKING LOAD
STRESS DISTRIBUTION				
LIMIT	$f_w = 0$		$f_w = f_r$ <i>f_r = rupture stress (Modulus of Rupture)</i>	
RANGE	$f_d - f_w$		$f_d + f_w$	
FACTOR OF SAFETY	$\frac{f_d}{f_d - f_w}$		$\frac{f_d + f_r}{f_d + f_w}$	
	LIMIT $f_w = 0$	F. of S. = 1	LIMIT $f_w = f_r$	F. of S. = 1
EXAMPLE	$f_d = 1250$; $f_w = 250$ lb/in ² (87½ kg/cm ²) (17½ kg/cm ²) F. of S. = $\frac{1250}{1000} = 1.25$		$f_d = 250$; $f_w = 750$ lb/in ² (17½ kg/cm ²) (52½ kg/cm ²) $f_r = 1,000$ lb/in ² (70 kg/cm ²) F. of S. = $\frac{250 + 1000}{250 + 750} = 1.25$	

FIG. 4

cantilever sheet piles (Fig. 5). In the event of an unforeseen slip of the retained earth of greater extent than anticipated, a re-adjustment would take place and the safety of the construction would not be impaired. All these constructions have been designed for the condition that only compressive stresses occur under dead load. Thus, any cracks which may develop in a member due to an unforeseen excess loading will close on removal of the load, that is after the slip has been corrected.

In view of the satisfactory use of partial prestressing during the last eight years, when tensile stresses from 500 to 750 lb/in² were allowed, as permitted by the «First Report», and freedom from cracking obtained, any objections to these stresses for type (i) (B) would not be justifiable, and it is to be hoped that further progress in this direction will not be hindered by unrealistic restrictions.

If rare maximum working load and ordinary working load are considered for type (ii) (Fig. 1), there is obviously no safety against cracking

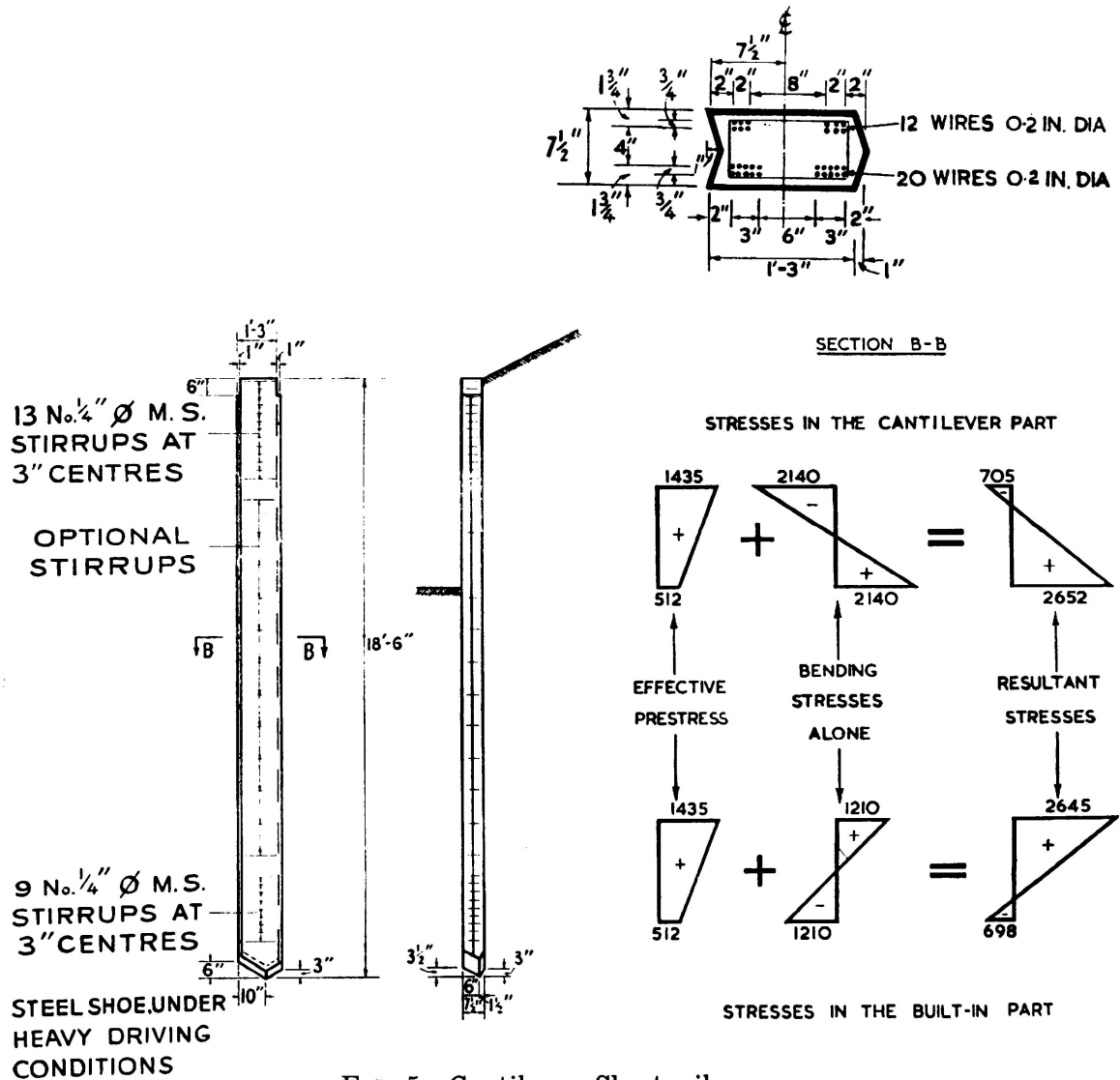


FIG. 5. Cantilever Sheet piles

with regard to the rare load: but an effective though small residual compressive stress is obtained under load, and consequently any fine hair cracks which might have occurred under the rare load will remain completely closed under ordinary load. Consequently, type (ii) represents a very important development of prestressed concrete, since full freedom from visible cracks is obtained under ordinary conditions and

full advantage is taken of the greatest phenomenon of prestressed concrete, i. e. its complete reversibility of behaviour. It depends now entirely on the designer what he considers as «rare» maximum working load. Based on the test results discussed before, the cracks will close completely even after millions of repetitions, as discussed above. Thus, there need not be too great an anxiety about the definition of what is considered as «rare» loading. It seems, however, advisable to provide suf-

APPROX. WIDTH OF FLEXURAL CRACKS



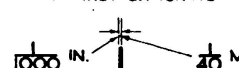

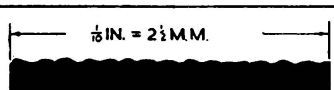
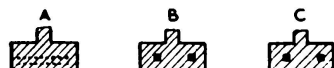
No.	STAGES	WIDTH ⁽¹⁾	NOTES
1	LOCAL MICROSCOPIC CRACK	OF LIMITED LENGTH 	APPEARS AT TENSILE STRESS APPROX. 1/2 M. R. (DOES NOT AFFECT DEVELOPMENT OF NOTICEABLE CRACKS).
2	CRACK JUST APPEARING,	AT RE-OPENING OF CRACK 	NOTICEABLE AT RE-OPENING OF CRACKS, WHEN POSITION IS KNOWN.
	NOTICEABLE BUT HARDLY MEASURABLE.	AT FIRST CRACKING 	APPEARS AT M. R. ⁽²⁾ (NOTICEABLE WITH SKILLED EYE OR MAGNIFYER).
3	PERMISSIBLE TO AVOID CORROSION		NO DANGER OF CORROSION IF CONCRETE IS DENSE. (3)
4	DANGEROUS WIDTH		DEVELOPS BEFORE FAILURE IN UNDER-REINFORCED BEAMS.
(1) THE INCREASE IN WIDTH BETWEEN STAGES 2 & 4 DEPENDS ON STEEL DISTRIBUTION AND BOND RESISTANCE (CRACK PATTERN).		(2) M. R. = MODULUS OF RUPTURE ; ITS MAGNITUDE DEPENDS ON CONCRETE STRENGTH AND STEEL DISTRIBUTION. HIGHER WITH 'A' & 'C' (e.g. 1000 lb/in ² , i.e. 70 kg/cm ²) THAN WITH 'B' (e.g. 850 lb/in ² , i.e. 59 1/2 kg/cm ²)  TENSILE FLANGES OF SECTION	(3) IF CONCRETE IS POROUS, CORROSION WILL OCCUR WITHOUT CRACKS EVEN IF CONCRETE COVER IS VERY LARGE.

FIG. 6

ficient steel reinforcement by supplementary non-tensioned wires to obtain the required factor or safety against failure related to the «rare» loading. By such an arrangement the width of cracks is reduced as seen from Figure 5 of publication [7].

Fig. 6 shows various widths of cracks. Visible cracks occur when the modulus of rupture is reached which is not affected by the previous development of microscopic cracks.

There is obviously no safety against cracking for type (iii), but the position is, in any case, better than with ordinary reinforced concrete (*). It would be possible to base the design of type (iii) on a limited maximum width of cracks and controlled maximum deflection, although the average working load steel stress in a cracked section would be as high as 80,000 – 100,000 lb/in². Such a structure would be more economical than prestressed concrete and preferable to ordinary reinforced concrete, particularly when compared with concrete structures containing non-tensioned high tensile reinforcement which in some countries is stressed up to 60,000 lb/in². (In the latter case a satisfactory crack pattern may be achieved, but the deformation is likely to be excessive).

The author is obliged to the Chief Civil Engineer, British Railways, Eastern Region, Mr. A. K. Terris, M. I. C. E., for the permission to use the particulars shown.

BIBLIOGRAPHY

1. *Behaviour of Prestressed Concrete at Cracking* — Final Report, Congress Liege, I. A. B. S. E., 1949.
2. *The Economy of Prestressed Concrete* — Final Report, Congress Liege, I. A. B. S. E., 1949.
3. *First Report on Prestressed Concrete* — Institution of Structural Engineers, London, 1951.
4. *Partially Prestressed Concrete Constructions Built in the Eastern Region of British Railways, 1948-52* — 12th Volume, Publications I. A. B. S. E., 1952.
5. *Fatigue Tests on Partially Prestressed Concrete Members* — Final Report, Congress Cambridge, 1953. I. A. B. S. E.
6. *The Conditions of Partially Prestressed Concrete Structures after Several Years' Use* — Contribution to Theme VI, Final Report, Congress Lisbon, I. A. B. S. E.
7. *Cracks in Prestressed Concrete Beams* — Preliminary Report Congress, Lisbon, I. A. S. B. E., 1956.
8. *Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams, and Impact Resistance of Masts* — Contribution to theme I (b). Final Report, Congress Lisbon, I. A. B. S. E.

SUMMARY

Safety against cracking is obtained in truly monolithic structures for appreciable concrete tensile stresses under working load, as ascertained by British Railways, 1948-56; but with non-monolithic structures a residual compressive stress under working load would be required to obtain the same safety. The subject of the contribution is discussed for various types of structures.

(*) Reference may be made to the satisfactory experience with spun concrete poles [8] exposed in the open air to atmospheric influences during the last 20-40 years. It may be pointed out that these spun concrete masts contain relatively thin high strength steel reinforcement (yield point approximately 88,000 lb/in², diameter 0.2-0.3 in.). The development of permanently visible hair cracks cannot be avoided with such masts and these cracks do not close, as is the case with prestressed concrete. Nevertheless, the masts have stood up very satisfactorily even in districts where chemical influences occur in industrial districts.

ZUSAMMENFASSUNG

In wirklich monolithischen Konstruktionen kann selbst bei bedeutenden Biegezugspannungen Rissicherheit unter Gebrauchslast erzielt werden, wie Versuche der Britischen Bahnen 1948-56 bewiesen haben. Aber in nicht monolithischen Konstruktionen würde eine bedeutende bleibende Druckspannung nötig sein, um denselben Sicherheitsgrad zu erzielen. Diese Frage ist für verschiedene Typen von Konstruktionen besprochen.

RESUMO

Observações efectuadas pelos Caminhos de Ferro Britânicos em 1948-1956 mostram que as estruturas verdadeiramente monolíticas apresentam, para valores apreciáveis das tensões de tracção no betão correspondentes às cargas de serviço, um bom coeficiente de segurança contra a fissuração; em estruturas não-monolíticas tornar-se-ia necessário dispor, sob a carga de serviço, de uma tensão de compressão residual para obter o mesmo coeficiente de segurança. Este problema é discutido no caso de vários tipos de estruturas.

RÉSUMÉ

Des observations effectuées par les Chemins de Fer Britanniques en 1948-56 montrent que les structures vraiment monolithiques présentent, pour des valeurs appréciables des contraintes de traction dans le béton correspondant aux charges de service, un bon coefficient de sécurité contre la fissuration; dans le cas de structures non-monolithiques, il serait nécessaire, pour obtenir le même coefficient de sécurité, de disposer, sous la charge de service, d'une contrainte de compression résiduelle. Ce problème est discuté pour divers types de structures.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V c 2

**Le calcul à la rupture par flexion et par effort tranchant
dans les pièces en béton armé**

**Flexural and shear rupture calculation of reinforced
concrete elements**

**Die Berechnung des Bruchzustandes infolge Biege-
und Querkraft in Bauteilen aus Eisenbeton**

**Cálculo à rotura por flexão e por esforço cortante
de elementos de betão armado**

R. CHAMBAUD

*Conseiller scientifique de l'Institut Technique
du Bâtiment et des Travaux Publics*

Paris

Dans deux communications présentées au Congrès de Liège en 1948, en collaboration avec M. M. Lebelle et Pascal (Publication Préliminaire et Rapport Final), j'ai exposé mes premières recherches sur le calcul à la rupture, qui datent de 1947.

Je me propose d'indiquer ici, sommairement vu le cadre très limité de ce rapport, les résultats complémentaires ou nouveaux obtenus dans la poursuite de ces études, au cours des huit années écoulées, études qui, sous le patronage de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, ont abouti à une méthode suffisamment simple, précise et générale pour être applicable en bureau d'études.

La base de la méthode est la prise en considération d'un état de référence directement contrôlable par l'expérience, à partir duquel les autres états intéressants (concernant durée des charges, répétitions, alternances, fissuration, etc...) se déterminent par application de coefficients. Ce état de référence est celui qui correspond au maximum d'effort marqué par la machine de charge (en principe un vérin) au cours d'un essai à la rupture de courte durée, par charges progressivement croissantes. Une telle définition n'a pas été adoptée au hasard : c'est la seule qui corresponde à un phénomène précis, indiscutable et susceptible d'être reproduit expérimentalement et rapidement à peu de frais.

D'autres états, sans signification bien nette et aux désignations fantaisistes, ont été parfois mis en avant, mais ils ne sauraient résoudre la question, faute d'une possibilité de contrôle expérimental. En particulier, la notion vague d'«épuisement» — qui heureusement ne compte plus guère de défenseurs — aurait des conséquences nuisibles par l'imprécision qu'elle est susceptible d'entretenir dans tous les calculs.

Le problème essentiel qui se pose est de déterminer, avec autant de précision que possible la charge de rupture pour une pièce donnée.

Un contrôle expérimental très poussé nous a permis d'arriver par retouches successives à un procédé de calcul répondant à cet objet d'une façon satisfaisante.

Après quoi se déduisent les charges admissibles par application de coefficients appropriés à la nature de l'ouvrage et au genre de sollicitations envisagées.

On obtient ainsi un coefficient de sécurité choisi à l'avance, et l'on réalise en moyenne des économies importantes de métal et de béton par rapport au calcul classique.

La rupture peut se produire *par flexion ou par effort tranchant*.

En ce qui concerne la *flexion*, j'ai complété la théorie sur différents points, à savoir :

- la fixation des pourcentages critiques inférieurs et supérieurs ;
- l'étude des cas où, avant rupture, l'acier travaille au delà de sa limite élastique, tant pour les aciers à palier de ductilité que pour les aciers sans palier ;
- la flexion composée ;
- les sections de forme quelconque ;
- enfin, l'utilisation des aciers comprimés.

La méthode qu'on en déduit se justifie par confrontation avec l'expérience. Nos comparaisons statistiques ont porté sur quelque 200 expériences françaises et 700 expériences étrangères et ont donné les résultats suivants.

La charge de rupture calculée a coïncidé avec la charge observée :

- à moins de 10 % près, dans 83 % des cas ;
- avec un écart de 10 à 15 %, dans 12 % des cas ;
- avec un écart de 15 à 20 %, dans 4 % des cas ;
- avec écart légèrement supérieur à 20 % (dans le sens de la sécurité), dans 1 % des cas seulement.

Quant à la question de l'*effort tranchant*, elle m'a mis en présence d'un problème nouveau que j'ai abordé récemment et dont l'étude est encore en période d'évolution.

Lorsqu'on essaie à rupture des pièces qui ont été calculées suivant les règles classiques, la rupture se produit presque toujours par flexion et pour ainsi dire jamais par effort tranchant (ceci nonobstant le fait que

les ruptures par insuffisance de résistance au cisaillement sont plus brutales, plus dangereuses et causent plus d'accidents).

Quand d'autre part une poutre d'essai est constituée pour se rompre par effort tranchant, ce qui a lieu si l'armature transversale est suffisamment faible par rapport à l'armature longitudinale, on constate que la résistance observée au cisaillement est souvent très supérieure à la résistance estimée d'après le calcul classique supposé donner une sécurité égale à deux. Le rapport entre ces deux résistances qui est loin d'être constant, varie du simple au quintuple. Il dépend, entre autres paramètres, de la contrainte de référence $T/b'z$ et augmente quand elle diminue. En particulier, dans les poutres courantes de planchers, il atteint fréquemment deux ou trois unités. Autrement dit, dans ces planchers, les ligatures sont souvent deux ou trois fois plus fortes au voisinage de l'appui, qu'il ne serait nécessaire, et cela se produit notamment quand les armatures de flexion régissent à pleine section sur toute la portée et que la contrainte de référence définie ci-dessus ne dépasse pas 10 kg/cm^2 environ, sous charges de service.

Ces faits expérimentaux sont le point de départ de nos études sur l'effort tranchant. Je n'ai traité jusqu'ici que les cas de flexion simple avec ligatures verticales sans barres relevées et des sections de poutres rectangulaires ou nervurées.

L'ensemble de ces faits suggère fortement une explication d'après laquelle, en cas d'existence de ligatures, et après fissuration à peu près à 45° , une redistribution des efforts est possible où les choses se passeraient comme si la résistance était assurée grâce à des bielles de béton plus inclinées sur la fibre moyenne, la pièce se comportant à certains égards comme un arc sous-tendu, et à d'autres égards comme un treillis multiple avec éléments comprimés inclinés à plus de 45° , les éléments tendus restant verticaux.

En définitive, trois conditions interviendraient pour déterminer la résistance ultime à l'effort tranchant :

- 1° la résistance du béton des bielles en compression;
- 2° la résistance des ligatures à leur limite élastique sur une longueur de poutre correspondant à l'inclinaison des bielles. Celle-ci serait une fonction croissante de la densité des ligatures. Elle pourrait aller, dans les cas extrêmes, jusqu'à 5 de base pour 1 de hauteur;
- 3° la résistance des armatures de traction agissant comme sous-tendeur; et c'est ainsi que les armatures longitudinales réagissent sur la résistance à l'effort tranchant, conformément à un fait d'expérience constaté.

Effectivement, en cours d'essai, lorsque certaines conditions prévues par le calcul sont remplies, on voit s'établir, après apparition d'un premier réseau de fissures à 45° environ, un nouveau réseau nettement plus incliné et s'accroissant de plus en plus jusqu'à rupture, alors que le premier réseau cesse d'évoluer. C'est là un fait curieux, jusqu'ici peu signalé, et qui, à ma connaissance, n'avait pas encore reçu d'interprétation satisfaisante.

En l'absence de ligatures au contraire, la rupture suit de très près la fissuration à 45° ; la redistribution d'efforts n'est plus possible, et la rupture survient par insuffisance de résistance du béton à la traction.

Il existe un seuil inférieur pour le pourcentage des ligatures, en-dessous duquel celles-ci sont sans effet ou de peu d'efficacité. Ce seuil est de l'ordre de 2 pour 1000 dans les cas ordinaires.

Une théorie établie sur ces bases m'a conduit à une méthode de calcul permettant de prévoir la charge de rupture par effort tranchant avec une bonne approximation dans les différents cas :

Les résultats statistiques justifiant la méthode ont porté jusqu'ici sur 215 essais de rupture par effort tranchant et sont les suivants.

La charge de rupture calculée coïncide avec la charge observée :

— à moins de 10 % près, dans 72 % des cas ;

— avec un écart de 10 à 20 % dans 21 % des cas ;

— avec un écart supérieur à 20 % (dans les sens de la sécurité), dans 7 % des cas.

Ces premiers résultats sont très encourageants et nous pensons arriver, grâce à une expérimentation complémentaire qui reste à entreprendre, à donner à la théorie une cohésion du même ordre que pour la flexion, encore qu'il ne faille pas espérer la même précision, vu le rôle complexe et aléatoire du retrait du béton dans les phénomènes de cisaillement.

R É S U M É

L'auteur signale les développements qu'il a eu l'occasion de donner à sa théorie du calcul à la rupture depuis ses premières communications de 1948 au Congrès de Liège.

L'étude des phénomènes de *flexion* a été généralisée.

Une étude entièrement nouvelle de la rupture par *effort tranchant* a été entreprise récemment et se poursuit, dont les résultats actuellement acquis sont satisfaisants.

Les statistiques de comparaison entre charges observées et calculées pour de nombreux essais, montrent la précision de la méthode. Celle-ci permet de réaliser des économies appréciables sur les calculs classiques.

S U M M A R Y

The author describes the developments undergone by his theory for the collapse calculation of structures since his early contributions in 1948 at the Liège Congress.

The study of the *flexural* phenomenæ has been generalized.

An entirely new study of rupture through *shearing* has been recently undertaken and is being carried on; results available at present are satisfactory.

Comparison statistics between observed and computed loads for a large number of tests show the precision of this method which, compared to the classical methods makes substantial economies possible.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Autor orientiert über die Entwicklungen seiner Berechnungsmethode im Bruchzustand seit seinen ersten Mitteilungen am Kongress von Lüttich im Jahre 1948.

Die Untersuchungen über die Verhältnisse bei der *Biegung* wurden verallgemeinert.

Eine vollständig neue Untersuchung des Bruches infolge *Querkraft* wurde kürzlich angestellt und wird gegenwärtig weitergeführt; die Resultate dieser Untersuchungen sind bis jetzt zufriedenstellend.

Vergleichsberechnungen zwischen beobachteten und berechneten Belastungen an zahlreichen Versuchen beweisen die Genauigkeit der Methode. Diese gestattet bedeutende Einsparungen zu machen gegenüber der klassischen Berechnungsmethode.

RESUMO

O autor indica o desenvolvimento dado à sua teoria de cálculo à rotura desde as suas primeiras comunicações em 1948 ao Congresso de Liège.

O estudo dos fenómenos de *flexão* foram generalizados.

Um estudo inteiramente novo da rotura *por corte* foi recentemente iniciado e está a ser desenvolvido, sendo os resultados obtidos até à data muito satisfatórios.

As estatísticas de comparação entre as cargas observadas e calculadas em numerosos ensaios mostram o rigor deste método que permite, comparado aos métodos clássicos, realizar apreciáveis economias.

Leere Seite
Blank page
Page vide