

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

Band: 4 (1952)

Rubrik: C: Concrete and reinforced-concrete structures

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: 25.01.2026

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

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

I

Fundamental principles and the properties of concrete

Caractéristiques fondamentales et propriétés du béton

Grundlagen und Eigenschaften des Betons

General reporter—Rapporteur général—Generalberichterstatter

G. WÄSTLUND

Stockholm

1

Composition of concrete; influence of the preparation, transport and placing on the design of structures

Constitution du béton; influence de la fabrication, du transport et de la mise en place sur la conception des ouvrages

Zusammensetzung des Betons; Einfluss der Herstellung, des Transportes und des Einbringens auf den Bauwerksentwurf

2

Properties of concrete, average tensile strengths and their variations

Caractéristiques du béton, résistances moyennes et dispersions

Eigenschaften des Betons, mittlere Festigkeiten und Streuungen

3

Effect of repeated and continuous loading, creep

Effet des sollicitations répétées ou prolongées, fluage

Wirkung von wiederholten und dauernden Belastungen, Kriechen

4

Corrosion of concrete and reinforcement

Corrosion du béton et des armatures

Korrosion des Betons und der Armierung

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

I

Fundamental principles and the properties of concrete

Caractéristiques fondamentales et propriétés du béton

Grundlagen und Eigenschaften des Betons

General report — Rapport général — Generalbericht

PROF. DR. GEORG WÄSTLUND

Royal Institute of Technology, Stockholm

The question of materials has, during the last few years, assumed an ever-growing importance, and this has resulted in an intensification of research in this field. There are several reasons for this. The enormous activity of the building industry since the Second World War, combined with a general shortage of building materials, has necessitated that the materials be used as efficiently as possible, which, in its turn, has led to a more thorough study of their fundamental properties. For many new methods of construction, e.g. prestressed concrete, the material properties, e.g. creep, are of much greater importance than in older types of construction. Certain types of damage to bridges and other concrete structures have raised the question as to their origins, and how they may be avoided in the future.

Of the papers presented in this section of the Congress, two authors, K. F. Antia and A. Joisel deal with the subject of "the composition of concrete." One paper, by D. A. Stewart, deals with "the properties of concrete." The three papers are, however, discussed together. One paper, by M. Prot, deals with "the effect of repeated and continuous loading and creep" and three papers, by F. Campus, M. Prot, and L. Séméac and M. Boutron, deal with "the corrosion of concrete and reinforcement".

1. COMPOSITION OF CONCRETE

2. PROPERTIES OF CONCRETE

The main object of all concrete mix design is to ensure certain properties of the hardened product. For bridges and most other structures the following are the characteristics most desired:

- specified strength;
- good durability, e.g. good frost-resistant properties in districts where frost damage is liable to occur;
- minimum shrinkage;
- minimum plastic deformation;
- high modulus of elasticity.

The first two of the above are the most important to be taken into account when proportioning the mix.

The strength requirement itself determines one part of the mix design, i.e. the water-cement ratio; it is, of course, assumed that the concrete can in fact be fully compacted with the method of compaction adopted on the site. To obtain a given strength, therefore, it requires that the water-cement ratio be below a certain maximum value, *and* that the workability of the concrete be sufficient for full compaction to be obtained. If the effects of particle shape, surface properties and water absorption properties of the aggregates are ignored, then the workability of the mix is mainly determined by the grading and the amount of aggregate. In general, that grading is chosen which requires a minimum amount of cement paste so long as the workability is not impaired. Workability, however, may be measured in several different ways, and in fact personal judgement often decides the most suitable grading. This may explain the relatively large variations that may be found in recommended gradings in the literature on the subject, although it must be borne in mind that variations in surface properties, etc., of materials in different places may have a considerable effect.

The frost-resistance of a homogeneous concrete made from a given aggregate depends on the water-cement ratio, the aggregate grading and the amount of cement paste. If the strength requirement is very low, it may be that the water-cement ratio corresponding to the strength may be such that the frost-resistance properties are impaired; in such a case the water-cement ratio must be governed by the frost-resistance requirements and not the strength. For a given water-cement ratio, however, and disregarding for the moment the workability, the frost-resistance will increase with increasing fineness of the aggregate or with decreasing amount of cement paste.* In order to maintain a suitable workability, however, it is evident that there will be an optimum combination of grading and amount of cement paste to give the best frost-resistance.

A concrete mix possessing good frost-resistance properties when homogeneous may, however, due to segregation during compaction, be rendered vulnerable to frost action in weak zones; a typical example of such a weak zone often occurs in the thin mortar layer produced on the surface of a concrete pavement during compaction. This surface layer has a lower frost-resistance and a higher shrinkage than the concrete below, and is thus likely to scale under the action of frost. A further requirement, therefore, is that the mix must be stable, i.e. must not segregate during compaction.

* J. A. Loe and F. N. Sparkes. "The deterioration of concrete: some factors affecting the resistance of concrete to frost action," *Preliminary Publication, 3rd Congress I.A.B.S.E.*, p. 201, 1948.

Turning now to shrinkage and plastic deformation, these are both intimately connected with the amount of cement paste and the water-cement ratio. The reasoning above, however, shows that these two factors are already largely determined by the strength and durability requirements. It is therefore probable that shrinkage and plastic deformation can only be taken into account to a very limited extent in the design of the mix; where frost-resistance is not of importance, e.g. in floor slabs, it is possible, of course, to reduce shrinkage and plastic deformation by a suitable mix design. If strength and durability requirements give a wide choice of mixes, however, naturally that mix will be chosen which gives the lowest shrinkage and plastic deformation.

Finally, the modulus of elasticity can only be varied within very narrow limits—if at all—when the above requirements have been fulfilled. There is obviously no point in increasing the modulus of elasticity by, say, 5% by increasing the amount of aggregate in the mix, if the rigidity of the resulting reinforced concrete is going to be reduced by perhaps 80% due to hair cracks.

Thus for concrete structures exposed to the weather, the essential requirements to be taken into account are the strength and the durability, the latter including the stability of the mix. These properties depend on all the essential factors of the mix design—water-cement ratio, amount of cement paste and the grading. Since the relationship between strength and water-cement ratio may be assumed to be known for the various types of cement, only the choice of amount of cement paste and grading remain to be decided. These are not independent, of course; for a given workability and a given water-cement ratio, the amount of cement paste is intimately dependent on the grading. It is at present impossible to give a general relationship between grading and amount of cement paste, as too little is yet known of the influence of the surface properties, etc., of aggregates. The relationship must be determined experimentally for a particular aggregate using trial mixes. The main task of the designer of the mix is thus to choose the most appropriate grading of the aggregate.

This problem of the choice of the aggregate grading is one of the main points of all three papers treating mix design. A. Joisel, in his paper "La composition du béton," presents a detailed study of the grading curve proposed by Caquot in 1937.* Caquot assumed that a minimum percentage of voids in the combined aggregate would give a desired strength with a minimum cement content; he then showed theoretically that the amount of aggregate of particle size less than d should be directly proportional to $d^{1/5}$. Exceptions must, however, be made for the largest particle sizes.

In his treatment, Caquot assumed a constant value (0.44) for the relative volume of voids in a single particle size. Joisel has extended Caquot's investigation by studying the changes in the grading necessitated by different values of the relative volume of voids, viz. 0.48, 0.44 and 0.40. The results are similar to those of Caquot, but the exponent of the particle diameter d varies from $1/6$ at the highest volume of voids (0.48) to $1/4.5$ at the lowest volume (0.40).

Joisel's results are of interest from a theoretical point of view and, granted the assumptions, irrefutable. It is open to doubt, however, whether such a grading curve will result in concrete of suitable workability, and it may in fact be desirable to use another grading which, although it might require a higher cement content to fill the voids, may result in a lower cement content to give the same workability. The reporter is not convinced that the volume of voids will alone determine the amount of cement paste needed to give a required workability even if the surface properties of

* A. Caquot. "Le rôle des matériaux inertes dans le béton," *Mem. Soc. Ing. Civils de France*, p. 562, 1937.

the aggregate are the same. The questions of frost-resistance and stability of the mix have not been taken into account in Joisel's treatment of the problem.

D. A. Stewart, in his paper "The design of concrete mixes for bridge and other constructions," has treated the fundamental principles governing concrete proportioning so that the concrete may be fully compacted and develop the required strength, good frost-resistance, high modulus of elasticity, and low shrinkage and creep, with a minimum amount of cement. To reach this goal, the mix should be designed so that the cement mortar just fills the voids in the coarse aggregate. Consolidation must be done by vibration; as is possible, according to Stewart's experience. It is relatively simple to determine the quantity of the aggregate required if we know:

- (a) the water-cement ratio—this is determined by the strength requirement;
- (b) the aggregate-cement ratio—this is determined by workability considerations;
- (c) the specific bulk density of the coarse aggregate, obtained by the same method of compaction as is to be used on the final concrete.

The maximum size of the fine aggregate must be chosen so that it will all pass through the interstices in the coarse aggregate. A sieving method is described in the paper which makes such a determination possible. The average particle size of the combined aggregate in relation to the free space available must also be borne in mind when designing a mix; Stewart gives formulae which can be used to determine the average particle size.

A concrete mix designed in this way will probably meet very high requirements of quality; strength is obtained with a low cement content, and shrinkage and creep will be low. Moreover, stability will be automatically ensured, since, from geometrical reasons, a mortar layer cannot be formed. On the other hand, good frost-resistance is not necessarily obtained; further study of the cement mortar filling the voids is required. Furthermore, is it really practicable to consolidate mixes designed in this way on an actual building site? Is the workability really sufficient?

K. F. Antia's paper, "A rational method of proportioning concrete in India and its economic importance," is a comprehensive survey of mix design, based on the assumption that strength is required as cheaply as possible. The essential recommendation is to be found in Table IV of the paper, where suitable values of the fineness modulus of the combined aggregate are given for various maximum particle sizes. The available aggregates should be combined so as to give a fineness modulus lying within the limits given in the table. The recommendation is based on tests. The water-cement ratio is determined from the strength requirement, and an empirical formula is given for the determination of the amount of aggregate required for a given consistency.

The grading recommendation is thus based on experiments in which the workability was controlled by means of the slump test. It is a matter of opinion whether the slump test alone can give a satisfactory measure of workability. Frost-resistance is not taken into account in Antia's paper, which is quite natural when considering concrete practice in India.

As is evident from the review above, it is necessary to ensure that high-grade concrete does not segregate during compaction. It is also necessary, when comparing the economy of different mixes, only to consider mixes possessing the same workability. In order to make this possible, we must, in some way or other, be able to measure the stability and workability. With regard to workability, Stewart, in his paper, refers to an apparatus which, "used in determining the state of full compac-

tion, will at the same time measure the workability of the concrete in terms of the time taken to reach that state." This same time for complete compaction may also be determined by the deformability meter which has been developed at the Swedish Cement and Concrete Research Institute.* In this apparatus the deformability of the fresh concrete is measured during vibration. So long as the deformability increases during the vibration, the concrete is not yet fully compacted. Decreasing deformability, on the other hand, means that the concrete is segregating due to the vibration. A stable concrete shows constant deformability after the maximum value has been attained. This apparatus thus reveals whether or not the mix is stable, and at the same time gives a measure of the required duration of vibration. It is the reporter's opinion that the use of such an apparatus would be of great value in comparing different mix designs.

3. EFFECT OF REPEATED AND CONTINUOUS LOADING, CREEP

In his short paper, "Détermination des déformations des bétons sous les charges prolongées," M. Prot describes the main principles of a new testing machine intended for use in a study of the deformation properties of materials, with special reference to the time effect. It will be possible to vary the rate of application of load between wide limits, viz., in the ratio 1:10,000. Stress and strain will both be recorded autographically. Details of the machine and, if available, preliminary results, will be given at the Congress.

4. CORROSION OF CONCRETE AND REINFORCEMENT

As a building material, concrete possesses many excellent properties, and has thus been of great benefit in raising our general standard of living. Nevertheless, the poor durability of some bridges and other reinforced-concrete structures has given rise to a certain amount of concern. Much has been written on the subject of deterioration of concrete. A comprehensive and thorough survey is to be found in the excellent paper by Lea and Davey,† to which the reporter draws attention. In addition to the papers referred to in their survey, he would like to draw attention to an interesting paper on deterioration of bridges in America, by Jackson.‡ Another valuable investigation has been made by Ruth D. Terzaghi,§ which has recently been published. Of the more comprehensive works on this subject those by Kleinlogel|| and by Dreyfus¶ may be mentioned.

The main pattern of the paper by Lea and Davey is as follows:

A. Internal causes:

- (i) Materials: aggregates, cement, air-entraining cement, water
- (ii) Internal changes: thermal movement of concrete, drying shrinkage and reversible wetting movement

B. External causes:

- (i) Frost attack and corrosion of reinforcement

* See *Proceedings*, No. 12, and *Bulletins*, Nos. 12 and 24, of the Swedish Cement and Concrete Research Institute.

† F. M. Lea and N. Davey. "The deterioration of concrete in structures," *J. Inst. Civ. Engrs.* **32**, 248-275, 1949.

‡ F. H. Jackson. "Disintegration of bridge concrete in the West," *Public Roads*, **24**, No. 4, 1945.

§ Ruth D. Terzaghi. "Concrete deterioration due to carbonic acid," *J. Boston Soc. Civ. Engrs.*, 1949.

|| A. Kleinlogel. *Einflüsse auf Beton und Stahlbeton*, 1950.

¶ J. Dreyfus. *La chimie des ciments*, Paris, 1950.

- (ii) Erosion of concrete
- (iii) Deterioration of concrete in sea-water
- (iv) Deterioration of concrete in sulphate-bearing waters
- (v) Attack of concrete by acid gases
- (vi) Atmospheric attack
- (vii) Tunnels and bridges
- (viii) Sewers
- (ix) Exposure to fire
- (x) Architectural treatment of surface and attention to detail.

The reporter gives the above pattern in order to show where the three present papers fit in the general picture.

F. Campus, who has already published valuable papers on the subjects B(iii) and A(ii) in the above, deals in his present paper mainly with point B(vi), atmospheric attack, but also refers to points A(ii) and B(i).

M. Prot gives a new testing method in connection with point B(iii).

L. Séméac and M. Boutron mainly deal with points B(v) and B(x). As this paper has much in common with the paper by Campus, they will be treated together in the following paragraphs.

Campus describes some severe cases of damage that have occurred in reinforced-concrete transmission line poles in Belgium, in the form of both longitudinal and transverse cracks in the cover over the reinforcement, and severe corrosion of the reinforcement. He develops an interesting explanation of the cause of this damage, which, he states, is due to rainwater dissolving the lime in the concrete, thus rendering it porous. As long as the water is alkaline it does not attack the reinforcement, but if the water ceases to be alkaline and other conditions are favourable the steel will be attacked, will start rusting and swelling, and will finally burst the concrete covering the reinforcement.

The reporter has discussed this theory with several specialists. The chemists have nothing to say against it if the following distinction is made. As long as the concrete still possesses some strength, water bound by capillary forces, they say, will be alkaline, and will not, therefore, attack the reinforcement. If, however, pores or cracks exist of sufficient width, and if they are dry, then *moist air* may enter through them, and water vapour which is not alkaline may reach the reinforcement. There it may condense directly on the reinforcement, and possess such acidity that rusting may take place. This distinction does not invalidate any of the rest of Campus's treatment, which is based on an analysis of the inherent internal stresses and the additional stresses due to external causes such as atmospheric conditions, which, in unfavourable circumstances, may lead to disintegration.

Campus finishes with some practical recommendations for obtaining durable reinforced-concrete structures, taking into account the actual concreting, as well as the placing of the reinforcement.

Séméac and Boutron give a detailed and instructive account of damage to the concrete structure of railway sheds, and also, to a certain extent, to viaducts of railways in France. Their observations cover structures erected at various times over the last forty years. The damage is mainly due to attack from the smoke from the locomotives, but in the coastal districts the disintegration appears to develop more rapidly as a result of the deleterious effect of the salt in the air. As a result of their experience, two methods have been employed to minimise the destruction due to the smoke: first, reducing the source of attack—the smoke—by a more suitable design

of the structures; second, increasing the resistance of the material of the structure to attack, by using dense concrete, etc.

The reporter would like to stress the observation made by the authors of the importance of a careful design of even the details of the structure if corrosion is to be minimised or eliminated.

There are two points in the paper by F. Campus to which the reporter would like to draw a little more attention. One concerns structures in which high-alumina cement has been used. Campus mentions some instances of damage due to instability of certain components of hydrated high-alumina cement. In Sweden, too, severe damage has occurred in bridges between 16 and 24 years after completion of the concreting, which, it is quite evident, is due to this slow recrystallisation of the hydration products of the high-alumina cement. Dreyfus, in his book (*loc. cit.*, p. 279), points out that permanent construction using high-alumina cement has been forbidden by the French authorities since 1943.

The other observation made by Campus which the reporter finds particularly noteworthy occurs in the final remarks, where the author quotes his colleague Professor Magnel. One case of corrosion of the wires at the anchorage of a prestressed concrete structure, mentioned by Magnel, suggests that such points may be particularly vulnerable to corrosive action—stress corrosion—and that such wires should always be protected by being embedded in concrete. This is of vital significance, and this problem ought to be the subject of detailed study by concrete specialists in collaboration with metallurgists.

M. Prot, in his paper, deals with the problem of finding a rapid method of testing the suitability of cements for use in structures in sea-water with regard to durability. After discussing several possibilities, the author concludes that the essential features of such a test should be:

- (a) an increase of the free exposed surface in relation to the mass, and
- (b) a rapid circulation of the fluid attacking the surface.

Prot has already, in I.A.B.S.E. publications and at the last Congress in Liège, pointed out the great importance of knowing the scatter of various properties of the materials. In this connection, he now asserts that the durability test must be such that large numbers of specimens can, without difficulty, be tested simultaneously.

In accordance with the above principles, two testing arrangements have already been put into service, one at Le Havre and the other at Marseilles. These are described in detail in the paper. Each enables 300 specimens to be tested simultaneously, and is under fully automatic control. The test specimens, which take the form of U-shaped plates about 3 mm. thick, are made of cement paste or cement mortar. During the corrosion test they are subjected to a bending moment equal in magnitude to one-half of their failure moment before test. Each specimen is supplied with an indicator which records the time at which failure occurs due to deterioration. The author hopes to give some preliminary results at the Congress.

ACKNOWLEDGEMENTS

The reporter would like to express his gratitude to the following people for their valuable assistance in preparing this general report: Dr. Sven G. Bergström, of the Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, who, in collaboration with the reporter, prepared part 1 of the report; Messrs. Otto Forsman and Per Nycander, Professor Erik Rudberg and Dr. Rune Hedin of Stockholm, the specialists with whom

the reporter discussed the question of corrosion of reinforcement; and Dr. Ralph P. Andrew, London, who assisted the reporter in translating the report into English.

Summary

The fundamental requirements of hardened concrete are strength and durability. The limits of creep and shrinkage are usually of secondary importance, and can only be controlled to a limited extent in the mix design after the first two requirements have been satisfied. The usual aim in concrete mix design is to obtain a given strength with a minimum cement content; this, however, will not in general ensure a satisfactory frost-resistance either of the concrete as a whole or of planes of weakness which may occur due to segregation. For this purpose it is necessary to choose an optimum grading of the aggregate and an optimum content of cement paste for a given water-cement ratio.

The corrosion of concrete and reinforcement is a vast and complex problem. Two main aspects have been treated in the papers under discussion: deterioration due to atmospheric attack and deterioration due to acid gases. One of the authors has developed a theory of the causes of the first of these. Another paper draws attention to the importance of a careful design of structural details, so as to minimise the corrosive attack. A third aspect—deterioration in sea-water—has been treated from the point of view of testing the suitability of a given cement for use in such circumstances. A new method of test for this purpose is described.

Résumé

Les exigences fondamentales imposées au béton durci sont la résistance mécanique et la durée. Les limites d'écoulement plastique et de retrait sont généralement d'importance secondaire; on ne peut intervenir sur ces caractéristiques que d'une manière limitée dans l'étude des mélanges, après que les deux premières exigences ci-dessus mentionnées ont été satisfaites. Le but que l'on se propose généralement dans l'étude des mélanges de béton est d'obtenir une résistance mécanique donnée avec une teneur minimum en ciment. Cette disposition n'assure toutefois pas, en général, une résistance satisfaisante au gel, tant dans la masse du béton que dans des plans de moindre résistance qui peuvent se former par suite d'une ségrégation. Du point de vue de la résistance au gel, il est nécessaire de choisir une teneur optimum, tant en agrégat qu'en ciment, pour un rapport eau-ciment déterminé.

La corrosion du béton et de ses armatures constitue un problème vaste et complexe.

Deux aspects principaux de cette question ont été traités dans les rapports qui sont soumis à la discussion: ce sont la détérioration résultant de l'attaque atmosphérique et la détérioration due aux gaz acides. L'un des auteurs a proposé une théorie sur les causes de la première de ces détériorations. Dans un autre rapport, l'attention est attirée sur l'importance d'une étude minutieuse des détails des ouvrages, en vue de réduire les risques de corrosion au minimum. Un troisième aspect—la détérioration dans l'eau de mer—a fait l'objet d'une étude portant particulièrement sur le contrôle de l'aptitude d'un ciment donné à être employé dans ces conditions. Une nouvelle méthode correspondante d'essai est décrite.

Zusammenfassung

Die grundlegenden Anforderungen an den erhärteten Beton sind Festigkeit und Dauerhaftigkeit. Die Kriech- und Schwindgrenze sind meistens von sekundärer Bedeutung und können nur bis zu einem beschränkten Grad durch das Mischung-

sverhältnis beeinflusst werden, nachdem die zwei ersten Bedingungen erfüllt sind. Das gewöhnliche Ziel bei der Festlegung des Mischungsverhältnisses für Beton besteht darin, mit einem Minimum an Zementzusatz eine vorgeschriebene Festigkeit zu erreichen. Dies gewährleistet jedoch nicht allgemein einen befriedigenden Frostwiderstand, sei es des ganzen Betons oder für bestimmte Flächen, die durch Entmischung geschwächt werden. Zu diesem Zwecke ist es notwendig, eine günstige Kornzusammensetzung und einen günstigen Zementgehalt für einen gegebenen Zement-Wasser-Faktor zu wählen.

Die Korrosion von Beton und Armierung ist ein weites und verwickeltes Problem. Zwei hauptsächliche Gesichtspunkte wurden in den zur Diskussion stehenden Arbeiten behandelt: Zerfall durch Witterungseinflüsse und Zerfall durch Säuregase. Einer der Verfasser hat eine Theorie über die Ursachen des ersteren entwickelt. Eine andere Arbeit macht auf die Bedeutung einer sorgfältigen Konstruktion baulicher Einzelheiten aufmerksam, um den Angriff der Korrosion auf ein Minimum zu reduzieren. Ein dritter Gesichtspunkt, der Zerfall in Meerwasser, wurde dahin behandelt, dass die Eignung eines bestimmten Zementes für den Gebrauch in solcher Umgebung untersucht wurde. Eine Prüfmethode für diesen Zweck wird beschrieben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 1

A rational method of proportioning concrete in India and its economic importance

Une méthode rationnelle pour l'élaboration du béton et ses avantages économiques

Eine rationelle Methode der Betonmischung und ihre wirtschaftliche Bedeutung

K. F. ANTIA, B.Sc., M.INST.ENG.(IND.), A.M.I.STRUCT.E., F.P.W.INST.
Bombay

ECONOMIC IMPORTANCE OF RATIONAL PROPORTIONING

The object of proportioning the ingredients, namely, cement, water and aggregates, of which concrete is made is to obtain durable concrete of strength to suit the requirements and at the most economical rate. Although strength is all-important, consideration has to be given to other important requirements such as durability, economy of the resulting concrete and workability of the mixture. Strength is essential to enable a structure or its components to fulfil its functions. Durability is required so that concrete does not deteriorate with time or when exposed to the atmosphere. The concrete must also be thoroughly sound, of uniform quality and with the voids reduced to a minimum.

As little cement as possible, consistent with the required strength of the resulting concrete, should be used for purposes of economy. The size and proportion of coarse aggregate should be as large as possible for effecting the greatest possible economy, but the quantity will depend on the workability of the mixture. Economy is effected due to the larger aggregate having less surface to be covered with cement paste than the smaller aggregate. The quantity of fine aggregate should be adequate to fill the voids in the coarse aggregate, otherwise cement paste will have to be wasted in filling the voids. The quantity of fine aggregate therefore depends on the voids in the coarse aggregate.

The proportioning of concrete is, to a great extent, done by what is termed the "mix method." In this method the proportions of cement, fine aggregate and coarse aggregate are specified. Although this method has been satisfactory so far, it is not an economical method; there is always an element of uncertainty as to strength and it is not suited for concrete of high strength. A far more logical and satisfactory

method is to decide on the strength of concrete required and then to determine the proportions of components which will give the most economical results.

The method of proportioning concrete should be rational, namely, such that it results in concrete of required strength at the least possible cost.

It may be assumed that with rational proportioning, the extent of saving in cement would be at least 3% and this may not be considered an extravagant assumption. The annual saving in India with annual consumption of over 3 million tons would, on this assumption, be about 90,000 tons, equivalent to 9 million rupees. The potential saving is of such magnitude that rational proportioning of concrete might with advantage be made obligatory to Indian engineers.

FUNDAMENTAL LAWS FOR RATIONAL PROPORTIONING

The fundamental laws of the water-cement ratio, consistency, and grading may be briefly stated as follows.

The strength and other desirable properties of concrete depend upon:

- (a) The quantity of water which is mixed with a given quantity of cement. A decrease in the water content increases the strength. Other properties of concrete are also improved. This law applies to a workable mixture only, namely, a mixture which can be placed satisfactorily in the forms.
- (b) The consistency of the mixture, which should be plastic and workable. The mixture should be thoroughly compacted, and for thorough compaction the consistency of the mixture should be plastic and workable.
- (c) For a given consistency, the most economic results are obtained when coarse and fine aggregates are well graded in size so that the mixed aggregates have the maximum density.

WATER-CEMENT RATIO AND DURABILITY OF CONCRETE

Although considerable experimental data with regard to the water-cement ratio are available in other countries, such data may not be applicable to India in view of the fact that almost all the experiments have been carried out in temperate climates.

Fortunately tests were carried out by an Indian railway a few years ago and data were collected from over 1,000 tests. In these tests the compressive strengths of concrete mixes, varying from 1:1½:3 to 1:3:6, were obtained by testing to destruction standard concrete cylinders. The results of these tests are given in fig. 1.

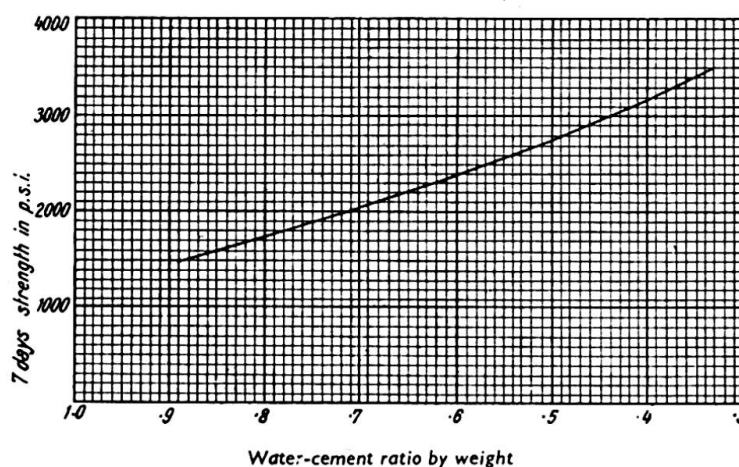


Fig. 1

It will be noted that the average strength at 7 days, which is 3,500 lb./in.² with a water-cement ratio of 0.33, falls to 1,500 lb./in.² when the water-cement ratio is increased to 0.89. This bears out forcibly the very great necessity for controlling the quantity of water in a concrete mix.

It may be added that as a result of these tests the original specification for concrete in a large construction which was given as "concrete of 1:2:4 mix" was altered to "concrete with a cylinder crushing strength averaging 2,000 lb./in.² at 7 days." The mix required for this specification was found to be much leaner than 1:2:4, and not only was a considerable saving in cement effected but concrete of a specified strength was guaranteed. The application of rational methods of proportioning concrete with its guaranteed strength and resulting economy has therefore been proved to be possible in India and there is no reason why this method should not be made the standard method for all concrete works of any size in India.

For purposes of comparison, the standard American figures of probable minimum compressive strength at 28 days for various water-cement ratios are given in Table I. Indian values are compared with American values in fig. 2. For this purpose, Indian figures of strength at 7 days have been corrected to 28-day strength by assuming the 28-day strength to be 150% of the 7-day strength. This assumption is close to

TABLE I

Water-cement ratio	0.45	0.49	0.54	0.58	0.63	0.67	0.71	0.76	0.80	0.85	0.89
Weight of water in lb./cwt. (1 bag) of cement	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Probable minimum compressive strength at 28 days in lb./in. ²	4,900	4,450	4,000	3,650	3,300	3,000	2,800	2,650	2,500	2,350	2,200

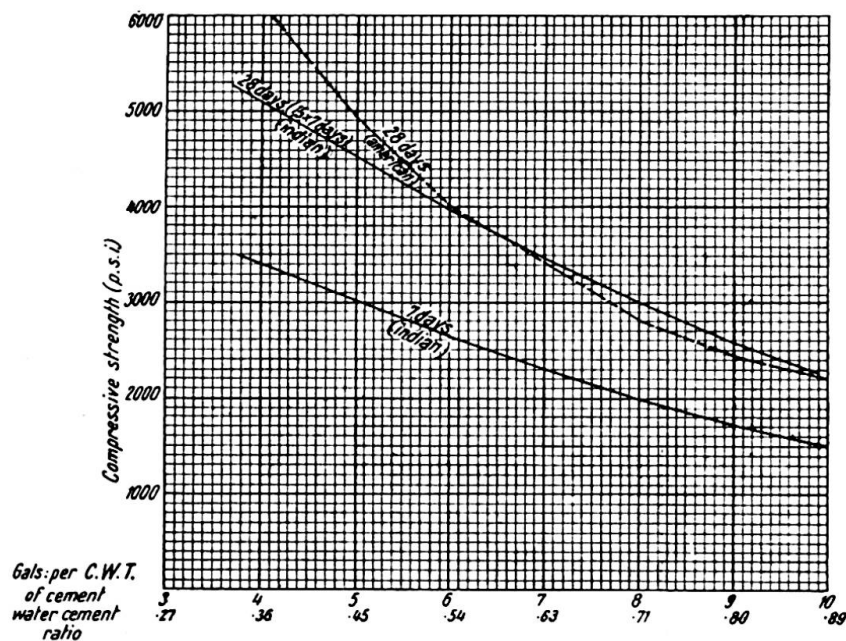


Fig. 2

the relation established in America between 7-day and 28-day strengths, as $S_{28} = 1.51S_7 + 49$.

As already indicated, the water-cement ratio governs not only the strength of the resulting concrete but many of its other properties, one of the most important being durability or resistance to exposure. For different types of exposures, American investigations indicate different water-cement ratios. Unfortunately investigations on this aspect have not so far been carried out in India.

WORKABILITY

The term workability in a concrete mix is a relative term and normally indicates the ease with which the concrete can be placed in the forms or moulds and the degree to which it resists segregation. Workability has varying values depending on several factors, namely, size and grading of the aggregate, placing of the reinforcement, the size of the structural members and the methods of compacting.

Workability of concrete is normally ascertained through the slump test, in which the partial collapse of fresh concrete moulded to a particular shape is the measure of the workability of concrete.

Workability, as already indicated, depends on several factors, including the size of the aggregates, and definite limits of slump cannot therefore be fixed, but the values in Table II form a suitable guide.

TABLE II
Slumps for various types of construction

Type of work	Slump (in.)	
	Without vibration	With vibration
(1) Normal R.C. sections, e.g. slabs, beams, columns, walls, etc.	2 to 6	1 to 3
(2) Foundations, footings, substructures, walls, etc.	1 to 5	1 to 2½
(3) Mass concrete	1 to 3	1

In making slump tests all aggregates above 2 in. should be removed.

It should be remembered that the vibration of concrete has an appreciable effect on workability. This is apparent from columns 2 and 3 of Table II. As workability is increased by vibration, the water-cement ratio can be reduced, resulting in increased strength. Other effects of vibration are an increase in the modulus of elasticity and a reduction in plastic flow and shrinkage on account of the reduction in water-cement ratio.

SIZE AND GRADING OF AGGREGATES AND FINENESS MODULUS

The chief advantage of using as large a size of coarse aggregate as possible is the increased yield for a given water-cement ratio. This is due to the proportion of coarse aggregate to fine aggregate becoming greater for the same workability with an increase in the size of coarse aggregate. The water content and therefore the cement content are therefore reduced. The size, however, is limited by the section of the concrete member, spacing of reinforcement, and in the case of large size aggregates by the type of mixer available. Although a maximum size of 9 in. has been used, the normal limit may be considered as 6 in.

Suitable grades of aggregates, both coarse and fine, result in a dense concrete and also in the required workability being obtained with the minimum quantity of water. The lower the water content, the smaller is the cement content as well, and therefore grading of aggregates leads to the most economical concrete of the required strength. Other advantages of grading are uniformity in the quality of the resulting concrete and reduced shrinkage cracks due to reduced water content.

It is possible to obtain concrete of the required strength without suitable grading of the aggregates by using excess fine aggregate, cement and water, but it is not the most economical mixture.

The grading of aggregate is ascertained by passing it through a series of sieves. The sizes of sieves selected are such that the linear dimensions of the mesh of sieve A are double those of sieve B, the next in the series. The quantities retained on each sieve are either (a) tabulated or plotted, or (b) totalled, and a factor known as "fineness modulus" obtained. It is equally correct to use the quantities passing through the sieve. The sieves used for grading aggregates are: Nos. 100—52—25—14—7—3/16 in.—3/8 in.—3/4 in.—1½ in.—3 in. and 6 in.

"Fineness modulus" is an empirical factor obtained by totalling the cumulative percentages of aggregates retained on each sieve of the series given above, and dividing by 100.

As a result of research and judgment, certain values of fineness modulus for mixed aggregates and varying with the maximum size of aggregate have been accepted as giving the required workability and the most economical mix. It is emphasised that there cannot be a definite fineness modulus for each maximum aggregate size, but values within a suitable range (Table III) are likely to give the best results. A series

TABLE III
Fineness moduli of mixed aggregates for concrete of maximum strength

Maximum size of coarse aggregate (in.)	Fineness moduli		Remarks
	Minimum	Maximum	
$\frac{3}{8}$	3.3	3.7	An increase in value above the maximum figures will result in a "harsh" mix. A decrease in value below the minimum figures will give an uneconomical mix.
$\frac{1}{2}$	4.5	5.0	
$\frac{3}{4}$	4.8	5.3	
1	5.0	5.5	
1¼	5.1	5.7	
1½	5.4	6.0	
3	5.9	6.5	
6	6.5	7.0	

of experiments carried out in India has shown that for a range of mixes varying from 1:1½:3 to 1:3:6 no appreciable alteration is necessary and that the value of the fineness modulus depends chiefly on the maximum size and shape and on the quality of grading of the aggregates. Reasonable ranges of fineness moduli for fine aggregates and coarse aggregates are given in Table IV. If the fineness modulus of the aggregate tested does not fall within the given range it does not mean that the aggregate should be discarded; it only indicates that the particular aggregate is not likely to give the most economical results. It may also be noted that the coarser the aggregate, the greater is the value of the fineness modulus.

The proportion of fine aggregate to coarse aggregate can be determined from their fineness moduli (F.M.).

TABLE IV
Recommended limits of fineness modulus of fine and coarse aggregates

Maximum size of aggregate (in.)	Fineness modulus limits	
	Minimum	Maximum
Fine aggregate up to $\frac{3}{16}$	2.34	3.61
Coarse aggregate $\frac{3}{4}$	6.30	6.90
" " $1\frac{1}{2}$	6.95	7.60
" " 3	7.60	8.20
" " 6	8.00	8.60

If F_c and F_f are the fineness moduli and if V_c , V_f and V_m are the percentage of coarse, fine and mixed aggregates respectively, and if F_m is a suitable fineness modulus for mixed aggregate, then:

$$\frac{V_f}{V_m} = \frac{F_c - F_m}{F_c - F_f} \times 100$$

In order to obtain the fineness moduli of aggregates, sieving may be started with the finest of the sieves, i.e. No. 100, or with the largest of the sieves. If sieving is commenced with the finest sieve, the quantity retained on each sieve is to be simply totalled and divided by 100. From practical considerations, sieving has to be started with the largest sieve. The value of F.M. is obtained either by tabulation or with the help of a formula. In the example given in Table V the quantities retained on each sieve are tabulated in column 3 and the corresponding percentages worked out in column 4. The values in column 4 are multiplied by the sieve factor in column 2 to obtain the cumulative percentage in column 5. The total of column 5 divided by 100 gives the F.M.

TABLE V

Sieve size	Sieve factor	Quantity retained on each sieve	Percentage retained on each sieve	Cumulative percentage on each sieve
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$\frac{3}{16}$ in.	6	0.10	5.0	30.0
No. 7	5	0.23	11.5	57.5
No. 14	4	0.30	15.0	60.0
No. 25	3	0.83	41.5	124.5
No. 52	2	0.35	17.5	35.0
		2 lb.	100	316.5
				(F.M. = 3.17)

The same results may be obtained without tabulation from the following formula:

$$\text{F.M.} = \frac{nx_1 + (n-1)x_2 + (n-2)x_3 + E_c \dots + x_n}{w} \dots \dots \dots (1)$$

where n is the number of sieves used (six if the size of aggregate is $\frac{3}{16}$ in., nine for $1\frac{1}{2}$ in. aggregate, etc.). $x_1, x_2, \dots, x_n$ are the quantities retained on each sieve, x_1 being the quantity retained on the largest sieve and x_n that on the smallest sieve, i.e. No. 100, and w is the total weight of the sample.

The ranges of F.M. in Table IV give the approximate limits of suitable grading of

various aggregates. For more accurate results, the percentage of aggregate retained on each sieve is indicated. In fig. 3 are given the recommended grading ranges for fine aggregate and for coarse aggregates of maximum size $1\frac{1}{2}$ in. and $\frac{3}{4}$ in. If the sieve analysis of a given aggregate falls within these ranges, the aggregate is suitable. If the grading is coarser than that given by the lower limits of fig. 3, the mix is likely to be too harsh for good workability; and if it is finer than that indicated by the upper limits, the mix will be uneconomical.

A large quantity of coarse aggregate results in an economic mix, whilst an increased quantity of fine aggregate produces a more workable mix. An economic and at the same time workable range of the mixed aggregate falls within narrow limits. These limits are indicated approximately by the fineness modulus of mixed aggregate and more accurately by grading curves. The average grading curves for mixed aggregates with the maximum size of aggregates varying from $\frac{3}{8}$ in. to 6 in. are shown in fig. 4. Equivalent fineness moduli are also indicated. The aim in deciding the proportion of fine to coarse aggregate should be to obtain a grading curve as near to the average curve given in fig. 4 for the particular size of coarse aggregate.

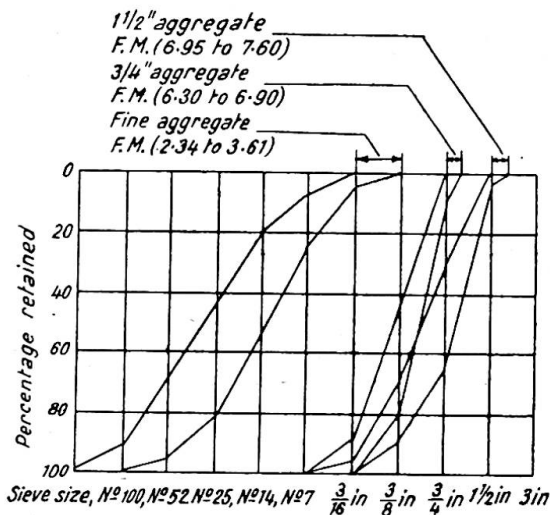


Fig. 3

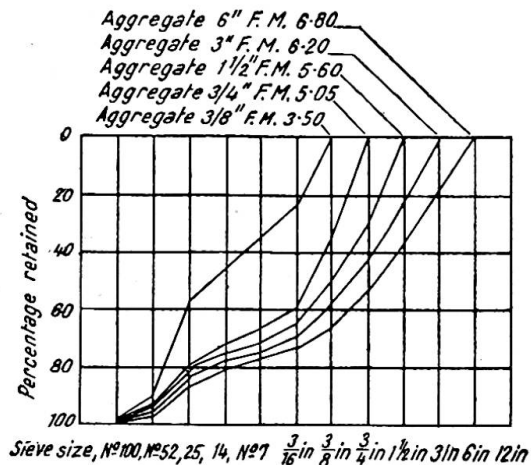


Fig. 4

The simplest method of obtaining the proportion of fine to coarse aggregate is by formula (1). The proportion of fine to coarse aggregate has no effect on the richness or otherwise of the concrete, but satisfactory grading is more important with lean mixes, namely, those with a comparatively small proportion of cement.

With a larger proportion of coarse aggregate, volume change as well as the heat of hydration is reduced. The proportion also depends on the shape of the individual pieces, the proportion of coarse aggregate being reduced with flat elongated pieces. In terms of absolute volume, as defined later in the paper, the quantity of coarse aggregate of $1\frac{1}{2}$ in. size in a concrete mix with a suitable grading and proportioning, ranges between 35% and 45% for broken or crushed stone and between 40% and 50% for gravel.

PROPORTION OF CEMENT TO MIXED AGGREGATE

The relation between the water-cement ratio and the quantities of cement and mixed aggregate is necessary in order to determine the quantity of mixed aggregate per cwt. of cement for a required strength. Experiments have been carried out in

India in which various proportions of coarse and fine aggregates have been used to ascertain the water-cement ratio in various mixes of concrete and of mortar. The results are summarised as follows.

With the consistency of concrete suitable for mass concrete work (see Table II) the quantity of mixing water required is:

- (a) 7.5 lb. per cubic foot of dry compacted mixed aggregate, the proportions being based on the fineness modulus;
- (b) 24 lb. per hundredweight of cement.

In carrying out these experiments, the varying factors have been eliminated by drying the coarse and fine aggregates before use and compacting with a steel rod before measuring any volumes. When dry fine and coarse aggregates are measured separately after compacting and again after mixing the two aggregates and compacting, the volume of the mixed aggregate is less than the sum of the separate volumes. The mixed aggregate factor is obviously equal to:

Volume of dry compacted mixed aggregate

Volume of dry compacted fine aggregate + volume of dry compacted coarse aggregate

The author suggests the following formula on the strength of the above results:

$$V_m = 1.33 \left(\frac{w}{ab} - 2C \right) \dots \dots \dots (2)$$

where w is the quantity of water in gallons per cubic foot of cement,

C is the cement in cubic feet,

V_m is the volume of dry compacted mixed aggregate,

and a and b are factors.

Factor a depends on the quality of both coarse and fine aggregates and the values may be taken as shown in Table VI.

TABLE VI

Value of factor a	Conditions
1.2	For crushed-stone aggregate and poorly graded fine aggregate
1.1	For crushed-stone aggregate
1.1	For poorly graded fine aggregate
1.0	For shingle aggregate and well-graded fine aggregate

Factor b depends on the required consistency and the values recommended are given in Table VII.

TABLE VII

Value of factor b	Conditions
1.2	For slump up to 6 in.
1.1	" " " " 4 in.
1.0	" " " " 2 in.

For 1 cubic foot of cement formula (2) becomes:

$$V_m = 1.33 \frac{w}{ab} - 2.67 \dots \dots \dots (3)$$

The quantity of water in gallons per cubic foot of concrete of the required strength having been determined from fig. 1, values of factors a and b are selected and the volume of mixed aggregate in cubic feet per cubic foot of cement is obtained from formula (3). The quantities of coarse and fine aggregates are then obtained from the percentages of these materials worked out from the fineness modulus.

MOISTURE IN AGGREGATES, BULKING AND YIELD

The percentage of water in the water-cement ratio is affected (a) by water absorbed by the aggregate if the aggregate is very dry, (b) by surface water if the aggregate is wet, and (c) by evaporation if concrete is mixed in hot dry weather. Corrections have therefore to be made for these factors, the quantity of water being increased for (a) and (c), and reduced for (b).

Experience in India indicates a fairly constant percentage for absorption for broken "trap" stone aggregate.

When water is added to dry sand, it covers the particles of sand. These films of water push the sand particles further apart and the volume increases. This is known as bulking. With increase in water, the volume continues to increase until the sand is completely saturated, when the volume of sand is reduced to its original dry volume.

The finer the sand, the greater is the bulking, and this may be as much as 45%. Average figures may be taken as 30% for fine and 20% for coarse sand. Tests carried out in India gave a bulking percentage of about 32% with sand of fineness modulus 2.2. Saturation point was reached when the quantity of water was about 5 lb. per cubic foot of sand.

Bulking also takes place in coarse aggregate but to a smaller extent. Indian experiments show that wet coarse aggregate (broken stone and shingle) when loosely filled bulks about 10% to 12%.

The method of measuring the percentage of bulking is either by volume or by weight. The sand is loosely filled in a volume measure. It is then removed and thoroughly dried, filled again in the volume measure and consolidated by prodding with a rod. The difference in volume gives the bulking percentage. A more accurate measure is by weight. The weights of (a) wet and loosely filled sand, (b) dry and consolidated sand, and (c) water content are obtained. The bulking percentage is then:

$$\frac{M_d - (M_c - M_w)}{(M_c - M_w)} \times 100 \quad \dots \dots \dots (4)$$

where M_d is weight of dry sand,

M_c is weight of sand combined with water,

M_w is weight of water.

For uniformity and accuracy, all measurements are based on consolidated aggregates.

When certain quantities of cement and coarse and fine aggregates are mixed together, the resultant volume of concrete is much less than the sum of volume of the dry unmixed materials. The reduction in volume depends upon several factors such as the quality of the aggregates, grading, proportions, cement and water content and the extent and type of consolidation. Three methods of ascertaining the yield are given, the choice depending on the degree of accuracy required:

(i) Very approximate figures of the quantities of ingredients of concrete may be obtained by considering the volume of ingredients as 1.5 times that of the resultant

concrete. For example, the quantities of sand, broken stone and cement required for 100 ft.³ of 1:2:4 concrete are very approximately:

$$1.5 \times 100 \times \frac{2}{7} = 43 \text{ ft.}^3$$

$$1.5 \times 100 \times \frac{4}{7} = 86 \text{ ft.}^3$$

$$1.5 \times 100 \times \frac{1}{7} \times \frac{90}{112} = 17.2 \text{ bags}$$

(ii) Accurate values are obtained by adopting the absolute volume method. The absolute volume of a material is the volume of the solid particles in it, i.e. it is the total volume minus voids. The quantity of concrete resulting from a mixture of its ingredients is the sum of the absolute volumes of its ingredients. Absolute volume is obtained by multiplying the absolute specific gravity of the material by the weight of a cubic foot of water (62.4 lb.). The absolute specific gravity is the unit weight of the solid material divided by the unit weight of water. In the absence of tests of the materials used, the absolute specific gravity of cement and fine and coarse aggregates may be taken as 3.15, 2.65 and 2.55 respectively.

(iii) Another fairly accurate method of determining the yield is to make use of Table VIII based on the results of a large number of experiments carried out in India.

TABLE VIII

Proportion of cement to mixed aggregate	1:2	1:3	1:3.5	1:4	1:4.5	1:5	1:5.5	1:6
Cwt. of cement per 100 ft. ³ of concrete	33	23.5	21	18.5	16.8	15	14	12.8
Proportion of cement to mixed aggregate	1:6.5	1:7	1:7.5	1:8	1:8.5	1:9	1:9.5	1:10
Cwt. of cement per 100 ft. ³ of concrete	12	11	10.5	9.8	9.3	8.8	8.3	7.8

In this table the proportion is one cubic foot of cement to the volume of dry compacted mixed aggregate and the table is applicable when formula (3) is used.

PROCEDURE FOR PROPORTIONING OF CONCRETE

It will be seen that the concrete mix is economically designed by first selecting the water-cement ratio which will give concrete of required strength and durability, determining a suitable consistency and finding the proportion of coarse and fine aggregates with the available grading to give adequate workability when mixed with the cement paste in definite proportions of water and cement. The steps are therefore as follows:

- Determine a water-cement ratio which will give the required strength (see fig. 1).
- Ascertain whether the ratio selected will be suitable for the type of exposure to which it will be subjected.
- Determine the slump which is required depending on the type of structure or part of structure (see Table II).

- (d) Determine the maximum size of coarse aggregate.
- (e) Ascertain the fineness moduli of the available coarse and fine aggregates (compare with Table IV), select a suitable fineness modulus for the mixed aggregate (see Table III) and work out the proportions of coarse and fine aggregates.
- (f) Determine the mixed aggregate factor.
- (g) Determine the bulking percentage (see formula (4)).
- (h) Determine the quantity of dry compacted mixed aggregate per cubic foot of cement (see formula (3)).
- (i) Determine the field mix and the quantities of aggregates per bag of cement.
- (j) Deduct the moisture content in the aggregates and determine the actual quantity of mixing water to be used.
- (k) Determine the yield of concrete per cwt. of cement (see Table VIII).

An example is given below.

The proportions given in the chart (fig. 5) may be used as a guide for obtaining, without calculations, approximate quantities of the ingredients of concrete for the required compressive strength and consistency. It is emphasised that the figures are approximate and tests with available aggregates may result in figures slightly different from those obtained from the chart.

EXAMPLE

Concrete with an ultimate compressive strength of 1,800 lb./in.² is required for the interior 9 in. × 9 in. columns with heavy reinforcement. The properties of available sand and shingle aggregate are as follows:

	Fineness modulus	Moisture content lb./ft. ³	Weight without drying and compacting lb./ft. ³	Weight after drying and compacting lb./ft. ³
Sand	2.7	3.5	90	101
"Trap" stone	6.6	0.5	109	112

A field mix is required for the most economical unvibrated concrete of requisite strength and also the quantities of materials for 100 ft.³ of concrete:

- (a) The water-cement ratio for 1,800 lb./in.² is 0.77 (or 6.95 gal./ft.³).
- (b) The limiting water-cement ratios for exposure do not apply, as the columns are in the interior of a building.
- (c) The average slump as per Table II is 4 in.
- (d) The maximum size of aggregate is 1½ in., but ¾ in. size will be used due to heavy reinforcement.
- (e) A suitable fineness modulus for mixed aggregate with ¾ in. maximum size is 5.0 (see Table III). The percentage of sand to be mixed with coarse aggregate is therefore:

$$\frac{F_c - F_m}{F_c - F_f} \times 100 = \frac{6.6 - 5.0}{6.6 - 2.7} \times 100 = 41\%$$

The percentage of coarse aggregate = 100 - 41 = 59%.

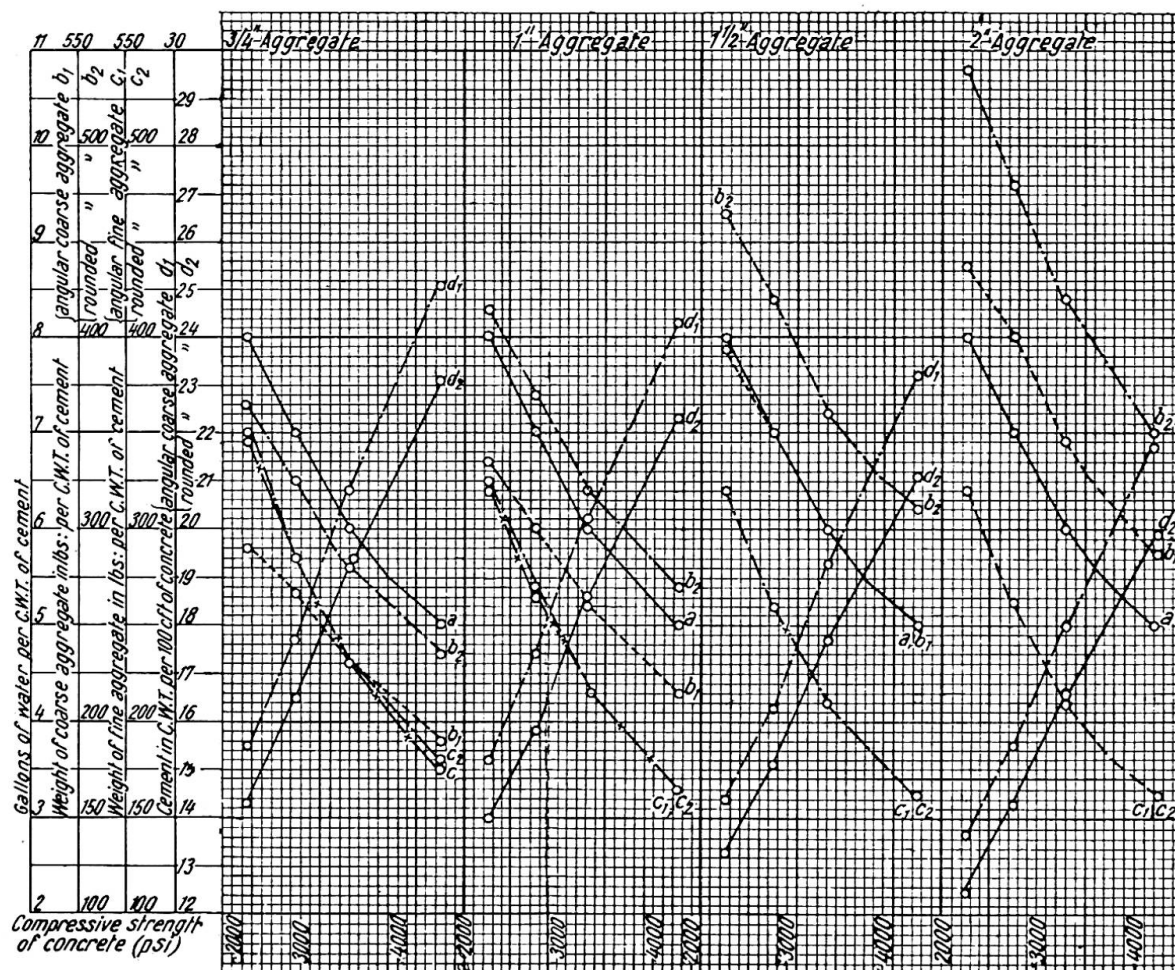


Fig. 5. Proportions for concrete of medium consistency (3 in. slump)

1. (a) For each increase of 1 in. in slump:
 - (i) Increase the water by 3.7 gallons/100 ft.³ of concrete;
 - (ii) Increase the cement as follows:

Water-cement ratio	Additional cement for 100 ft. ³ of concrete
5 gallons/cwt. cement	9.5 lb.
6 gallons/cwt. cement	12.5 lb.
7 gallons/cwt. cement	15.8 lb.
8 gallons/cwt. cement	19.0 lb.

- (iii) Decrease the coarse aggregate by 24 lb./cwt. of cement;

- (b) For each decrease of 1 in. slump reverse the modifications shown above.

2. The proportions given in the table are for average aggregates. If very fine aggregate is used the quantity of fine aggregate should be reduced by about 10 lb./cwt. of cement and coarse aggregate increased by the same quantity. For fine aggregates of coarse quality the quantity should be increased and a corresponding reduction made in the coarse aggregate.

3. The approximate weights of fine and coarse aggregates are based on a specific gravity of 2.65 for saturated surface dry condition.

- (f) Quantities of dry compacted sand and coarse aggregate are mixed in proportion of 1:1.44 (i.e. 41:59) and compacted. The volume of the mixed aggregate is found to be 2.24. The compacting factor is therefore:

$$\frac{2.24}{1+1.44}=0.92$$

- (g) The bulking percentage of sand is:

$$\frac{101-(90-3.5)}{(90-3.5)} \times 100 = 16.8\%$$

The bulking percentage of coarse aggregate is:

$$\frac{112-(109-0.5)}{(109-0.5)} \times 100 = 3.2\%$$

- (h) The quantity of mixed dry aggregate per cubic foot of cement is obtained from:

$$V_m = 1.33 \frac{w}{ab} - 2.67 = \left(1.33 \times \frac{6.95}{1 \times 1.1} \right) - 2.67 = 5.73$$

- (i) The quantity of sand (in the available condition) required per cubic foot of cement is:

$$\left(\frac{41}{100} \times 5.73 \right) \times \frac{1}{0.92} \times \frac{116.8}{100} = 2.98 \text{ ft.}^3$$

The quantity of coarse aggregate (in the available condition) is:

$$\left(\frac{59}{100} \times 5.73 \right) \times \frac{1}{0.92} \times \frac{103.2}{100} = 3.78 \text{ ft.}^3$$

The field mix is therefore 1:2.98:3.78.

The quantities of sand and coarse aggregate required per bag (1 cwt.) of cement are $1.2 \times 2.98 = 3.58 \text{ ft.}^3$ and $1.2 \times 3.78 = 4.54 \text{ ft.}^3$ respectively.

- (j) As the moisture contents of sand and coarse aggregate are 3.5 ft.³ and 0.5 ft.³ respectively, the reduction in mixing water per cubic foot of cement is:

$$(3.5 \times 2.98) + (0.5 \times 3.78) = 12.32 \text{ lb.} = 1.23 \text{ gallons}$$

Hence water to be used per cubic foot of cement = $6.95 - 1.23 = 5.72$ gallons and per bag of cement = $1.2 \times 5.72 = 6.86$ gallons.

- (k) The quantity of cement (in bags) required per 100 ft.³ of concrete with the proportion of 1:5.73 is 13.5 bags (see Table VIII). The quantities of sand and coarse aggregates per 100 ft.³ of concrete are $13.5 \times 3.58 = 48.3 \text{ ft.}^3$ and $13.5 \times 4.54 = 61.3 \text{ ft.}^3$ respectively.

Hence with the sand and coarse aggregate available, the field mix will be 1:2.98:3.78 and the following quantities of materials will be required for 100 ft.³ of concrete: 13.5 bags cement, 92.6 gallons of water, 48.3 ft.³ of fine and 61.3 ft.³ of coarse aggregates.

CONCLUSIONS

Results of Indian research have been used to a very large extent in this paper in explaining rational procedure for proportioning concrete. The experiments so far conducted cannot, however, be considered exhaustive and there is not only considerable scope but also great necessity for undertaking further research on a large scale.

Such research should deal with the various types of aggregates available all over India and also for varying climatic conditions, seasons and even for large temperature variations during the day.

The procedure for proportioning concrete given in the paper may be considered as tentative and further research may necessitate modification.

Preparation of charts and tables covering all the varying conditions from which proportions of the constituent materials of concrete may be read off would be invaluable. Such charts and tables should, however, be prepared only as a result of numerous tests carried out in different parts of the country. Such charts and tables would make rational proportioning as simple as the present unsatisfactory mix method and assist not only in producing concrete of guaranteed strength but also in effecting a large annual saving.

Summary

By a rational method of proportioning concrete is meant a method which results in concrete of any required strength at the most economical rate.

The rational proportioning of concrete has considerable bearing on Indian economy as it is estimated that with an anticipated consumption of over three million tons of cement in 1950-51 the saving could be as much as nine million rupees, assuming that 3% cement is saved in proportioning concrete by the rational method as compared with the present approximate method.

The paper indicates briefly the present approximate method of proportioning and describes in detail a method of scientific proportioning based on Indian data. The method is simple and requires little equipment and an example has been given to illustrate the method.

Results of Indian research have been used to a large extent in the paper, but data from other nations, particularly the U.S.A., have been included where Indian data are inadequate. Experiments so far conducted in India cannot be considered as exhaustive and there is considerable scope and necessity for further research in India on this subject.

Résumé

Une méthode rationnelle pour l'élaboration des mélanges de béton est une méthode, qui permet d'obtenir des bétons présentant les caractéristiques de résistance voulues, dans les rapports de mélange les plus économiques.

L'élaboration rationnelle des mélanges de béton présente une importance considérable pour l'économie indienne. On estime en effet que sur une consommation prévue de plus de trois millions de tonnes de ciment, pour les années 1950 et 1951, on a pu réaliser une économie de neuf millions de roupies, grâce à l'application de la "méthode rationnelle," qui permet d'économiser en moyenne 3% de ciment par rapport aux autres méthodes actuelles d'approximation.

L'auteur expose brièvement les méthodes actuelles d'approximation et décrit d'une manière détaillée une méthode scientifique de dosage des mélanges, basée sur les conditions économiques particulières à l'Inde. Cette méthode est simple et exige peu de moyens auxiliaires. Elle est illustrée par un exemple.

L'auteur fait très largement appel aux résultats des recherches indiennes et même, lorsqu'ils ne suffisent pas, à ceux des recherches étrangères et tout particulièrement américaines. Les essais qui ont été jusqu'à maintenant effectués en Inde ne doivent nullement être considérés comme achevés; de nombreuses possibilités s'offrent encore et de larges investigations sont encore nécessaires.

Zusammenfassung

Unter einer rationellen Methode der Betonmischung versteht man eine Methode, nach welcher Beton von einer gewünschten Festigkeit mit dem wirtschaftlichsten Mischungsverhältnis erzeugt werden kann.

Die rationelle Mischung von Beton hat einen beträchtlichen Einfluss auf die indische Wirtschaft, wenn man abschätzt, dass bei einem voranschlagten Verbrauch von mehr als drei Millionen Tonnen Zement in den Jahren 1950/51 die Ersparnis von neun Millionen Rupees erzielt werden könnte, wenn durch Anwendung der "Rationalen Methode" anstelle der gegenwärtigen Näherungsmethoden durchschnittlich 3 % Zement gespart würden.

Die Arbeit erläutert kurz die gegenwärtige Näherungsmethode für die Mischung und beschreibt im Einzelnen eine wissenschaftliche Methode der Dosierung, basierend auf den indischen Verhältnissen. Diese Methode ist einfach und erfordert wenig Hilfsmittel. Zur Erläuterung ist ein Beispiel beigelegt.

Die Ergebnisse der indischen Forschung sind in dieser Arbeit in grossem Umfang benützt worden doch wo diese nicht genügen, wurden auch Angaben aus anderen Ländern, besonders aus den U.S.A. mit herangezogen. Die bis jetzt in Indien durchgeführten Versuche können keineswegs als erschöpfend betrachtet werden; es bestehen noch beträchtliche Möglichkeiten und weitere Forschungen auf diesem Gebiete sind in Indien noch notwendig.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 1

La composition du béton

The composition of concrete

Die Zusammensetzung des Betons

ALBERT JOISEL

Ingénieur diplômé de l'Ecole Polytechnique
Directeur du laboratoire du Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des
Liants Hydrauliques, Paris

AVERTISSEMENT

Des milliers d'ouvrages ont été publiés au cours des soixantes dernières années, dans les divers pays du monde, sur la composition du béton.

La multiplicité des théories, des courbes granulométriques et des méthodes proposées montre assez combien le sujet est complexe. Notre propos n'est donc pas de présenter une mise au point définitive de ce problème, mais plutôt un de ses aspects.

Le présent mémoire fait partie d'une étude d'ensemble *théorique et expérimentale* qui doit être publiée dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics en 1952. Il nous a été impossible de la résumer efficacement et nous avons préféré en extraire un des principes théoriques essentiels.

L'EFFET DE PAROI ET LA THÉORIE DE M. A. CAQUOT

M. Caquot a exposé dans les Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France (juillet-août, 1937) une théorie qui a jeté une vive lumière sur les problèmes de la composition du béton. Nous allons la résumer brièvement.

Si β est la compacité d'un agrégat de dimension uniforme d (pour un serrage donné) une surface fictive S coupe les grains en milieu indéfini suivant une aire βS . Si les grains sont dans un moule, sa surface intérieure les rencontre suivant une aire nulle. Tout se passe donc comme si le moule était réduit d'un volume $K S d$ (pour une paroi indéfinie). M. Caquot adopte pour β la valeur 0,56 en moyenne.

Granulométrie discontinue

Considérons un récipient de volume unité rempli de deux sortes de grains de dimensions respectives d_1 et d_2 , très petites par rapport à lui. Soient v_1 et v_2 leurs *volumes apparents* et posons $\alpha = d_2/d_1$. Portons v_1 en ordonnées et v_2 en abscisses

(fig.1). Si le récipient est rempli de grains de dimension d_1 , le point figuratif est A. Ajoutons des grains de dimension d_2 :

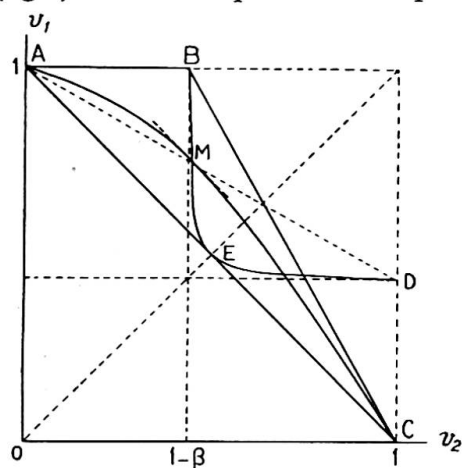


Fig. 1

Si $\alpha=1$, le point figuratif décrit le segment AC

Si $\alpha=0$, le point figuratif décrit les segments ABC

Si $\alpha=\infty$, le point figuratif décrit les segments ADC

Si α est quelconque, le point figuratif décrit une courbe AMC.

La compacité du mélange est maximum en un point M où la tangente est parallèle à AC.

L'expérience montre que le lieu géométrique du point M est une hyperbole BED d'équations paramétriques:

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= a + \frac{b}{\mu} \\ v_2 &= a + b\mu \end{aligned} \right\} \text{ avec } \mu = \left[\frac{\alpha + \mu_0^{1/3}}{1 + \mu_0^{1/3}\alpha} \right]^3$$

Les constantes a , b et μ_0 se déterminent aux points B et E. On en déduit facilement le Tableau I.

TABLEAU I

$\alpha =$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/64	1/256	1/512	1/1024	1/4096
v_1	0,566	0,667	0,776	0,862	0,965	0,990	0,996	0,998	0,999
v_2	0,467	0,452	0,445	0,443	0,441	0,440	0,440	0,440	0,440
$v_1 + v_2 - 0,44$	0,593	0,679	0,781	0,865	0,966	0,990	0,996	0,998	0,999

On voit qu'en première approximation, on peut prendre:

$$\begin{cases} v_2 = 0,44 = 1 - \beta \text{ (ce qui se voit bien sur la figure 1)} \\ v_1 = v_1 + v_2 - 0,44 \end{cases}$$

tout en conservant la véritable valeur de la somme $v_1 + v_2$, ce qui est l'essentiel.

Ainsi, dans le cas de la compacité maximum les deux sortes de grains supportent un effet de paroi mutuel, mais tout se passe comme si cet effet ne portait *que sur les gros grains* dont le volume est réduit par le facteur $v_1 + v_2 - 0,44$. Par exemple, pour $\alpha = 1/4$ on a pour les *volumes absolus* des deux sortes de grains:

$$\sigma_2 = 0,44 \times 0,56 = 0,246$$

$$\sigma_1 = 0,679 \times 0,56 = 0,380$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 0,626 \quad \text{vide} = 0,374$$

Pour trois sortes, on a:

$$\sigma_3 = 0,374 \times 0,56 = 0,209$$

$$\sigma_2 = 0,679 \times 0,246 = 0,167$$

$$\sigma_1 = 0,865 \times 0,380 = 0,329$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0,705 \quad \text{vide} = 0,295, \text{ etc.}$$

On peut ainsi tracer les courbes représentatives des vides *en fonction des dimensions extrêmes* des grains pour différentes valeurs de α (fig. 2). On voit que toutes ces courbes admettent sensiblement pour enveloppe inférieure la courbe d'équation $0,47 (D/d)^{-1/5}$.

Granulométrie continue et indéfinie

L'expérience montre que le mélange de plusieurs ensembles de granulométrie quelconque aboutit à un ensemble dont le volume des vides est au plus égal à la somme des vides des ensembles constituants.

Si l'on sépare les grains d'un ensemble continu par une série de passoirs dont les ouvertures sont en progression géométrique, par exemple de rayon $10^{0,3} \simeq 2$, et si on leur affecte les indices 1, 2, 3, 4, 5 . . . , on peut dire que cet ensemble est un mélange de quatre ensembles discontinus par exemple :

$$\begin{aligned} & n, n+4, n+8, \dots \\ & n+1, n+5, n+9, \dots \\ & n+2, n+6, n+10, \dots \\ & n+3, n+7, n+11, \dots \end{aligned}$$

dont les rapports de dimension sont $\alpha = 1/16$.

Le vide minimum vers lequel tend naturellement l'ensemble est proportionnel à $(D/d)^{-1/5}$.

Il en résulte que si V_n est un volume très grand contenant des grains jusqu'à l'indice n *inclusivement*, et V_{n+1} le volume contenant des grains jusqu'à l'indice $n+1$ et ayant le même vide que V_n , on a :

$$\frac{\text{Vide de } V_n}{V_n} = \frac{\text{Vide de } V_{n+1}}{V_{n+1}} \times 2^{1/5}$$

D'où les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} V_{n+1} &= V_n \times 2^{1/5} = V_n \times 1,149 \\ V_{n+2} &= V_n \times 2^{2/5} = V_n \times 1,320 \\ V_{n+3} &= V_n \times 2^{3/5} = V_n \times 1,516 \\ V_{n+4} &= V_n \times 2^{4/5} = V_n \times 1,741 \\ V_{n+5} &= V_n \times 2^{5/5} = V_n \times 2 \\ V_{n+6} &= V_n \times 2^{6/5} = V_n \times 2,297, \text{ etc.} \end{aligned}$$

D'où l'on tire :

Volume absolu des grains d'indice $n+1 = 0,149 V_n$					
"	"	"	"	"	$n+2 = 2^{1/5} \times 0,149 V_n$
"	"	"	"	"	$n+3 = 2^{2/5} \times 0,149 V_n$
"	"	"	"	"	$n+4 = 2^{3/5} \times 0,149 V_n$
"	"	"	"	"	$n+5 = 2^{4/5} \times 0,149 V_n$
"	"	"	"	"	$n+6 = 2 \times 0,149 V_n$

Granulométrie continue et limitée—Correction pour les plus gros grains

(a) Béton en masse indéfinie

Prenons $V_n = 1$ et soit ρ le *rayon moyen des grains d'indice n* , c'est-à-dire que :

$$\rho = \frac{\text{volume des grains d'indice } n}{\text{surface des grains d'indice } n}$$

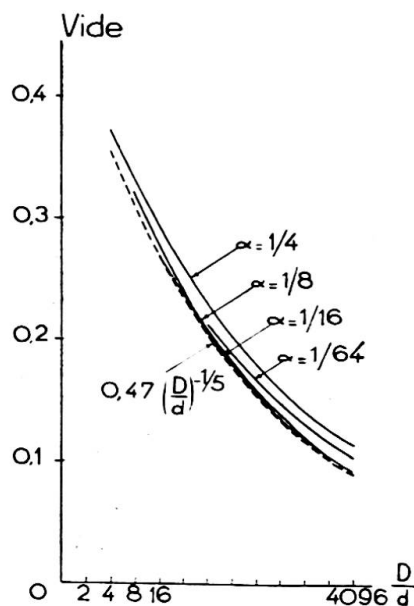


Fig. 2

Pour une granulométrie indéfinie, le volume des grains d'indice $n+1$ serait 0,149 et leur rayon moyen serait 2ρ .

La surface des grains d'indice $n+1$ serait donc $\frac{0,149}{2\rho}$

La surface des grains d'indice $n+2$ serait $\frac{2^{1/5} \times 0,149}{2^2 \rho}$

La surface des grains d'indice $n+3$ serait $\frac{2^{2/5} \times 0,149}{2^3 \rho}$, etc.

La surface totale des grains d'indice $>n$ (somme d'une progression géométrique illimitée) serait :

$$\frac{\frac{0,149}{2\rho}}{1 - \frac{2^{1/5}}{2}} = \frac{1}{5,7\rho}$$

et le rayon moyen de *leurs intervalles* (de volume unité puisque $V_n=1$) serait donc par définition : $5,7\rho$.

Supposons maintenant que n soit l'indice de la dernière sorte de grains (les plus gros) de l'ensemble. Cette dernière sorte de grains a pour volume absolu $V_n - V_{n-1}$.

Posons $V_n - V_{n-1} = xV_{n-1}$

La surface de la *dernière sorte de grains* est par définition $(xV_{n-1})/\rho$. Et le rayon moyen des *intervalles de cette dernière sorte* est par définition ρ/x .

Or le rayon moyen de l'avant dernière sorte de grains est $\rho/2$. Il faut donc que $\rho/x = 5,7 \times \rho/2$. D'où $x = 0,35$ au lieu de 0,149 pour une granulométrie indéfinie. On voit donc que la proportion de la dernière sorte de grains doit être plus forte que pour la granulométrie indéfinie.

(b) Effet de paroi des coffrages

Posons encore $V_n - V_{n-1} = xV_{n-1}$

La surface des intervalles formés par la dernière sorte de grains est $(xV_{n-1})/\rho$.

La surface des coffrages est $\frac{V_n - V_{n-1}(1+x)}{R}$

On doit donc avoir :

$$\frac{xV_{n-1}}{\rho} + \frac{V_{n-1}(1+x)}{R} = \frac{0,35 V_{n-1}}{\rho}$$

D'où $x = \frac{0,35 - \rho/R}{1 + \rho/R}$

Cette formule permet de calculer la proportion de la dernière sorte de grains pour un rayon moyen donné des coffrages.

Comme r , rayon moyen *des grains les plus gros* $= \rho\sqrt{2}$, on en déduit facilement le Tableau II.

M. Caquot considère que pour un vide 100, la limite de la zone du liant ressort à 0,4 mm. correspondant à un volume 200.

TABLEAU II

ρ/R	0,175	0,140	0,105	0,070	0,035	0
r/R	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
x	0,149	0,184	0,222	0,262	0,304	0,35

Le tracé de ses courbes granulométriques est donc représenté par la figure 3.
Exemple: Moule cubique de 140 mm. d'arête; agrégat roulé $D \simeq 12,5$ mm.

$$R = \frac{(140)^3}{6 \times (140)^2} = 23,3 \text{ mm.}$$

$$r \simeq \frac{\pi(12,5)^3}{6 \times \pi \times 12,5^2} = 2,1 \text{ mm.}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{2,08}{23,3} = 0,09.$$

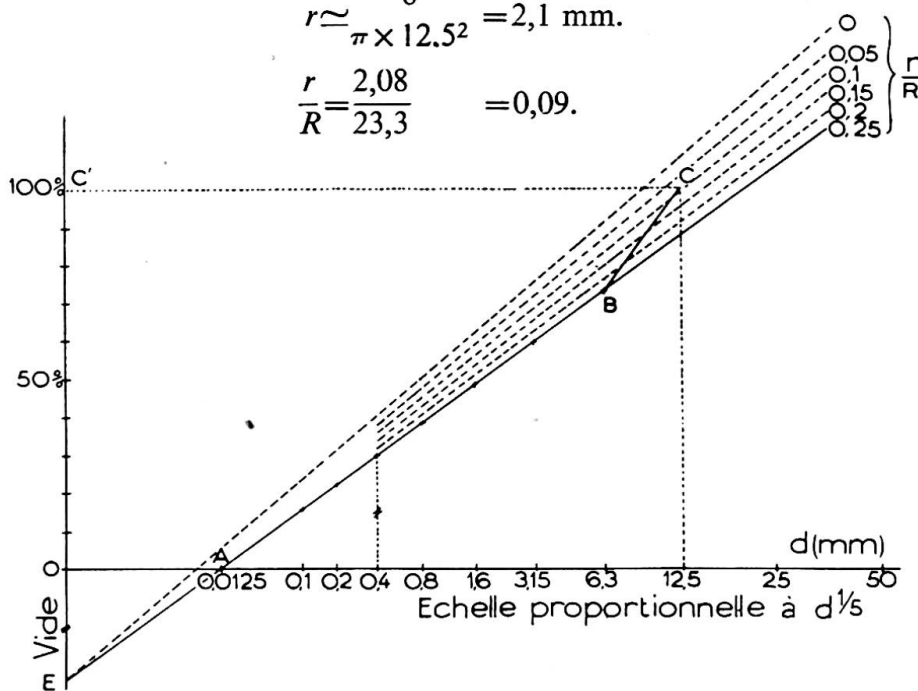


Fig. 3. Volume absolu de matériaux solides passant à travers les passoires

La courbe granulométrique est formée par les deux segments de droite ABC. On en déduit facilement les proportions des diverses classes de grains:

	%
0-0,1 mm.	16
0,1-0,2 mm.	7
0,2-0,4 mm.	7
0,4-0,8 mm.	8
0,8-1,6 mm.	11
1,6-3,15 mm.	11
3,15-6,3 mm.	13
6,3-12,5 mm.	27
	100

On a aussi le dosage de l'eau: $OE/EC' = 227 \text{ litres/m}^3$

PRINCIPE DE LA COMPACITÉ MAXIMUM

Pour obtenir une courbe granulométrique de référence, M. Caquot a été conduit à adopter un nombre fixant la compacité d'un ensemble de grains solides de même grosseur. Il a choisi 0,56 qui est la compacité moyenne qu'on obtient habituellement, mais on trouve expérimentalement suivant les formes de grains et aussi suivant le serrage adopté des compacités sensiblement différentes: La compacité maximum de billes sphériques identiques est $\frac{\pi}{3\sqrt{2}}=0,74$ et pratiquement des grains d'agrégat de même grosseur atteignent des compacités de 0,65 grâce à certaines vibrations sous pression.

Par contre, la compacité de certains ensembles de grosseur uniforme peut être assez faible, dans le cas de serrage par coulage par exemple, surtout si la forme des grains est défectueuse, s'ils comportent des plaquettes ou des aiguilles, ou s'ils sont petits.

Il convient donc d'envisager les conséquences des écarts de compacité sur l'échelle des abscisses qui doit être adoptée dans chaque cas pour que la courbe granulométrique reste linéaire. Pour cela, nous étudierons quelques valeurs de la compacité β d'un ensemble de grains de même grosseur.

1er cas $\beta=0,52$

L'hyperbole est évidemment toujours la courbe la plus simple qu'on puisse adopter comme lieu du point M (fig. 1) correspondant au maximum de compacité.

Posons comme l'a fait M. Caquot:

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= a + \frac{b}{\mu} \\ v_2 &= a + b\mu \end{aligned} \right\} \text{ avec } \mu = \left[\frac{\alpha + \mu_0^{1/3}}{1 + \mu_0^{1/3}\alpha} \right]^3$$

Il est clair que la forme de cette fonction μ n'interviendra pas dans le résultat final; nous cherchons en effet l'enveloppe de toutes les courbes telles que celles de la figure 2, c'est-à-dire des courbes correspondant à toutes les valeurs de μ , ou à toutes les valeurs de α . La fonction μ n'intervient que dans la répartition de ces courbes, mais l'enveloppe reste la même.

On détermine facilement les constantes a , b , μ_0 aux points B et E (fig. 1): $a=0,479$; $b=0,021$; $\mu_0=0,04$. Et l'on en déduit le Tableau III:

TABLEAU III

$\alpha =$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32	1/64	1/128	1/256	1/512	1/1024	1/2048	1/4096
v_1	0,535	0,608	0,711	0,815	0,896	0,942	0,970	0,984	0,993	0,996	0,998	1,000
v_2	0,487	0,482	0,481	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480
$v_1 + v_2 - 0,48$	0,542	0,610	0,712	0,815	0,896	0,942	0,970	0,984	0,993	0,996	0,998	1,000

En prenant comme précédemment:

$$\begin{aligned} v_2 &= 0,48 \text{ quel que soit } \alpha \\ \text{et } v_1 &= v_1 + v_2 - 0,48 \end{aligned}$$

on peut calculer les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α , comme il a été indiqué précédemment; on obtient le Tableau IV:

TABLEAU IV

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
1/2	0,48	0,468	0,449	0,430	0,411	0,394	0,377
1/4	0,48	0,433	0,364	0,307	0,256	0,215	0,179
1/8	0,48	0,380	0,276	0,205	0,156		
1/16	0,48	0,326	0,208	0,134			
1/32	0,48	0,284	0,162	0,083			
1/64	0,48	0,260	0,140				
1/128	0,48	0,243	0,123				
1/256	0,48	0,237					

On peut ainsi construire les courbes représentatives des vides *en fonction des dimensions extrêmes* des grains pour les diverses valeurs de α (fig. 4).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0,504(D/d)^{-1/6} = \frac{0,504}{(D/d)^{0,167}}$$

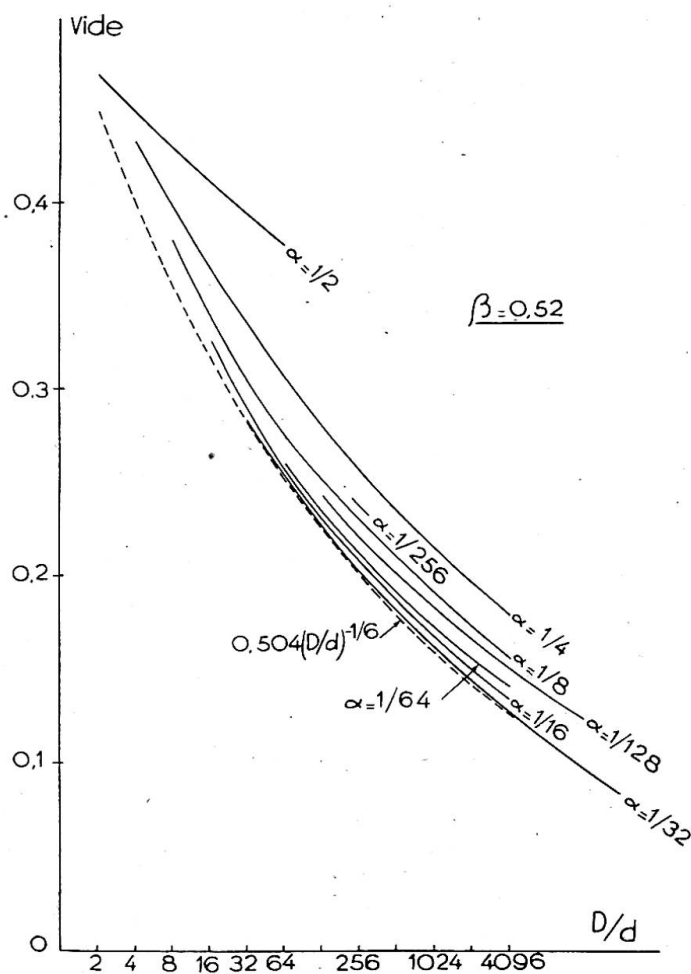


Fig. 4

2ème cas $\beta=0,56$

On trouve: $a=0,432$; $b=0,0682$; $\mu_0=0,12$.

Les valeurs de v_1 et v_2 en fonction de α ont été données précédemment.

On en déduit les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α du Tableau V.

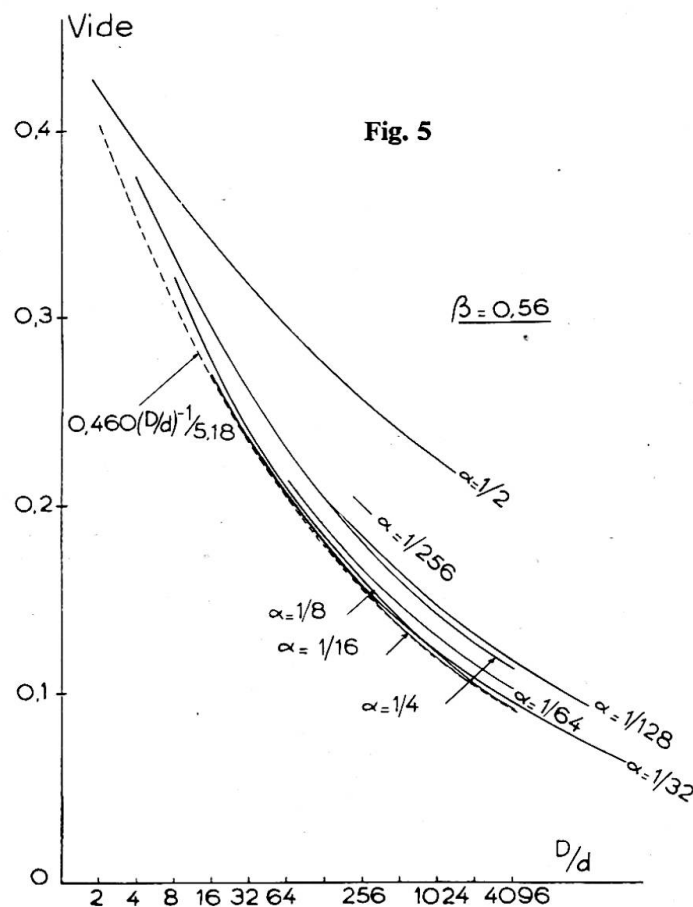
TABLEAU V

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
1/2	0,44	0,422	0,392	0,364	0,341	0,317	0,295
1/4	0,44	0,374	0,295	0,230	0,181	0,142	0,114
1/8	0,44	0,322	0,208	0,139	0,092		
1/16	0,44	0,270	0,157	0,092			
1/32	0,44	0,235	0,122	0,064			
1/64	0,44	0,213	0,103				
1/128	0,44	0,204	0,094				
1/256	0,44	0,200					

On peut ainsi tracer les courbes représentatives de ces vides en fonction des dimensions extrêmes des grains (fig. 5).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0,460 (D/d)^{-1/5,18} = \frac{0,460}{(D/d)^{0,193}}$$



3ème cas $\beta=0,60$

On trouve: $a=0,375$; $b=0,125$; $\mu_0=0,2$. On en déduit les valeurs de v_1 et v_2 (Tableau VI).

TABLEAU VI

$\alpha =$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32	1/64	1/128	1/256	1/512	1/1024	1/2048	1/4096
v_1	0,586	0,697	0,806	0,885	0,940	0,967	0,985	0,991	0,994	0,997	1,000	1,000
v_2	0,449	0,423	0,411	0,406	0,403	0,401	0,401	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
$v_1 + v_2 - 0,40$	0,635	0,720	0,817	0,891	0,943	0,968	0,986	0,991	0,994	0,997	1,000	1,000

En prenant:

$$v_2 = 0,40$$

$$\text{et } v_1 = v_1 + v_2 - 0,40$$

on peut calculer les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α du Tableau VII.

TABLEAU VII

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
1/2	0,400	0,379	0,347	0,315	0,286	0,260	0,238
1/4	0,400	0,328	0,246	0,184	0,139	0,105	0,078
1/8	0,400	0,270	0,168	0,106	0,065		
1/16	0,400	0,226	0,121	0,065			
1/32	0,400	0,194	0,094	0,045			
1/64	0,400	0,179	0,080				
1/128	0,400	0,168	0,070				
1/256	0,400	0,165					

On peut ainsi tracer les courbes représentatives de ces vides en fonction des dimensions extrêmes des grains (fig. 6).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0,416 (D/d)^{-1/4,5} = \frac{0,416}{(D/d)^{0,222}}$$

La récapitulation des calculs précédents fournit le Tableau VIII:

TABLEAU VIII

Compacité β d'un ensemble de grains de même grosseur	0,52	0,56	0,60
Equation de la courbe représentative du vide en fonction du rapport des dimensions extrêmes des grains	$\frac{0,504}{(D/d)^{0,167}}$	$\frac{0,460}{(D/d)^{0,193}}$	$\frac{0,416}{(D/d)^{0,222}}$

On vérifie que pour une granulométrie uniforme, la somme $\beta + \text{vide}$ est indépendante de β et voisine de 1 :

Compacité β	0,52	0,56	0,60
$\beta + \text{vide}$	1,024	1,020	1,016

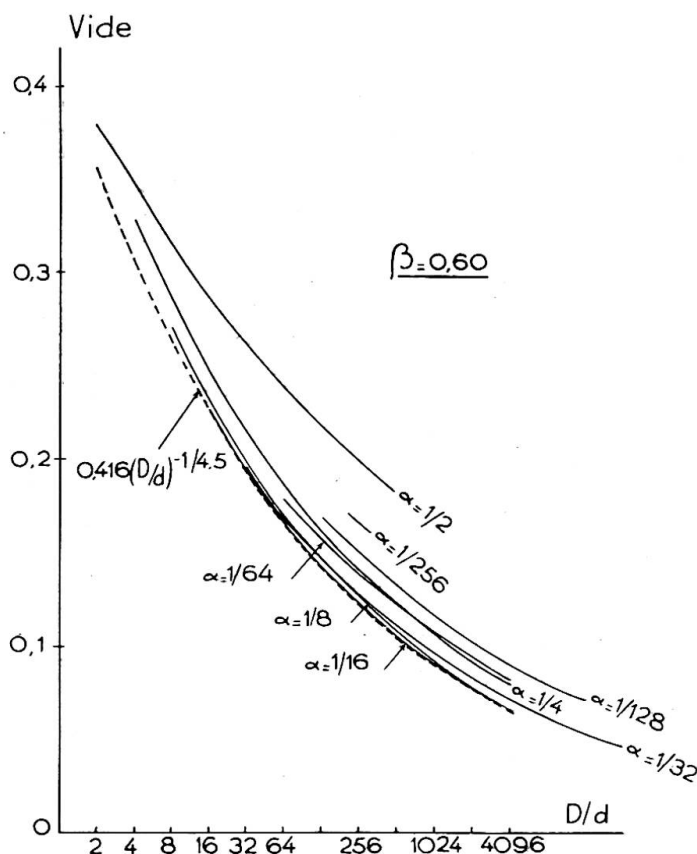


Fig. 6

Si l'on porte sur un graphique (fig. 7) en abscisse β et en ordonnée l'exposant de D/d figurant dans l'équation de la courbe représentative du vide en fonction du rapport D/d , on voit que les points obtenus définissent une courbe régulière. Ainsi, la courbe granulométrique idéale de l'agrégat est une droite dans un graphique où les abscisses sont proportionnelles à d^m (fig. 8).

Cet exposant m dépend de la compacité β à laquelle se tasse un agrégat de granulométrie uniforme en milieu indéfini.

Correction pour les plus gros grains

(a) Béton en masse indéfinie

Le principe du calcul qu'a fait M. Caquot pour des abscisses proportionnelles à $d^{1/5}$ est toujours valable. Si $V_n = 1$ et si ρ est le rayon moyen des grains d'indice n , la surface totale des grains d'indice $> n$ serait encore :

$$\frac{\frac{2^m - 1}{2\rho}}{1 - \frac{2^m}{2}} = \frac{2^m - 1}{(2 - 2^m)\rho}$$

et le rayon moyen de leurs intervalles: $\frac{2-2^m}{2^m-1} \rho$.

Si n est l'indice de la dernière sorte de grains (les plus gros) cette dernière sorte a pour volume absolu:

$$V_n - V_{n-1} = x V_{n-1}$$

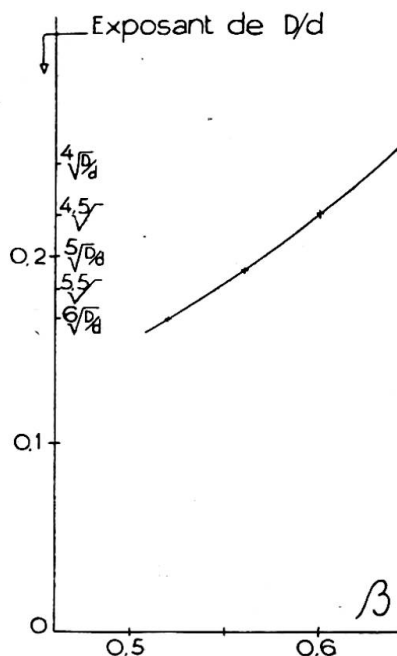


Fig. 7

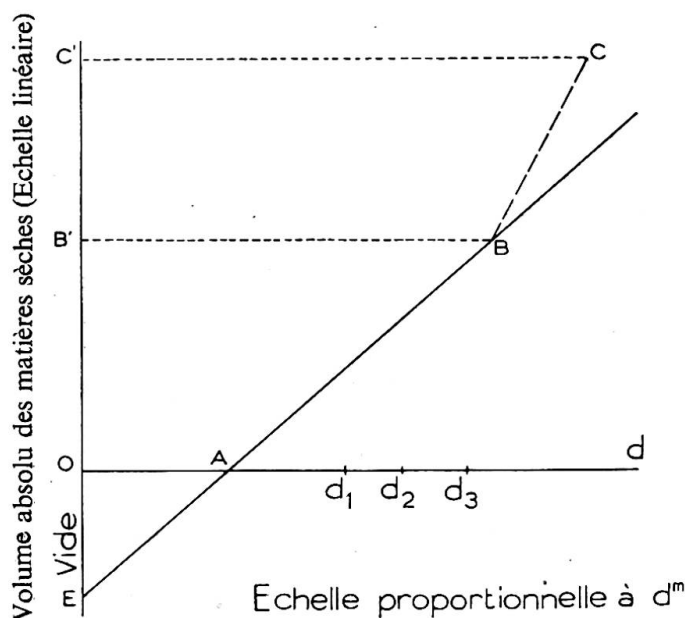


Fig. 8

La surface de la dernière sorte de grains est par définition $(x V_{n-1})/\rho$. Et le rayon moyen des intervalles de cette dernière sorte est par définition ρ/x .

Or le rayon moyen de l'avant-dernière sorte de grains est $\rho/2$.

Il faut donc que

$$\frac{\rho}{x} = \frac{2-2^m}{2^m-1} \frac{\rho}{2}$$

D'où

$$x = \frac{B'C'}{EB'} = \frac{2^m-1}{1-2^{m-1}}$$

On obtient donc x en fonction de m :

m	1/6	1/5	1/4
x	0,278	0,350	0,464

(b) Effet de paroi des coffrages

Comme précédemment, on a:

$$x = \frac{B'C'}{EB'} = \frac{\frac{2^m-1}{1-2^{m-1}} - \frac{\rho}{R}}{1 + \frac{\rho}{R}}$$

Comme r (rayon moyen des grains les plus gros) $= \rho\sqrt{2}$, on en déduit facilement le Tableau IX des valeurs de x qui fixent la proportion de la dernière sorte de grains:

TABLEAU IX

ρ/R	0,175	0,140	0,105	0,070	0,035	0
r/R	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
$x \begin{cases} m=1/6 \\ m=1/5 \\ m=1/4 \end{cases}$	0,088	0,121	0,157	0,194	0,235	0,278
	0,149	0,184	0,222	0,262	0,304	0,350
	0,246	0,284	0,325	0,368	0,415	0,464

La figure 9 représente les valeurs de x pour les valeurs de r/R de 0 à 0,25, en fonction de l'exposant m , ou de la compacité β d'un agrégat de granulométrie uniforme.

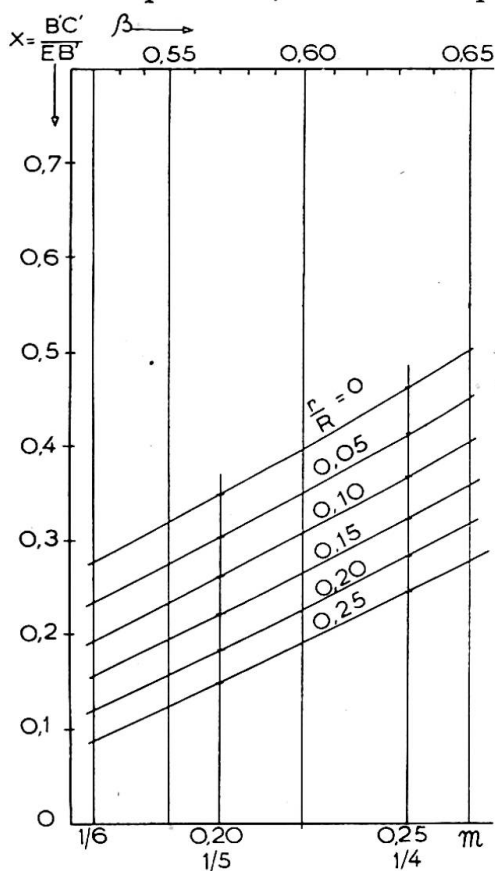


Fig. 9

Si le point de rencontre A de la courbe granulométrique et de l'axe des abscisses (fig. 8) est fixé, le dosage de l'eau (représenté par le rapport OE/EC' en volume par mètre cube de béton) est d'autant plus faible que l'échelle est plus grande, c'est-à-dire que m est plus grand, ou que β est plus grand ce qui était facile à prévoir. On peut donc diminuer le dosage de l'eau en choisissant un agrégat qui se tasse facilement (grains bien arrondis) et un moyen de serrage puissant qui favorise l'orientation des grains (vibration, pression, etc.).

CONCLUSION

Si l'on cherche la compacité maximum d'un béton, et si l'agrégat est un mélange de diverses classes dont chacune a une forme et une facilité de serrage propre, chacune doit correspondre à une échelle particulière: si ces agrégats sont séparés par d_1, d_2, d_3 , etc. (fig. 8), à l'agrégat d_1/d_2 doit correspondre une échelle d'exposant $m_{1,2}$; à l'agrégat d_2/d_3 une échelle d'exposant $m_{2,3}$, etc.

Si la vibration a pour effet d'augmenter surtout la compacité de l'agrégat d_p/d_{p+1} , l'exposant $m_{p,p+1}$ doit être diminué et l'échelle de l'intervalle (d_p, d_{p+1}) augmentée. Il en résulte que la proportion de cet agrégat doit aussi être augmentée puisqu'elle est toujours prise sur des ordonnées linéaires.

Résumé

La partie moyenne de la courbe granulométrique d'un béton correspondant à la compacité maximum est une droite dans un graphique où les ordonnées sont normales, et où les abscisses sont proportionnelles à d^m si d est l'ouverture des passoirs.

L'exposant m est de l'ordre de $1/5$ comme l'a prévu M. Caquot; il peut varier de $1/6$ à $1/4$ environ en fonction de la forme des grains et du mode de serrage.

La proportion des plus gros grains doit être calculée en fonction du coffrage.

Summary

The middle part of the granulometric curve corresponding to a concrete of maximum density is graphically represented by a straight line if the abscissa d^m is chosen as the vertical ordinate, d representing the size of the sieve openings.

The order of magnitude of the exponent m is $1/5$, as M. Caquot has foreseen. It can vary between $1/6$ and $1/4$, depending on the shape of grain and the manner of compaction.

The proportion of the largest particles must be calculated having regard to the shuttering.

Zusammenfassung

Der mittlere Teil der Kornzusammensetzungs-Kurve eines Betons mit grösster Dichte ist in der graphischen Darstellung eine Gerade, wenn bei senkrechten Ordinaten die Abszisse d^m gewählt wird, wobei d die Grösse der Sieböffnungen bedeutet.

Der Exponent m ist von der Grössenordnung $1/5$, wie es M. Caquot vorgesehen hatte. Er kann zwischen $1/6$ und $1/4$ variieren, je nach Kornform und Verdichtungsart.

Das Verhältnis der grössten Kornkomponente muss in Zusammenhang mit der Schalung berechnet werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 2

Design of concrete mixes for bridge and other constructions

Etude des mélanges de béton pour ponts et autres ouvrages

Bestimmung der Betonmischung für Brücken und andere Bauwerke

D. A. STEWART, A.M.I.C.E., A.M.I.E.E.

London

INTRODUCTION

The lack of a concrete technology based upon recognised scientific principles is a serious deterrent to advances in the economic design of structures and the release of some other structural materials which may be in short supply. Furthermore, there is a grave lack of basic knowledge of concrete as a material and it must be supposed therefore that many of the assumptions made for purposes of design fail to accord with the true characteristics of the material, demonstrable both under carefully controlled conditions and in the field. It is noteworthy that while much attention is given to the design of structures, stress analysis and even the metallurgy of steel in the university training of civil engineers, little more than an hour or so is devoted to the subject of concrete during the whole of the student's academic career. Nevertheless, on a basis of what can be but the most superficial knowledge of the behaviour and characteristics of concrete this same student will be expected to produce a plain or reinforced-concrete structure in which the design loading may be partially or wholly borne by the concrete, as well as any incidental loads due to local conditions and uncalculated characteristics of the material itself.

The advent of prestressed concrete demands the development of a much more complete and realistic concrete technology based on a properly co-ordinated and planned research. Much of the research that has taken place over the last forty years is worthless, either because sufficient and close control of the experimental conditions was not maintained or because the various pieces of research work, while good in themselves, could not be co-related owing to the lack of a common basis of comparison.

The comparison on a common basis of one concrete with another is extremely difficult. To appreciate this consider one aspect only, the degree of compaction. Obviously it is desirable that in comparing concretes generally, the degree of compaction to which the concretes are brought should be the same and, for preference,

should be that of full compaction. The accurate determination of the fully compacted state has presented some difficulty, particularly in regard to hand-placed concrete, but the introduction of mechanical placing as represented by vibration has simplified this problem. The method and apparatus employed to this end are referred to later.

It is well known that the strength of concrete is greatly affected by the presence of voids. This source of variation may be eliminated from experimental results by always working with concrete specimens that are fully compacted. If, however, only fully compacted concretes are to be used, then it is clear that the workability of the concrete becomes an important factor, since the amount of work required to produce full compaction in one mix may be quite inadequate in bringing about the same state in another. However, the same apparatus used in determining the state of full compaction will at the same time measure the workability of the concrete in terms of the time taken to reach that state.

A considerable research programme has been carried out at London University and at Durham. This work has made it evident that where a relatively large volume of concrete can be compacted as a whole by vibration, as distinct from the very localised and indefinite effect normal in hand ramming, a mix may be designed on a mathematical basis instead of relying upon the wasteful and arbitrary proportions so commonly employed. The theory and practice of this mix design was worked out in the laboratory and then applied on a considerable range of jobs with excellent results. The only assumption made in postulating the theory is that with suitable and adequate vibration any correctly designed concrete mix may be fully compacted.

EFFECTS OF VIBRATION

It has been apparent to many engineers that the use of intense vibration will bring about segregation in a concrete if the treatment is continued for a sufficient length of time. Because of this reaction of concretes to vibration many have assumed that vibration is either destructive of good concrete or if it is applied at all it should be for very short periods only. These observations are perfectly correct but the deductions made from them are unsound. The action of the vibrators is to reduce the space between all solid particles in the concrete, in fact to reduce the volume occupied by the mix when first introduced into the mould. The closing of the voids forces out those materials in excess of requirements for the formation of a fully consolidated concrete. Clearly, those materials of the lowest viscosity will be the most easily displaced and as a rule sand, cement and water in the form of mortar come to the surface of the mix together with entrapped air. The term consolidated has been used here intentionally and not as an alternative to compaction. The sense in which it is used is the same as in soil mechanics, namely, to indicate a state of density attained by the changed proportions of the ingredients of a soil system subjected to a compacting force or pressure.

Mortar is not the only ingredient of the concrete which may be in excess. It is quite possible to have an excess of coarse material present which will separate out under the action of vibration. The accompanying diagram (fig. 1) indicates the three states of mix proportions which can arise.

The aim of vibration is, in fact, to produce a controlled segregation of air and surplus water as a secondary effect resulting from the primary object of bringing about the consolidation of the concrete. If this object is to be achieved without the undesirable features associated with the existence of a disproportionate amount of one or other material in the concrete, it is evident that the mix must be designed to meet

specific requirements. These requirements will be influenced by four main considerations:

- (1) The placing conditions.
- (2) The type, grading, shape and surface texture of the aggregates.
- (3) The method of compaction.
- (4) The particular characteristics required of the concrete.

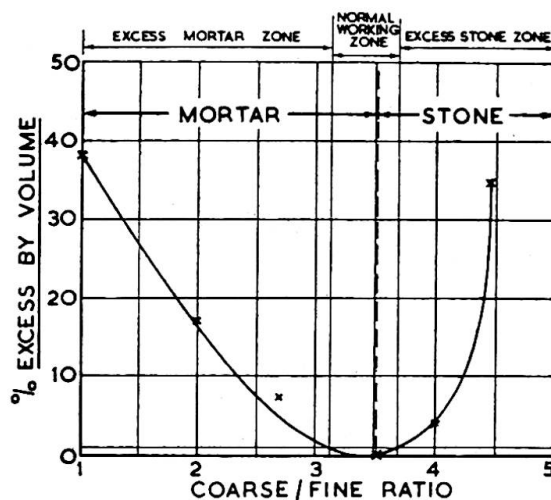


Fig. 1

PLACING CONDITIONS

The type of concrete, its workability, degree of coarseness and richness, and hence the mix design, must be greatly influenced by the volume to be placed and the general configuration of the formwork. That is to say, whether it encloses large free areas as in mass work or relatively complicated, narrow, and densely-reinforced members. The depth of section may have an important bearing upon the workability of the concrete, particularly if the steel density in the lower part of the member is great because, when it is impossible for the placing gang to see the flow of the material about and between the bars, special precautions must be taken to increase the workability at these points so as to ensure the complete filling of the whole of the enclosed volume. In circumstances such as these the mix must be specifically designed by the engineer to meet these requirements. Adjustments to the workability, as may be necessary, should not be left to the mixer driver, as is at present common practice, because this reduces the level of control and cannot be considered good engineering.

In mass concrete special conditions arise which permit the use of a large mean size of aggregate, as well as appreciably leaner mixes of lower workability for any specified strength. This is because in large volumes the aggregates are little restricted in their action under the influence of the vibrators, and are able to re-orient themselves more easily and completely in relation to their neighbours than they can in more restricted placing conditions. As a consequence the density of packing is brought closer to the upper limit, with the result that the void ratio is greatly reduced and with it the quantity of cement paste required. This permits the use of less water or cement, or both, depending upon the ultimate characteristics demanded of the concrete and economic considerations generally.

SIZE OF AGGREGATES

The degree of restriction within the formwork must decide the choice of maximum as well as mean particle size. Two main considerations govern this choice. In the first place, the distance between shutters must be so related to the maximum size as to ensure freedom for the vibrator to bring about redistribution and re-orientation of the coarse aggregate. In the second place, the mean size of the coarse aggregate must be such as to have a free passage between bars and through the cover-space between the formwork and the bars. The reinforced-concrete designer should remember that his design and steel layout, not forgetting enforced overlaps and intersections, will have a very profound influence upon the required workability of the concrete, for the reasons stated above, and upon the free use of internal vibrators in the process of placing.

TYPE OF AGGREGATE

The important bearing which the type of aggregate, its grading, shape and surface texture has upon the behaviour of freshly mixed concrete, as well as upon its post-curing qualities, is not generally understood. It is therefore hardly surprising that the science of mix design is seldom applied even where the bulk of concrete being placed would fully justify its employment in the interests of economy and quality of products.

Considered from the aspect of workability alone, since this is dependent upon the internal friction of the mix, it is obvious that the surface area and surface texture of the aggregates must play an important part. The shape and surface texture both influence the angle of repose of a particular aggregate and this again affects the workability of the concrete made from it. The size of aggregate is important because of the relationship between surface area to mass and its effect upon the number and size of the individual voids in a given volume of the material. The surface texture of most crushed-rock aggregates is rough and therefore able to carry a larger weight of water per square centimetre of projected area than is carried by a crushed-flint aggregate, the surface of this material usually being smooth. Although the weight of water present on the former is larger than on the latter the effective amount of water available for lubrication is probably no greater, and may be less in the case of a granite or whinstone than for a crushed flint. The workability of any concrete for a given water content increases as the effective surface area of the mix is decreased, therefore it should be the object of the designer to obtain a smooth, rounded aggregate, having as large a mean size as possible, so as to reduce to the minimum the lubrication requirements of the mix and hence the value of the water-cement ratio. In this way for a given aggregate-cement ratio, a concrete can be produced which will possess one of the three following alternative properties:

- (i) a high compacting factor or workability,
- (ii) a high compressive strength,
- (iii) a low cement content for a particular strength

or a compromise may be made in which the speed of placing is somewhat reduced and a satisfactory compressive strength is attained accompanied by an appreciable saving in the use of cement.

Compressive strength is, however, but one of the qualities of concrete which interest the designer. It is one which gives perhaps the least trouble to attain, as, except for certain prestressed work, the highest minimum values demanded in general

civil and structural works are easily within the capacity of concretes much leaner than those generally specified. In practice the designer's choice of aggregate characteristics must be guided by such considerations as availability and the principal function that the finished concrete has to perform. For instance, whether a high modulus of rupture is desirable as in road and runway pavements, or it may be that the concrete is to form an impervious skin to protect steelwork. He must consider the effect of thermal variations in relation to the development of internal stresses in the concrete itself, or of external forces applied by it to another part of the structure. Again some aggregates possess a high absorption and their use so reduces the workability of the concrete that insufficient compaction is attained, giving rise to a reduced compressive strength and leaving the concrete, where exposed, vulnerable to frost attack.

In designing a concrete mix the bulk density of the coarse aggregate is of very great importance as also is the grading. Although the bulk density cannot be determined from the grading, the designer must know the distribution of the particle sizes in the mix, since the size of the voids depends upon the size of the particles enclosing them. For instance, the bulk density of a cubic foot of $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. aggregate may well be the same as that of an equal volume of $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in. aggregate derived from the same rock and having the same general shape; but whereas the number of voids in the former might be of the order of 700, those in the latter will not be less than 4,000. It is therefore illogical to use the same grading of filler for these two aggregates, since, while that which would satisfactorily fill the $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in. aggregate could be used also to fill the larger voids, the total surface area of this small-sized filler would materially reduce the workability of the resulting concrete to below that which could have been attained by the use of another filler having a more suitable size relationship; that is to say, a coarser sand.

Thus in designing a mix it is evident that the grading and mean particle size of the sand must receive the engineer's close attention. It is also evident that if the sand is to act as a filler, then all its particles must be able to pass into and through the interstices of the coarse aggregate; otherwise, during the process of compacting, the sand particles of excessive size will wedge the large stones apart, upsetting the initial bulk density of this material and rendering the design data invalid. In most present-day specifications it is the practice to call for what is termed a good concreting sand. Such a sand is described in the British Standard 882/1944 as a Class A concreting sand. On inspection it will be found that the grading ranges from 95% passing $\frac{3}{16}$ in. sieve to 10% passing sieve No. 100. Such a sand cannot make a satisfactory filler for coarser aggregates if their mean size is less than $1\frac{1}{2}$ in., that is to say, an aggregate graded between $2\frac{1}{2}$ in. and 1 in. Both experience and calculation have shown that for the range of aggregates in more general use the more important sand sizes are those lying between No. 25 and No. 100 B.S. sieves.

METHOD OF COMPACTION

The method of compacting the concrete has a very important bearing upon the design of the mix and particularly upon the ratio of sand to stone. The two principal methods in general use are hand ramming and vibration. Concretes which are to be hand rammed must possess a high workability in order that the formwork may be adequately filled and the reinforcement thoroughly embedded. The degree of compaction normally attained by manual placing is seldom if ever as high as that

reached when vibration is employed. In consequence the weight of coarse aggregate per unit volume of concrete will be lower in hand-rammed concrete and hence the quantity of filler required in the form of mortar will be greater. This mortar may be made either rich or lean depending upon the workability and strength required of the concrete. Because of the higher mortar content mixes suitable for or designed for hand placing are intrinsically less workable than mixes designed for vibration, because of the larger volume of sand required to fill the less densely packed coarse aggregates; the resulting increased surface demands added water for a given workability, but as hand ramming is also less efficient in compacting the concrete than vibration a further increase in workability must be obtained by the addition of still more water so as to lubricate the appreciably larger surface area of the combined aggregates caused by the increase in sand content.

The object of compaction is to convert the freshly placed concrete into a dense homogeneous mass. Such a mass forms a completely related system of particles having a more or less uniform distribution of particle sizes. It is clear, therefore that whatever process of compacting is employed the best results will be attained by treating the mass as a whole, or where subdivision of volume is essential then these volumes should be of the largest size practicable. Hand ramming is a process which is very localised in its action and effect, and since the system of particles as a whole becomes more and more continuous as its density increases, the local groupings will be badly upset by the insertion of the tamping bar, and the accompanying regrouping which takes place at the point of insertion is bound to influence the orientation and distribution of particles in the immediate neighbourhood. While the same criticism may be made of the internal vibrator, the degree of local disturbance at the point of entry or withdrawal is small compared with the very much larger mass of concrete treated at one time by a vibrator, and consequently the disintegrating effect of the vibrator's insertion or withdrawal is virtually negligible compared with that caused by a tamping bar. Furthermore, by withdrawing the vibrator slowly a redistribution and re-alignment of particles takes place. Such an adjustment cannot take place on the withdrawal of a tamping bar except in very wet mixes.

The mechanism of vibration as applied to concrete has been dealt with in some detail by the author in his book *The Design and Placing of High Quality Concrete*. It is shown that the effect of vibration is to reduce the friction between particles and, by gently disturbing the mix, to break down arching so that there is a general collapse of the particles. The work done in this process is proportional to the change of centre of gravity from the freshly placed condition to the compacted condition. As compaction proceeds the coarse aggregates close up more and more, forcing out from between them the more fluid components of the mix. The same phenomenon of concentration takes place in the mortar which, in turn, expels surplus water and some cement particles where these are in excess. Thus as compaction proceeds the amount of lubricating water available increases with a consequent increase in the rate of compaction.

Advantage may well be taken of the segregation of the mixing water under the influence of vibration, particularly in difficult placing conditions where a high workability is specially desired, this being attained by the addition of an increased quantity of water. This additional water, provided it is not excessive, will be brought to the surface of the concrete where it cannot produce undesirable void space. Because of the capacity of the vibrators to force surplus water out of a mix it is usual to find that the strength and other qualities of the concrete in the job are better than those in the test cubes where these are hand rammed.

PERIOD OF TREATMENT

It is essential that the vibrational treatment given to the concrete should be sufficient to overcome the internal friction of the concrete in changing from the uncompacted to the compacted state and the resistance offered to its flow by the shuttering and reinforcement. The period of treatment must depend upon the useful work done on the concrete in unit time by the vibrator, the number of vibrators employed, the volume of concrete treated and the workability of the mix. The configuration of the formwork, its overall dimensions and the density and disposition of reinforcement also influence the time required to bring about full compaction. It is undesirable to prolong the vibration beyond the time required to reach the compact state, not because the concrete will be harmed by over-vibration, for this is unlikely to happen in normal practice with a correctly designed mix, but because the continuation of vibration after compaction has been attained is uneconomical. The very short periods of vibrational treatment given to concrete in general practice are quite inadequate to the end in view, but are dictated by the fear that so-called "over-vibration" will cause segregation and loss of grout through shutter leakage. While these fears are justified to some extent, since segregation and grout leakage do take place in many cases, the cause is not over-vibration but the use of unsuitable mix proportions and poorly constructed shuttering. It is most unfortunate that in designing shuttering, shutter layouts, and working sequences, the fluidity produced in the concrete by vibration is frequently overlooked. In passing, it is interesting to note that shutters which do not leak quite liquid concrete when it is manually placed, fail to contain stiff mixes under the influence of vibration, a point which is not appreciated by those responsible for the manufacture and erection of formwork.

CHARACTERISTICS OF SET CONCRETE

The characteristics required of the set concrete vary with the purpose for which the concrete is intended. In many instances the predominant requirement is compressive strength developed in bending or as a result of direct loading, as in the case of some columns. The use of concrete in pavements demands two additional features besides compressive strength and resistance to impact: these are a low shrinkage coefficient and a high flexural strength. In prestressed work the concrete to be associated with the very high tensile steels must have all the previously mentioned qualities as well as a low coefficient of creep.

In concrete the modulus of elasticity under load increases with an increase in compressive strength. This means that for a fully compacted concrete the value of E increases with a reduction in the water-cement ratio. However, a low water-cement ratio may be obtained in a concrete having a very high cement content permitting, in turn, a proportionately large water content so that the mix is in fact quite wet. Although such a concrete may be easy to place it will, on hardening, develop appreciable shrinkage, and under the influence of a sustained load the creep will be found to be large. Both shrinkage and creep are closely associated with the total paste content of a unit volume of concrete; it is therefore very desirable that prestressed concrete should contain the largest weight of combined aggregates and as little cement and water as possible commensurate with obtaining adequate workability and strength.

The term "consolidated" has been used in describing the compactness of a concrete in which the quantity of mortar, including the water, is just sufficient to fill the voids in the coarse aggregate when the particles of this material are in intimate contact

with each other. Such a compactness of the coarse aggregates can be effected by the application of vibration. Concrete of this type contains 10% to 15% less mortar, and hence cement paste, for a given strength than does that in more general use. It will be obvious that since the shrinkage and creep take place largely in the mortar, which contains the bulk of the paste, a reduction in the mortar present in the mix must materially reduce these movements. Since the coarse aggregates are in general contact, by virtue of the consolidated state of the concrete, the creep must be more closely related to the behaviour of the aggregates themselves under the influence of the load than to the mortar in these specially designed mixes.

SUMMARY OF MIX REQUIREMENTS

To sum up before embarking upon the method of design, the principal characteristics which the mix must possess are:

- (1) The mean size of the coarse aggregate should be such as to permit the particles to pass between the shuttering and any immediately adjacent bars, and also between the bars.
- (2) The mean size of the combined aggregates should be as large as possible, taking into account the condition imposed by (1) above, while at the same time ensuring the effectiveness of the sand as a filler for the coarse material; that is to say, the whole of the fine aggregate must be able to pass into and through the coarse fraction in its compacted state.
- (3) The aggregate-cement ratio should be as large as possible while ensuring adequate workability to allow the attainment of the fully compacted state of the concrete, in the particular placing condition, with the water-cement ratio dictated by strength requirements.

MIX DESIGN

In designing a concrete mix, as in any other problem of design, assumptions, which may not be strictly true because they do not envisage some of the number of variable factors, have to be made for purposes of simplification. Yet in practice these assumptions approximate so closely to the truth on account of other compensating errors or conditions that calculations based upon them give reasonably workable and satisfactory results.

The particles of both coarse and fine aggregates as well as those of the cement vary enormously in shape and in the relationship of volume to surface area, so that an accurate mathematical approach to mean particle size, individual void volume, and surface area is out of the question. However, by the assumptions that the particles are spherical in form and that the mean diameter of particle in any one size group, i.e. those lying between two adjacent sieves such as $\frac{3}{4}$ in. and $\frac{3}{8}$ in., is equal to half the sum of the upper and lower limits, a system of mix design can be evolved which is applicable to the general run of aggregates, whether natural or crushed, provided these are of good shape as normally judged.

Working from first principles the proportions of a mix may be determined in the following way.

A cubic foot of fully compacted concrete will contain:

- 1 cubic foot of combined aggregate, and
- P cubic feet of cement paste.

Now the amount of paste present will depend upon the aggregate-cement ratio and

the water-cement ratio, which in turn depend upon the ultimate characteristics required of the concrete. If the aggregate-cement ratio and the water-cement ratio have been fixed by consideration of workability and strength, the specific bulk-density required of the combined aggregates may be calculated from the formula:

$$\text{Specific bulk-density} = \frac{y}{\frac{1}{d_c} + \frac{y}{d_a} + x} = Z^*$$

where y = aggregate-cement ratio
 x = water-cement ratio
 d_c = specific gravity of cement
 d_a = mean specific gravity of the combined aggregates

Now if K is the specific bulk-density of the coarse aggregate,

$$K = \frac{\text{Weight per cubic foot}}{62.5},$$

then $(Z - K)/Z \times 100$ will give the weight of sand required expressed as a percentage of the combined aggregates.

It is important in making this calculation to choose a coarse aggregate of suitable bulk-density, otherwise the proportion of sand will be either too small or too great to produce a sound concrete. The value of the bulk-density required is that which will be attained in the coarse aggregate by the method of compaction to be adopted in placing the concrete. The value of the bulk-density will depend also upon the nature of the grading. It is evident that a coarse aggregate so graded as to have a very high bulk-density will demand a very small sand content, particularly if the mix is rich, i.e. a large volume of cement paste is present.

For instance, consider the case where the calculated specific bulk-density of the combined aggregate is 1.95 and the coarse aggregates graded from $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{16}$ in. have a bulk-density of 103 lb./ft.³ that is, a specific bulk-density of 1.65; the percentage of sand required will be:

$$\frac{1.95 - 1.65}{1.95} = 15.4\%$$

It would not be impossible to make a sound concrete with this very low sand content, but because of the small mean size of the coarse aggregate and hence the very much smaller size of the individual voids in it, the sand would have to be extremely fine to pass freely through them, with the result that its surface area would be very large; as a consequence the weight of water required to make a workable concrete might well be much in excess of the permitted quantity based on the chosen water-cement ratio.

It is therefore most desirable to keep the size of the coarse aggregate as large as possible and reduce the range of grading so as to maintain sufficiently large individual voids to be able to accommodate sands ranging from B.S. sieve No. 14 to No. 100.

In practice it is best to use a coarse aggregate having a bulk-density of between 94 and 96 lb./ft.³ when suitably compacted, the equivalent specific bulk-densities being 1.5 to 1.54. These values will give sand contents ranging from 24% to 27% of the weight of combined aggregates for aggregate-cement ratios lying between 6 : 1 and 8 : 1. The coarseness of the sand will then depend upon the mean void size in the

* For proof of this formula see *Design and Placing of High Quality Concrete*, by the author.

coarse material, and this can be determined most easily and with greater practical effectiveness by a special sieving operation carried out as follows.

Two B.S. $\frac{3}{16}$ in. sieves are selected having diameters which are large in relation to the maximum size of the coarse aggregate. One of the sieves is overloaded with the coarse material so that the stones obtrude above the upper edge. The other sieve is then placed on top of the first so that its lower edge is just entered into the upper rim of the loaded sieve. The two sieves are then forced together while being shaken vigorously until the stones between the upper and lower meshes are unable to shift. A known weight of sand, considered suitable for the mix, is then placed in the upper sieve and the sieves are then shaken and twisted as in the ordinary operation of making a mechanical analysis. If the materials are properly dried a proportion of the sand, depending upon its coarseness, will be found to pass right through the two sieves and the aggregate and that part which is of too large a particle size will be discovered lodged in the upper surface of the coarse material when the sieves are separated. An analysis of the sand passing through the sieves will give the maximum particle size which may be expected to act as an efficient filler without causing the coarse material to bulk. As a rule the diameter of the largest filler or sand particle will be found to be about $0.125d$, where d is the size of a square opening through which the mean size of coarse aggregate particle would pass. Thus if the mean size of coarse aggregate lies between $\frac{3}{4}$ in. and $\frac{3}{8}$ in., the sand to be used in making the concrete should pass a sieve four sizes smaller; in this case No. 14.

The mean particle size will be given by:

$$\frac{\Sigma \text{diameters of particles in sample}}{\text{Number of particles in sample}}$$

Consider a continuous grading from $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{16}$ in., and let r_0 be the radius of the mean particle size in the first size group $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. (group 0). Let N_0 be the number of particles in group 0, N_1 the number in group 1 (size $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in.) and so on, and N_n the number in group n .

Let W =weight of sample; $p_0, p_1 \dots p_n$ =the percentage by weight in the respective size groups.

Then the total number of particles is:

$$N = \frac{12^3}{62.5} \times \frac{3W}{4\pi r_0^3 d_a} (p_0 8^0 + p_1 8^1 + p_2 8^2 + \dots p_n 8^n)$$

the sum of the diameters of all particles is D_s

$$\begin{aligned} D_s &= 2r_0 N_0 + \frac{2r_0 N_1}{2} + \frac{2r_0 N_2}{4} + \dots \text{etc.} \\ &= 2r_0 \left(\frac{N_0}{2^0} + \frac{N_1}{2^1} + \frac{N_2}{2^2} + \dots \frac{N_n}{2^n} \right) \end{aligned}$$

The number of particles in any group is given by:

$$N_n = \frac{12^3}{62.5} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{\pi r_0^3 d_a}{W} \cdot p_n 8^n$$

D_s can now be written:

$$\begin{aligned} D_s &= \frac{2r_0}{2^0} \times \frac{3Wp_0}{4\pi r_0^3} \times \frac{12^3 \times 8^0}{62.5 d_a} + \frac{2r_0}{2^1} \cdot \frac{3Wp_1}{4\pi r_0^3} \times \frac{12^3 \times 8^1}{62.5 d_a} + \dots \text{etc.} \\ D_s &= \frac{13.19W}{d_a r_0^2} (p_0 4^0 + p_1 4^1 + p_2 4^2 + \dots p_n 4^n) \end{aligned}$$

The mean particle diameter D_m is given by the equation:

$$D_m = 2r_0 \left(\frac{p_0 4^0 + p_1 4^1 + p_2 4^2 + \dots + p_n 4^n}{p_0 8^0 + p_1 8^1 + p_2 8^2 + \dots + p_n 8^n} \right)$$

As an example take the following gradings of coarse aggregate:

Size group	$1\frac{1}{2}$ to $\frac{3}{4}$ in.	$\frac{3}{4}$ to $\frac{3}{8}$ in.	$\frac{3}{8}$ to $\frac{3}{16}$ in.
A % retained	20	60	20
B % retained	0	90	10
Value of N	0	1	2

For grading A:

$$D_m = 1.125 \left(\frac{20 \times 4^0 + 60 \times 4^1 + 20 \times 4^2}{20 \times 8^0 + 60 \times 8^1 + 20 \times 8^2} \right)$$

Thus the value of D_m is 0.37 in., and for grading B the value of D_m is 0.43 in.

Calculations of this kind may be criticised on the ground that the answers obtained may co-relate poorly with an exact determination of the mean aggregate size. But it is better to make an estimate based on sound mathematical principles rather than to make no estimate at all or alternatively guess at a value. The information gained from this investigation of the gradings has indicated two points of interest. Firstly, that the probable workability of grading A, given equal conditions, is less than that of grading B, in spite of having a larger maximum aggregate size. Secondly, if bar cover is restricted or the space between bars is one of the major considerations in determining the mean aggregate size, then in spite of the fact that 20% of the total weight in the sample is retained on the $\frac{3}{4}$ in. screen, grading A will give the best overall distribution of material in the process of placing. However, to complete the investigation the two gradings A and B should be plotted in the usual way. Having plotted these, the mean value should be drawn, when it will be seen at once on which side the larger weight of material lies.

It is necessary to introduce a note of caution here so that in examining the grading curves the beginner will not be misled by the apparently high percentage of material coarser than the mean. The important point to be considered is the actual number of particles above and below the mean size.

In the gradings under consideration the following conditions arise:

Grading	No. of particles		
	% above	% below	Mean
A	29.3	70.7	0.37
B	53	47.0	0.43

Thus it can be seen that the risk of a stoppage occurring during placing in using apparently coarser grading is very much less than the normal grading curve would suggest.

GAP-GRADING

The use of gap-grading in mixes designed for high quality or for greater economy in the use of cement has two main advantages. The first of these is directly related

to the design aspect of the matter, while the second relates particularly to the quality control of the concrete.

From the design point of view the advantage of a gap-grading is that a coarse aggregate may be built up which has not only the requisite void ratio but also individual voids in it capable of absorbing the available sand grading. As has been indicated, a low void ratio, i.e. a high specific bulk-density, often requires such a small percentage of sand that except under special conditions the mix cannot be compacted. The gaps formed in the grading by the omission of certain sizes can be used to open up the coarse material so that it can accept a more workable volume of sand as well as sand of a coarser grading. The removal of particular sizes reduces the number of voids in the coarse aggregate and so increases their size for a given overall value. A typical gap-grading is shown in fig. 2.

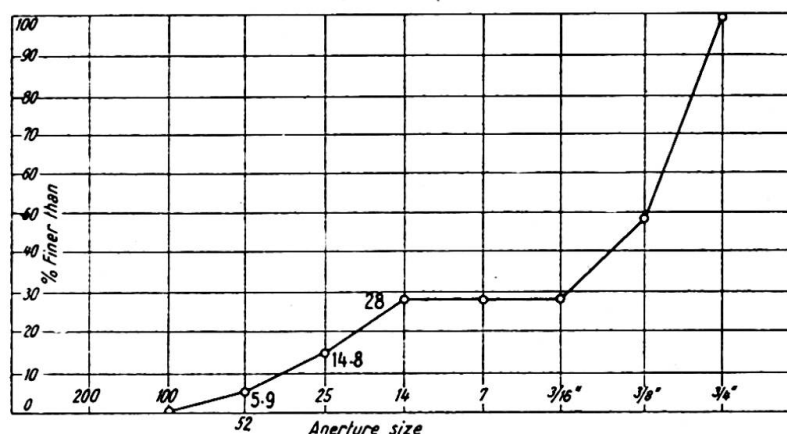


Fig. 2

As a rule the gap in the grading is obtained by the omission of one or more standard sizes or by introducing additional screens where the size of the contract warrants such a step. Usually very good results may be obtained by using one or at most two "single-sized" aggregates such as $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. plus $\frac{3}{8}$ in. to $\frac{3}{16}$ in. if a fine sand is available graded B.S. No. 14 to 100, but where the sand is coarsely graded, $\frac{3}{16}$ in. to B.S. No. 100, then, the $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. alone would be required. This use of single-sized aggregates materially reduces the possible variation in the grading of the coarse aggregate and hence in its bulk-density, and therefore very considerably assists in controlling the quality of the concrete and reducing the coefficient of variation without undue supervision.

The foregoing discussion on mix design will no doubt have given the impression that what has always been regarded as a very simple matter has been converted into an involved process without any easily apparent and worthwhile reward by way of structural economy in time or material. This is, in fact, not true, there being three main advantages to be derived from the engineering standpoint, each of which may be turned to economic gain.

(1) The use of vibration together with the rational design of the concrete mix makes it possible to obtain relatively high strength characteristics from the concrete while using a mix which is leaner by an appreciable amount than that normally employed. For instance, the British Code of Practice for Reinforced Concrete requires a mix of the proportions of approximately 5 : 1 by weight or $1 : 1\frac{1}{2} : 3$ by volume if a design stress of 1,250 lb./in.² is to be used, and the concrete test cube must give a

strength of not less than 3,750 lb./in.² at 28 days. If, however, a designed mix is used and placed by vibration, the same minimum strength can be achieved with an 8 : 1 by weight concrete. This produces a saving of 235 lb. of cement per cubic yard and at the same time increases the density from 146 to 151 lb./ft.³, thus providing a more impervious concrete.

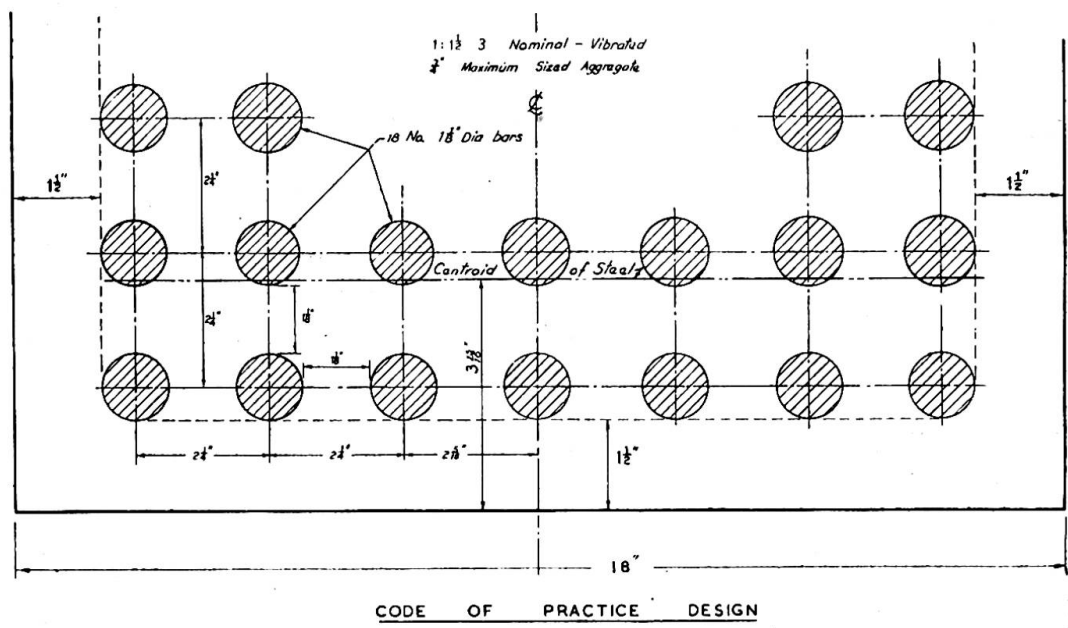
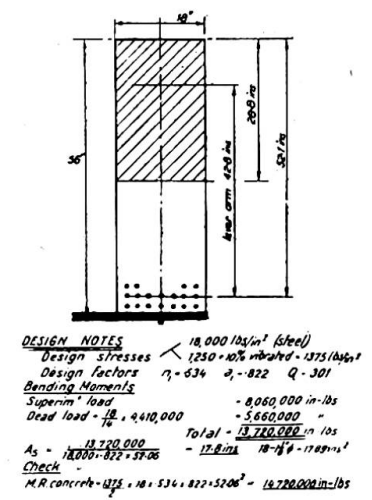
(2) A mix which has been designed upon the lines indicated in the earlier section of this paper will usually employ single-sized coarse aggregates, and in the majority of jobs only one of these. Thus, as has been pointed out, the grading control is greatly improved and simplified. The simplification of the weigh-batching of mixes appreciably reduces the variation in concrete quality that can arise at this point in the process, and when this is taken in conjunction with the more uniform and complete compaction obtained with vibration the overall variation is markedly less than that usually encountered in normal practice; probably the greatest source of variation will be that due to fluctuation in cement quality, particularly if this material is derived from more than one works. Where control at the site is that which might be expected on a contract involving £100,000, the coefficient of variation on the cube tests will be of the order of 10%. Thus it is reasonable to use a rather lower factor of safety in this type of concrete or the employment of a higher working stress for the same minimum cube strength.

(3) A higher quality of product of greater durability can be obtained at a lower initial cost.

The three main advantages are therefore a reduction in material costs due to the use of leaner mixes and higher working stresses in the concrete; often accompanied by a reduction in the volume of steel required in tension, compression and shear, and a reduction in costs of batching, mixing, and placing, since less material is required and the rate of compaction is about twice that in normal working per man employed. Finally a reduction may be expected in maintenance costs, an item which has become alarmingly high in reinforced-concrete structures of many types, some of which are not more than fifteen years old.

CONCRETE COMPACTION AND THE DESIGN OF MEMBERS

In order that the fullest advantage may be taken of the compacting effects of vibrators and the use of coarse low-workability mixes advocated by the author rather more than usual attention must be given to the design of members and the layout of the steel in them. The satisfactory transfer of the load from the concrete to the steel is dependent upon the bond between these two elements of the member. It is therefore most important to ensure that the concrete can be fully compacted round the bars and that air and water pockets on the underside of bars are eliminated. This compact condition can be assured only if the vibrator can be brought within effective range of the particular section of concrete under consideration. Fig. 3 shows two methods of steel distribution for identical load conditions. The bottom method will be recognised as that adopted in current practice, while the uppermost is an arrangement which lends itself to ease of assembly, placing of the concrete and manipulation of internal vibrators. The triangular cross-sectional arrangement (shown in fig. 4) of the bars and their sizes make it possible to maintain a more uniform stress distribution in the steel irrespective of the position of bars in relationship to the centroid. The maintenance of this steel cross-sectional area to centroid relationship when the bars are taken to the upper part of the beam where it is about to pass over supports does produce an added complication but this is a small inconvenience in view of the ease



CODE OF PRACTICE DESIGN

Fig. 3(b). The comparison of beam design methods

DESIGN DATA

Normal

Design stresses:

Steel 18,000 lb./in.²

Concrete 1,250 + 10% vibrated = 1,375 lb./in.²

Lever arm factor 0.822

Neutral arm factor 0.534 } $Q = 301$

Bending moments:

Superimposed load		8,060,000 in.-lb.
Dead load	$\frac{150}{144} \times \frac{18 \times 56 \times 60^2 \times 12}{8}$	$= 5,660,000 \text{ in.-lb.}$
		<u>Total 13,720,000 in.-lb.</u>

$$A_s = \frac{13,720,000}{18,000 \times 0.822 \times 52.06} = 17.8 \text{ in.}^2 \quad (18 - 1\frac{1}{8}\phi = 17.89 \text{ in.}^2).$$

$$\text{Check: M.R. concrete} = 301 \times 18 \times 52.06^2 = 14,720,000 \text{ in.-lb.}$$

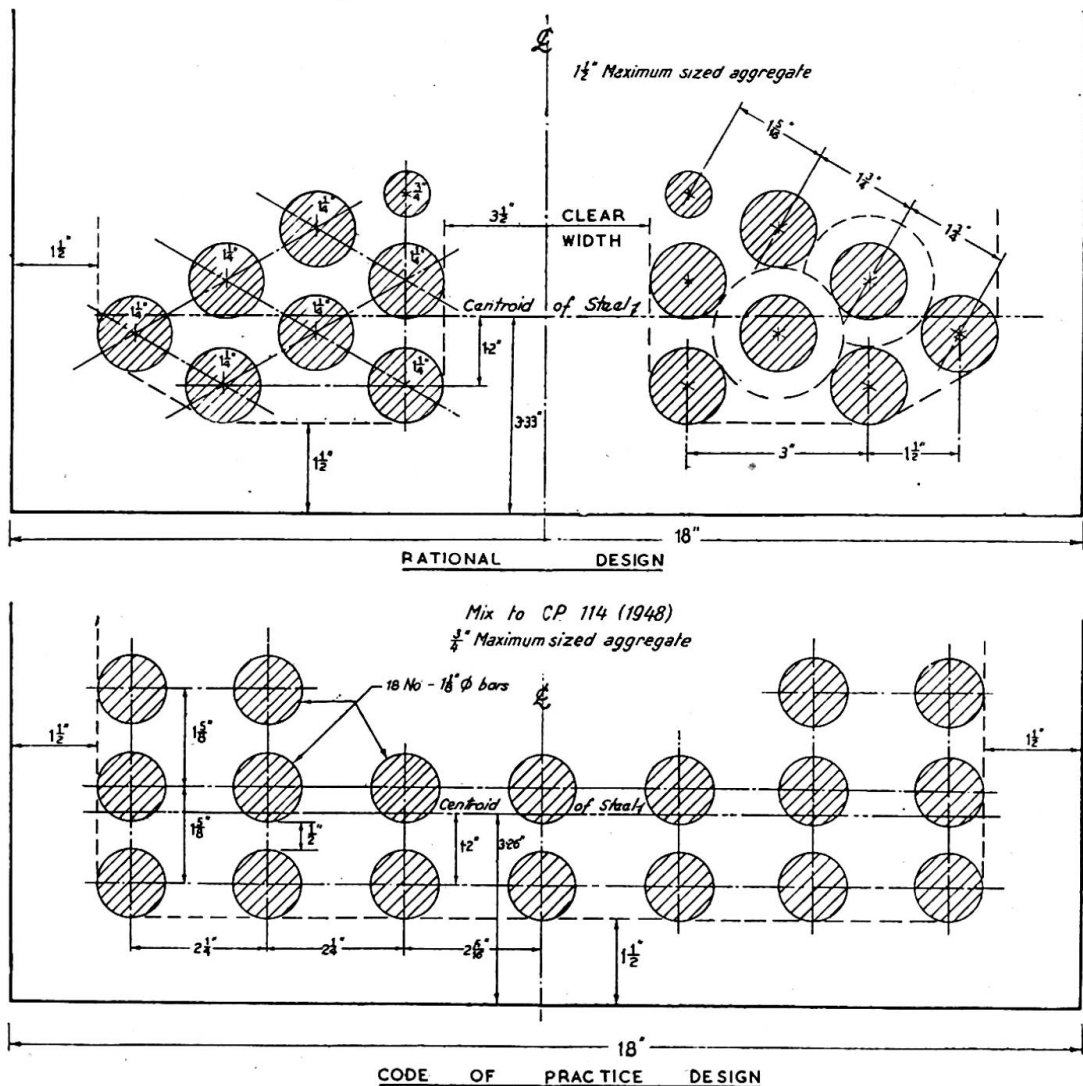


Fig. 4. The comparison of beam design methods

Notes.—The beam section given in the upper detail contains the same area of steel as the lower but has been arranged so as to facilitate the concrete placing by vibration. The centroid of the steel has been maintained at the same level.

It is practical to use an aggregate having a suitable grading of $1\frac{1}{2}$ in. maximum size for the "Rationally Designed" beam, whereas the maximum allowed for in the Code of Practice beam is $\frac{3}{4}$ in.

Rational

Design stresses:

Steel	18,000 lb./in. ²	
Concrete	1,500 lb./ in. ²	
Lever arm factor	0.815	} $Q=340$
Neutral arm factor	0.556	

Bending moments:

Superimposed load	8,060,000 in.-lb.
Dead load	$\frac{14}{18} \times 5,660,000 = 4,410,000$ in.-lb.

Total 12,470,000 in.-lb.

$$A_s = \frac{12,470,000}{18,000 \times 0.815 \times 52.43} = 16.25 \text{ in.}^2$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ No.} - 1\frac{1}{4} \text{ in. } \phi &= 2.45 \text{ in.}^2 \\ 14 \text{ No.} - 1\frac{1}{8} \text{ in. } \phi &= 13.92 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Total } 16.37 \text{ in.}^2$$

$$\text{Check: M.R. concrete} = 340 \times 14 \times 54.3^2 = 13,000,000 \text{ in.-lb.}$$

It is the author's hope that this paper will stimulate sufficient interest in the very real problems of proportioning, mixing and placing concrete to bring about the development of a modern concrete technology.

Summary

The paper points out the need for a more enlightened concrete technology and goes on to analyse the factors influencing the characteristics of concrete, such as: type of aggregate, the effect of the maximum size of aggregate, and the percentage of sand present in the mix. Placing conditions and methods are examined in relation to mix proportions, workability and aggregates and it is shown that mixes can be designed on a mathematical basis, particularly where vibration is used. The effects of vibration are examined in relation to the characteristics of the newly placed and set concrete and special attention is called to the economies that can be effected by mix design, vibration compact and the correct distribution of the reinforcement in members. In one example it is shown that the following savings can be made in a beam of 60-ft. span, carrying a 20-ton central load:

Reduction in dead weight	22%
Reduction in volume of steel	8.5%
Reduction in weight of cement	36%

The savings quoted are made on the quantities that would have been used if standardised design procedure had been adopted and it is shown that the method advocated by the author would tend to give a better quality product than would be expected normally.

The paper is based on the author's research and his work on a number of large contracts carried out in the last five years.

Résumé

L'auteur montre la nécessité d'étendre la technologie du béton. Il passe ensuite à l'analyse des facteurs qui exercent une influence sur les caractéristiques du béton après solidification, telles que la nature de l'agrégat, l'influence de la dimension maximum de ses éléments et le pourcentage de sable dans le mélange.

Les conditions et procédés de mise en œuvre sont examinés corrélativement aux proportions du mélange, à sa maniabilité et aux agrégats eux-mêmes. L'auteur montre que l'on peut étudier les mélanges sur des bases mathématiques, tout particulièrement lorsque l'on a recours à la vibration. Il étudie l'influence de la vibration du point de vue des caractéristiques du béton fraîchement mis en œuvre et du béton après solidification et attire particulièrement l'attention sur les économies que l'on peut réaliser en étudiant avec soin le mélange, la compaction par vibration et la judicieuse répartition des armatures dans les membrures de l'ouvrage. Un exemple montre que sur une poutre admettant une portée de 18 mètres et portant une charge centrale de 20 tonnes, il est possible de réaliser les économies suivantes:

Poids mort	22 %
Acier	8,5 %
Ciment	36 %

Ces économies sont basées sur les quantités de matériaux que l'on emploierait en adoptant des conceptions normalisées et l'auteur montre que la méthode qu'il préconise permettrait d'obtenir un béton de qualité meilleure que celui que l'on prévoit normalement.

Ce rapport est basé sur les recherches effectuées par l'auteur et sur les travaux qu'il a exécutés dans le cadre d'un grand nombre de contrats traités au cours des cinq dernières années.

Zusammenfassung

Der Verfasser verweist auf die Notwendigkeit, die Technologie des Betons weiter abzuklären. Er untersucht die Faktoren, die einen Einfluss auf die Eigenschaften des fertigen Betons ausüben, wie die Art der Zuschlagstoffe, die maximale Korngrösse und der Anteil an Sand in der Mischung.

Das Einbringen des Betons wird im Zusammenhang mit dem Mischungsverhältnis, der Verarbeitbarkeit und der Zuschlagstoffe untersucht. Es wird gezeigt, dass das Mischungsverhältnis auf mathematischer Grundlage bestimmt werden kann, besonders wenn die Vibration benützt wird. Der Einfluss der Vibration wird in Bezug auf den frischen und den fertigen Beton untersucht und besondere Aufmerksamkeit wird auf die Ersparnisse gerichtet, welche durch richtige Mischung, Verdichtung durch Vibration und genaue Verteilung der Armierung erzielt werden können. An einem Beispiel werden folgende Einsparungen an einem 18 Meter langen, von einer Einzellast von 20 Tonnen beanspruchten Balken nachgewiesen:

Verminderung an totem Gewicht	22 %
Verminderung an Armierung	8,5 %
Verminderung an Zementgewicht	36 %

Diese Einsparungen beziehen sich auf die Baustoffmengen, welche für eine standardisierte Ausführung nötig gewesen wären. Der Verfasser zeigt, dass bei Anwendung der angegebenen Methoden ein besseres Qualitätsprodukt erzielt wird, als man normalerweise annehmen kann.

Die Abhandlung beruht auf Forschungen des Verfassers und auf Erfahrungen aus einer grossen Zahl von Arbeiten, die er in den letzten fünf Jahren ausgeführt hat.

CI 3

Détermination des déformations des bétons sous les charges prolongées

Determining the deformation of concrete under alternating stresses

Bestimmung der Verformungen des Betons unter wechselnder Beanspruchung

MARCEL PROT, DOCTEUR ÈS SCIENCES, DOCTEUR ÈS LETTRES
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

Il serait, dans un grand nombre de cas, extrêmement utile, pour les ingénieurs, de connaître assez exactement quel est le coefficient d'élasticité du béton d'une construction.

Or la valeur du coefficient d'élasticité d'un béton donné varie :

selon le type et la valeur de la sollicitation réalisée,
selon la vitesse de variation de la sollicitation,
selon le degré hygrométrique de l'ambiance.

On aboutit, notamment, à des valeurs extrêmement différentes selon que les mises en charge sont plus ou moins rapides ou extrêmement lentes. Or les presses ordinaires, à l'aide desquelles on effectue les essais de compression et de traction sur des éprouvettes de béton, n'offrent généralement que des possibilités très limitées de variation de la vitesse de mise en charge.

Nous nous sommes proposé de faire construire une machine d'essai permettant de réaliser à volonté et d'une manière commode :

des cycles de mise en charge allant d'une façon continue d'une valeur donnée d'une traction à une valeur donnée d'une compression,
des mises en charge effectuées en un temps pouvant varier de quelques minutes à un mois, soit dans le rapport de 1 à 10,000,
le maintien d'une charge donnée pendant une durée pratiquement illimitée.

Le principe général de la machine est le suivant :

Les charges sont réalisées par des poids qui se déplacent automatiquement, à l'aide d'une commande électrique, à la vitesse désirée, sur le fléau d'un système de leviers.

Les déformations de l'éprouvette sont automatiquement rattrapées par un moteur poursuite commandé par un microcontact et un relai sensible Phillips.

La courbe des déformations de l'éprouvette en fonction des contraintes qui lui sont appliquées est enregistrée sur un diagramme dont les déplacements horizontaux sont commandés par le déplacement des charges sur le levier à l'aide d'un style dont les déplacements sont commandés par le rattrapage des déformations de l'éprouvette.

La machine est actuellement en construction et sera vraisemblablement livrée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées vers la fin de l'année. Des détails pourront être donnés à Cambridge sur la mise au point de cette machine et, le cas échéant, sur les premiers résultats obtenus.

Résumé

L'auteur a étudié et fait actuellement construire une machine permettant d'obtenir les diagrammes déformations-contraintes d'une éprouvette de béton placée dans une atmosphère définie et soumise à des sollicitations de traction ou de compression dont la vitesse de variations est susceptible de prendre des valeurs bien définies dans des limites extrêmement larges.

Summary

A machine developed by the author is at present being constructed, which will allow stress-strain diagrams to be taken from a concrete test-piece. This test-piece is kept in a specified atmosphere and is subjected to variable tensile and compressive stresses. The rate at which the loading is altered can be varied within wide limits and with great accuracy.

Zusammenfassung

Der Verfasser hat gegenwärtig eine von ihm entwickelte Maschine im Bau, welche erlaubt, Spannungs-Dehnungs-Diagramme eines Beton-Probekörpers aufzunehmen. Dieser befindet sich in einer vorausbestimmbaren Atmosphäre und wird veränderlichen Zug- und Druckbeanspruchungen ausgesetzt. Die Geschwindigkeit der Laständerungen kann in weiten Grenzen und mit grosser Genauigkeit variiert werden.

CI 4

Corrosion du béton et des armatures

The corrosion of concrete and its reinforcement

Die Korrosion des Betons und der Armierungen

PROF. F. CAMPUS

Recteur de l'Université de Liège

La durabilité des premiers ouvrages en béton et en béton armé semble avoir été généralement satisfaisante. Cet effet de la prudence de leurs constructeurs a fait naître l'impression de l'inaltérabilité de ces matériaux. L'évolution de leur technique s'est faite dans le sens d'une importance croissante du calcul statique, d'une augmentation des contraintes admissibles et de l'économie dans la composition des bétons et dans la mise en œuvre. L'appréciation des propriétés physiques de ces matériaux n'a pas retenu l'attention des praticiens dans la même mesure. Le résultat en a été que les problèmes de la corrosion du béton et des armatures se sont imposés à l'attention des constructeurs d'une manière croissante depuis un quart de siècle. La confiance dans leur inaltérabilité a considérablement diminué et fait place progressivement à la notion que la durabilité doit être prise en considération au même titre que les calculs en vue d'assurer l'efficacité, la sécurité, l'économie et l'aspect d'une construction. Durabilité relative d'ailleurs. Aucune pierre naturelle n'est finalement inaltérable. On ne conçoit pas que le conglomerat artificiel du béton pourrait l'être. D'une manière idéale, selon la conception probabiliste de la sécurité, faisant intervenir la durée normale ou probable assignée à l'ouvrage, on pourrait considérer comme possible de déterminer la qualité du béton et des armatures mis en œuvre, assurant une probabilité totale de ruine suffisamment faible pour une durée déterminée. La mise en pratique de cette conception paraît toutefois particulièrement difficile si l'on veut graduer la durabilité avec une certaine sensibilité. L'expérience dont on dispose, relativement courte il est vrai, semble plutôt suggérer une règle de tout ou rien.

Des ouvrages importants ont manifesté à des époques récentes des indices de dégradation inquiétante, après des durées de l'ordre de dix à quinze ans, très inférieures à la durée d'utilisation assignée en toute sécurité et sans nécessité de réparations. Les réparations sont toujours difficiles, coûteuses, précaires ou aléatoires. Comme elles sont en outre imprévues, l'impression qu'elles causent est très défavorable. Cela s'applique à des ouvrages importants isolés, tels que des ponts, des barrages, des

édifices. On en trouve peu qui ne présentent dans l'une ou l'autre de leurs parties des indices caractéristiques de dégradation, notamment s'il s'agit de béton armé. La qualité de l'ouvrage se caractérise grosso-modo par la proportion de l'altération.

La question semble s'être posée dans de nombreux pays d'une manière particulièrement aigüe pour les éléments préfabriqués en béton armé, même les plus importants, tels que les poteaux pour le support des lignes électriques aériennes. Les exploitants de ces lignes s'en inquiètent très vivement, en raison de l'importance financière du problème et de la déception considérable qu'ils éprouvent au sujet de la durée qu'ils escomptaient des poteaux en béton armé, sans frais d'entretien ni de réparations. Cette situation existe en Belgique ¹ et aussi dans d'autres pays.²

Les causes de dégradation du béton et du béton armé sont très nombreuses. La plupart sont externes. On ne connaît guère en Europe les phénomènes signalés aux Etats-Unis d'Amérique de désagrégation des bétons par suite de l'attaque chimique des agrégats par les ciments.³ Par contre, on y a connu des cas de dégradation par transformation cristalline de certains composants du ciment alumineux hydraté.⁴ Nous ne sommes jamais parvenus au laboratoire à produire des corrosions d'armatures par les constituants normaux du béton, notamment des ciments spéciaux. Seules les cendrées peuvent attaquer les armatures, mais on ne peut les considérer comme des agrégats normaux.

En dehors de ces cas exceptionnels de corrosion d'origine interne, on connaît de nombreuses causes externes de corrosion. Certaines sont particulières (ambiance des usines chimiques, usines à gaz, condensation de vapeurs d'eau dans les papeteries et les buanderies, sucreries, laiteries, huileries, eaux sulfatées des lavoirs et des terrils de charbonnages et des silos à charbon, eaux minérales carbo-gazeuses, etc.). Il n'est pas possible de les énumérer toutes, encore moins de les étudier dans l'espace d'un bref rapport. Leur connaissance est aussi importante pour le constructeur que celle des méthodes de calcul. Pour certains cas, l'emploi de matériaux spéciaux est à recommander, p.ex. les ciments sursulfatés durcissent davantage dans les eaux sulfatées que dans l'eau potable.⁵ D'autres sont sans remède: aucun liant hydraulique ne résiste aux eaux carbo-gazeuses telles que les eaux de Spa.

Dans tous les cas où le béton, armé ou non, est susceptible de résister, les qualités qu'il doit posséder à cet effet sont les mêmes que celles qui sont envisagées plus loin pour assurer la résistance aux causes plus générales de corrosion, telles que les eaux très pures ou granitiques pour les barrages, les eaux marines pour les ouvrages maritimes et les actions atmosphériques pour tous les ouvrages extérieurs non immergés. Ces dernières sont les plus communes; elles contribuent puissamment aussi à l'action des eaux marines sur les parties d'ouvrages soumises à l'action de la marée; elles agissent également sur les barrages.

Dans un rapport d'étendue aussi limitée, qui ne peut être ni détaillé ni épisodique, il paraît opportun de se tenir principalement au cas le plus général à tous points de vue des effets des actions atmosphériques, qui se manifestent par les variations simultanées et, dans une certaine mesure, corrélatives de la température et de l'humidité. Ces variations conditionnent d'ailleurs le climat, avec les mouvements de l'air.

L'action destructrice de ces variations sur le béton armé ou non résulte principalement de l'hétérogénéité du béton. Il est composé de trois phases: solide, liquide (eau) et gazeuse (vides remplis d'air). La phase solide est elle-même hétérogène, se composant des agrégats et du sable, qui sont souvent de natures différentes, et du ciment hydraté partiellement. Les variations de la température et de l'humidité atmosphérique modifient les proportions des phases liquide et gazeuse, par évapora-

¹ Voir la bibliographie à la fin du rapport.

tion, condensation ou mouillage direct en cas de pluie, la somme de ces phases restant sensiblement constante. Ceci s'applique au béton dans son stade de durcissement ultime. Pendant les premiers temps qui suivent sa mise en œuvre, les phénomènes d'hydratation progressive qui constituent la prise et le durcissement font intervenir des changements dans les proportions des phases. C'est d'ailleurs pendant ces premiers temps que se manifeste principalement le phénomène du retrait, lié aux variations de la phase liquide. Ce retrait est en majeure partie irréversible.

Après le durcissement complet, les variations hygrométriques peuvent encore engendrer des modifications de volume plus ou moins réversibles, mais atténuées par rapport au retrait initial. Il est bien connu que le retrait peut provoquer des fissures lorsqu'il est entravé. Il s'agit là généralement d'empêchements de retrait d'ensemble affectant des pièces de grandes dimensions. Ces fissures macroscopiques, transversales par rapport à la plus grande dimension des pièces, sont des amorces à corrosion. Il est sans doute généralement bien connu aussi à l'heure actuelle que l'hétérogénéité de la phase solide donne lieu à des tensions de retrait, éventuellement à des fissures microscopiques ou même macroscopiques. L'élément affecté par le retrait est la pâte de ciment hydratée; les variations de volume des agrégats sont négligeables par rapport à celles du ciment ou en tous cas très inférieures (laitier concassé). Les agrégats entravant le retrait du ciment sont comprimés, cependant que les réseaux agglomérants de ciment ou de mortier sont tendus. Des microfissures peuvent naître de ce fait dans le mortier.⁶ Les armatures du béton armé constituent une hétérogénéité de plus et très importante. Son invariabilité pratique de volume entrave considérablement le retrait du béton et donne lieu à des tensions de retrait qui engendrent souvent des fissures, principalement parallèles aux armatures très voisines des surfaces libres du béton.⁷ Ces fissures longitudinales, parallèles aux armatures principales, ou transversales, parallèles aux étriers, sont en effet l'apparence la plus commune et la plus générale de la dégradation du béton armé.

Abstraction faite de l'influence des variations de température sur les variations hygrométriques, influençant le retrait, les variations thermiques exercent des effets directs de dilatation ou de contraction. Le coefficient de dilatation thermique des bétons est assez variable et généralement mal connu, il varie avec la composition, la nature des constituants et l'âge, aussi avec le degré d'humidité. En outre, il constitue un coefficient moyen, chaque constituant ayant son coefficient de dilatation propre. Pour une même variation de température, il peut se produire des variations de dimensions différentes pour les pierres, les grains de sable et la pâte de ciment, aussi pour l'acier des armatures. Le béton peut notamment, contrairement à une opinion assez répandue, avoir un coefficient de dilatation thermique sensiblement différent de celui de l'acier, généralement inférieur.⁸ Ceci s'ajoute aux effets défavorables du retrait en cas d'abaissement de température, mais les atténue en cas d'élévation (abstraction faite des effets sur le retrait de variations hygrométriques corrélatives éventuelles).

A ces variations considérées comme uniformes dans un volume limité s'ajoutent, dans les pièces de dimensions assez considérables, les effets du régime variable de diffusion ou de propagation. Les effets des variations hygrométriques ne sont pas uniformes ni instantanés dans toute la masse, mais diffusent à partir de la surface dans la masse avec une certaine vitesse, dépendant de la porosité. Il en est de même des variations thermiques d'une manière dépendant de la capacité et de la conductibilité thermiques.

Ces phénomènes de régime variable peuvent être étudiés théoriquement, selon certaines hypothèses, par des méthodes connues. Il en résulte des différences de retrait et de dilatation ou de contraction thermique dans la masse, donnant lieu à des

tensions intrinsèques et qui peuvent aussi produire des fissurations ou des écaillages au voisinage des surfaces libres.

Enfin, il faut encore ajouter à cela les effets de la variation de composition des bétons. La composition nominale n'est qu'une moyenne statistique, dont la composition locale des diverses gâchées diffère plus ou moins. Il en résulte des différentiations dans toute la masse des facteurs spécifiques de retrait et de dilatation thermique. Certes, certains de ces effets, considérés en eux-mêmes, sont assez peu importants et guère susceptibles de causer *seuls* des dégradations appréciables. Mais ils sont susceptibles de se cumuler et, s'ils s'additionnent d'une manière défavorable à la principale des causes déjà considérées, le retrait, ils peuvent en accentuer les effets au point de rendre les dégradations inévitables. Celles-ci résultent aussi non seulement de la cumulation des divers effets considérés précédemment, mais aussi de leur répétition incessante et de leurs changements de sens plus ou moins périodiques. C'est ce qui explique l'effet du temps sur l'apparition des dégradations et leur progression.

Une cause de dégradation particulièrement active dans les climats où elle existe est le gel, qui combine l'action des variations hygrométriques et thermiques. L'espace total réservé au rapport n'est pas suffisant pour une analyse ou une discussion quelque peu détaillée du phénomène de la gélivité du béton durci, qui n'est certes pas simple. On s'en tiendra donc aux considérations les plus globales. L'expérience établit que l'eau congelée dans le béton gonfle et fait gonfler le béton. Ce gonflement dépasse localement l'allongement de rupture du béton et n'est de ce fait pas entièrement réversible. Chaque gel désagrège donc tant soit peu le béton. La répétition des gels entraîne une dégradation progressive plus ou moins rapide. Dans un béton gélif, l'altération est assez rapide. Si elle est lente, le béton est réputé ingélif, mais il ne peut y avoir de béton absolument ingélif. C'est ce que montrent les essais de gélivité, lorsqu'on a recours pour en caractériser les effets à un indice très sensible; en l'occurrence le module d'élasticité dynamique mesuré par le son ou l'ultra-son. Chaque gel donne lieu à une diminution appréciable du module d'élasticité. La gélivité dépend essentiellement de la quantité d'eau existant dans le béton, c'est-à-dire du mouillage initial et de l'eau qui a pu pénétrer dans le béton durci. Il s'agit donc de l'eau libre du béton, de telle sorte que finalement la gélivité est dépendante surtout de la porosité réelle du béton durci, représentée par les proportions en volume d'eau libre et d'air (vides totaux). Un béton ingélif sera donc très compact, ce qui implique une excellente composition et une mise en œuvre parfaite. Il est désirable que la *porosité en volume* soit inférieure à 10 %, alors que des bétons de médiocre qualité ont jusqu'à 20 % et plus de vides totaux. Ceci implique aussi une richesse suffisante en ciment, adéquate à la composition et à la granulométrie. A l'opposé, des bétons entièrement caverneux pourraient être ingélifs, mais il ne s'agit pas ici de bétons de cette nature. La forme des pores, surtout remplis d'eau, peut avoir de l'importance. Des lamelles d'eau libre, comme il peut s'en former par la ségrégation d'un béton vibré trop mouillé, sont particulièrement nocives⁶ et tendent à favoriser un écaillage du béton par le gel. Au contraire, des pores très répartis et de forme plutôt sphérique peuvent être inoffensifs, ce qui peut expliquer la résistance plus grande au gel qui semble bien résulter de l'incorporation au béton d'agents entraîneurs d'air. Cet effet est d'autant plus marqué que le béton est plus médiocre, c'est-à-dire risque d'être plus gélif en absence d'air occlus.

Les variations des coefficients de dilatation thermique jouent un rôle important dans la gélivité du béton. Des essais effectués dans nos laboratoires ont montré notamment une bonne tenue au gel de bétons formés de pierres dont le coefficient de dilatation thermique est assez voisin de celui du mortier. Dans ces conditions, le

calibre maximum des agrégats est assez indifférent et il peut advenir que des bétons faits avec de gros agrégats aient une tenue au gel équivalente, sinon meilleure, à celle de bétons plus fins.

Ceci diffère des conclusions qui ont été déduites d'essais qui tendaient à faire dépendre la gélivité dans une large mesure du calibre des agrégats, la susceptibilité au gel croissant avec le calibre. Cela ne semble vrai que dans le cas où le coefficient de dilatation thermique des agrégats est très différent de celui du mortier ou de la pâte de ciment; l'effet du calibre se comprend très bien dans ces conditions. Mais l'effet de la différence des coefficients de dilatation thermique sur la gélivité semble plus grand que celui du calibre des agrégats. C'est là un point très utile à considérer pour la recherche de matériaux convenant pour un béton résistant au gel.

Dans le béton armé, en cas de gel, l'armature refroidie se contracte, cependant que le béton gelé gonfle. Ceci agit dans le même sens que les effets du retrait et d'une manière très accusée. La répétition saisonnière de ces effets doit contribuer beaucoup à faire naître les fissures parallèles aux armatures voisines des surfaces libres. De plus, le gonflement par le gel des réglettes de béton ainsi constituées, couvrant les armatures, les fait flamber et les en détache. L'écaillage par le gel du béton non armé peut aussi se produire par suite de la pénétration progressive du gel dans le béton à partir de la surface. Le béton superficiel congelé ayant gonflé, des tensions de traction et tangentielles naissent à la jonction du béton non congelé et tendent à en séparer la couche extérieure.

En fait, les dégradations les plus fréquentes et les plus caractéristiques sont les écaillages superficiels des bétons (surtout par le gel) et le dénudage des armatures du béton armé. Celui-ci peut provenir des processus précédemment indiqués de formation de fissures parallèles aux armatures et de la tendance à la séparation de l'armature du béton de couverture. L'eau atmosphérique peut alors atteindre facilement les armatures et les couvrir de rouille. Cette corrosion des armatures s'accompagne d'une expansion, qui provoque une aggravation et une progression marquées du phénomène. Dès lors, la dégradation est très prononcée et lorsqu'il s'agit d'une construction très exposée et que le béton est médiocre, il peut se décomposer à grande profondeur sous les armatures dans un espace de temps de dix à quinze ans, comme nous avons pu le constater sur des constructions de grande importance.

La fissuration du béton le long de l'armature préalable à la rouille de celle-ci n'est pas admise par tous. On préfère parfois invoquer la pénétration des eaux pluviales jusqu'aux armatures à la faveur de la porosité et de la capacité d'absorption d'eau du béton. Sauf les cas de porosité béante du béton, dénudant l'armature dès l'origine, on peut objecter que l'eau absorbée par le béton doit être rendue alcaline par la chaux et doit être de ce fait passive à l'égard des armatures. On pourrait envisager que la chaux libre du béton soit progressivement carbonatée et que, à la longue, la passivation disparaîtrait. L'eau atteignant les armatures en provoquerait alors la rouille, l'expansion et par là l'éclatement de l'enveloppe de béton.

Ceci conduit à attacher moins d'importance à la porosité proprement dite qu'à la capacité et à la rapidité d'absorption et d'évaporation d'eau du béton, d'ailleurs en corrélation statistique avec la porosité. On peut concevoir d'après cela ⁹ une méthode de calcul de l'épaisseur minimum de recouvrement sur les armatures, basée sur la fréquence et l'intensité des pluies et les facteurs d'absorption et d'évaporation d'eau par le béton. Seulement, ces facteurs sont très aléatoires.

Au point de vue des résultats, les deux explications conduisent aux mêmes et il n'est pas essentiel que les fissures soient préalables ou postérieures à la rouille de l'armature. Ainsi qu'il a été dit plus haut, la dégradation du béton armé comme

celle du béton est due probablement à la cumulation et à la répétition de toutes les causes envisagées, diversifiées par l'hétérogénéité des matériaux à divers degrés. L'hypothèse de la fissuration du béton postérieure à la rouille serait abusive si elle prétendait éliminer tous les autres effets, surtout le retrait et le gel. En effet, des expériences de laboratoire reproduisent très facilement la formation de fissures par le retrait et de dégradations du béton par le gel, cependant que nous n'avons guère réussi au laboratoire à provoquer la rouille d'armatures enrobées de béton. Par contre, l'hypothèse des effets cumulés du retrait, des variations thermiques et du gel n'exclut pas que s'y ajoute celui de l'absorption d'eau, d'autant plus qu'il est favorisé par les autres. Mais il n'est généralement pas seul en cause. Même dans les cas de corrosion du béton armé dans lesquels le gel ne peut pas intervenir, p.ex. sous un climat torride.¹⁰ Le retrait et les variations thermiques et hygrométriques y jouent un grand rôle. Les pluies intenses jointes aux températures élevées provoquent une circulation d'eau importante et alternée dans le béton, qui au bout d'un certain temps enlève toute la chaux libre susceptible d'être formée dans le béton par hydrolyse du ciment hydraté. Le béton devient ainsi de plus en plus poreux, et, la carbonatation aidant, l'eau qui parvient abondamment aux armatures finit par les corroder lorsqu'elle n'est plus alcalinisée par la chaux. Au voisinage de la mer, ce processus de rouille des armatures en raison de la porosité croissante du béton peut être accéléré par les embruns salins.¹¹

D'autres cas de corrosion, dans lesquels la rouille des armatures a été provoquée par l'eau salée dans des régions torrides ont été décrits.¹² Le processus précité sera naturellement accéléré et aggravé si l'eau contient des produits corrodant les armatures.

Dans le cas de barrages retenant des eaux très pures ou acides, c'est le processus d'enlèvement de chaux par filtration qui produira des effets analogues, par augmentation croissante de la porosité du béton, alors que normalement, il peut y avoir colmatage.

L'espace fait défaut pour analyser ici l'action des eaux marines. On sait que cette action est beaucoup plus accentuée sur les ouvrages découverts par la marée que sur ceux qui sont toujours immergés. Même les embruns sont plus à craindre que l'immersion permanente. Ceci montre que les actions atmosphériques interviennent très activement dans l'attaque des bétons et des bétons armés par la mer, qui se produit par la répétition de ces effets et leur cumulation avec l'action chimique de l'eau de mer, qui n'est souvent pas suffisante pour produire seule des dégradations notables.⁵

Ceci permet de conclure que les principaux moyens propres à différer la corrosion du béton et des armatures et à augmenter leur durabilité sont d'application dans tous les cas. Pour le béton, il s'agit d'assurer sa meilleure compacité compatible avec les conditions de mise en œuvre, par une bonne composition, une bonne qualité des agrégats (non réactifs, ni absorbants, ni gélifs) et une excellente mise en œuvre avec le minimum d'eau. Il est toujours recommandable d'utiliser les coffrages les plus lisses possibles, afin d'avoir des surfaces de béton très pleines et lisses. En bref, on prendra toutes les précautions utiles pour que le béton soit et reste aussi impénétrable que possible aux agents extérieurs (faible porosité, faible perméabilité, faible pouvoir absorbant). On le protégera pendant les premières périodes de durcissement contre le gel et la dessiccation. Dans certains cas, il sera nécessaire de recouvrir la surface du béton d'un enduit plastique adhérent et étanche, durable ou régulièrement renouvelé.

En ce qui concerne les armatures, elles doivent être recouvertes d'une couche de béton d'excellente qualité, d'épaisseur suffisante et durable. C'est le point le plus

délicat, car de fortes objections sont faites au nom de l'économie. Mais il s'agit d'une économie partielle, celle de construction, qui est souvent fallacieuse selon quelques expériences plutôt coûteuses. L'économie d'ensemble doit tenir compte de la durée. Les points de vue des entrepreneurs et des utilisateurs doivent s'accorder sur ce sujet. Il y a trois limites d'épaisseur à considérer dont il faut dans chaque cas adopter la plus élevée:

- 1° une limite absolue, destinée à protéger l'armature de l'atteinte par l'eau absorbée et que nous proposons, pour le climat de la Belgique, de prendre égale à 30 mm.;
- 2° une limite par rapport au diamètre des barres, pour tenir compte de l'effet des variations de volume et que nous proposons de prendre égale à deux fois le diamètre de la barre, comptée à l'extérieur de celle-ci;
- 3° une limite relative au calibre maximum de l'agrégat, que nous proposons de prendre égale à 1,5 fois la dimension maximum nominale de l'agrégat.

Les trois limites coïncident pour du béton armé dont les agrégats ne dépassent pas 20 mm. d'épaisseur nominale et dont les armatures ont 15 mm. de diamètre. Ces propositions favorisent les barres minces pour le béton armé et les agrégats de petit calibre, ce qui est recommandable pour les pièces élancées.



Fig. 1

Pour des milieux particulièrement agressifs, la limite minimum absolue peut être augmentée jusqu'à 50 ou 60 mm. Des précautions effectives seront prises pour garantir l'épaisseur de recouvrement minimum après exécution. Des moyens de contrôle électriques existent à cet effet.

Le béton précontraint est trop récent pour que l'on puisse juger de sa durabilité. Il semble que, par suite de la compression de précontrainte et l'emploi normal de

béton de meilleure qualité, la corrosion doit être moins à craindre. En cas de post-contrainte, que les câbles soient nus ou dans des gâines, il faudra en assurer une parfaite protection contre les agents de corrosion extérieurs. L'injection des gâines au moyen de mortier après la mise en tension des câbles devrait notamment être soigneusement contrôlée. Notre collègue M. le Professeur Magnel nous a prié de signaler un cas de corrosion se limitant aux fils de précontrainte aux endroits où ils sont serrés dans les clavettes de fixation (fig. 1). Les câbles entièrement nus et les plaques de répartition étaient indemnes après six ans. Il se recommande donc de recouvrir soigneusement les dispositifs de fixation des câbles d'un béton de protection, d'adhérence garantie.

En raison de la susceptibilité des fils à la fatigue près des ancrages, cette précaution ne dispense pas d'assurer l'adhérence des fils sur une longueur suffisante aux extrémités par injection des gâines.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) F. CAMPUS. "La durabilité du béton et du béton armé soumis aux actions atmosphériques. Considération particulière des supports en béton armé des lignes aériennes," Procès-verbal de la séance du 8 novembre 1950 de l'A.B.E.M., Bruxelles, *Bull. sci. de l'A.I.M.*, Nos. 7, 8, 9, Liège, juillet, août, septembre 1950.
- (2) R. JOUR. "Résistance des poteaux en béton armé des lignes aériennes de contact à l'action de l'eau de pluie," *L'Industrie des voies ferrées et des transports automobiles*, Paris, octobre 1950.
- (3) T. M. KELLY, L. SCHUMAN and F. B. HORNIBROOK. "A study of alkali-aggregate reactivity by means of mortar-bar expansions," *J. Amer. Concrete Inst.*, 20, (1), Sept. 1948.
- (4) R. CAVENEL. "Réparation du pont de la Corde sur la Penzé près de Carantec (Finistère)," *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, mars-avril 1944.
- (5) F. CAMPUS. "Essais sur la résistance des mortiers et bétons à l'eau de mer: Synthèse des résultats de 1934 à 1945," *Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1947.
- (6) J. BOLOMEY. "Gélivité des bétons," *Bull. du ciment*, novembre 1946.
- (7) F. CAMPUS. "Effets élastiques d'inclusions hétérogènes dans un milieu subissant un retrait," Abstracts of papers, 4th International Congress for Applied Mechanics, Cambridge, 1934.
"Tensions produites dans le béton et le béton armé par suite des variations de volume," *Hormigon y Acero*, Madrid, 1935; *Revue Universelle des Mines*, Liège, janvier 1936.
- (8) A. JUILLARD. "Quelques propriétés du ciment et du béton: dilatation, retrait, élasticité," *Schweizerische Bauzeitung*, 1932.
- (9) R. DIENNE. "La grave maladie des poteaux électriques en béton armé," Publication de l'Association des Ingénieurs de la Faculté Polytechnique de Mons, No. 1, 1950.
- (10) C. WOLTERBEEK. "Emploi du béton et du béton armé aux Colonies," Ier Congrès International du Béton et du Béton armé, Tome II, Liège, 1930.
- (11) R. PELTIER. "Note sur la rouille des fers dans les bétons aux colonies," *Annales des Ponts et Chaussées*, No. 1, Paris, 1950.
- (12) BATTÀ, RABOZÉE, BAES, CAMPUS. Procès-verbal de la 5^{me} séance tenue le 17 décembre 1930, Publication No. 5 de 1930 de l'Association Belge pour l'Etude et l'Essai des Matériaux.

Résumé

Les causes de corrosion du béton et des armatures sont exceptionnellement internes, généralement elles sont externes. A côté de nombreuses causes particulières de corrosion, il en existe de très communes, telles les actions des eaux très pures ou marines et celles des agents atmosphériques. Ces dernières sont spécialement envisagées en rapport avec l'hétérogénéité multiple du béton et du béton armé, qui

commande leurs effets. Le mécanisme complexe des dégradations habituelles est analysé succinctement. Les remèdes sont à trouver dans les qualités de compacité effective du béton et un recouvrement suffisant des armatures.

Summary

The causes of corrosion of concrete and its reinforcement are seldom internal; generally they are external. Besides many particular causes of corrosion, there are some which are very common, such as action of very soft water, sea-water or atmospheric agents. The latter are specially taken into consideration in connection with the manifold heterogeneity of concrete and reinforced concrete, which determines their effects. The complicated reactions in the case of ordinary damage are briefly analysed. Remedies are to be found in sufficiently effective compactness of the concrete and a sufficient covering of the reinforcement.

Zusammenfassung

Die Ursachen der Korrosion des Betons und der Eisenstäbe sind selten innerer, sondern im allgemeinen äusserer Natur. Neben manchen besonderen Korrosions-erregern bestehen einige ganz gewöhnliche, wie sehr reines Wasser, Meerwasser oder atmosphärische Wirkstoffe. Die letzteren werden besonders berücksichtigt im Zusammenhang mit der mannigfaltigen Heterogenität des Betons und des Eisenbetons, die ihre Folgen bestimmt. Der komplizierte Vorgang bei der gewöhnlichen Beschädigung wird kurz analysiert. Gegenmittel finden sich in einer genügenden wirklichen Dichtigkeit des Betons und genügender Ueberdeckung der Bewehrungsstäbe.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 4

Essais rapides de corrosion des ciments

Accelerated corrosion tests for cements

Kurzfristige Korrosionsversuche für Zemente

MARCEL PROT, DOCTEUR ÈS SCIENCES, DOCTEUR ÈS LETTRES
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

INTÉRÊT DES ESSAIS DE CORROSION DES CEMENTS

Les mortiers et les bétons des ciments sont, on le sait, l'objet de corrosions plus ou moins actives, parfois désastreuses, provoquées :

- par les eaux de la mer,
- par les eaux chargées de sulfate de chaux,
- par les eaux vanne,
- par les eaux très pures.

Il importerait donc que les ingénieurs puissent s'assurer, par des essais convenables, que le ciment employé pour la construction d'un ouvrage déterminé résistera pendant un temps suffisant, sinon éternellement, aux corrosions auxquelles cet ouvrage devra être exposé.

Les essais de corrosion doivent—il importe d'insister sur ce point—donner des assurances non seulement contre les désagréments rapides mais encore contre des désagréments plus ou moins lents et susceptibles de n'entraîner la ruine de l'ouvrage qu'au bout d'un temps qui peut être de plusieurs années.

Or, si des essais de plusieurs années, comme ceux que l'on pratique actuellement en exposant par exemple des blocs de béton à la mer, donnent des indications sur la résistance à la corrosion de certains types de ciment, ils ne peuvent en aucune manière être utilisés pour le contrôle et la réception d'une fourniture particulière qui peut, en raison d'irrégularités inévitables de fabrication, se montrer peu satisfaisante quoiqu'elle appartienne à un type généralement acceptable.

Il n'est pas exclu par ailleurs que la qualité du sable ou de l'eau de gâchage entrant dans la composition d'un béton ou que la technique de fabrication de ce béton puissent, au moins dans une certaine mesure, influencer sur sa tenue en présence d'eaux agressives. Il est donc très souhaitable de disposer d'une méthode d'essai susceptible de donner des résultats concluants sur la qualité d'un ciment qui doit être exposé à des corrosions, dans un délai suffisamment court de l'ordre, sinon de quelques jours

du moins de quelques semaines ou, au maximum, d'un petit nombre de mois sans avoir, comme c'est actuellement le cas, à attendre plusieurs années.

Le problème est de concevoir une technique d'essai qui accélère quantitativement les corrosions sans les modifier qualitativement, c'est ce problème que nous avons entrepris de résoudre à la demande de la Commission française des Chaux et Ciments avec la collaboration du port autonome du Havre et du port de Marseille. Les installations et les appareils sont actuellement en cours de mise au point; nous pensons que les premiers essais de ciments pourront être normalement entrepris vers la fin de cette année et nous espérons pouvoir donner connaissance à Cambridge des premiers résultats obtenus.

ESSAIS DE CORROSION ACCÉLÉRÉE

Il ne saurait être question, sous prétexte d'accélérer un essai de corrosion, de substituer un milieu corrodant artificiel au milieu naturel qui doit être considéré, sans s'exposer aux plus graves mécomptes. Les corrosions observées dans la pratique sont, en effet, la conséquence non seulement des constituants principaux du milieu mais aussi souvent de constituants secondaires en quantité infime, de gaz dissous, du pH de la solution, voire de microorganismes qui peuvent modifier totalement le processus des réactions souvent très complexes dont le total produit la corrosion.

Il ne saurait être question non plus, sous prétexte d'accélérer l'essai, de porter le milieu naturel considéré à une température très supérieure à sa température ordinaire sans s'exposer à modifier profondément le mécanisme des réactions génératrices de corrosion.

On ne peut, d'autre part, élever notablement la température du milieu et en assurer en même temps le renouvellement sans aboutir à des dépenses d'énergie considérables; dès lors, si l'on provoque par élévation de température des dissolutions actives dans un milieu peu renouvelé, il est évident que ce milieu sera, très rapidement, complètement différent du milieu naturel primitif. Les conclusions d'un tel essai seraient nécessairement suspectes et l'on n'aurait, à aucun titre, l'assurance que le classement qu'il établirait entre les divers ciments essayés correspondrait bien à la réalité pratique.

Le seul procédé susceptible d'accélérer les conclusions sans en modifier la nature nous a paru être, dans ces conditions, d'accroître le contact entre le matériau à essayer et le milieu corrodant:

- (a) en augmentant la surface libre du matériau relativement à sa masse;
- (b) en renouvelant rapidement le milieu corrodant au contact de cette surface.

TECHNIQUE DE FIN D'ESSAI

La corrosion d'un matériau, et notamment d'un mortier, est un phénomène qui se poursuit d'une manière plus ou moins régulière depuis le commencement de l'essai jusqu'à la désagrégation complète des échantillons essayés. Un problème toujours délicat dans l'étude d'une corrosion est celui qui consiste à apprécier et à noter les progrès de cette corrosion.

La première méthode qui se présente à l'esprit et qui est très généralement pratiquée est celle des pesées successives à intervalles réguliers, plus ou moins longs. Cette méthode conduit à des manipulations extrêmement laborieuses et délicates au cours desquelles les échantillons courent d'autant plus de risques d'être détériorés que ces pesées se renouvellent plus fréquemment. La comparaison des pertes de poids des différents échantillons se heurte, par ailleurs, à la difficulté pratiquement insoluble qui

provient du fait que certaines corrosions sont uniformément réparties sur toute la surface du matériau tandis que d'autres sont concentrées dans des piquûres ou des fissures étroitement localisées.

Une autre difficulté à laquelle se heurte la méthode des pesées successives provient du fait que si certaines corrosions correspondent bien à une destruction et à une disparition du matériau essayé, ce qui entraîne une perte de poids, d'autres corrosions, par contre, fixent certains constituants du milieu corrodant sur le matériau essayé et tendent par conséquent à augmenter son poids.

Une technique qui nous a paru plus intéressante est celle qui assigne à l'essai une fin nettement marquée et facile à observer, l'indice de corrosion de chaque éprouvette étant alors défini avec précision par le temps qui s'est écoulé entre le début de l'essai et sa fin. Les matériaux qui nous occupent intervenant dans la construction par leur résistance mécanique, il était indiqué de définir une technique d'essai dont la fin serait marquée par la rupture, sous une sollicitation déterminée, d'une éprouvette affaiblie par la corrosion. La fin d'un tel essai peut être au besoin enregistrée et les manipulations sont réduites au minimum car elles se bornent à mettre les éprouvettes en place et à les retirer après l'essai.

ESSAIS STATISTIQUES

Il ne suffit pas, pour exprimer la corrodabilité d'un matériau, de faire la moyenne des indices mesurés dans un petit nombre d'expériences; il faut encore, selon une technique que nous avons préconisée depuis déjà longtemps et qui commence à être bien assise, connaître la dispersion des indices de corrosion relevés sur un assez grand nombre d'éprouvettes; ce ne sont pas tant, en effet, les corrosions moyennes qui sont dangereuses que les valeurs anormalement élevées qu'elles sont susceptibles de prendre dans certains cas défavorables, même exceptionnels.

La nécessité de procéder ainsi à des essais nombreux accroît encore l'intérêt qu'il y a à définir une technique d'essai aussi commode, économique et rapide, que possible.

FORME ET DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES

Pour accroître la surface active des éprouvettes relativement à leur masse, il est évidemment indiqué de choisir des plaques minces; le cube est, sans doute, après la sphère, la plus mauvaise forme qui se pouvait imaginer.

Il ne paraît pas nécessaire d'essayer des bétons comportant de gros éléments mais il peut être utile, comme nous l'avons indiqué plus haut, d'essayer non des pâtes pures mais des mortiers fins en choisissant un dosage tel que le mortier soit poreux, il est alors possible d'augmenter la surface active et d'accélérer l'essai.

Avec un sable dont la dimension des grains serait voisine de 1 mm. on peut adopter des éprouvettes dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 mm., la forme de cette plaque mince dépendant du dispositif expérimental adopté.

PRINCIPE DES DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX DE CORROSION ACCÉLÉRÉE

En conclusion de ce qui précède, le dispositif expérimental à adopter doit avoir essentiellement pour but de renouveler constamment, et aussi rapidement que possible, le milieu corrodant au contact de l'éprouvette de mortier. Il importe, bien entendu, que ce renouvellement soit fait dans des conditions définies avec une précision suffisante et reproductibles toujours identiques à elles-mêmes. Il convient, par ailleurs, de rechercher des conditions générales d'expérience aussi économiques que possible, ce qui conduit naturellement à envisager des éprouvettes qui, si elles doivent être nombreuses, doivent être individuellement aussi petites que possible.

Dispositif à jet

Un premier dispositif expérimental répondant aux conditions générales qui viennent d'être exposées est le dispositif "à jet."

Nous supposons que l'eau constituant le milieu corrodant à considérer (eau de mer, eau séléniteuse, etc.) peut être puisée en quantités relativement importantes et refoulée dans un réservoir alimentant une cuve à niveau constant. A cette cuve seraient fixés des ajutages susceptibles de débiter une veine liquide de diamètre et de débit constant et constituant autant de postes d'essai; la veine liquide frapperait la plaquette de forme circulaire ou rectangulaire constituant l'éprouvette sous un angle donné et viendrait, par exemple, lorsque la plaquette serait percée, actionner un dispositif, enregistreur au besoin, indiquant la fin de l'essai.

Un tel dispositif, en apparence séduisant, se heurte à deux difficultés: si les débits sont importants, le maintien du milieu corrodant à une température constante conduit très vite à des dépenses d'énergie prohibitives, un calcul élémentaire permet de s'en rendre compte. Si, pour éviter cette difficulté, on recherche des jets aussi ténus que possible, les corrosions sont évidemment moins actives et les ajutages s'obstruent avec une déplorable facilité.

On peut, il est vrai, penser à réutiliser, au moins dans une certaine mesure, les eaux ayant déjà servi, mais le dispositif expérimental s'en trouve un peu compliqué d'autant qu'il faut alors procéder à une décantation soignée pour éviter que les produits de la corrosion viennent obstruer les ajutages.

Cuve à circulation forcée

Un dispositif qui rassemble tous les échantillons à essayer dans une même cuve, même largement dimensionnée, a paru devoir être moins encombrant et la température y est plus aisément réglable, le renouvellement de l'eau dans cette cuve pouvant être limité à une importance raisonnable, le problème est alors de provoquer une circulation active du milieu corrodant entre les éprouvettes.

Le procédé qui consiste à déplacer les éprouvettes dans la cuve ne paraît pas susceptible de donner des résultats, d'une part, parce qu'une masse de 100, 200 ou 300 éprouvettes avec leurs supports ne peut être commodément animée d'une très grande vitesse, d'autre part, parce qu'un tel mouvement tend naturellement à provoquer un déplacement d'ensemble du liquide contenu dans la cuve sans provoquer de mouvement très accusé du liquide entre les éprouvettes.

Les dispositifs d'immersions et d'émersions alternées, continus ou discontinus, présentent le même inconvénient et entraînent par ailleurs une complication mécanique qui rend difficile l'enregistrement automatique des fins d'essai.

On est ainsi conduit à concevoir une circulation forcée du liquide produite par une hélice ou par une pompe entre les éprouvettes, placée à poste fixe dans la cuve. C'est ce dispositif qui a été adopté par la Commission des Chaux et Ciments et que nous nous efforçons de mettre au point avec la collaboration des ingénieurs de service maritime du port autonome du Havre et du port de Marseille.

INSTALLATION RÉALISÉE

Eprouvettes

Les éprouvettes ont la forme de plaquettes en U dont le dessin coté est donné ci-joint (fig. 1).

Des essais de mise au point se poursuivent activement sur des éprouvettes de pâte pure et de mortier avec différents dosages.

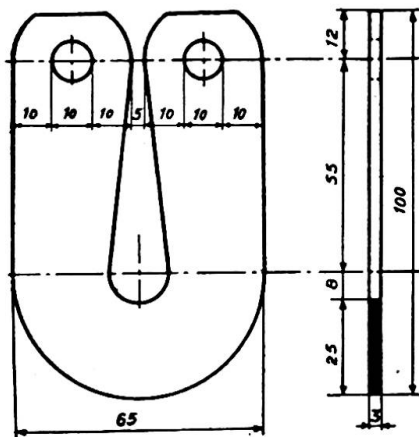


Fig. 1. Eprouvette en U

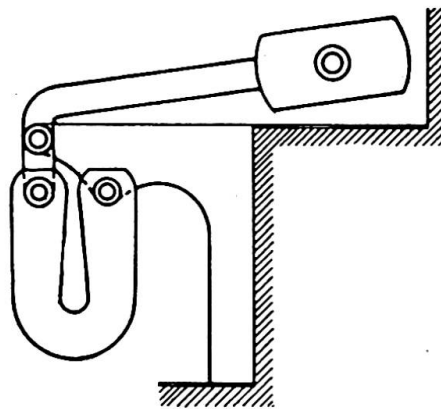


Fig. 2. Montage de l'éprouvette en U

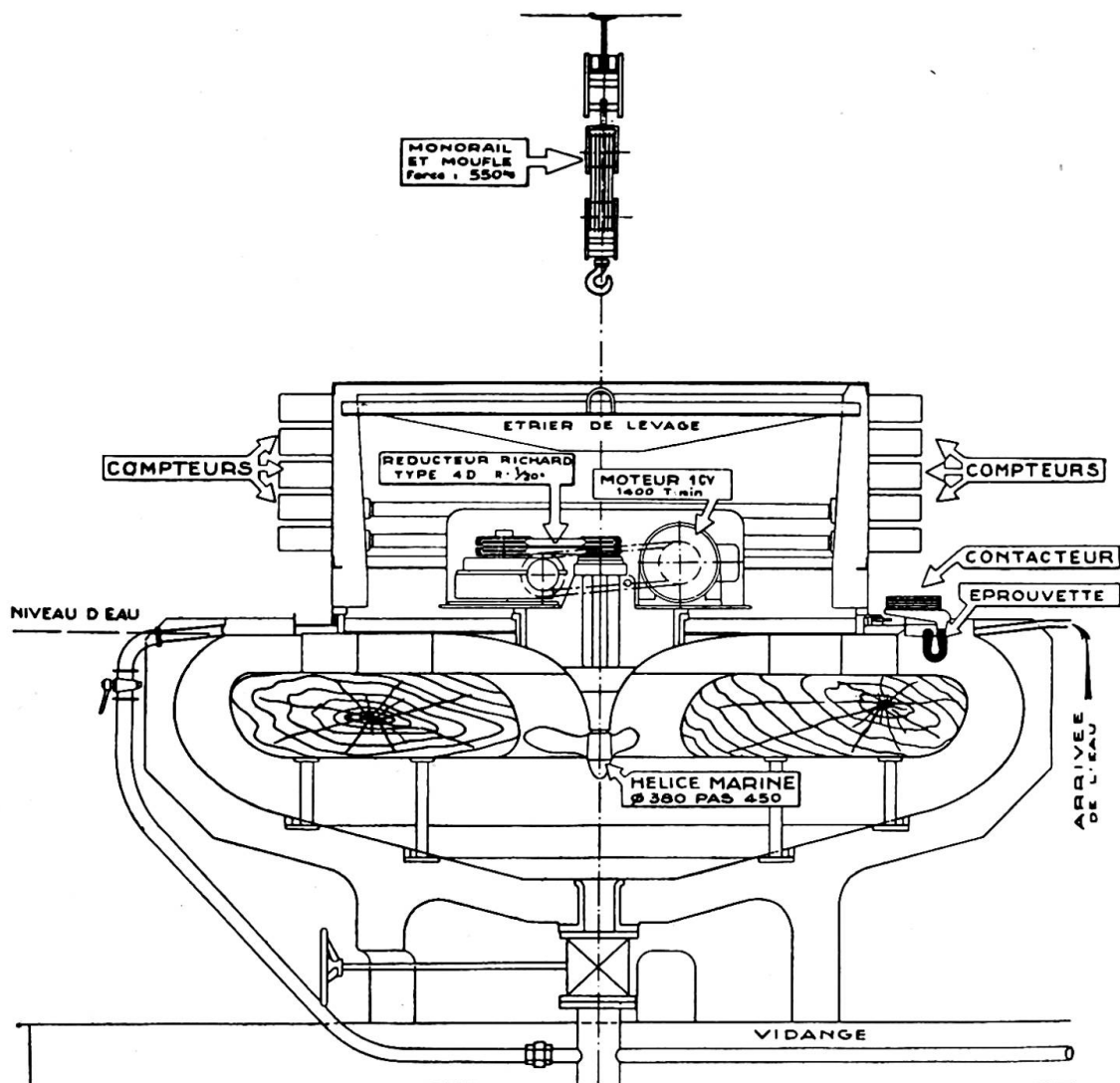


Fig. 3. Cuve à circulation forcée—Coupe transversale

Les moules nécessaires à la fabrication de ces éprouvettes donnent également lieu actuellement à des études tant au laboratoire central des Ponts et Chaussées qu'au Havre et à Marseille.

L'éprouvette est placée dans la cuve selon le montage indiqué par les figures 2 et 3. Elle est soumise à l'action d'un poids qui tend à ouvrir les deux branches de l'élément et qui correspond à la moitié de sa charge de rupture avant corrosion.

Les éprouvettes sont d'abord maintenues dans un moule clos pendant 48 heures et elles achèvent leur prise pendant 28 jours dans une armoire à humidité constante ou dans l'eau. Il est bien certain que la dessiccation de l'éprouvette au cours de sa prise, étant donné sa faible épaisseur, pourrait avoir des conséquences désastreuses.

Des essais se poursuivent également pour examiner la possibilité d'utiliser un mortier très maigre et très poreux fait avec un sable dont les grains auraient tous à peu près la même dimension.

Cuve à circulation

La cuve à circulation forcée est représentée en coupe par la figure 3.

La figure 4 représente, d'autre part, la vue extérieure de la cuve avec son appareillage telle qu'elle est actuellement réalisée au laboratoire du Havre.

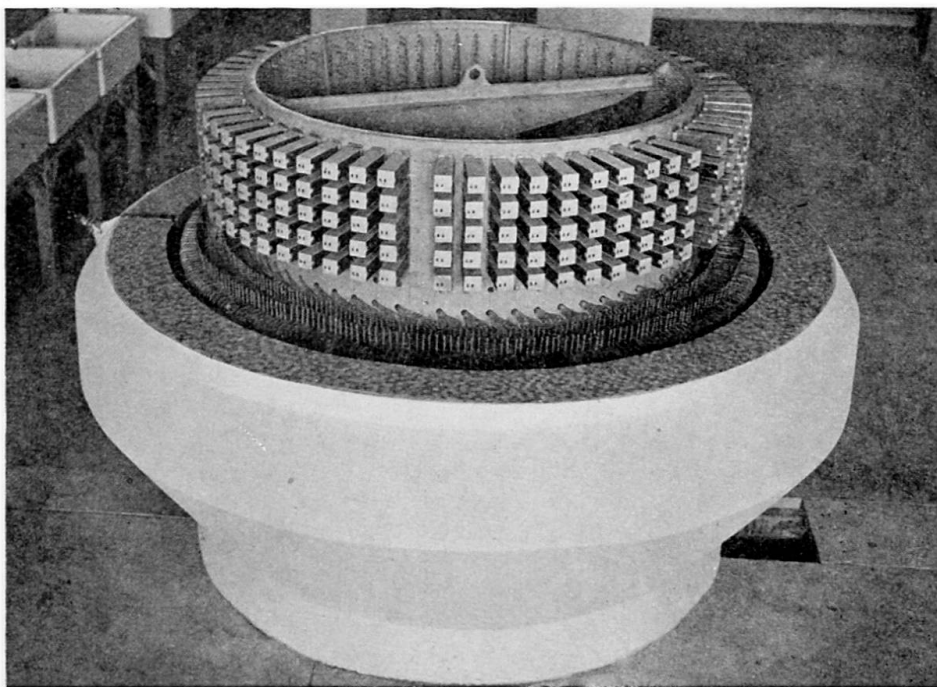


Fig. 4. Cuve à circulation forcée avec son appareillage

La figure 5 montre l'intérieur de l'appareil avec le moteur électrique et le dispositif qui transmet le mouvement à l'hélice.

Enfin la figure 6 montre en plan les dispositions générales de la station d'essais du port autonome du Havre. Les dispositions adoptées par le port de Marseille pour la construction de la station d'essais qu'il a réalisée à Cassis sont analogues aux précédentes, les réservoirs étant toutefois un peu moins importants, les cuves et leur appareillage sont pratiquement les mêmes dans les deux laboratoires.

Dans chaque cuve, on peut placer 300 éprouvettes en U qui sont activement

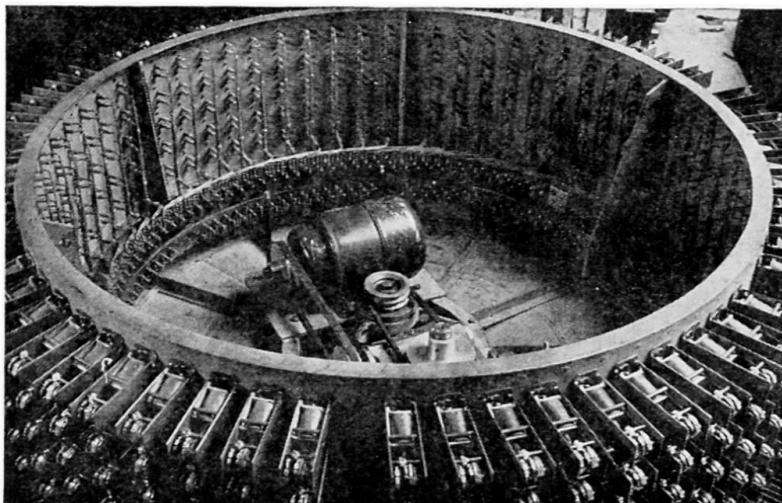


Fig. 5. Vue intérieure de l'appareil de corrosion

lessivées par l'eau de mer mise en mouvement par une hélice commandée par un moteur électrique, le renouvellement de l'eau dans la cuve se fait à raison d'un demi-litre à la seconde et l'on cherche actuellement à mettre au point une régulation de la température de l'eau, à un degré près, au voisinage de 23° qui est, pratiquement, la température la plus haute observée dans ces deux ports.

La rupture de l'éprouvette ouvre le circuit d'un compteur qui normalement avance

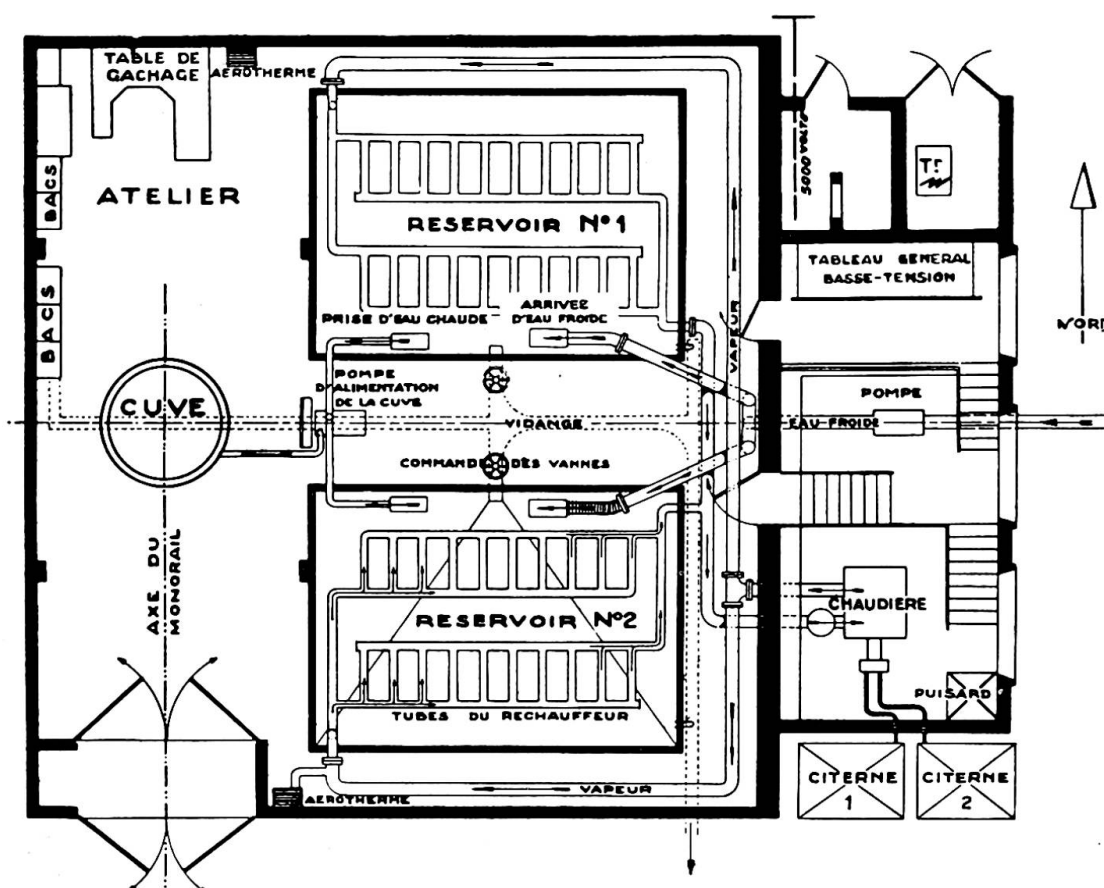


Fig. 6. Station d'essai des ciments par corrosion accélérée du Port Autonome du Havre

d'une unité par heure sous l'action d'un petit moteur synchrone qui ferme une fois par heure le circuit de l'électroaimant commandant chacun d'eux. On peut ainsi savoir, à une heure près, à quel moment la cassure s'est produite même si elle a lieu en dehors des heures de surveillance du laboratoire, la nuit, un dimanche ou un jour férié.

Dispositions générales des stations d'essais

La figure 6 représente en plan les dispositions générales de la station d'essai du port du Havre qui sont extrêmement complètes.

La station d'essais de Cassis comporte des installations analogues mais d'une importance qui est toutefois nettement moindre, l'emplacement dont on dispose étant plus exigu qu'au Havre.

RÉSULTATS

La mise au point des appareils, ayant présenté d'assez nombreuses et sérieuses difficultés, n'est pas encore achevée et il nous est dès lors impossible de donner dès maintenant des résultats.

Nous espérons pouvoir donner, lors du Congrès à Cambridge, les premiers résultats obtenus et indiquer, si nous le pouvons, quelle est la durée d'essai sur laquelle on doit compter pour pouvoir juger de la résistance d'un ciment.

C'est évidemment la question capitale à laquelle toute cette expérimentation doit répondre.

Résumé

La technique d'essai rapide de corrosion des ciments actuellement en cours d'étude est appliquée à la corrosion par l'eau de mer mais elle peut être appliquée à la corrosion par n'importe quel autre milieu liquide.

L'accélération de la corrosion est obtenue par une réduction des dimensions de l'éprouvette, qui se présente sous la forme d'une plaque mince, et par une circulation active de l'eau de mer au contact des éprouvettes, dans une cuve à température constante.

L'appareil, en cours de mise au point, permet l'essai simultané de 300 éprouvettes de telle façon que l'on ait, pour chaque ciment, des résultats assez nombreux pour donner une valeur moyenne et un indice de dispersion.

La fin de l'essai est fixée par la rupture de l'éprouvette et le temps au bout duquel se produit cette rupture caractérise la corrodabilité du ciment considéré.

Summary

At present the method of accelerated corrosion tests with respect to corrosion by sea-water is being studied. It can, however, be adopted for corrosion by any other liquids.

The acceleration of the corrosion is attained by reducing the dimensions of the test-pieces, which are in the form of thin slabs, and by a brisk circulation of the sea-water round the test-pieces in a container kept at a constant temperature.

The apparatus, which is at present nearing completion, allows up to 300 test-pieces to be handled simultaneously, so that for each kind of cement a sufficient number of results is obtained to derive an average value and a measure of the scattering of the recorded results.

A test is ended when the test-piece breaks. The time until this occurs gives a measure for the sensitivity to corrosion of the tested cement.

Zusammenfassung

Gegenwärtig wird das Verfahren der kurzfristigen Korrosionsversuche im Hinblick auf die Korrosion durch Meerwasser studiert. Es ist aber auch für Korrosion durch andere Flüssigkeiten anwendbar.

Die Beschleunigung der Korrosion wird erreicht durch eine Reduktion der Abmessungen der Probekörper, welche in der Form von dünnen Platten verwendet werden, sowie durch eine kräftige Zirkulation des Meerwassers um die Probekörper herum in einem Behälter mit konstanter Temperatur.

Die Apparatur, die gegenwärtig der Fertigstellung entgegengeht, erlaubt den gleichzeitigen Versuch an 300 Probekörpern, so dass man für jeden Zement eine genügende Zahl von Ergebnissen erhält, um daraus einen Mittelwert und ein Mass für die Streuung ermitteln zu können.

Das Ende eines Versuches wird durch den Bruch des Probekörpers gegeben. Die Zeit, nach welcher dieser eintritt, bildet ein Mass für die Korrosionsempfindlichkeit des untersuchten Zementes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 4

Corrosions du béton armé dans les ponts et charpentes de chemin de fer

The corrosion of reinforced concrete in bridges and structures on railways

Die Korrosion des Eisenbetons bei Brücken- und Hochbauten der Eisenbahnen

L. SÉMÉAC

et

N. BOUTRON

Ingénieur en chef à la S.N.C.F.

Ingénieur à la S.N.C.F., Marseille

INTRODUCTION

A partir du moment où, en France, les conditions d'emploi du béton armé ont fait l'objet d'Instructions Ministérielles (20 octobre 1906), les Chemins de Fer Français ont commencé à utiliser le nouveau matériau dans leurs installations, et son emploi s'y est rapidement développé.

C'est que le béton armé se présentait *a priori* comme devant posséder des qualités très intéressantes pour les ouvrages du Chemin de Fer :

son incombustibilité le recommandait pour les halles à marchandises, les remises à machines.

il était donné comme ne nécessitant que peu de frais d'entretien, d'où son intérêt dans les ouvrages soumis soit à l'action des agents atmosphériques (quais couverts, abris, toitures en général), soit à l'action directe des fumées (remises, passages supérieurs, quais à combustibles) les deux actions étant d'ailleurs souvent conjuguées.

On présumait ainsi que le nouveau matériau aurait sur la construction métallique —qu'il faut repeindre fréquemment— un avantage très net, accentué au reste par le fait que son prix d'établissement était moins élevé (il l'est d'ailleurs resté dans la plupart des cas).

Les Chemins de Fer Français possèdent donc actuellement un nombre très important d'ouvrages en béton armé, dont les plus anciens datent de près d'un demi-siècle, et qu'ils ont la charge de surveiller et d'entretenir.

Quel a été le comportement de ces ouvrages ?

L'expérience a montré qu'en fait le béton armé était dans certains cas susceptible de corrosions, parfois graves et étendues.

Nous voudrions, après avoir rappelé les caractères d'altérabilité du fer et du béton, essayer d'exposer ici, avec quelques exemples à l'appui, les constatations essentielles faites en matière de corrosions, et les types principaux d'avaries auxquelles elles donnent lieu.

Nous dirons ensuite comment on s'efforce, dans les ouvrages atteints, de réparer les effets des corrosions et d'en prévenir le retour.

Nous rappellerons les améliorations réalisées dans la conception et la technique d'exécution des ouvrages neufs.

Nous tenterons enfin de formuler quelques suggestions sur ce qui nous paraît rester à faire, en matière de conception et d'exécution pour réduire encore les frais d'entretien des ouvrages en béton armé et augmenter leur longévité.

CORROSIONS RELEVÉES DANS LES PONTS ET CHARPENTES EN BÉTON ARMÉ DES CHEMINS DE FER

Nous examinerons plus particulièrement deux catégories d'ouvrages :

- les remises à locomotives
- les passages supérieurs

Ce sont en effet ces ouvrages qui nous paraissent être les plus caractéristiques des constructions en béton armé du Chemin de Fer, parce qu'ils sont nombreux et qu'on y rencontre, du point de vue des corrosions, l'effet conjugué des intempéries—facteur d'ordre général—et des fumées, facteur particulier au Chemin de Fer.

Mais avant d'examiner le comportement d'ensemble de tels ouvrages, il paraît utile de rappeler en quelques mots les caractères généraux d'altérabilité des deux matériaux, acier et béton.

Acier

L'acier de qualité courante—et notamment l'acier doux pour armatures—s'altère facilement.

Le contact de l'air humide, de l'eau de pluie, qui contient toujours en dissolution de l'oxygène et du gaz carbonique, suffisent pour provoquer sa corrosion. Les réactions, d'ordre électrochimique, sont complexes; elles donnent lieu d'abord à la formation d'hydrates de fer, puis d'oxydes de fer en présence de l'oxygène. Ces corrosions peuvent d'ailleurs subir des temps d'arrêt (zones de passivation) en milieu alcalin.

D'une manière générale, les acides dilués provoquent également des altérations de l'acier.

La formation des oxydes de fer s'accompagne d'une augmentation de volume, ou, comme l'on dit, d'un foisonnement; ce foisonnement est particulièrement néfaste dans le béton armé, où il provoque des éclatements et dislocations du béton.

Cette altérabilité de l'acier, en particulier sous la simple action de l'eau de pluie ou de l'air humide, impose sa protection, réalisée en général par des peintures, des graisses, des huiles. Or, aucun de ces procédés de protection n'est admissible pour des armatures de béton armé: il compromettrait l'adhérence qui conditionne la solidarité indispensable de l'acier et du béton.*

C'est donc au béton lui-même qu'incombe, dans l'association acier-béton, la charge de protéger l'acier, en l'isolant efficacement de l'air humide, de l'eau, des fumées acides.†

* Cette remarque n'est, bien entendu, pas valable pour le béton précontraint, système Freyssinet.

† A noter que, au Phare du Planier, situé en pleine mer aux abords de Marseille, détruit à la Libération, et dont la tour a été reconstruite en pierre de taille, le couronnement de l'ouvrage a été établi en béton armé avec emploi d'aciers inoxydables.

Béton

Mais le béton est, pour son propre compte, passible aussi de corrosions.

Sauf mauvais choix des agrégats, son élément le plus vulnérable est le liant.

Ce liant de la qualité Portland Artificiel dans tous les cas courants est très riche en chaux et susceptible, en conséquence, de céder de la chaux par dissolution ou combinaison.

C'est ainsi que, par dissolution de chaux, les eaux à peu près pures corrodent ou, comme l'on dit, appauvrissent les bétons de ciment Portland, avec formation de dépôts ou croûtes de carbonate de chaux. Cet appauvrissement du béton augmente sa porosité, et le processus de dissolution et de corrosion s'accélère, le béton se laissant pénétrer de plus en plus profondément à mesure qu'il s'appauvrit davantage.

L'eau de pluie apparaît donc comme un ennemi naturel des bétons.

Il en est de même des composés oxygénés du soufre qui, en milieu humide, forment avec la chaux du sulfate soluble, susceptible de provoquer, outre l'appauvrissement, des gonflements et éclatements de béton.

Le sulfate de chaux peut même, dans certains cas, se combiner aux aluminates calciques les plus riches en chaux pour donner naissance, en milieu humide, à du sulfoaluminate de chaux (sel de Candlot) pulvérulent et provoquer ainsi, par action chimique, de graves désagréations du béton.

L'eau de mer, enfin, est aussi l'ennemie des bétons de ciment Portland, sur lesquels elle peut agir à la fois par dissolution de la chaux (phénomène de Maynard) et en donnant naissance à des carbonates et à des composés sulfatés.

On peut certes utiliser pour le béton armé des liants tels que le ciment fondu, le ciment métallurgique sursulfaté, qui résistent beaucoup mieux que le Portland aux agents agressifs; mais leur prix beaucoup plus élevé et leurs conditions d'emploi plus délicates font qu'en pratique on ne les utilise qu'assez exceptionnellement.

Ajoutons qu'en dehors du domaine des corrosions proprement dites, le béton est, dans des conditions qui l'apparentent à la fonte, un matériau fragilisé; il résiste mal aux efforts d'extension et son durcissement s'accompagne de retrait, aussi, quelles que soient les précautions prises dans la conception et l'exécution des ouvrages, le béton est sujet, notamment aux changements de section des pièces, à des fissurations qui peuvent influencer sa résistance et sa durée.

Ce très bref rappel de la vulnérabilité de l'acier et du béton nous conduit à deux remarques:

le béton est un matériau facilement altérable (notamment par la simple eau de pluie), et un matériau fragile.

ses corrosions ou fissurations, en permettant aux agents agressifs de cheminer vers les armatures, auront toujours pour effet d'affaiblir son rôle protecteur vis-à-vis de celles-ci.

Les corrosions dans les remises à locomotives

On a commencé dès avant 1914 à construire des remises en béton armé, parfois rectangulaires, le plus souvent à voies rayonnantes autour d'un pont tournant.

Il nous paraît intéressant de suivre, rapidement, en fonction des corrosions, l'évolution des types à voies rayonnantes sur un ancien réseau, le P.L.M.

Dans l'ordre chronologique, trois types principaux A, B, C, s'y sont succédés.

Le type A (fig. 1) est caractérisé par une toiture *en hourdis plan, nervurée*. Dans chaque cellule, couvrant une voie, un lanterneau longitudinal vitré, ouvert d'un seul

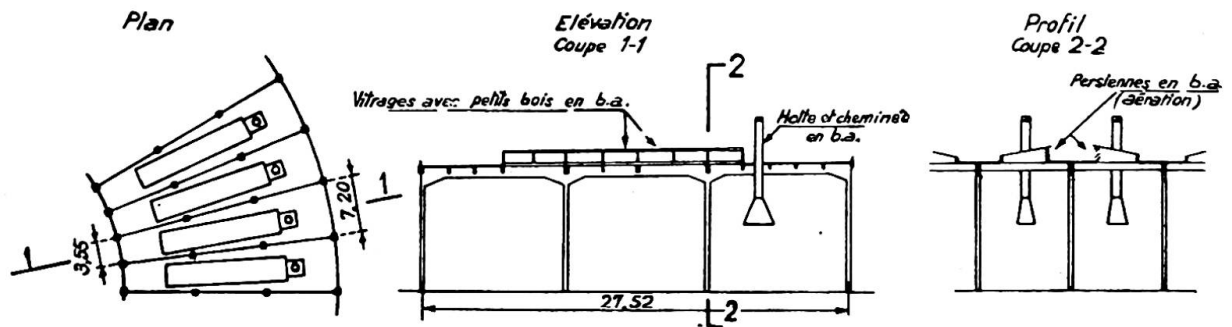


Fig. 1. Remise annulaire type A

côté, est destiné à l'éclairage et à l'aération pour les fumées. Une hotte cheminée est en outre prévue, sous laquelle doit se trouver en principe la cheminée de la locomotive.

Ce type, construit de 1911 à 1913, part manifestement de l'idée que le béton armé ne redoute pas les fumées; on n'a pas recherché un profil d'intrados favorisant leur évacuation. La confiance dans le nouveau matériau est d'ailleurs telle qu'on fait tout en béton armé, même des éléments de faible section très exposés: hottes cheminées à parois de 3 à 4 cm. d'épaisseur, petits bois des vitrages des lanterneaux, *lames de persiennes* des lanterneaux.

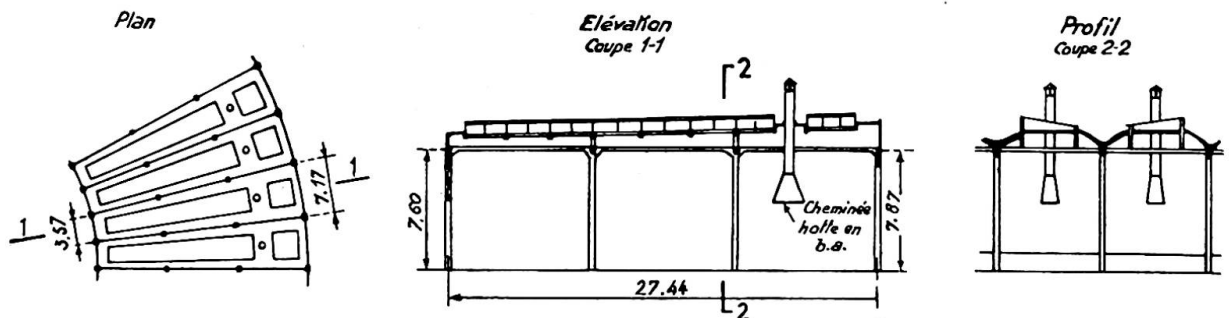


Fig. 2. Remise annulaire type B

Le type B (fig. 2), construit de 1912 à 1919, ne diffère du précédent que par la substitution au hourdis nervuré d'une toiture en voûte mince (épaisseur courante 6 cm.). C'est une amélioration, puisque le profil d'intrados favorise le glissement des fumées vers le lanterneau. Mais les boutons qui contiennent les poussées au droit du vide du lanterneau entraînent souvent des fissurations obliques importantes. En outre, certains éléments de faible section: petits bois, hottes, parfois lames de persiennes, sont toujours en béton armé, tout au moins dans les premières années de construction de ce type.

A l'expérience, les remises des types A et B se sont révélées comme sujettes, dans la plupart des cas, à des corrosions, souvent profondes et étendues.

Donnons-en quelques exemples: la photographie (fig. 3) prise en 1951 montre une zone d'intrados de la remise d'Alès, du type A, construit en 1912. On voit que dans de larges zones, le béton inférieur des poutres a disparu; il était complètement décollé et fissuré, un léger piquage l'a détaché facilement. On voit aussi une zone de hourdis avariée avec taches d'humidité. Par contre, certaines zones de poutres et de hourdis sont à peu près intactes. On remarquera que le lanterneau est en fibrociment ondulé sur charpente en bois; c'est que le lanterneau d'origine a dû être complètement

remplacé en 1936, ses petits éléments de béton armé ayant été pratiquement détruits par les fissurations et les corrosions.

Une mesure analogue a dû être prise dans presque toutes les remises des types A et B, tant les corrosions des lanterneaux étaient généralisées.



Fig. 3. Remise d'Alès

La photographie (fig. 4) montre l'état, en 1928, d'une zone d'intrados de la remise de Paray-le-Monial, construite en 1919. On voit quel degré de gravité et de généralisation y avaient atteint les corrosions, et ceci en moins de dix ans. C'est le cas le plus grave qui se soit produit sur le réseau P.L.M. Il a résulté d'une très mauvaise exécution, et de la qualité médiocre de certains matériaux, notamment du ciment (période d'après-guerre).

Plusieurs cellules de cette remise ont dû être complètement reconstruites dès 1930.

La comparaison des deux cas d'Alès, et de Paray-le-Monial montre l'importance primordiale de la qualité de l'exécution: *a priori*, la remise d'Alès était plus vulnérable; cependant, elle est encore en service et parfaitement réparable au bout de 39 ans, alors qu'au bout de onze ans, il a fallu reconstruire à Paray-le-Monial.



Fig. 4. Remise de Paray-le-Monial

A partir de 1919, le réseau P.L.M. remplace le type B par un type C (fig. 5), qui, à quelques modifications près, a été construit jusqu'à la dernière guerre.

Du point de vue des corrosions, il comporte comme amélioration essentielle la suppression du lanterneau longitudinal, trop vulnérable; l'aération est désormais assurée par deux files de baies latérales ménagées par le décrochement en hauteur de la voûte centrale.

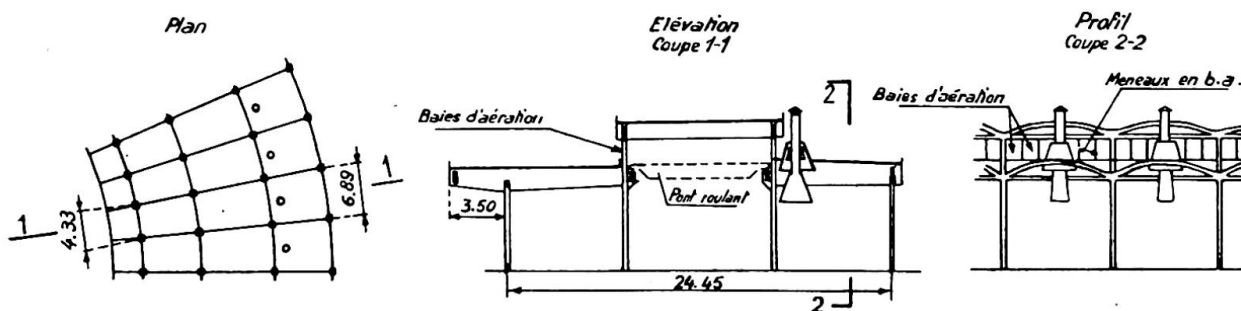


Fig. 5. Remise annulaire type C

Ce type, d'un entretien moins onéreux par la suppression du lanterneau, a pourtant donné lieu dans les voûtes et leurs retombées, à de nombreuses corrosions analogues à celles des voûtes du type B, surtout quand la toiture présentait des défauts d'étanchéité, par porosité ou soufflage de la chape, ou par fissuration.

Disons à ce propos que, d'une façon générale, les zones de corrosions sont par prédilection les zones humides.

On peut le voir sur la photographie (fig. 6), prise dans la remise de Niort (Région Ouest), à la zone de raccordement d'une voûte avec la poutre de retombée; cette dernière, qui forme chéneau à l'extrados, présente de nombreuses taches de suintements. Les aciers de la voûte sont très oxydés, et des plaques de béton sont prêtes à se détacher sous la poutre.



Fig. 6. Remise de Niort

Nouveau type de remises à machines

Le Service Technique des Installations Fixes de la S.N.C.F. a étudié et réalisé en plusieurs exemplaires un type annulaire de remise en béton armé, avec le souci d'évacuer le mieux et le plus rapidement possible les fumées, y compris celles qui sont produites en dehors des hottes.

La forme adoptée, très simple, sans arête vive à l'intrados, facilite à la fois l'écoulement des fumées à l'intérieur et celui des eaux de ruissellement sur la toiture. Un déflecteur réalise une zone annulaire de dépression, où viennent déboucher les hottes cheminées ainsi que des gaines radiales d'évacuation complémentaire. Ces gaines ont un revêtement intérieur réfractaire pour soustraire le béton armé aux corrosions.

Les lanterneaux et les chéneaux encaissés ont été supprimés ainsi que tous les petits éléments de béton. Un certain nombre d'éléments (paroi verticale extérieure, chéneau et déflecteur de fumées) ont été préfabriqués, ce qui leur assure une meilleure exécution, donc moins de vulnérabilité.

Quoiqu'il soit encore trop tôt pour porter un jugement sur la tenue de ce nouveau type aux corrosions, il présente à première vue de nettes améliorations sur les types des anciens réseaux (fig. 7).

Terminons par quelques mots sur l'évolution des types de hottes cheminées, puisqu'il s'agit de pièces soumises d'une façon intense à l'action des fumées.

Nous avons vu que dans les premières remises on les faisait, sur le P.L.M., entièrement en béton armé; elles étaient à parois non nervurées de 3 à 4 cm. d'épaisseur, armées d'un quadrillage de ronds de 6 mm. Elles comprenaient une hotte intérieure, surmontée par un fût circulaire prolongé de plusieurs mètres au-dessus de la toiture. Le comportement respectif des parties intérieures, soumises à la seule action des fumées, et des parties de fût extérieures, soumises en même temps aux intempéries est particulièrement instructif quant à la rapidité de propagation des corrosions: partout les fûts extérieurs périrent les premiers par craquellement et feuilletage du béton, destruction des aciers et fissurations générales, ils durent être remplacés bien avant les hottes dont certaines sont encore en service.

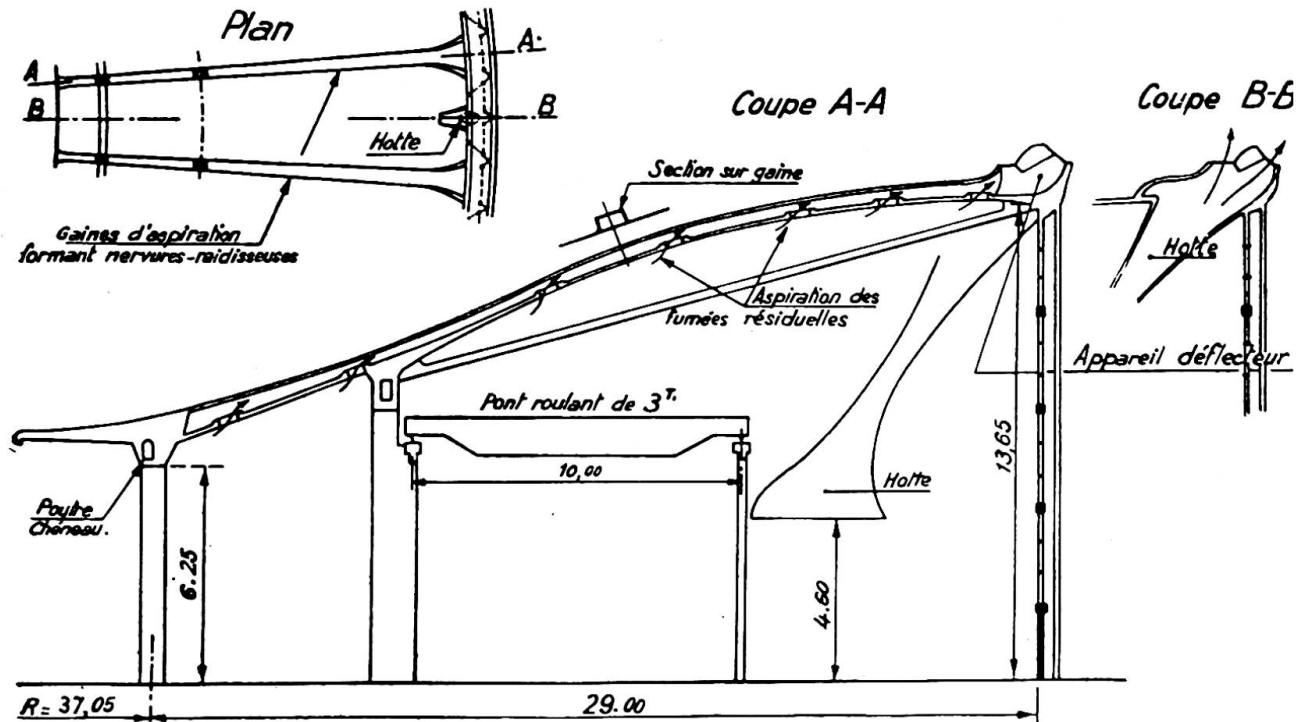


Fig. 7. Remise annulaire type P

On fit ensuite des hottes cheminées comportant des parois minces (5 mm. d'épaisseur) en fibro-ciment corsetées par des montants et des cercles en béton armé, de faible section. Elles périssaient rapidement aussi, en commençant par le corset, et à l'extérieur tout d'abord.

On construisit finalement des hottes cheminées entièrement en fibro-ciment épais (25 mm. d'épaisseur), qui donnèrent généralement satisfaction et qui sont encore utilisées.

Les corrosions dans les passages supérieurs

Au point de vue de l'attaque des fumées, ces ouvrages sont placés dans des conditions assez différentes suivant qu'ils sont en pleine voie ou au voisinage immédiat des gares.

Les premiers se sont en général assez bien comportés, à moins qu'ils présentent à l'extrados de sérieux défauts d'étanchéité.

Au contraire, les ponts voisins des gares ou des dépôts, sous lesquels les locomotives manœuvrent, démarrent ou stationnent, accusent souvent des corrosions sérieuses. De même que pour les remises à machines on a construit pendant assez longtemps les ponts supérieurs, même placés dans ces conditions défavorables, sans se soucier particulièrement de l'action des fumées; les tabliers comportaient à l'intrados des nervures multiples (entretoises intermédiaires notamment), qui augmentaient les surfaces vulnérables et formaient des caissons favorisant le séjour et l'attaque des fumées. La figure 8 montre une coupe d'un tel tablier.

Dans les ponts plus récents, on s'est attaché, en cas d'exposition intensive aux fumées, à protéger les œuvres vives du tablier par une dalle générale en béton armé placée dans le plan inférieur des poutres principales (la Cie P.L.M. a parfois constitué cette protection par des dalles de fibro-ciment, mais elles avaient tendance à être ébranlées à la longue). Ces dalles contribuent d'ailleurs à la répartition des sur-

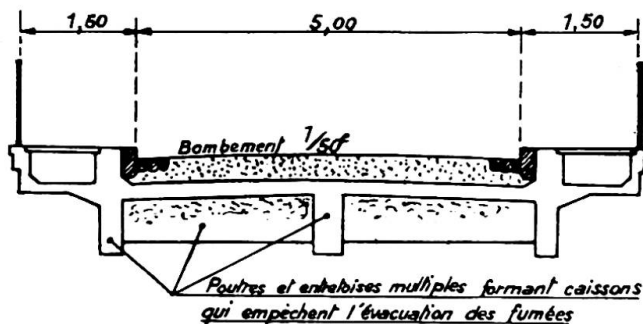


Fig. 8. P.S. à intrados en caissons

charges dans les tabliers de faible hauteur à poutres multiples, que l'on est souvent amené à prévoir au voisinage des gares (fig. 9).

En définitive, les corrosions des intrados de ponts-routes sont analogues au degré d'intensité près à celles des intrados de remises, dont nous avons donné plusieurs vues.

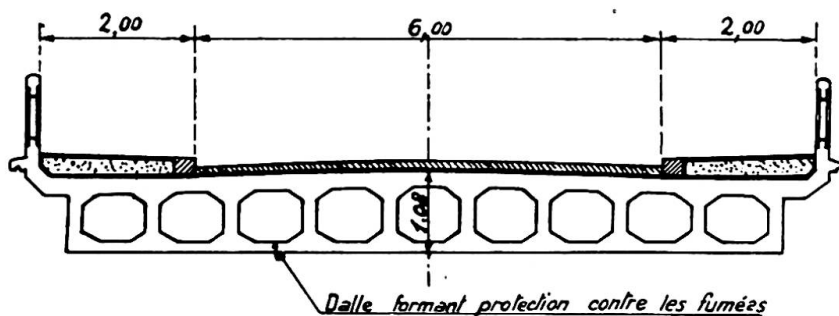


Fig. 9. P.S. à intrados protégé

Mais il nous faut signaler en outre que, dans les ponts importants comportant des superstructures (bow-string, poutres latérales à treillis), les éléments des superstructures, soumis essentiellement aux intempéries, en présence de fumées diluées, ont présenté souvent de sérieuses corrosions.

Les figures 10 (P.S. de St-Privé, ligne Vierzon-Saincaize) et 11 (P.S. du Donon, ligne Epinal-Strasbourg) montrent deux exemples caractéristiques de corrosions dans les rives et les superstructures.

Autres catégories d'ouvrages

En dehors des remises et des ponts, très exposés aux fumées, la S.N.C.F. possède de très nombreux et importants ouvrages en béton armé exposés essentiellement aux agents atmosphériques, et accessoirement aux fumées: ce sont notamment tous les ouvrages où le béton armé forme toiture: halles, abris, marquises, etc.

Les corrosions, dues essentiellement aux eaux de pluie, avec effets de gel parfois, dépendent essentiellement du degré d'étanchéité de la toiture: elles sont pratiquement nulles si la toiture est étanche, elles peuvent être sérieuses si les fuites d'eau sont nombreuses.

Ouvrages à la mer

La S.N.C.F. n'a pratiquement pas d'ouvrages à la mer proprement dits, c'est-à-dire soumis directement aux effets de l'eau de mer.



Fig. 10. P.S. de St-Privé

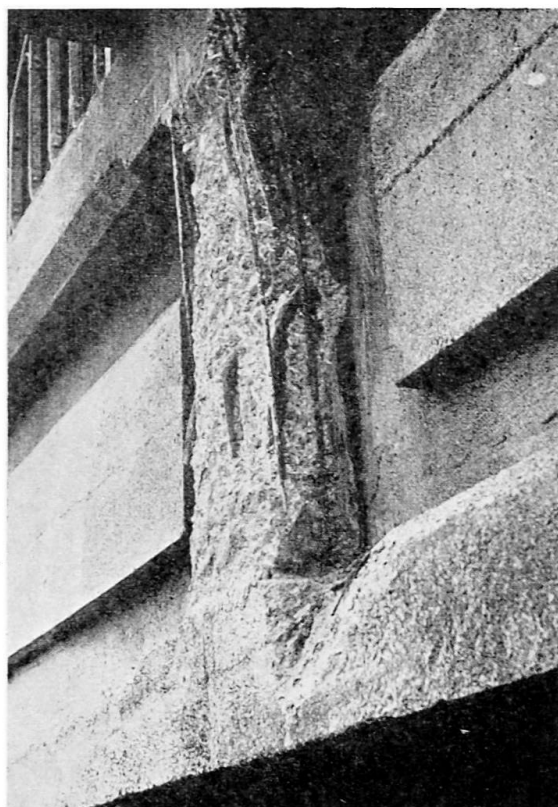


Fig. 11. P.S. du Donon

Par contre, elle possède dans les zones côtières et les ports un certain nombre d'ouvrages en béton armé soumis aux effets de l'air salin.

Le processus de corrosion des ouvrages ainsi placés ne paraît pas présenter de différences essentielles avec celui des autres ouvrages, sauf que le développement des corrosions et des avaries qui en résultent est, à qualité d'exécution égale, un peu plus rapide et plus généralisé.

A titre d'exemple, on peut citer notamment:

le P.S. du km 6 k.147 de la ligne de La Rochelle à La Pallice construit en 1918, et qui, bien que peu soumis à l'action des fumées, présente de sérieuses dégradations même dans les palées.

les remises de Cannes-la-Bocca et de Port-de-Bouc, qui présentent de nombreux éclatements et dégradations, notamment dans les éléments de façades et pignons exposés à l'air salin.

les abris de la gare de Sète-Ville, situés entre la mer et les étangs et ainsi particulièrement exposés à l'air salin; ces abris, construits en 1929, présentent des corrosions nettement plus accentuées que les ouvrages analogues de même âge (fig. 12).

la passerelle de Cerbère, située à 50 m. de la mer, qui présente de graves corrosions, même dans des parties telles que les limons d'escaliers non soumises directement à l'action des fumées (fig. 13).

Vue d'ensemble sur les corrosions, leur processus de développement et les avaries typiques qui en résultent

Nous distinguerons tout d'abord les éléments de béton armé en deux types principaux:



Fig. 12. Abris de la gare de Sète-Ville

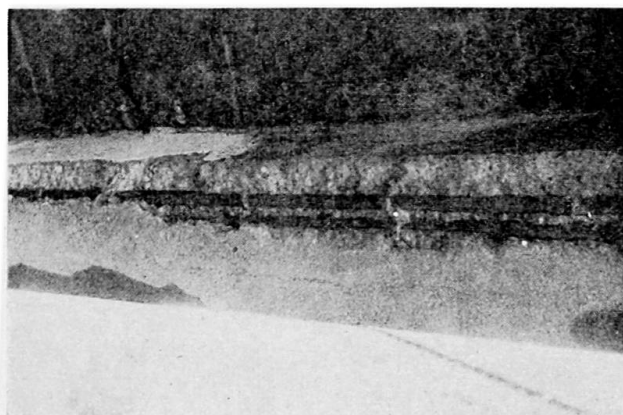


Fig. 13. Passerelle de Cerbère

les éléments de faible ou moyenne épaisseur sans arêtes vives, c'est-à-dire les hourdis, plans ou courbes (voûtes).

les éléments d'ossature, à arêtes vives: nervures (poutres) et poteaux.

Hourdis

Le cas le plus typique est celui d'une voûte de remise à machines. Les dimensions et armatures sont généralement celles de la figure 14.

Pour étudier les conditions d'imprégnation par les vapeurs acides d'une voûte ainsi constituée, nous avons prélevé par découpage, dans les voûtes de la Remise à Locomotives du dépôt de Marseille-Blancarde, deux échantillons I et II de béton armé, dans deux zones inégalement enfumées (l'échantillon II correspondant à la zone la plus enfumée).

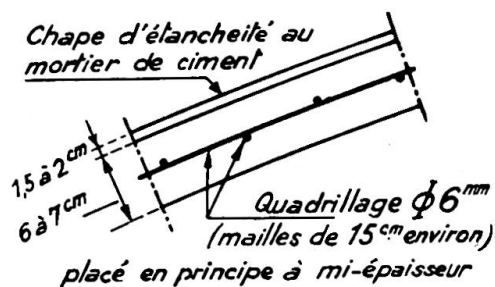


Fig. 14

Ce béton, âgé de 21 ans, est à base de ciment Portland Artificiel 20/25 Lafarge, de l'Usine de Valdonne.

Dans les deux échantillons, le béton s'est révélé au découpage comme étant de bonne qualité, de composition assez homogène, compact et dur; les armatures, convenablement placées, ne présentaient pas d'oxydation.

Le Laboratoire de la Faculté des Sciences de Marseille a, sur notre demande, analysé le béton de chaque échantillon, par tranches successives en profondeur à partir de l'intrados.

Cette analyse a donné, pour la teneur en anhydride sulfurique, des résultats indiqués par le Tableau I, que l'on peut traduire par deux courbes (fig. 15).

TABLEAU I

Intrados	Tranches	Teneurs en SO_3 (%)	
		Echantillon I	Echantillon II
1	1	2,04	2,28
2	2	0,42	0,79
3	3	0,34	0,58
4	4	0,49	0,41
5	5	0,96	1,08
Extrados			

La recherche des matières organiques, effectuée colorimétriquement par l'essai à la soude, a donné les résultats indiqués par le Tableau II, qui corroborent les précédents:

TABLEAU II

Tranches	Test colorimétrique	
	Echantillon I	Echantillon II
1	nettement positif: couleur jaune	très nettement positif: couleur brune
2	positif: couleur jaune clair	nettement positif: couleur très jaune
3	négatif: incolore	positif: couleur jaune
4	négatif: incolore	négatif: incolore
5	positif: couleur jaune clair	positif: couleur jaune clair

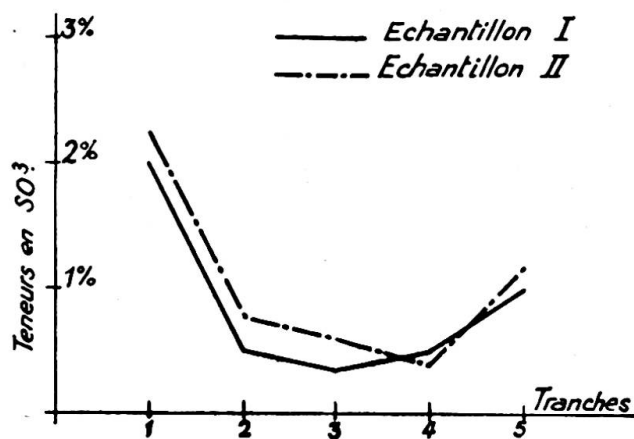


Fig. 15

A titre indicatif, l'analyse des suies d'intrados, prélevées sur les échantillons I et II, a donné notamment les résultats indiqués par le Tableau III:

TABLEAU III

Nature de l'analyse	Echantillon I	Echantillon II
Analyse des suies	3,34 % de soufre combustible à la bombe	3,48 % de soufre combustible à la bombe
Analyse des cendres de suies	12,80 % de SO_3 soit 21,65 % de SO_4Ca	17,50 % de SO_3 soit 29,75 % de SO_4Ca

Les analyses de béton ci-dessus montrent:

(1) qu'en un milieu de fumées acides, le béton se laisse pénétrer dans sa masse par certains produits composant ces fumées.

(2) que le degré de pénétration, maximum au voisinage de l'intrados directement exposé aux fumées, s'abaisse à un minimum vers le milieu de l'épaisseur de la voûte pour s'accroître à nouveau vers l'extrados, où l'action des fumées rabattues par les vents est favorisée par les pluies.

(3) que cependant dans un béton de bonne qualité, et dont les armatures étaient correctement enrobées, ces phénomènes n'ont pratiquement entraîné, au bout de plus de 20 ans, aucun désordre, ce qui permet de conclure à une longévité satisfaisante pour des éléments de béton armé exécutés convenablement.

En définitive, si, compte tenu notamment de ces résultats, nous essayions de schématiser, par gravité croissante de corrosions, les cas qui se présentent, nous proposerions la gradation ci-dessous.

Premier cas

La chape est étanche (pas de porosité, de cloquages, de fissures); le béton, bien plein, forme à l'intrados un écran imperméable.

L'expérience montre que les zones de hourdis répondant à ces caractéristiques ne donnent pas lieu, du moins dans les limites d'âge actuellement observables, à des corrosions inquiétantes.

Deuxième cas

Le chape est étanche, mais le béton était poreux d'origine.

Il se laisse donc pénétrer peu à peu par les fumées acides et la vapeur d'eau; il peut alors s'appauvrir encore, en cédant de la chaux à l'élément SO_3 pour former du sulfate de chaux. Ce processus n'est pas rapide en général, car on est en milieu peu humide.

L'armature arrive cependant à être touchée par les fumées et la vapeur d'eau; elle s'oxyde en foisonnant, commence à faire éclater par points le béton d'intrados.

L'épaisse couche de suie qui revêt l'intrados masque les avaries, du moins au début, mais un piquage détache par petites plaques ou écailles du béton non adhérent, surtout le long des armatures.

Le béton placé au-dessus des armatures garde en général sa cohésion, si bien qu'en pratique les avaries ne deviennent inquiétantes qu'à assez longue échéance, à moins que le béton ne soit vraiment très poreux ou présente de nombreux nids d'abeille.

Troisième cas

La chape n'est pas étanche (elle peut être poreuse, fissurée, soufflée).

L'eau de pluie filtre donc par gravité à travers la toiture, entraînant de la chaux, ce qui se traduit à l'intrados par des trainées blanchâtres, et, si les fuites sont abondantes, par des stalactites de carbonate de chaux.

Peu à peu appauvri, le béton, quelle que soit sa qualité initiale, se laisse pénétrer à l'intrados par les vapeurs acides, qui peuvent donner lieu, comme nous l'avons vu, à formation de sulfate de chaux (SO^3 dans fumées + Ca du béton) amorçant des dislocations.

Parallèlement, les armatures s'oxydent assez vite en ce milieu humide, le foisonnement de l'oxydation provoque des éclatements du béton.

Le béton se disloque progressivement sur toute son épaisseur et finit par perdre toute cohésion.

L'évolution peut être plus ou moins rapide suivant l'abondance des pluies, l'importance des fuites, la qualité initiale du béton; même si on remédie au manque d'étanchéité, on aura à plus ou moins longue échéance des corrosions profondes et des désordres généralisés.

On remarquera que dans tous les cas ci-dessus la position du quadrillage d'armatures a été supposée à peu près correcte, c'est-à-dire à 2 cm.5 environ du parement d'intrados. En pratique, et surtout dans les anciennes constructions, nombreux sont les cas d'armatures insuffisamment enrobées, et recouvertes seulement d'une mince pellicule de laitance, voire même apparentes. Il va de soi que, dans de tels cas, l'armature s'oxyde plus rapidement encore; c'est un défaut grave dans les hourdis plans, où les réductions de section de l'armature tendue diminuent la résistance mécanique, et où le défaut d'enrobage compromet l'adhérence. Les conséquences sont moins graves dans les hourdis voûtés où l'armature n'est qu'un élément accessoire au point de vue résistance mécanique; car le fait même que les armatures soient apparentes a pour conséquence de permettre leur foisonnement vers l'intrados sans dislocation du béton en profondeur.

Cas du béton fissuré

Il arrive fréquemment, dans les hourdis minces de toiture, que le béton lui-même présente des fissures sur toute son épaisseur, et intéressant, bien entendu, la chape également.

Dans ce cas, l'eau de pluie passe par ces fissures et forme des trainées à l'intrados; l'action des fumées devient plus marquée au droit des fissures et sur les surfaces humides, et le développement général des corrosions se trouve alors accéléré.

Eléments à arêtes vives (poutres, poteaux, potelets)

Nous prendrons pour exemple les poutres. Dans les poutres, les corrosions, les fissurations et les avaries qui en résultent intéressent en général, pour tous les ouvrages, la zone inférieure, où se trouvent les aciers tendus.

Que s'y passe-t-il?

Tout d'abord, au bétonnage, les plus gros éléments des agrégats tendent à s'accumuler dans cette zone (fig. 16),

et il peut en résulter des nids d'abeilles et des parties creuses. On trouve parfois sous les aciers ou entre les aciers, quand ceux-ci forment

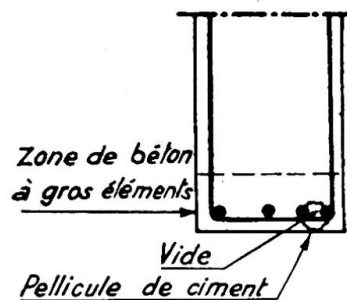


Fig. 16

une grille assez serrée, des vides importants qui étaient dissimulés au décoffrage par une pellicule de laitance.

Cela est fréquent dans les anciens ouvrages où la granulométrie n'était généralement pas étudiée de près, et les procédés de serrage du béton assez sommaires.

Par ailleurs, le béton, dans la même zone, travaille à l'extension par solidarité avec l'acier, surtout dans la partie centrale des travées; il est donc sujet à des fissurations transversales sans gravité du point de vue résistance mécanique, mais qui favorisent le cheminement de l'air humide ou des fumées. Enfin, *et ceci d'autant plus que l'épaisseur d'enrobement est plus faible*, les parties de béton extérieures aux aciers tendent à se décoller le long de ceux-ci par défaut d'adhérence sous les efforts de glissement; bien entendu, tout début d'oxydation des barres longitudinales favorise ces décollements. A partir du moment où le béton est franchement décollé, voire même se détache spontanément, l'oxydation des armatures s'aggrave, et la résistance mécanique de la poutre peut être compromise par réduction de section des barres longitudinales et des étriers. Ces derniers, de petit diamètre, sont particulièrement vulnérables (encore plus dans les très anciens ouvrages, où ils étaient en feuillards), et on en trouve de complètement coupés.

Toutes ces avaries sont, bien entendu, aggravées en milieu très humide; or, c'est un cas fréquent dans les toitures (fig. 17): si la nervure est solidaire d'un hourdis plan de faible épaisseur, des fissures en f sont fréquentes, avec suintements susceptibles d'intéresser tout le périmètre a, b, c, d ; si l'on a une toiture voûtée, la nervure de retombée se trouve sous chéneau, et comme des fissures se forment par prédilection en f' , zone de reprises du béton à l'exécution, et d'articulation de la voûte sous les variations de température, des suintements se manifestent aussi sur tout le périmètre de la poutre (voir ci-dessus les photographies des remises de Niort et de Paray-le-Monial).

Les avaries de ce type ont entraîné parfois un tel affaiblissement des poutres qu'il a fallu les consolider par des appuis intermédiaires ou des poutres de renfort.

Signalons aussi que, dans les ouvrages construits sous les Instructions Ministérielles de 1906, les poutres ne comportaient parfois que peu d'étriers puisque le béton pouvait concourir à la résistance à l'effort tranchant; des poutres ainsi armées ont présenté parfois, au voisinage des appuis, de sérieuses dislocations ayant leur origine dans de grosses fissures d'effort tranchant, ouvrant la voie aux corrosions.

Ce que nous venons de dire de la vulnérabilité des arêtes vives des poutres est valable, bien entendu, pour les arêtes des poteaux, et toutes les arêtes vives en général.

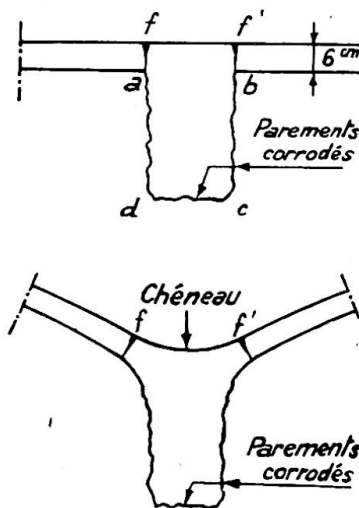


Fig. 17

CONCLUSION SUR LE COMPORTEMENT DES PONTS ET CHARPENTES DE CHEMIN DE FER VIS-À-VIS DES CORROSIONS

Il nous semble qu'en définitive, à cet égard, le béton armé est caractérisé par *l'inégalité de son comportement*.

Nous voulons dire par là que des ouvrages de même catégorie, placés dans les mêmes conditions, pourront avoir une tenue très différente, quel que soit leur âge, parfois même à l'inverse de ce que leurs âges respectifs pourraient *a priori* faire supposer.

Bien plus, dans un même ouvrage, des éléments semblables, très voisins, placés dans les mêmes conditions à tous égards, pourront se comporter les uns bien, les autres très mal.

A quoi sont dues ces différences imprévisibles dans la tenue de béton armé? Essentiellement à ses conditions d'exécution.

Elles n'ont en effet rien de comparable avec celles de la charpente métallique, par exemple; celle-ci utilise un seul matériau, l'acier, fabriqué dans des qualités bien déterminées par des usines contrôlées.

La plus grande partie de la charpente est faite en atelier, par des ouvriers qualifiés, à l'abri des intempéries. Il n'y a, sur le chantier, qu'à rabouter des tronçons tout préparés à l'atelier. Au surplus, les sections de métal, les assemblages, la rivure, sont vérifiables à tout moment, même après l'achèvement de l'ouvrage, et il est possible de remplacer les pièces ou les rivets défectueux.

Rien de semblable avec le béton armé: en règle générale, tout est à faire sur le chantier, où n'arrivent que des matériaux élémentaires: planches, aciers, ciment, sable, gravier.

Il faut que, d'origine, tous ces matériaux soient de bonne qualité—et qu'ils le soient d'un bout à l'autre du chantier où ils sont approvisionnés par lots successifs, parfois de provenance différente.

Mais si ces conditions sont nécessaires pour construire un ouvrage de bonne qualité, elles sont loin d'être suffisantes: tout dépend en effet de la façon dont ces matériaux divers seront préparés et mis en œuvre.

Or, d'après ce que nous avons vu sur les corrosions et leurs origines, le résultat final doit répondre simultanément aux trois conditions suivantes:

béton imperméable
béton sans fissures
armatures bien enrobées

De quoi cela dépend-il? La simple énumération des conditions de détail à remplir elles aussi simultanément montrera la complexité de la tâche.

(1) *Pour que le béton soit imperméable, il faut:*

que sa composition et sa granulométrie aient été soigneusement étudiées, et surtout qu'elles soient bien réalisées, et régulièrement, en exécution;

que le dosage effectif en eau soit aussi bien respecté, compte tenu du degré d'humidité des matériaux, de la température et du vent (dessication);

que le malaxage soit correct;

que le transport du béton soit fait en évitant les ségrégations, les pertes d'eau, les commencements de prise; que les coffrages soient suffisamment étanches;

que le serrage du béton soit fait correctement (vibrateurs en nombre suffisant et de types appropriés, points de vibration assez rapprochés, durée de vibration correcte);

qu'après sa mise en place, le béton soit protégé s'il est besoin contre la pluie, le gel, le vent, le soleil, pour éviter le délavage, les défauts de prise, les pertes d'eau;

que le décoffrage soit fait avec précaution pour éviter des arrachements en parements.

(2) *Pour que le béton ne se fissure pas, ou plus exactement se fissure le moins possible, il faut:*

que les fondations aient été prévues assez largement pour éviter des tassements importants, et comportant des coupures pour le cas de tassements inégaux d'un point à un autre;

que, dans l'étude de l'ouvrage, on ait prévu des coupures en nombre suffisant pour le retrait et la dilatation, ces coupures devant correspondre obligatoirement avec les coupures de fondations;

que l'on ait évité autant que possible les variations brutales de sections;

que les éléments soient armés de façon homogène, qu'aucune zone de béton tendu ne soit dépourvue d'armature et que la densité de celle-ci soit suffisante pour ne pas avoir de mailles importantes de béton non armé;

que l'on emploie un ciment n'ayant pas un retrait excessif (c'est-à-dire ne dépassant pas autant que possible, *en pâte pure*, 1.200 μ par m.l. à 7 jours, 2.000 μ à 28 jours).

que l'humidité du béton soit entretenue constamment pendant sa prise et le début de son durcissement.

(3) *Pour que les armatures soient bien enrobées, il faut:*

que l'on ait admis, dans l'étude, des épaisseurs de béton suffisantes sur tous les parements et pour toutes les armatures (c'est-à-dire y compris les étriers, barres de recouvrement ou autres), ces épaisseurs variant suivant le milieu où se trouve placé l'ouvrage. Ce point est, à notre avis, capital, et il faut se tenir large sur les épaisseurs d'enrobement.

que l'on ait étudié en détail les nœuds et croisements d'armatures, par des croquis à grande échelle pour s'assurer qu'en exécution on pourra respecter les épaisseurs d'enrobement prescrites;

que le ferrailage soit exécuté avec précision;

que le ferrailage comporte toutes les ligatures et cales nécessaires pour être rigide et bien arrimé dans les coffrages, de manière à ne pas être déplacé pendant le bétonnage et la vibration.

A tous ces facteurs, il faut en ajouter un dernier, et très important: l'influence des intempéries sur la qualité du travail des ouvriers.

Si nous avons volontairement fait, au risque d'être fastidieux, l'énumération détaillée des conditions dont dépend la qualité finale d'une construction en béton armé, c'est pour rappeler que ces conditions quant à la résistance aux corrosions sont si nombreuses qu'il n'est pas surprenant d'obtenir, dans la pratique, des résultats irréguliers.

REPARATION DES AVARIES PROVOQUÉES PAR LES CORROSIONS

Les procédés types de réparation sont bien connus, et nous nous bornerons à les rappeler en quelques mots. Leur objet est non seulement de réparer les effets des corrosions, mais de le faire dans des conditions qui en évitent autant que possible le retour.

Les réparations sont essentiellement de deux sortes:

(1) *Rétablissement de l'étanchéité des extradados de toitures ou de ponts*

C'est un point essentiel: nous avons vu en effet que les fuites d'eau favorisent considérablement les corrosions. La réparation des intrados serait donc inefficace si l'on n'assurait pas tout d'abord l'étanchéité.

La plupart des toitures des grands bâtiments, des remises, ateliers, halles à marchandises, abris et marquises, sont revêtues d'une chape en ciment autant que possible incorporée.

Si des suintements sont dûs à la porosité de cette chape, on la badigeonne avec un

produit bitumineux en solution, l'expérience ayant montré que les produits en émulsion étaient rapidement délavés par la pluie.

S'ils sont dûs, comme c'est le cas le plus souvent, à des fissures, on traite celles-ci avec un mastic plastique, au besoin après élargissement pour faire pénétrer celui-ci dans l'épaisseur de la fissure, le tout pouvant être recouvert d'une bande collée en feutre bitumé.

Si la chape présente des fissures multiples, qui s'accompagnent généralement de cloquages, il faut la refaire ou lui substituer un autre dispositif d'étanchéité.

Il faut remarquer que, même bien lissées au début, les chapes en ciment s'usent par appauvrissement, au moins en surface, sous l'effet des eaux de pluie: elles deviennent granuleuses, ce qui retarde l'écoulement des eaux et favorise leur action. Mais cette usure est généralement très lente.

Tout compte fait, bien que la meilleure solution, sinon la plus économique, reste la chape à base d'hydrocarbures lourds, une chape en ciment bien faite constitue pour des bâtiments où l'on n'exige qu'une étanchéité "industrielle," c'est-à-dire relative, une solution acceptable, étant entendu qu'il se produira toujours quelques fissures, mais faciles à boucher.

Il faut cependant faire une réserve pour les toitures à intrados soumis aux fumées: une surveillance vigilante doit s'attacher à déceler toute fuite d'eau *dès qu'elle se révèle* (visite après pluie) et à y remédier *immédiatement*.

Si l'action corrosive des fumées est à craindre, on peut badigeonner l'intrados ou le plafond du bâtiment par un produit étanche, à condition que l'application soit faite sur le béton neuf.

Des essais en cours actuellement dans une remise à machines ont montré que des peintures à base de produit bitumineux en solution, appliquées à chaud ou à froid et des peintures au caoutchouc chloré donnaient également de bons résultats. L'essai, qui ne date que de deux ans, n'a pas permis encore de classer les différents produits.

Si des fuites résultent de multiples fissures capillaires, un badigeon général avec un produit bitumineux en solution est à recommander, mais, il faudra le refaire périodiquement.

Pour les tabliers de ponts en béton armé, la chape en ciment est acceptable pour des ouvrages de faible ouverture. Pour les ouvrages plus importants, il arrive qu'elle se fissure, et la réparation devient *très onéreuse*, et gênante pour l'exploitation.

Une bonne solution, quand on dispose de la hauteur voulue, paraît être la chape en asphalte, protégée par une contre-chape maigre au ciment: elle est durable, et assez élastique pour suivre sans se fissurer les légères déformations du tablier.

(2) *Reconstitution de parements touchés par la corrosion (intrados de toitures, éléments de façades, intrados de ponts, superstructures de grands ponts)*

La réparation comporte en principe:

- un piquage pour éliminer le béton avarié ou non adhérent;
- un décapage, au jet de sable ou, à défaut, la brosse (suivant l'importance) des surfaces à reprendre;
- l'adjonction, si cela est nécessaire et quand cela est possible, de barres d'armatures pour compenser les armatures coupées ou de section réduite par les corrosions;
- la reprise au mortier de ciment des zones intéressées (après lavage abondant), avec les surépaisseurs nécessaires, s'il est besoin, pour assurer l'enrobage correct des armatures. Il est préférable de faire ces reprises au ciment-gun,

ce qui assure une meilleure adhérence et un meilleur serrage du mortier rapporté, si ce procédé est utilisé correctement. Ces reprises constituent un travail qui doit être fait très soigneusement et en évitant autant que possible d'opérer par temps froid ou très chaud. C'est à ce prix seulement qu'elles auront chance d'être durables.

D'une manière générale, les travaux de remise en état de béton armé sont délicats; il faut des entreprises compétentes et une surveillance attentive.

AMÉLIORATIONS APPORTÉES DANS LA CONCEPTION ET L'EXÉCUTION DES OUVRAGES DANS LE DOMAINE DE LA RÉSISTANCE AUX CORROSIONS

Ce qui a été fait

Nous avons déjà été amenés à parler de ce qui avait été fait à cet égard; rappelons-le brièvement avec quelques indications complémentaires:

Au point de vue conception, on s'astreint:

- à prévoir en nombre suffisant des joints de dilatation et de retrait;
- à ne laisser sans armatures aucune zone où le béton est susceptible de travailler à l'extension;
- à dimensionner les pièces de façon que, dans les parties où le béton sera sollicité par des contraintes de traction, il travaille à un taux très faible;
- à éviter, autant que possible, les variations brutales de section;
- à profiler les surfaces exposées aux agents agressifs de façon à éviter les caissons et à faciliter l'aération;
- dans certains cas, à protéger les parements exposés par des revêtements réfractaires, des peintures anti-acides, etc.

Au point de vue exécution, la qualité du béton et ses conditions de mise en œuvre ont été sérieusement améliorées par l'étude systématique de la granulométrie, la réduction au minimum nécessaire de la quantité d'eau de gâchage, la mise en eau du béton pendant sa première période de durcissement, l'emploi de la vibration. Mais il reste encore à faire au point de vue vibration: beaucoup d'entreprises ne possèdent ni un appareillage assez varié pour que chaque élément soit traité avec le type de vibreur approprié, ni un personnel bien qualifié pour utiliser judicieusement ces appareils.

Quelques suggestions sur ce qui pourrait encore être fait

Il semble qu'il reste encore bien à faire pour assurer régulièrement aux constructions en béton armé, même dans des conditions d'utilisation banales (effets des seules intempéries), une longévité en rapport avec leurs autres qualités.

Pour cela, les efforts devraient, à notre avis, porter notamment sur deux points:

- (a) modifier foncièrement les conditions d'exécution;
- (b) prévoir la "peinture" des parements, pour pallier en toute hypothèse leur perméabilité et assurer ainsi à coup sûr la protection simultanée du béton et des armatures.

En ce qui concerne les conditions d'exécution, les facteurs d'imperfection sont dans les meilleures conditions de l'exécution totale sur place, trop nombreux pour qu'on puisse espérer obtenir régulièrement des constructions sans fissures et sans parements perméables. Il pourrait donc être profitable de chercher, même pour des constructions importantes, à préfabriquer en atelier le plus grand nombre possible d'éléments: ceci suppose, bien entendu, un minimum de standardisation des éléments, une

technique de transport et de mise en place permettant de préparer en atelier des éléments aussi importants que possible, pour réduire au minimum des raboutages à faire sur place. Cela amènerait d'ailleurs à modifier sur certains points la conception usuelle des ouvrages et la qualité des matériaux à utiliser, de façon à tirer le maximum d'avantages de l'exécution en atelier. En particulier, on serait mieux placé pour combattre les fissurations, inévitables tant qu'on aura du retrait et des zones de béton tendu, et si préjudiciables à la durée des ouvrages: des précontraintes locales, des mises en tension préalables, sont beaucoup plus faciles à réaliser en atelier; cela pourrait amener aussi le développement des ciments sans retrait et même expansifs dont l'emploi paraît devoir être un des facteurs essentiels de suppression des fissures.

La préfabrication, en outre, déterminerait automatiquement la position et l'orientation des reprises, qui sont, à l'heure actuelle, non pas certes laissées au hasard, mais toujours sujettes à modifications inopportunes en fonction du rythme du travail notamment.

Il resterait bien entendu des parties à bétonner sur place, auxquelles tous les soins devraient être donnés: du moins réduirait-on à ces seuls raccords les aléas de l'exécution sur place.

Cette suggestion n'apporte évidemment pas d'idée nouvelle: de nombreux objets en béton, armé ou non, et des éléments importants, gros tuyaux, poteaux, poutrelles, sont depuis longtemps fabriqués en atelier. Mais il ne semble pas que l'on se soit attaché, autant que cela le mériterait, à étendre le procédé à l'ensemble d'une construction, du moins dans le domaine des travaux du chemin de fer.*

En l'état actuel des choses, il faut admettre franchement que l'on ne saurait répondre de l'imperméabilité du béton; sans doute, de nombreux procédés existent pour améliorer le béton à cet égard: incorporation d'hydrofuges, béton à air occlus, notamment.

Sans nier qu'ils puissent être efficaces, il semble que, de toute façon, il serait nécessaire, pour tous les parements exposés non seulement à des agents agressifs caractérisés, mais simplement aux intempéries, de prévoir après décoffrage, l'application *systématique* d'une pellicule protectrice.

Les enduits à base de ciment, quels qu'ils soient, ne peuvent, à notre avis, jouer ce rôle, parce qu'ils ont les mêmes caractères d'altérabilité que le béton, et qu'ils sont, plus encore que lui, à cause de leur dosage riche, sujets à fissuration.

Il existe déjà de nombreuses peintures pouvant être utilisées pour la protection du béton, à savoir essentiellement:

les peintures silicatées, qui doivent être passées autant que possible sur des fonds alcalins, donc d'exécution assez récente;

les peintures au fluat, à base de fluosilicate, complexes; elles ont une meilleure résistance aux acides dilués que les peintures silicatées, mais leur action corrosive sur les métaux entraîne une réserve quant à leur emploi pour du béton armé.

les peintures bitumeuses, d'application facile et de prix peu élevé, mais inesthétiques par leurs couleurs.

les peintures au caoutchouc chloré, qui ont de grandes qualités d'imperméabilité

* Il faut mentionner le mode de construction des nouveaux hangars de l'Aéroport de Marignane, qu'achève actuellement l'Entreprise Boussiron de Paris: la toiture en voûte de chaque hangar, de 100 m. d'ouverture et 58 m. de longueur, forme un monobloc exécuté au niveau du sol, et levé ensuite par vérins (poids 4.000 t. environ) sur des éléments de poteaux également préfabriqués (hauteurs sous tirants 19 m. environ).

C'est en somme une préfabrication à terre, qui permet des conditions d'exécution meilleures et plus rapides, et facilite la surveillance.

et de résistance aux agents atmosphériques et chimiques, mais qui sont coûteuses.

Il paraîtrait utile de disposer, *pour les cas courants*, d'une peinture pas trop coûteuse, qui devrait réunir autant que possible les qualités suivantes :

- s'harmoniser avec la teinte générale du parement;
- ne pas attaquer les aciers;
- ne pas se décomposer ni s'user sous l'action des eaux de pluie, et, si possible, pour ce qui intéresse spécialement les chemins de fer, sous les fumées, même à longue échéance;
- avoir le degré de fluidité voulu pour être d'une application facile, tout en pénétrant bien tous les pores et petits vides superficiels du parement, et en adhérant parfaitement;
- être suffisamment ductile pour suivre sans fissuration, au moins les fissures capillaires; cette dernière qualité paraissant devoir être parmi les plus essentielles.

Dans notre esprit, il ne s'agit pas là d'une solution de paresse, susceptible d'entraîner des relachements dans l'exécution d'un béton du fait qu'on se fierait à l'imperméabilisant surajouté. Ce serait plutôt une solution d'attente, à utiliser tant que l'on n'aura pas trouvé des procédés certains pour exécuter régulièrement du béton plein. En tout hypothèse, et même dans ce dernier cas, la peinture pourrait cependant constituer, dans tous les milieux agressifs, une sécurité complémentaire.

Enfin, un tel produit serait dès maintenant très utile pour compléter l'efficacité des réfections de parements faites sur les ouvrages existants.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'expérience a montré que, tout au moins dans le domaine des constructions du chemin de fer, le béton armé n'est pas spécifiquement inapte à résister assez longtemps aux corrosions sous les intempéries, les fumées acides, ou les deux actions combinées. Mais, même en tenant compte des progrès réalisés jusqu'ici dans la conception et l'exécution, le comportement des ouvrages à cet égard paraît devoir rester variable.

Cela est dû essentiellement, à notre avis, à l'inaptitude du béton à subir sans se fissurer des contraintes de traction, et aux imperfections résultant de l'exécution complète sur le chantier.

Nous pensons que le développement de la préfabrication devrait pouvoir apporter simultanément de grosses améliorations sur ces deux points.

En attendant, et même, en toute hypothèse, par sécurité complémentaire, il faudrait, à notre avis, admettre la nécessité d'assurer systématiquement l'imperméabilité des parements par une peinture appropriée.

Ces conditions sont d'autant plus impératives que, lorsqu'on a laissé les corrosions se développer, les réparations sont difficiles, coûteuses, et de tenue incertaine.

Résumé

Les Chemins de Fer Français ont commencé à utiliser le béton armé dès les premières années du siècle, et en ont rapidement développé l'emploi.

Le nouveau matériau présentait en effet l'avantage d'être incombustible (halles à marchandises, remises à machines); on pensait en outre qu'il ne nécessiterait que peu d'entretien.

L'expérience acquise par les Chemins de Fer à cet égard a montré que si l'on

pouvait effectivement compter sur ces qualités, on constatait souvent de graves corrosions dans certains ouvrages.

En effet, l'acier s'oxyde s'il n'est pas protégé; le béton, qui doit assurer cette protection, est lui-même susceptible de dégradations. S'il n'est pas très compact et imperméable, il n'assure pas convenablement la protection des armatures.

Parmi les ouvrages du Chemin de Fer les plus caractéristiques quant aux corrosions sont les remises à machines et les passages supérieurs, soumis directement à l'action des fumées.

Si l'on suit l'évolution de ces types d'ouvrages, on voit que l'expérience a conduit, pour diminuer les avaries, à supprimer les éléments de faible section, à augmenter l'enrobage des armatures, à supprimer les caissons retenant les fumées, à faciliter par une aération appropriée l'évacuation de celles-ci.

L'étude du développement des corrosions montre que le béton armé n'est pas, par essence, impropre à résister convenablement dans le milieu "fumées": tout dépend de sa qualité.

En pratique, on constate à cet égard que son comportement est très variable.

C'est que sa qualité dépend essentiellement de ses conditions d'exécution et, par conséquent, de facteurs très nombreux, d'autant plus que l'exécution totale sur chantier multiplie les aléas. Il n'est donc pas étonnant d'obtenir des résultats irréguliers.

La réparation des avaries provoquées par les corrosions consiste essentiellement:

à rétablir l'étanchéité (toitures, tabliers de ponts) toutes les fois qu'elle est en défaut, car l'humidité accélère le développement des corrosions;

à reprendre au mortier de ciment les zones corrodées, de préférence par projection au ciment-gun après décapage au jet de sable.

Pour les ouvrages nouveaux, de nombreux progrès dans la conception et la technique d'exécution ont déjà été réalisés, afin de réduire les fissurations et d'améliorer la qualité du béton.

Il reste cependant beaucoup à faire pour réaliser régulièrement des constructions en béton armé susceptibles de durer.

Il semble que les efforts devraient porter sur deux points:

s'efforcer de fabriquer en atelier le plus d'éléments possible pour éliminer les aléas de l'exécution sur place; cela permettrait parallèlement de réaliser plus facilement des précontraintes pour réduire les fissurations.

en attendant, admettre que l'on ne peut répondre de l'imperméabilité du béton, et prévoir systématiquement la protection des parements par une peinture appropriée.

Summary

The French railways already used reinforced concrete at the beginning of this century, and very soon developed its applications.

The new building material had above all the advantage of being incombustible (storehouses, sheds), and it was thought to need very little maintenance.

The experience gained in this respect in connection with railways has shown that, even if these properties could be depended on, serious corrosion phenomena often occurred in certain structures.

The steel oxidises if it is not protected; the concrete itself, which should furnish this protection, is very easily damaged. If it is not thick and impervious, it does not ensure sufficient protection for the reinforcement.

Among structures on railways, locomotive sheds and bridges over the track are

the most liable to corrosion, since they are directly subjected to the effects of the smoke-gases.

If the development of these structures is examined, it will be seen that experience has led to the following precautions being taken, which should diminish the damage: avoiding elements with small cross-sectional dimensions; providing thicker covering for the reinforcing steel; avoiding box-like shapes that retain the smoke; and providing sufficient ventilation to lead the smoke away.

A study of corrosive action shows that reinforced concrete is in its essence capable of sufficiently withstanding a "smoke climate": everything depends on its properties.

In practice it has been found that its behaviour may greatly vary in this respect.

Since the properties of reinforced concrete depend essentially on the execution of the work, i.e. on very numerous factors and on chance occurrences on site, it is by no means surprising that the results should be anything but uniform.

In cases of damage by corrosion, the reconstruction work consists mainly:

- in restoring the water-tightness (roofs, bridge roadways), whenever this has become deficient, since moisture accelerates corrosion;

- in patching corroded places with cement-mortar, preferably with a cement gun after cleaning the place by sand-blasting.

For new structures, great progress has already been made in choosing appropriate shapes to diminish the formation of cracks and in improving the quality of the concrete.

However, there still remains much to be done until durable reinforced structures with definite uniformity can be erected.

It appears that efforts should be directed to two points:

- as far as possible to fabricate elements finished in the workshop, in order to eliminate the chance happenings on site. This would at the same time and in a simple manner allow of the adoption of prestressing in order to diminish crack formation.

- in the meantime (but temporarily) to admit that the impermeability of the concrete cannot be depended on, and to provide systematic protection of the surfaces by coats of suitable paint.

Zusammenfassung

Die Französischen Eisenbahnen verwendeten den Eisenbeton schon zu Anfang dieses Jahrhunderts und entwickelten in kurzer Zeit seine Anwendungen.

Der neue Baustoff wies vor allem den Vorteil der Unbrennbarkeit auf (Lagerhäuser, Remisen), und man dachte, er benötige nur sehr wenig Unterhalt.

Die in dieser Beziehung bei den Eisenbahnen gesammelten Erfahrungen zeigten, dass, wenn man auch auf diese Eigenschaften zählen konnte, doch bei gewissen Bauten öfters schwere Korrosionserscheinungen auftraten.

Der Stahl oxydiert, wenn er nicht geschützt wird; der Beton selber, welcher diesen Schutz bilden soll, ist empfindlich auf Beschädigung. Wenn er nicht sehr dicht und undurchlässig ist, gewährleistet er der Armierung nicht genügenden Schutz.

Unter den Bauten der Eisenbahnen sind, was die Korrosion anbelangt, Lokomotivremisen und Ueberführungen am meisten gefährdet, da sie dem Einfluss der Rauchgase direkt ausgesetzt sind.

Verfolgt man die Entwicklung dieser Bauten, so sieht man, dass die Erfahrung zu folgenden Massnahmen geführt hat, die Schäden vermindern sollen: Vermeidung von

Elementen mit kleinen Querschnittsabmessungen, stärkere Umhüllung der Armierungseisen, Vermeidung von kastenförmigen Gebilden, die den Rauch zurückhalten und Ableitung desselben durch genügende Belüftung.

Das Studium des Korrosionsvorganges zeigt, dass der Eisenbeton seinem Wesen nach fähig ist, einem "Rauchklima" genügend zu widerstehen: Alles hängt von seinen Eigenschaften ab.

Praktisch stellt man in dieser Beziehung sehr verschiedenartiges Verhalten fest.

Weil seine Eigenschaften wesentlich von der Ausführung abhängig sind, also von sehr zahlreichen Faktoren und von Zufälligkeiten auf der Baustelle, ist es nicht erstaunlich, wenn man unregelmässige Ergebnisse feststellt.

Die Wiederherstellungsarbeiten bei Korrosionsschäden bestehen hauptsächlich:

- in der Wiederherstellung der Dichtigkeit (Dächer, Brückenfahrbahnen), jedesmal, wenn diese wieder fehlerhaft wird, denn die Feuchtigkeit beschleunigt die Korrosion;

- in dem Ausflicken der Korrosionsstellen mit Zementmörtel, vorteilhaft mit der Zementkanone nach Reinigung mit dem Sandstrahlgebläse.

Für neue Bauten sind schon zahlreiche Fortschritte in der Gestaltung erzielt worden, welche die Rissebildung vermindern und die Betonqualität verbessern.

Es bleibt immerhin noch viel zu leisten, bis man mit Regelmässigkeit dauerhafte Eisenbetonbauten herstellen kann.

Es scheint, dass die Anstrengungen sich auf zwei Punkte richten sollten:

- nach Möglichkeit Elemente in der Werkstatt fertig herzustellen, um die Zufälligkeiten auf der Baustelle auszuschalten. Dies würde gleichzeitig erlauben, auf einfachere Weise die Vorspannung anzuwenden um die Rissebildung zu vermindern.

- inzwischen (vorläufig aber) zuzulassen, dass man sich nicht auf die Undurchlässigkeit des Betons verlassen könne, und systematischen Schutz der Flächen durch entsprechende Anstriche vorzusehen.

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

II

Current problems of concrete and reinforced concrete; prestressed concrete

Problèmes actuels du béton et du béton armé; béton précontraint

Aktuelle Probleme des Betons und des Eisenbetons; vorgespannter Beton

General reporter—Rapporteur général—Generalberichterstatter

F. G. THOMAS, PH.D., B.Sc., M.I.C.E.

Watford, England

1

Current problems of concrete and reinforced concrete

Problèmes actuels du béton et du béton armé

Aktuelle Probleme des Betons und des Eisenbetons

2

Progress in design and execution in connection with prestressed concrete

**Progrès réalisés dans la conception générale et dans la technique du
béton précontraint**

**Fortschritte im Entwurf und in der Ausführung des vorgespannten
Eisenbetons**

3

Dynamic stressing and fatigue strengths

Sollicitations et résistances dynamiques

Dynamische Beanspruchungen und Festigkeiten

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

II

Current problems of concrete and reinforced concrete; prestressed concrete

Problèmes actuels du béton et du béton armé; béton précontraint

Aktuelle Probleme des Betons und des Eisenbetons; vorgespannter Beton

General report — Rapport général — Generalbericht

F. G. THOMAS, Ph.D., B.Sc., M.I.C.E.

Building Research Station, Watford, England

INTRODUCTION

Structural engineers are increasingly tending to consider the ultimate strength of the structures they design, rather than the stress conditions at working loads. This tendency has not yet been fully reflected in by-laws and codes of practice, partly because of lack of agreement amongst research workers of the method of assessing ultimate strengths and partly because of a reluctance on the part of many designers to adopt a new philosophy of design. In this philosophy it is necessary to consider the resistances of a structure to the effects of a number of possible eventualities and to relate these resistances to the likelihood of the eventualities occurring, so that the risk of excessive distortion or cracking, or of collapse, is not unduly high.

It is clearly necessary, before this philosophy can be codified for reinforced

concrete—and codification of the design basis is in most countries an essential preliminary before a new method is acceptable to the building authorities—that advocates of the new procedure should determine:

- (i) the criteria for failure of simple elements, of continuous systems and, if possible, of the complete composite construction;
- (ii) the criteria for cracking and other features affecting the durability of the structure;
- and (iii) the factors influencing the resistance of structures to incidental eventualities, such as fire, impact and dynamic loading.

It is to be hoped that the papers presented under theme CII, together with the discussions at the Congress, will help to give the information required in each of these groups.

DESIGN ON THE BASIS OF ULTIMATE STRENGTH

It is perhaps unfortunate that the emphasis of research has been so much towards the study of the ultimate strength of simply-supported beams, and so little towards the determination of the strength of continuous systems. Further studies of the behaviour of beams are certainly necessary for conditions which are becoming more common, such as impact and dynamic load, but for which few data are at present available. Research is required also on the ultimate strengths of prestressed-concrete beams to establish to what extent the initial stress conditions affect the behaviour of the beams at incipient failure. But the strength of an ordinary reinforced-concrete beam can be assessed with sufficient accuracy for practical purposes from any one of half a dozen theories which have been put forward in the last twenty-five years, so long as the ultimate strength is dependent on either the tensile strength of the reinforcement or the compressive strength of the concrete. The 1952 Congress would mark a great advance if the representatives from many countries could agree that one of the theories should be adopted as a universal basis for assessing the strength of reinforced-concrete beams.

On the grounds of simplicity and of sufficient accuracy, Whitney's method, using a rectangular stress block for the compression in the concrete above the neutral axis, might well be accepted, with perhaps some small modification to the values of the stresses suggested by Whitney, after consideration and discussion on the paper by E. Torroja and A. Paez under theme CII 1 and that by P. W. Abeles under theme CII 2. It is very desirable that a method should be agreed upon so that it could be introduced in building regulations as a basis for "load-factor" design. The usual method of designing beams in current use is based on limiting permissible stresses at working loads, using an arbitrary modular ratio; with this method, progress in the use of high-quality steel is being hindered, because a reduction in percentage of steel leads to a rise in the position of the neutral axis and a corresponding increase in the compressive stress in the concrete, leading sometimes to the necessity for deeper sections.

In the design of reinforced-concrete columns the anomalous position arises that axially-loaded columns are designed from considerations of the ultimate strength of the column whereas eccentrically-loaded columns are proportioned so as to conform with specified stress limitations under working loads, again introducing the modular ratio into the computations. The value of high-strength steel for the compressive reinforcement of columns is not recognised in the British codes of practice, and experimental evidence on this matter is desirable in the interests of steel economy.

It is becoming increasingly clear that the limitations to progress in the design of reinforced-concrete members on an ultimate-load basis arise from insufficient knowledge of the strain-capacity of concrete. The term "strain-capacity" was used many years ago in referring to the extensibility of concrete; but the strain-capacity in compression is a much more important property which merits greater study than has been given to it so far. Since fundamental investigation of the stress-strain characteristics of concrete at incipient failure involves many difficulties, it is probable that new practical design rules will initially be evolved from tests on columns and beams with high-strength reinforcement. However, fundamental studies such as those described in the paper by Torroja and Paez need to be continued. This paper illustrates well the difficulties and complications of analysis based on the rheological properties of the concrete and steel. These complications would have been increased if consideration had been given to the strains in the concrete after the maximum strength had been passed, but the deformations at this stage are often of importance in deciding the ultimate strength of a beam and may also affect the strength of columns reinforced with high-strength steel.

When the primary failure of reinforced concrete is due to weakness in shear or bond, the assessment of the ultimate load-carrying capacity of the structural system is usually very inexact. In recent years increased attention to these properties has been given by research workers but much remains to be done. The paper by H. J. Cowan and S. Armstrong under theme CII₁ is a particularly welcome inclusion in the Congress programme because of the very scanty information on the subject of torsional strength of concrete. It is interesting to find that the bending of a beam increases its resistance to torsion. The concluding remarks of the paper indicate a simple method of dealing with the problem of combined bending and torsion in design, although it is perhaps not altogether desirable to have a "considerable reserve in strength which can be used to reduce the factor of safety." The considerable reserve would appear to be in terms of resistance to torsional failure only, and in order to reduce the general load factor against failure of a beam, whether due primarily to bending or torsion, it is presumably necessary to introduce less shear reinforcement to resist twisting, taking into account the helpful effect of bending. The work of Cowan and Armstrong indicates that a more rational design approach need not be very complicated.

The paper by H. Nylander on the non-uniform shrinkage of concrete under theme CII₁ deals with the development of secondary stresses and bending moments which occur in structures for normal working load conditions. Considerations of this paper reminds one that although the emphasis in design may in future move towards ultimate strength or "limit design," it will still be necessary to pay some attention to the behaviour of the structure for its normal conditions in practice. Assuming that the structure has been designed to have a suitable margin of safety against collapse, the *stress* conditions at any time during the life of the structures have little importance in themselves, except in so far as they affect the durability or efficiency of the structure. This matter is dealt with later in this report, but it may be noted here that the more the engineer changes to "limit design," the more necessary it becomes to be able to assess the cracking and distortions that occur at working loads. For this purpose the studies reported by Nylander will be of value. It is particularly satisfying to observe that not only does he point out an effect which was not commonly known to be of importance, but he has also devised a practical method of avoiding the complications arising from non-uniform shrinkage of the concrete.

THE CONTINUITY OF STRUCTURAL SYSTEMS

In many structures, particularly multi-storey buildings, the ultimate strength is greatly enhanced by the effects of continuity and by the interaction between the several parts of the construction. There is also often a reserve of strength due to the ability of the structure to deform plastically at highly stressed parts, with a consequent redistribution of stress and moments, tending successively to develop the full strength of more and more parts of the structure.

The value of continuity has been well understood by reinforced-concrete designers in the past, but the effects of moment redistribution have not been fully allowed for, partly because of insufficient knowledge of the phenomenon and partly because of the preoccupation of the designer with working-load conditions rather than ultimate strength. For prestressed concrete, the initial development was largely with simple beams, since, as G. Magnel says in his paper under theme CII₂, it was necessary to get thoroughly acquainted with the new technique by applying it first to the easiest case. But for maximum economy, continuity must be introduced and its effects properly assessed, and in prestressed concrete there are several practical and theoretical difficulties. These are discussed briefly by Magnel in a realistic manner and it is clear that the difficulties are not insuperable and that some of the advantages of continuity can be attained already; indeed, continuous structures of prestressed concrete have been successfully built. Much more information is required, however, on the behaviour of such structures at incipient failure, as it appears possible that moment redistribution may not be as important as in ordinary reinforced-concrete structures.

A matter which is receiving attention in England is the structural interaction between parts of a building which are not at present assumed in design to behave as a composite system. For example, if a panel wall is built on a reinforced-concrete beam it would commonly be assumed that the dead weight of the panel acts as a uniformly distributed load on the beam. In fact, the panel may largely support itself as a deep beam and further, if resistance to horizontal shear is developed at the junction between the panel and the reinforced-concrete beam the resistance of this beam to other loading may be considerably increased, the panel and beam acting together as one composite structural system. From the research so far completed it is evident that the cladding of a building often strengthens and stiffens the structural framework rather than imposing loading upon it.

Another type of interaction of some value is that between a floor slab and its supporting beams. It is usual to design the slab on the basis of the bending moments deduced from the elastic theory assuming rigid edge-supports. In practice the deflection of the beams leads to a transfer of bending moment from the beam to the slab; and since the load factor for the slab is greater than for the beam, this transfer is of advantage. Further studies of the composite system of slab and beams, as distinct from experiments on beams and slabs separately, will help to give a more accurate guide to the real load factors in practice, and so allow an advance towards more economical design.

DURABILITY AND CRACKING

One of the reasons commonly advanced for limiting permissible stresses in the tensile reinforcement of beams is the need to avoid wide cracks which would lead to corrosion of the steel. It is probable that higher stresses do, in general, lead to greater widths of cracks; and that the risk of corrosion is increased somewhat with

wider cracks. Nevertheless, it is by no means certain that the tensile steel-stress is a *primary* factor affecting the durability of reinforced concrete.

Studies of cracking, including that by L. P. Brice in theme CII₁, show clearly that the surface characteristics of a reinforcing bar may be of much greater importance than the stress in the bar in determining the widths of the individual cracks. The stress almost directly controls the *total* cracking, i.e. the sum of the widths of all cracks in a beam, but if the bond is so good that the cracking is well distributed the stress can be high before serious corrosion will occur.

It is probable that corrosion in practice has resulted more from the porosity of poor quality concrete than from cracks. Indeed, many cracks have been *caused* by corrosion, and in seeking for means of improving the durability of reinforced concrete it would be well to consider first the materials used rather than the stresses permitted. It is interesting to note that in the latest British code of practice for reinforced concrete (C.P. 114) the specified cover of concrete over the reinforcing bars has been increased, particularly for external work, beyond the values which have previously been acceptable.

It is commonly supposed that the introduction of prestressed concrete will automatically improve the durability of concrete structures, but this supposition may not be realised unless the new technique is accompanied by a marked improvement in the quality of the concrete.

FIRE RESISTANCE

There is very little information on the fire resistance of reinforced concrete and fundamental research on this matter is urgently required. The use of prestressing has introduced new problems, and development in the use of prestressed concrete for some structures may be hindered by the lack of knowledge on its resistance to fire. It seems possible that the liability of the concrete to spall in a fire may be increased by the precompression in the concrete, and that the high-tensile steel wires exposed to the fire as a result of spalling will suffer a more serious loss in strength than would occur with the mild-steel bars commonly used in ordinary reinforced concrete. On the other hand, it is not difficult to arrange in design that the cover of concrete over the prestressing elements is greater than is economically possible in reinforced concrete.

One difficulty with prestressed concrete that has been damaged, whether by fire or otherwise, is that an assessment must be made of the extent to which the prestress has been lost. It may sometimes be possible to reimpose the prestressing forces, but often repair (as distinct from reconstruction) would be impracticable for prestressed concrete members when similar or greater damage in ordinary reinforced concrete could be repaired without difficulty so that the strength and stiffness is fully re-established.

RESISTANCE TO DYNAMIC LOADING

With the modern tendency to increase permissible stresses and at the same time to reduce the design superimposed loadings, the possibility of secondary failure due to dynamic loading is becoming more important. More fatigue tests on structural members are necessary, particularly those including high-strength steel as reinforcement or as prestressing elements. The effect of high fluctuating stresses on the bond between steel and concrete, and the fatigue limit for high-strength concrete, are other matters requiring study if maximum economy in design is to be achieved. From the

limited evidence available, it seems that the fatigue strength of prestressed concrete compares favourably with that of ordinary reinforced concrete. As would be expected, the ratio of the repeated load to cause cracking in a fatigue test on a prestressed concrete beam is a very high proportion of the load that would cause cracking to occur in a static test. The endurance limit for complete fatigue failure also appears to be a higher proportion of the static strength for prestressed members. However, as higher-strength steel is used the fatigue properties tend to deteriorate, and the use of deformed bars to improve bond may also impair the fatigue strength.

For impact loading, also, tests have shown that the use of cold-worked steel as reinforcement for concrete, in place of ordinary mild steel, is a disadvantage, owing to the reduction in ductility that accompanies work-hardening.

Indeed, it is evident that the use of "high-quality" steel and concrete involves the necessity for considering to what extent these materials are improved, if at all, in regard to secondary effects. For example, a higher compressive strength for the concrete may not mean a higher strain-capacity in compression, nor a corresponding increase in shear, bond or fatigue strength.

CONSTRUCTIONAL METHODS

In recent years there has been a tendency to modify traditional methods of construction by increased prefabrication of structural elements and the development of mechanical plant on construction sites. This tendency, which can be justified on both technical and economic grounds, is likely to be continued. The mechanical plant need not always be elaborate or expensive, even for very large projects such as the construction of the Marignane hangar described by N. Esquillan in his paper under theme CII₁; but commonly special equipment is necessary for lifting large prefabricated units, such as floor or wall slabs, into position. For reinforced-concrete work, systems of prefabricated reinforcement have been developed whereby the reinforcements for beams and columns are manufactured as complete units in a factory and later erected to form a rigid self-supporting framework which is then encased in concrete. In other systems structural elements are precast and in assembly special arrangements are adopted for obtaining continuity between the various elements; some of these arrangements are discussed in Esquillan's paper.

The prestressed-concrete bridge described in the paper by H. Lossier and M. Bonnet (theme CII₂) has a number of interesting features. The cables used were of steel wire-rope and the type of anchorage was such that the tension in the cable could be adjusted both during construction and also later to allow for shrinkage and creep. The difficulties arising from friction in cables at positions where they change direction were avoided by using hinged concrete segments. Many gauges were installed for determining the deformations of the concrete and the steel during construction and subsequently.

Summary

The trend of modern design methods towards consideration of a load factor against failure introduces many complications. It is necessary not only to obtain the agreement of engineers on the method of estimation of the ultimate strengths of structural elements and of continuous systems, but also to assess the resistance of structures to incidental eventualities that may arise during their normal life.

It is probable that a sufficiently accurate assessment of the ultimate strength of a reinforced-concrete beam can be obtained from any one of several methods that have

been advanced, and the reporter suggests that emphasis in the development of design methods should now be moved towards a consideration of the ultimate strength of continuous systems.

With increasing encroachment into the margin of safety, it is becoming more necessary to check the ability of a structure to bear secondary stresses due to shear or bond, and to ensure that higher stresses under working-load conditions do not lead to fatigue failure.

Even if the primary basis of design is a load factor against collapse, it is still essential to calculate the deformations for normal loadings to ensure that distortions and cracking are within reasonable limits. Although cracking may affect the durability of reinforced concrete, it is unlikely that it is the major factor to be considered, and it is desirable that further study should be made of the causes of deterioration.

The increasing use of so-called "high-quality" materials is also bringing its own problems, since it appears that the marked improvement in quality applies only to some properties of the materials whilst other properties may not be much better, if at all, than those possessed by materials of "ordinary quality."

In the construction of reinforced-concrete structures, the tendency to introduce greater prefabrication is noted. This tendency is likely to be continued, particularly as this method of construction is very suitable for prestressed-concrete work also.

Résumé

La tendance des méthodes modernes de calcul des ouvrages à faire intervenir un facteur de charge par rapport à la rupture donne lieu à de nombreuses complications. Il est nécessaire non seulement de réaliser l'accord des ingénieurs sur la méthode d'estimation des charges de rupture des éléments d'ouvrages et des systèmes continus, mais aussi d'évaluer la résistance des ouvrages aux différentes éventualités qui peuvent se manifester au cours de leur existence.

Il est probable que l'on puisse arriver à une estimation suffisamment précise de la charge de rupture d'une poutre en béton armé à l'aide de l'une des méthodes qui ont été proposées et l'auteur suggère qu'en matière de nouvelles méthodes de calcul, l'intérêt s'oriente vers la prise en compte de la charge de rupture des systèmes continus.

Devant l'empiètement croissant sur la marge de sécurité, il devient de plus en plus nécessaire de vérifier l'aptitude d'un ouvrage donné à supporter les contraintes secondaires qui résultent du cisaillement ou de l'assemblage et de s'assurer que les charges plus élevées qui interviennent dans les conditions de service ne conduisent pas à la rupture par fatigue.

Dans le cas même où le calcul d'un ouvrage est initialement basé sur un facteur de charge par rapport à la rupture, il est encore essentiel de calculer les déformations correspondant aux charges normales, afin de s'assurer que les distorsions et fissurations restent dans des limites raisonnables. Bien que la fissuration puisse affecter la durée du béton armé, il est peu probable que ce soit le facteur principal à considérer et il serait opportun de poursuivre l'étude des causes de détérioration des ouvrages.

L'emploi croissant de matériaux dits "à hautes caractéristiques" fait également intervenir des problèmes particuliers; il semble en effet que l'amélioration notable de la qualité ne s'applique qu'à quelques caractéristiques des matériaux, car certaines autres caractéristiques peuvent n'être que peu supérieures, si même elles le sont, à celles des matériaux de qualité "ordinaire."

On note, dans la construction des ouvrages en béton armé, la tendance à adopter

de plus en plus largement la préfabrication. Il est probable que cette tendance se maintiendra, tout particulièrement pour cette raison qu'elle est également très favorable à la réalisation de la précontrainte.

Zusammenfassung

Die Tendenz moderner Berechnungsmethoden, einen Lastfaktor in Bezug auf den Bruch anzuwenden, bringt viele Schwierigkeiten mit sich. Nicht nur ist es notwendig, von allen Ingenieuren anerkannte Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Konstruktionsteilen und durchlaufenden Systemen aufzustellen, sondern man muss auch die Widerstandsfähigkeit der Bauten gegen Zufälligkeiten abschätzen können, welche während ihrer natürlichen Lebensdauer eintreffen.

Wahrscheinlich kann durch irgend eine der bisher entwickelten Methoden eine genügend genaue Bestimmung der Bruchgrenze eines Eisenbetonbalkens erhalten werden und der Autor schlägt vor, dass das Hauptgewicht in der Entwicklung der Berechnungsmethoden nun darauf gelegt werden soll, die Tragfähigkeit von durchlaufenden Systemen zu bestimmen.

Mit der ständigen Verringerung des Sicherheitsspielraumes wird es immer notwendiger, die Bauwerke auf zusätzliche Spannungen aus Schub oder Querbeanspruchung zu prüfen und dafür zu sorgen, dass höhere Spannungen unter der Gebrauchslast nicht zu Ermüdungsbrüchen führen.

Selbst wenn das Grundlegende an der Berechnung ein Lastfaktor gegen Bruch ist, so erscheint es trotzdem wichtig, die Verformungen für normale Belastung zu berechnen und zu beachten, dass Verzerrungen und Risse in vernünftigen Grenzen bleiben. Auch wenn Risse die Dauerhaftigkeit des Betons herabsetzen können, ist dies kaum der zu beachtende Hauptfaktor und es wäre zu wünschen, dass weitere Untersuchungen über die Ursachen des Zerfalls gemacht würden.

Die zunehmende Anwendung von hochwertigen Baustoffen bringt ebenfalls seine eigenen Probleme, indem es scheint, dass sich die angegebenen Qualitätsverbesserungen nur auf einzelne Eigenschaften des Baustoffes beziehen, während andere wenig oder gar nicht besser sind als beim gewöhnlichen Baustoff.

In der Konstruktion von Eisenbetonbauten zeigt sich die Tendenz, immer mehr die Vorfabrikation einzuführen. Diese Tendenz wird wahrscheinlich weiter verfolgt werden, hauptsächlich weil diese Methode auch für vorgespannten Beton sehr geeignet ist.

CII 1

Théorie de la fissuration des pièces fléchies en béton armé

Theory of the formation of cracks in reinforced concrete sections subjected to bending

Theorie der Rissebildung bei Eisenbetonquerschnitten auf Biegung

L. P. BRICE

Ingénieur E.C.P., Paris

NOTATIONS EMPLOYÉES

- Σ Force d'adhérence par frottement non élastique par unité de longueur du groupe des barres tendues
 σ Force d'adhérence par frottement non élastique par unité de surface des barres
 s Contrainte élastique d'adhérence en section homogène fissurée
 s_o Contrainte élastique d'adhérence en section homogène non fissurée
 ϕ Contrainte de l'acier
 R Contrainte du béton
 R'_b Limite de rupture du béton par traction simple ou par traction due à une flexion *
 E_a Module élastique de l'acier
 E_b Module élastique du béton
 ϵ Module élastique apparent de l'acier
 m Rapport des modules élastiques acier béton $m = \frac{E_a}{E_b}$
 μ Coefficient d'équivalence des déformations de l'acier et du béton
 S Section du béton
 ω Section d'acier tendu

* Les calculs étant faits dans le domaine élastique, la valeur de R'_b à prendre en compte dans le cas de la flexion est celle de la formule élastique $R'_b = 6M/bh^2$ et non les six dixièmes de cette valeur admise comme résistance à la traction simple.

- $\bar{\omega}$ Pourcentage d'acier tendu par rapport au produit de la hauteur totale par la largeur de béton tendu
- d Diamètre d'une barre (ou diamètre moyen des barres)
- x Longueur sur laquelle est appliqué l'effort d'adhérence
- λ Longueur sur laquelle doit être appliqué l'effort d'adhérence pour provoquer la rupture par traction du béton
- l Distance moyenne séparant deux fissures
- Δl Déplacement relatif de l'acier par rapport à la face d'une fissure ou ouverture d'une fissure
- L Longueur de la région fissurée d'une poutre fléchie
- f_r Flèche résiduelle
- z Bras de levier du couple résistant en section fissurée

1. HYPOTHÈSE CONCERNANT LA LIAISON ACIER BÉTON: TRACTION SIMPLE

(a) *Hypothèse fondamentale définissant les conditions de la liaison entre les aciers et le béton*

Quelques expériences personnelles et l'étude d'une série très complète d'essais effectués au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics par M. Bichara et dont M. L'Hermite, Directeur du Laboratoire, m'a fort aimablement permis de prendre connaissance m'ont amené à constater que:

l'adhérence se présente sous deux formes essentiellement différentes, selon qu'il s'agit d'une liaison élastique, conséquence d'une déformation simultanée du béton et du métal, ou d'une adhérence non élastique dans laquelle les déformations n'ont plus les mêmes caractères de simultanéité.

l'adhérence élastique n'existe que s'il n'y a pas fissuration du béton et si les déplacements relatifs du métal et du béton qui l'enrobe restent nuls pendant le fonctionnement de la liaison.

l'adhérence non élastique, au contraire, se produit lorsque le béton s'est fissuré et quand le déplacement de la barre, par rapport au béton, devient effectif.

C'est ce dernier cas qui nous intéresse tout particulièrement car il intervient toujours dès qu'il y a fissuration. L'étude des expériences précitées nous a conduit à formuler la loi suivante suffisamment approchée pour les déplacements et les efforts pratiquement atteints en fonctionnement normal:

Pendant les déformations non élastiques les forces de liaison du béton et du métal ont le caractère d'un frottement constant toujours dirigé en sens contraire du déplacement de la barre dans la gaine de béton.

En conséquence, l'effort Σ par unité de longueur qui s'oppose au déplacement d'un groupe de n barres de diamètre d , de section totale

$$\omega = n \frac{\pi d^2}{4}$$

a pour valeur:

$$\Sigma = n \sigma \pi d = \frac{4 \sigma \omega}{d}$$

en appelant σ le frottement par unité de surface de barre.

C'est en complétant de cette seule hypothèse celles qui sont universellement admises en résistance des matériaux que nous avons établi la théorie qui suit.

(b) Répartition des contraintes le long d'un scellement

Déformations avant fissures

Considérons une barre scellée dans un massif indéfini. A l'origine, toutes les contraintes sont supposées nulles. En exerçant une première fois une traction F sur

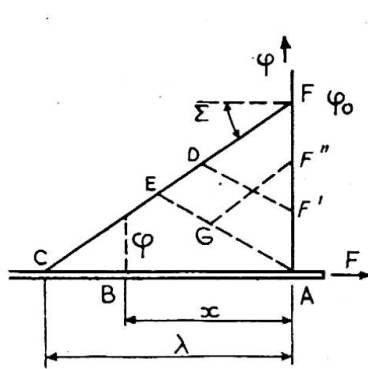


Fig. 1

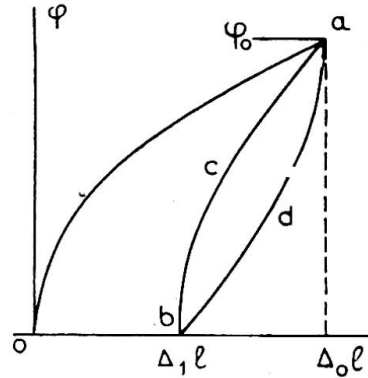


Fig. 2

l'extrémité libre de la barre, la répartition des contraintes ϕ dans la barre suit une loi linéaire. En un point B de profondeur x on a (fig. 1):

$$\phi = \frac{F - \Sigma x}{\omega} = \phi_0 - \frac{4\sigma}{d}x$$

Au point A de la section de la barre définie par la face du massif la contrainte est:

$$\phi_0 = \frac{F}{\omega}$$

Au point C d'abscisse $\lambda = \phi_0 \frac{d}{4\sigma}$ la contrainte est nulle.

Si l'on fait décroître F jusqu'à une valeur F' le nouveau diagramme aura l'aspect $F'DC$ et si F est réduit jusqu'à 0 le diagramme sera un triangle isocèle AEC . Augmentant à nouveau F jusqu'à une valeur F'' on aura une répartition telle que $F''GEC$.

En déterminant le déplacement $\Delta_0 l$ du point A de l'acier par rapport à la face du massif on trouve immédiatement que sous l'application première de la force F

$$E_a \Delta_0 l = \phi_0^2 \frac{d}{8\sigma}$$

En fonction de ϕ_0 le déplacement $\Delta_1 l$ suit (fig. 2) une loi parabolique $0a$; en faisant décroître ϕ_0 jusqu'à ϕ_1 on voit que le raccourcissement, à partir de l'allongement $\Delta_0 l$ a pour valeur:

$$\frac{1}{E_a} (\phi_0 - \phi_1)^2 \frac{d}{16\sigma}$$

Le raccourcissement pendant la diminution de l'effort est représenté par une deuxième parabole de sommet a , coupant l'abscisse au point b , tel que:

$$\Delta_1 l = \frac{1}{2} \Delta_0 l$$

Si l'on fait remonter l'effort de 0 à ϕ_0 on constate que le déplacement de A est une troisième parabole bca telle que:

$$\Delta_2 l = \frac{1}{E_a} (\phi_0^2 + \phi^2) \frac{d}{16\sigma}$$

On voit donc apparaître, comme conséquence de la liaison par frottement, un diagramme de déformations irréversibles, ayant l'allure classique des courbes d'hystérésis.

Il est à noter que si l'on avait fait varier l'effort de traction suivant une autre loi qu'un accroissement continu de 0 à ϕ_0 et une diminution de ϕ_0 à 0 on aurait pu tracer un cycle intérieur au cycle $bcad$.

Les déformations dues au frottement ont donc le double caractère de n'être ni élastiques, puisque les déplacements sont proportionnels au carré des forces, ni réversibles, puisque le phénomène d'hystérésis rend de nouvelles déformations dépendantes des déformations antérieures et de la loi d'application des efforts.

(c) Apparition des fissures dans le béton

Explication de l'"Etirage" du béton

Lorsque l'on exerce une traction croissante appliquée aux deux extrémités d'une barre enrobée sur une longueur assez grande dans un bloc de béton de section assez faible, il y aura un moment où la fissuration se produira. En effet dans la partie médiane du bloc on a avant fissuration (fig. 3):

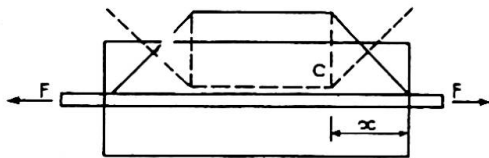


Fig. 3

$$F = SR + \omega\phi$$

Comme on se trouve en phase élastique

$$\frac{\phi}{R} = \frac{E_a}{E_b} = m$$

Mais d'autre part au point C d'abscisse x on aura en vertu de l'hypothèse fondamentale:

$$\omega\phi = F - x\Sigma$$

Ces trois équations donnent:

$$R = \frac{l\Sigma}{S} = \frac{F}{\omega m + S}$$

On en conclut que pour une valeur suffisante de F la contrainte limite de traction R'_b du béton est atteinte. Il y a donc rupture de ce dernier pour:

$$F = R'_b(\omega m + S)$$

Pour cette valeur de F , la longueur λ de la barre le long de laquelle se transmet l'effort d'adhérence est:

$$\lambda = \frac{R'_b S}{\Sigma}$$

Ce n'est donc qu'à une distance au moins égale à λ que se produira la première fissure du prisme de béton.

Si le prisme a une longueur totale inférieure à 2λ il n'y aura pas de fissure.

Si le prisme a une longueur supérieure à 2λ il se produira une première fissure à une distance d'une des extrémités égale ou supérieure à λ du côté où R'_b est minimum.

Si l'un des deux tronçons restants du prisme est de longueur supérieure à 2λ une autre fissure pourra s'y produire, etc.

On constate donc que l'écartement l des fissures est compris entre: λ et 2λ .

Si l'on trace le diagramme des contraintes dans la barre, on voit que celles-ci varient linéairement avec un minimum au milieu de chacun des tronçons de béton, et un maximum constant, égal à F/ω , au droit de chaque fissure. En exerçant une

traction F croissante, l'augmentation mesurée des déformations de la barre sur une longueur de base comprenant toutes les fissures qui ont pu s'y produire croît avec la tension de la barre, mais diminuée d'une quantité proportionnelle à l'aire des triangles abc , cde , efg (fig. 4). Comme l'adhérence Σ est constante, ces triangles conservent la même surface et la déformation de la barre est diminuée d'une quantité constante.

Il s'ensuit donc que *tout se passe comme si pendant toute la durée de l'expérience le béton prenait à son compte la partie constante de la traction de la barre, dont la déformation est représentée par cette surface.*

La surface d'un triangle $\Sigma l^2/4$ est équivalente à celle du rectangle de même base et de hauteur $\Sigma l/4$. l variant entre $R'_b S/\Sigma$ et $2R'_b S/\Sigma$ la diminution de la contrainte moyenne de la barre varie entre $\frac{1}{2}R'_b S/\omega$ et $\frac{1}{4}R'_b S/\omega$ selon le hasard de l'apparition des fissures.

On s'explique ainsi facilement le phénomène connu sous le nom d'étirage du béton, que l'on avait tenté d'expliquer par un allongement plastique du béton sous charge constante.

Pratiquement il semble que la diminution apparente de la tension supportée par la barre puisse être située au voisinage de $0,4R'_b S$.

En appliquant ce qui précède au calcul des déformations d'une barre enrobée de béton, on peut rendre compte avec précision des résultats expérimentaux.

Nous avons étudié sous cet angle les résultats des essais faits en 1902 par la Commission du Béton Armé de 1906 (Commission du Ministère des Travaux Publics).

Sans revenir sur l'analyse que nous en avons faite dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 179, mars-avril 1951, nous rappellerons que les essais avaient consisté à mesurer sur une base de 1 mètre les déformations de prismes en béton de 10 cm. de côté, armés aux quatre angles d'une barre de 6 mm., sous l'application de charges diverses.

La diminution de tension apparente de l'acier 800 kg. donne $R'_b = 20$ kg./cm.², la longueur minima 8 cm. des prismes donne $\sigma = 35$ kg./cm.² Avec ces données on peut étudier la variation de la répartition des contraintes dans la barre en fonction des tractions agissantes et déterminer l'allongement de la pièce tendue, selon qu'il s'est formé successivement une première, une deuxième, etc. . . . une n ième fissure. Le résultat du calcul est figuré en trait ponctué sur la fig. 5.

Les diagrammes réels et théoriques superposés manifestent, par la coïncidence des courbes, l'apparition successive des fissures dont l'épaisseur est d'ailleurs toujours très faible (variant de 4/100 mm. pour $F = 1\,300$ kg. (première fissure) à un dixième de millimètre pour 2 000 kg.). Elles ont pu passer inaperçues.

Chacune des fissures successives se produit au point relativement moins résistant; elles apparaissent dès qu'est atteinte en un point, soit la limite de résistance sous un effort unique, soit la limite d'endurance.

C'est ainsi que, pendant la série des cycles à 1 740–1 790 kg., le nombre théorique de fissures passe de 4 à 8 et se stabilise à ce chiffre. Mais dès qu'on augmente la traction à 2 060 kg., il doit apparaître au douzième cycle, une neuvième fissure.

Dès lors, l'équilibre définitif est atteint, neuf fissures sur 1 mètre correspondent

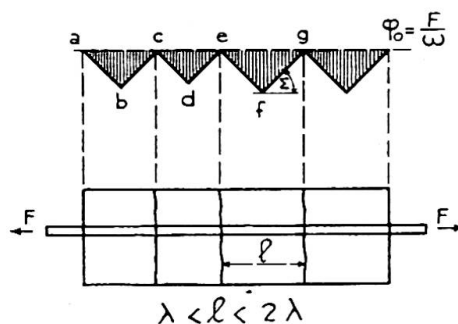


Fig. 4

bien à la longueur moyenne comprise entre 8 et 15 cm. effectivement observée.

La coïncidence entre les conclusions directes de notre hypothèse et l'expérience ne semble pas due à un simple hasard. Il nous paraît donc possible d'en tirer des conséquences plus lointaines et d'étudier la fissuration des pièces fléchies et leur déformation.

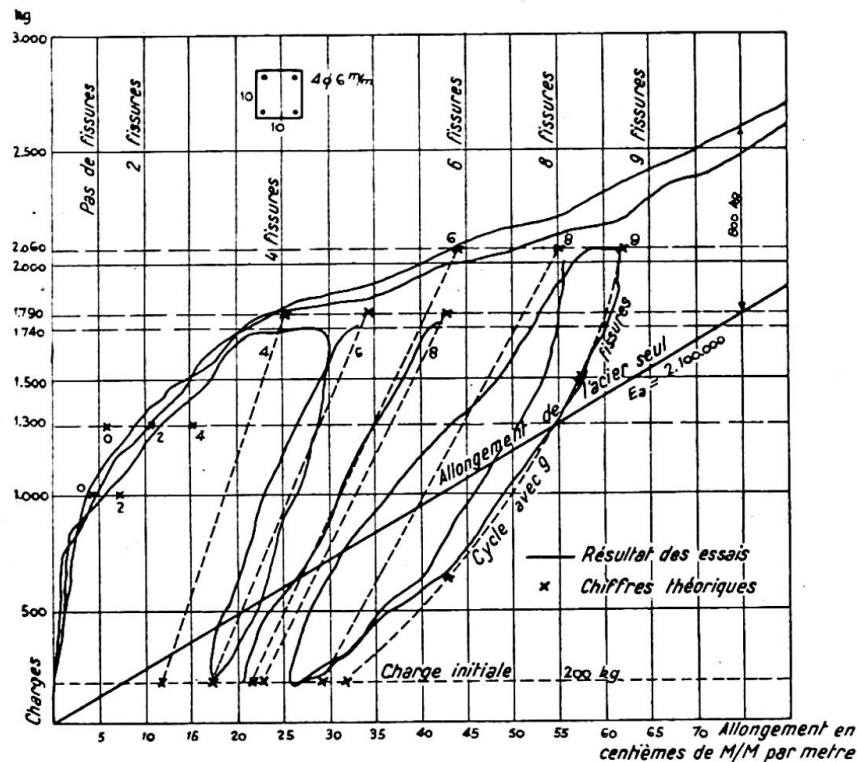


Fig. 5

II. FISSURATION DES PIÈCES FLÉCHIES: CALCUL DE L'ÉCARTEMENT DES FISSURES

(a) Principe du calcul

Au début de la mise en charge d'une pièce fléchie, les deux matériaux élémentaires béton et acier travaillent élastiquement. Le solide peut être remplacé par un solide homogène équivalent obtenu en remplaçant la section ω d'acier tendu par $m\omega$:

$$m = \frac{E_a}{E_b}$$

Dès que la contrainte du béton tendu atteint en un point la limite de résistance R'_b , il y a fissuration. Aussitôt que les déplacements acier béton au voisinage de la fissure ne sont plus coïncidents, c'est la liaison par frottement définie plus haut qui intervient. Pour qu'une deuxième fissure se produise au voisinage de la première, il faut que les efforts de traction subis par les aciers dans la fissure se transmettent au béton. Cette transmission d'efforts exige une longueur d'adhérence suffisante pour que la tension du béton atteigne la limite de rupture. C'est cette longueur λ qui définit l'écartement minimum entre les deux fissures. Si le moment de flexion n'atteint pas, à la distance λ de la fissure, la valeur nécessaire pour provoquer la fissuration, il n'y a plus de fissure due au moment de flexion du sens considéré.

(b) Calcul de l'écartement minimum

On considérera successivement la section homogène non fissurée et la section fissurée. Les contraintes dans la section homogène seront obtenues, en appliquant les calculs classiques avec un module d'équivalence

$$m = \frac{E_a}{E_b}$$

Les contraintes dans la section fissurée seront déterminées par les formules classiques en supposant fissurée toute la zone de béton tendu et en prenant pour module d'équivalence le rapport μ de la déformabilité réelle ϵ de l'acier sous une contrainte donnée ϕ compte tenu de l'enrobage du béton, au module élastique du béton E_b . Le calcul de la valeur de μ à prendre en compte fera l'objet de la troisième section.

Toutefois afin d'éviter de longs calculs d'approximation, bien inutiles, nous ferons apparaître dans le calcul de l'écartement la valeur z du bras de levier du couple résistant qui varie assez peu avec μ pour que l'on puisse prendre avec une approximation suffisante une valeur moyenne.

De plus on supposera la poutre de section constante. Les caractéristiques utiles sont: dans la section (a) non fissurée, la contrainte maximum de traction du béton R'_b et celle de l'acier ϕ_0 sous l'influence du moment M_0 produisant la première fissure, puis dans la section fissurée la valeur ϕ_1 de la contrainte de l'acier sous le même moment M_0 . Enfin les contraintes ϕ et ϕ' de l'acier sous des moments croissants M et M' (fig. 6).

Lorsque la première fissure se produit c'est que R atteint la limite de rupture R'_b sous le moment de flexion M_0 :

$$M_0 = \frac{R'_b I_0}{V_b}$$

A ce moment la contrainte de l'acier est:

$$\phi_0 = \frac{V_0 M_0 m}{I_0} = R'_b \frac{V_0}{V_b} m$$

V_0 et V_b étant, dans la section homogène non fissurée la distance de l'acier et de la face tendue du béton à la fibre neutre.

Si le moment de flexion croît, il augmente aussi dans une section voisine (b) et lorsque il y atteint la valeur M_0 il se produit en (b) une seconde fissure.

Mais pour que le moment atteigne cette valeur M_0 dans la section (b) il faut que, par adhérence, les barres transmettent au béton une part suffisante de traction pour que la section (b) soit dans l'état où était la section (a) sous le moment M_0 . Au moment de la production de la deuxième fissure on a donc le schéma de la fig. 6; la section (a) est soumise à un moment M ; la tension des aciers y est ϕ ; elle décroît jusqu'à ϕ_0 dans la section (b) et l'on a:

$$\phi - \phi_0 = \frac{4\sigma}{d} \lambda$$

Comme:

$$M = M_0 + T_0 \lambda$$

on a

$$\phi \frac{M_0 + T_0 \lambda}{M} - \phi_0 = \frac{4\sigma}{d} \lambda$$

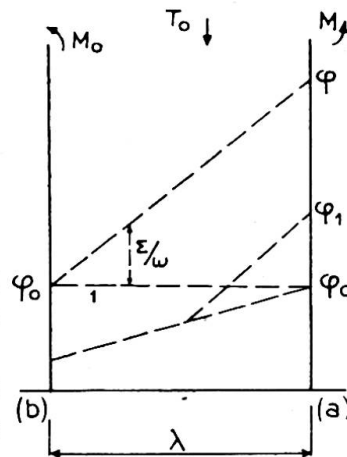


Fig. 6

En remarquant que $T_0 \frac{\phi}{M} = \frac{4s}{d}$ en appelant s l'adhérence des barres dans la section fissurée sous l'influence de l'effort tranchant T , il vient :

$$\lambda = \frac{dM_0}{4} \frac{\frac{\phi}{M} - \frac{\phi_0}{M_0}}{\sigma - s} \quad \dots \dots \dots (1)$$

que l'on peut écrire :

$$\lambda = \frac{R'_b d}{4[\sigma - s]} \frac{I_0}{V_b} \left[\frac{1}{z\omega} - m \frac{V_0}{I_0} \right] \quad \dots \dots \dots (2)$$

Il faut noter que cette théorie n'est applicable que si toute la section de béton, à travers laquelle se transmet le cisaillement, est capable d'y résister sans fissuration longitudinale. Cette fissuration longitudinale peut se produire en particulier dans le cas des poutres en double T fortement armées où l'âme, bien que solidarisée aux tables par des armatures transversales, n'a pas été coulée en même temps que les tables.

(c) Application

Cette formule donne l'écartement minimum λ des fissures d'une pièce fléchie. Il doit être bien entendu qu'il s'agit des véritables fissures de flexion et non des éclatements locaux du béton qui font apparaître des fissures partielles. Lorsque le moment de flexion est constant, l'écartement l des fissures peut varier comme nous l'avons signalé plus haut entre λ et 2λ . Si au contraire le moment de flexion varie d'une section à l'autre, il restera au voisinage de λ pour autant que la dispersion considérable de la résistance en traction du béton le permettra. Afin de contrôler cette formule, nous l'avons appliquée à des essais de toutes provenances pour lesquels des photos ou des dessins permettent de mesurer l'écartement moyen des fissures.

Si l'on porte sur un diagramme en abscisse les valeurs λ de l'écartement minimum calculé et en ordonnée les valeurs moyennes l observées, il est évident que, si la formule est exacte, tous les points (λ, l) devront se trouver compris dans l'angle formé entre les deux droites $l = \lambda$ et $l = 2\lambda$ à condition bien entendu que les efforts appliqués aient été suffisants pour que toutes les fissures se soient produites, sinon l mesuré pourrait être supérieur à 2λ .

Il faut pour appliquer la formule connaître, outre les caractéristiques géométriques de la section, les caractéristiques mécaniques du béton, sa résistance à la traction R'_b et la résistance σ à l'adhérence.

Or, il se trouve que ces deux résistances sont pratiquement liées entre elles, compte tenu de la position des barres dans le béton. Les "Règles d'Utilisation du Béton Armé" du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme donnent à ce sujet la formule suivante :

$$\frac{R'_b}{\sigma} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{d}{e_1} \right] \left[1 + \frac{d}{e_2} \right] \quad \dots \dots \dots (3)$$

où d est le diamètre d'une barre considérée, e_1 et e_2 les distances minima de son centre aux faces les plus proches du béton mesurées dans deux directions perpendiculaires. R'_b/σ varie donc de $\frac{1}{2}$ dans le cas d'une barre noyée dans une masse indéfinie de béton, à 2 lorsque la barre n'est recouverte que de son demi diamètre de béton.

Bien qu'approximative, cette formule due à M. Caquot joue dans un sens convenable et permet d'apprécier *a priori* la valeur de R'_b/σ à introduire dans les calculs.

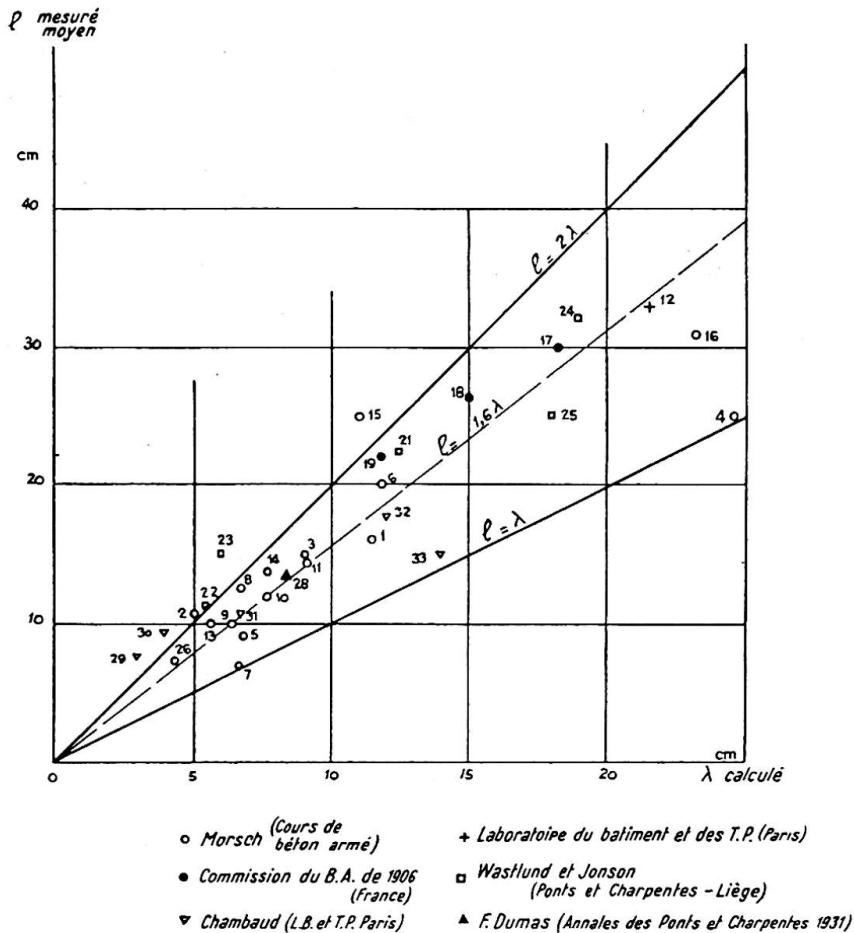


Fig. 7

Nous avons donc porté sur la fig. 7 les points dont les ordonnées correspondent aux résultats des essais que nous avons pu consulter et les abscisses au résultat de calcul de λ par les formules (2) et (3).

On constate qu'à très peu d'exceptions près, pour lesquelles la fissuration n'est probablement pas complète, les points se groupent dans l'angle des deux droites $l = \lambda$ et $l = 2\lambda$. On voit sur le graphique qu'en prenant :

$$l = 1,6\lambda$$

on aura l'écartement moyen avec autant de précision qu'on en peut espérer puisque l'on ne peut pas savoir où se fixera la moyenne réelle entre les deux limites.

L'étude des sections rectangulaires armées d'un pourcentage ω * d'armatures tendues montre que l'on peut, avec une approximation suffisante, écrire :

$$l = \frac{R'_b d}{11\omega(\sigma - s)} \quad \dots \dots \dots (4)$$

Ce calcul de l n'aurait qu'un intérêt purement théorique s'il ne permettait pas, comme nous allons le montrer dans la troisième section, de déterminer l'allongement réel du métal pendant la flexion ; et partant de déterminer le module d'équivalence μ à introduire dans les calculs de résistance et de déformation.

* Ce pourcentage est le rapport de la surface des armatures à celle obtenue en multipliant la hauteur totale de la poutre par la largeur du béton tendu.

III. DÉFORMATION DE L'ACIER: CALCUL DU MODULE D'ÉQUIVALENC

(a) Bloc entre deux fissures

Considérons le bloc compris entre les deux fissures a et b séparées par la distance l ; soit ϕ_a et ϕ_b la contrainte de tension des aciers dans les sections a et b soumises aux moments M_a et M_b . Soit (fig. 8) M le moment au milieu de ab et T l'effort tranchant.

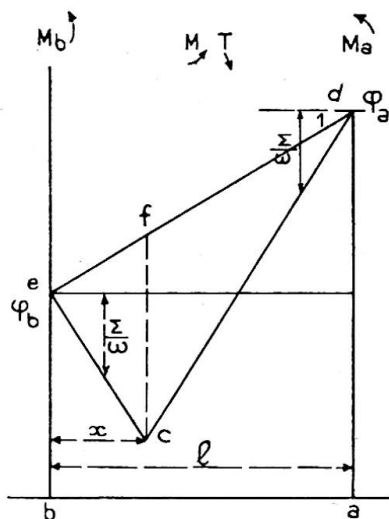


Fig. 8

Le diagramme des tensions le long de la barre ab est représenté par la ligne dce dont les deux côtés dc et ec font avec l'axe un angle dont la tangente est Σ/ω .

La déformation de la barre depuis la charge nulle est représentée par l'aire $adceb$ qu'il faut évaluer.

On a évidemment:

$$x = \frac{1}{2} \left[l - (\phi_a - \phi_b) \frac{\omega}{\Sigma} \right]$$

puis:

$$cf = x \left[\frac{\Sigma}{\omega} + \frac{\phi_a - \phi_b}{l} \right]$$

d'où

$$cf = \frac{\Sigma l}{2\omega} - \frac{(\phi_a - \phi_b)^2 \omega}{2\Sigma l}$$

La déformation Δl de la barre sur la longueur l a pour valeur:

$$E_a \Delta l = l \frac{\phi_a + \phi_b}{2} - \frac{l}{2} \left[\frac{\Sigma l}{2\omega} - \frac{(\phi_a - \phi_b)^2 \omega}{2\Sigma l} \right]$$

En posant $\phi = \frac{\phi_a + \phi_b}{2}$ (valeur moyenne de la contrainte au droit d'une fissure) en remarquant que:

$$(\phi_a - \phi_b)\omega = \pi n d l$$

et en appelant s la contrainte d'adhérence habituelle des barres en section fissurée il vient:

$$E_a \frac{\Delta l}{l} = \phi - \frac{\sigma l}{d} \left[1 - \frac{s^2}{\sigma^2} \right] \quad \dots \dots \dots (5)$$

Cette formule permet donc de calculer l'allongement de la barre qui traverse un bloc compris entre deux fissures.

Voyons maintenant la valeur $\Delta_1 l$ de l'allongement de la barre au droit de la dernière fissure, du côté non fissuré de la poutre, où elle fonctionne comme le scellement que nous avons étudié plus haut.

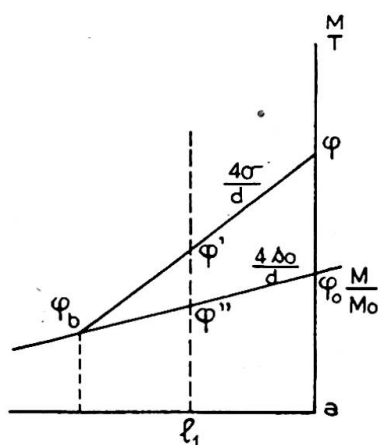


Fig. 9

(b) Scellement de l'armature après la dernière fissure

A partir de la dernière fissure a la contrainte ϕ' de la barre décroît de la valeur ϕ jusqu'à une profondeur l_1 où elle atteint la contrainte ϕ_b correspondant à la déformation élastique sans fissuration (fig. 9).

A cette profondeur l_1 , on a :

$$\phi' = \phi - l_1 \frac{\Sigma}{\omega} = \phi - \frac{4\sigma}{d} l_1$$

et la contrainte élastique a pour valeur :

$$\phi'' = \phi_0 \frac{M}{M_0} - \frac{4s_0}{d} l_1$$

En égalant ces deux valeurs on trouve :

$$l_1 = \frac{d}{4(\sigma - s_0)} M \left(\frac{\phi}{M} - \frac{\phi_0}{M_0} \right) \quad (6)$$

s_0 étant la contrainte d'adhérence béton-métal en section homogène non fissurée.

Au voisinage de la dernière fissure, le moment agissant M ne peut être inférieur à M_0 (puisqu'il s'agit d'efforts régulièrement croissants) sans quoi il n'y aurait pas eu fissuration, ni supérieur à $M_0 + T\lambda$, sans quoi il y aurait une autre fissure à gauche de a qui ne serait plus la dernière fissure.

On voit alors que l_1 est compris entre les deux valeurs :

$$\lambda \frac{\sigma - s}{\sigma - s_0} < l_1 < \lambda \quad (7)$$

Comme, en pratique, les conditions de calculs imposent à s une valeur maximum d'une dizaine de kg. par cm.² atteinte seulement dans l'effort tranchant maximum alors que σ est voisin de 30 kg./cm.² on ne commettra pas une erreur excessive par excès en prenant $l_1 = \lambda$.

Quant à la déformation de l'acier, on ne prendra en compte que la fraction correspondant à la différence entre la déformation élastique en section non fissurée et la déformation totale.

Il ne faut, en effet, compter dans le calcul que nous faisons plus loin de la déformabilité de la barre entre les deux fissures extrêmes que le supplément de déformation dû au glissement dans les parties extrêmes non fissurées.

On a donc pour la déformation supplémentaire :

$$E_a \Delta l_1 = \frac{1}{2} \left(\phi - \phi_0 \frac{M}{M_0} \right) l_1 = 2\lambda^2 \frac{\sigma - s_0}{d}$$

En négligeant s_0 devant σ on trouve une valeur par excès de la déformation. Compte tenu de l'incertitude inéluctable de l'écartement des fissures, on prendra l un peu plus faible que $1,6\lambda$ soit $\sqrt{2}\lambda$ simplement pour pouvoir écrire :

$$E_a \Delta l_1 = \frac{2\lambda^2 \sigma}{d} = \frac{l^2 \sigma}{d} \quad (8)$$

(c) Déformation des armatures d'une zone fissurée

Considérons un tronçon de poutre ab limité par deux fissures.

Nous calculerons la déformation ΔL réelle de l'acier sur la longueur $ab = L$. Le module élastique de l'acier étant E_a , sa déformation Δ_a sous la contrainte uniforme appliquée à l'acier au droit d'une fissure serait :

$$E_a \frac{\Delta_a}{L} = \phi$$

On appellera module élastique apparent de l'acier la quantité ϵ telle que :

$$\epsilon \frac{\Delta L}{L} = \phi$$

Le coefficient d'équivalence des sections acier-béton entrant dans le calcul des contraintes et des déformations du béton armé sera :

$$\mu = \frac{\epsilon}{E_b} = \frac{E_a}{E_b} \times \frac{\epsilon}{E_a} = \frac{m}{E_a} \frac{L\phi}{\Delta L} = \frac{m}{D}$$

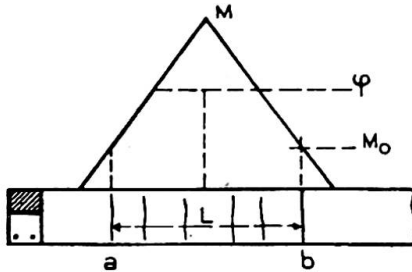


Fig. 10

Supposons une répartition du moment de flexion entre a et b symétrique et l'effort tranchant constant en valeur absolue. Les deux fissures extrêmes a et b correspondent aux deux sections soumises au moment de flexion M_0 .

Soit ϕ la contrainte moyenne de l'acier (dans les fissures) (fig. 10).

L'allongement ΔL des armatures entre a et b , compte tenu des scellements en a et b , a pour valeur, en appliquant les formules (5) et (8) :

$$E_a \Delta L = L \left[\phi - \frac{\sigma l}{d} \left(1 - \frac{s^2}{\sigma^2} \right) \right] + 2l^2 \frac{\sigma}{d} \quad (9a)$$

(Il y a, entre a et b , n blocs de longueur l .)

$$D = E_a \frac{\Delta L}{\phi L} = 1 - \frac{l\sigma}{d\phi} \left[1 - \frac{s^2}{\sigma^2} - \frac{2l}{L} \right] \quad (9b)$$

Cette formule permet de calculer le module μ en fonction de la longueur l entre fissures, de la longueur L entre fissures extrêmes et des caractéristiques mécaniques et géométriques de la poutre.

(S'il n'y a qu'une fissure sur appui, on ne peut plus parler que de rotation des sections sur appui, l'angle dont tourne une section par rapport à l'autre est $\Delta l/z$.)

On constate que, si l'effort tranchant est nul et si la longueur L comprend une dizaine de fois l , ce qui est généralement le cas dans la partie en travée des poutres, D est d'autant plus faible que l'adhérence de frottement est plus élevée, le diamètre des barres et leurs contraintes moins élevées. D étant inférieur à 1, μ est plus élevé que m et peut atteindre $2m$. Au contraire, si, comme sur les appuis, l'effort tranchant est important, s peut atteindre 10 kg./cm.², soit le 1/3 de σ . De plus, L pouvant ne comprendre qu'un bloc entre deux fissures, D peut être sensiblement plus grand que 1, voisin de 2 et $\mu = m/2$.

(d) Formules pratiques—poutres rectangulaires

En remplaçant l par sa valeur approchée (4) on aura :

$$D = 1 - \frac{R'_b \sigma}{11 \bar{\omega} \phi (\sigma - s)} \left[1 - \frac{s^2}{\sigma^2} - \frac{2R'_b d}{11 \bar{\omega} (\sigma - s) L} \right] \quad (10)$$

Cette formule a permis de construire le graphique de la figure 11 qui donne μ en fonction de d/L et de $\bar{\omega}$ dans les deux cas suivants :

- 1° Effort tranchant nul ($s = 0$) avec $R'_b = 30$ kg./cm.²; $\sigma = 30$ kg./cm.²; $\phi = 1200$ kg./cm.² (ϕ a une valeur sensiblement constante, voisine du maximum).
- 2° Effort tranchant élevé $s = 10$ kg./cm.²; $R'_b = 30$ kg./cm.²; $\sigma = 30$ kg./cm.²; $\phi = 800$ kg./cm.² (valeur moyenne de ϕ entre le maximum et une valeur plus faible correspondant au moment M_0).

Ces résultats peuvent s'appliquer d'une façon approchée aux sections en T en prenant pour surface du béton, à laquelle se rapporte la surface des aciers tendus, le produit de la hauteur totale par la largeur de béton tendu, c'est-à-dire par la largeur de l'âme si celle-ci est tendue ($M > 0$) ou par la largeur de la table en section sur appui ($M < 0$).

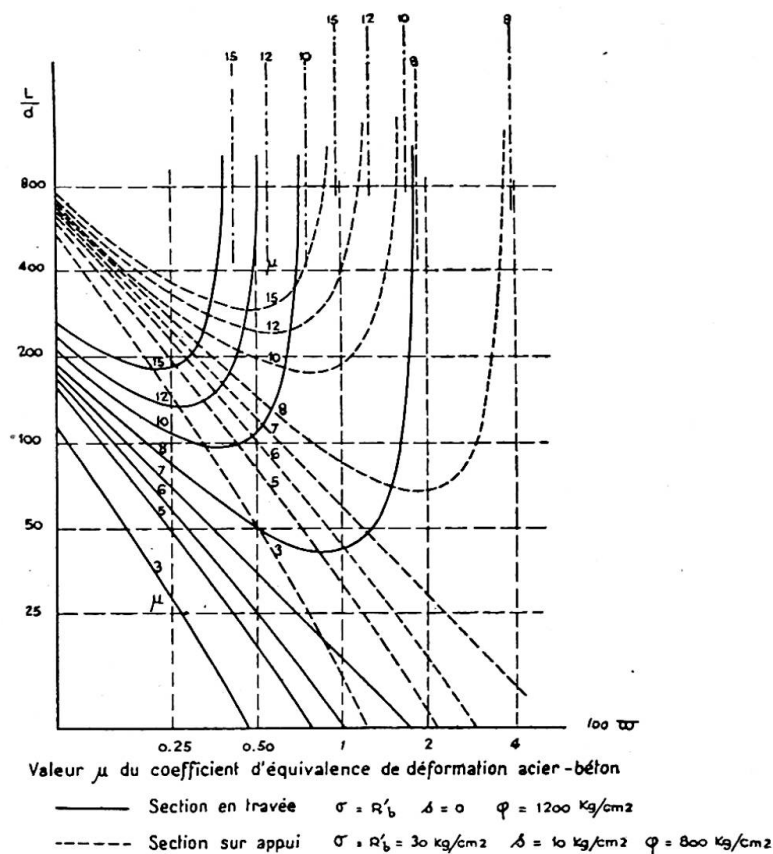


Fig. 11

(e) *Conséquences de la variation du module élastique apparent de l'acier sur la déformation des poutres continues*

Sans insister sur cette question qui nécessiterait un grand développement, il faut remarquer que dans les conditions courantes la valeur de μ peut, pour une même poutre, varier de 14 dans les sections du milieu des travées à 4 sur les appuis.

La déformation $\Delta L/L$ liée directement à μ peut donc varier de un à quatre, mais la distance qui sépare les armatures tendues de la fibre neutre varie dans des proportions beaucoup moindres, la pièce est donc beaucoup plus flexible sur les appuis que ne le laisse prévoir la théorie classique. Il en résulte que la répartition réelle des moments de flexion peut être fort différente des résultats du calcul. En particulier les contraintes sur appui sont certainement moins élevées et celles au milieu des travées plus fortes que ne le prévoit habituellement la théorie des poutres continues.

Si l'on joint à ce fait celui que les variations de contraintes dues aux variations des charges mobiles conditionnent pour une large part la durée des pièces fléchies on s'explique facilement et logiquement pourquoi les éléments de construction continue soumis à des variations de surcharges relativement petites présentent une

solidité et une durabilité parfaites, même lorsque, comme c'est souvent l'usage en France, elles ne sont pas calculées selon la théorie des poutres élastiques.

Il faut enfin noter que, L étant défini par la répartition des moments de flexion, on ne peut agir sur la flexibilité sur appuis qu'en diminuant le diamètre des barres, car il ne saurait être question ni de diminuer R'_b nécessaire à la résistance de la pièce ni d'augmenter $\bar{\omega}$ pour cette seule raison.

IV. DÉFORMATIONS RÉSIDUELLES

(a) Déformation résiduelle

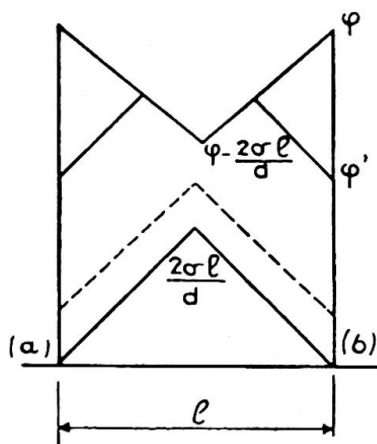


Fig. 12

Considérons le bloc compris entre deux fissures (a) et (b) et admettons que le moment de flexion soit pratiquement constant (T négligeable) dans chaque bloc (fig. 12).

Sous l'influence d'un moment M croissant, la tension des aciers est ϕ au droit des fissures et $\phi - 2\sigma l/d$ au milieu du bloc.

L'ouverture Δl de la fissure est donc (au droit de l'acier):

$$E_a \Delta l = l \left(2\phi - \frac{2\sigma l}{d} \right) = l \left(\phi - \frac{\sigma l}{d} \right)$$

(formule (5) pour $s=0$).

Si le moment appliqué décroît jusqu'à une valeur $M' < M$, la tension des aciers atteint une valeur ϕ' et la déformation a pour expression:

$$E_a \Delta' l = E_a \Delta l - (\phi - \phi')^2 \frac{d}{8\sigma}$$

tant que

$$\phi - \phi' < \frac{4\sigma l}{d}$$

Au-delà la déformation résiduelle a pour expression:

$$E_a \Delta'' l = \left(\phi + \frac{\sigma l}{d} \right) l$$

Lorsque $\phi' = 0$ on a pour valeur de la déformation résiduelle sous charge nulle:

Si ϕ est resté inférieur à ϕ_0 ($M < M_0$: la déformation est restée élastique) déformation résiduelle nulle.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } \phi < 4\sigma l/d: \\ \text{Si } \phi > 4\sigma l/d: \end{array} \right\} \begin{array}{l} E_a \Delta'_0 l = l \left(\phi - \frac{\sigma l^2}{d} - \phi^2 \frac{d}{8\sigma} \right) \\ E_a \Delta''_0 l = \frac{\sigma l^2}{d} \end{array} \quad \dots \dots \dots (11)$$

(b) Ouverture des fissures

En appliquant la formule simplifiée (4)

$$l = \frac{R'_b d}{11\sigma \bar{\omega}}$$

On trouve que l'ouverture maxima moyenne a pour valeur:

$$E_a \Delta l = \frac{R'_b d}{11\sigma \bar{\omega}} \left(\phi - \frac{R'_b}{11\bar{\omega}} \right) \dots \dots \dots (12)$$

On en conclut que:

A résistance, adhérence et contrainte égales, l'ouverture des fissures est proportionnelle au diamètre des barres et inversement proportionnelle au pourcentage d'acier.

L'ouverture des fissures est une fonction linéaire de la contrainte de l'acier, nulle pour une contrainte qui varie en raison inverse du pourcentage d'acier.

Toutes choses égales d'ailleurs, l'ouverture est en raison inverse de l'adhérence.

La largeur cumulée des fissures sur une longueur L est L/l fois celle d'une fissure soit:

$$\frac{L}{E_a} \left(\phi - \frac{\sigma}{d} \right) = \frac{L}{E_a} \left(\phi - \frac{R'_b}{11\bar{\omega}} \right) \quad \dots \dots \dots (13)$$

Elle ne dépend pas de l'adhérence. L'amélioration de l'adhérence diminue l'épaisseur des fissures, mais augmente leur nombre.

(c) Déformation résiduelle et flèche résiduelle

La déformation résiduelle est la somme des déformations relatives aux L/l blocs, augmentée de la déformation résiduelle des deux scellements, cette dernière étant la moitié de leur déformation maxima. Cette déformation par application de la formule (11) lorsque ϕ est supérieur à $4\sigma/d$ et sensiblement constant en raison du mode de chargement (M constant) a pour valeur:

$$E_a \Delta L = l \left(L \frac{\sigma}{d} + \frac{R'_b}{5,5\bar{\omega}} \right) \quad \dots \dots \dots (14)$$

La flèche résiduelle peut être appréciée de la façon suivante (fig. 13). Soit a la

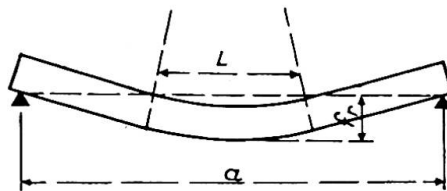


Fig. 13

portée, L la longueur de la partie fissurée. On peut sensiblement écrire, en appelant v la distance des aciers à la fibre neutre:

$$f_r = \frac{\Delta L}{4v} \left(a - \frac{L}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (15)$$

et en appliquant la formule (14) en négligeant les scellements

$$f_r = \frac{R'_b L}{44v\bar{\omega}E_a} \left(a - \frac{L}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (16)$$

L'application du diagramme des déformations entre fissures permet de calculer la flèche résiduelle en fonction des surcharges croissantes successivement appliquées, puis supprimées; on verra plus loin un exemple de calcul.

(d) Comparaison des théories avec les expériences

Nous avons donné plus haut les résultats de l'application de la théorie à la fissuration et la déformation d'une pièce tendue (Expérience de la Commission

Française du B.A. 1906) (fig. 5) et à la détermination de la distance des fissures dans les poutres en béton armé (fig. 7). Nous allons appliquer les formules précédentes à des expériences antérieurement publiées.

Il faut toutefois rappeler que les déformations résiduelles dont nous nous occupons sont essentiellement différentes de celles qui sont dues à un dépassement de la limite élastique des matériaux au sens où elle est généralement entendue.

On verra que la flèche résiduelle (en phase élastique des contraintes des matériaux) augmente avec la charge maximum appliquée, puis tend vers une limite indépendante de la surcharge. Mais, bien entendu, si au cours de la charge la limite élastique des matériaux, béton ou acier, avait été atteinte, la théorie ne s'appliquerait plus et la flèche résiduelle n'aurait d'autre limite que celle qui correspond à la rupture de la pièce.

Expérience de M. F. G. Thomas (Congrès des Ponts et Charpentes, Berlin, 1936, Publ. Prélim., page 231, figs. 5 et 6)

La poutre ayant la section figurée ci-contre (fig. 14), le pourcentage $\bar{\omega}=0,7\%$.

L'expérience a eu pour objet la mesure de la largeur de la fissure en fonction de la traction de l'acier (fig. 6, page 237)

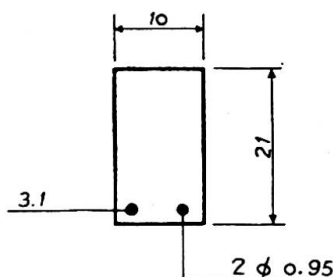


Fig. 14

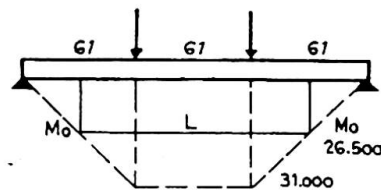


Fig. 15

Comme il s'agit de "la plus grande fissure," on doit admettre qu'elle est relative à un bloc de longueur 2λ et non de blocs moyens de longueur $1,6\lambda$, il y a lieu d'en tenir compte en multipliant le deuxième nombre de l'équ. (12) par $2/1,6$:

$$E_a \Delta l = 1,25 \frac{R'_b 95}{7,7\sigma} \left(\phi - \frac{R'_b \times 100}{7,7} \right)$$

Avec les valeurs $R'_b=35$, $\sigma=28$, on trouve:

$$\Delta l = 0 \text{ pour } \phi = 460 \text{ kg./cm.}^2 \text{ au lieu de } \phi = 700 \text{ kg./cm.}^2$$

on trouve pour: $\phi = 3\,000$ $\Delta l = 0,187$ mm. au lieu de $\Delta l = 0,20$ mm.

La largeur totale des fissures (fig. 5, page 236 du rapport F. G. Thomas reproduite fig. 19) est calculée par la formule (9a).

Le moment maximum sous la charge de 1 016 kg. est 31 000 kg. $\times$ cm. (fig. 15), le moment M_0 de rupture de traction du béton ($R'_b=35$) est 26 500 kg. $\times$ cm. La longueur L qui sépare les deux points de moment M_0 est $L=80$ cm. La contrainte de l'acier est 1 450 kg./cm.² L'ouverture de la fissure au niveau de l'acier avec

$$l = \frac{35 \times 95}{11 \times 28 \times 0,7} = 15,5 \text{ (formule 4), est}$$

$$2,1 \cdot 10^6 \Delta l = 80 \left[1\,450 - 15,5 \frac{35}{0,95} \right] + \frac{2,15,5^2 \cdot 28}{0,95} = 85\,000$$

soit $\Delta l = 0,40$ mm.; pour rapporter l'ouverture à la fibre où a été faite la lecture à $\frac{1}{2}$ pouce de l'arête, il faut multiplier ce chiffre par :

$$\frac{V_b}{V_a} = \frac{13}{11} \quad \Delta l = 0,40 \times \frac{13}{11} = 0,47 \text{ mm.}$$

pour 0,45 mm. de déformation immédiate et 0,58 après attente.

La fissure résiduelle après suppression de la surcharge est calculée de la façon suivante.

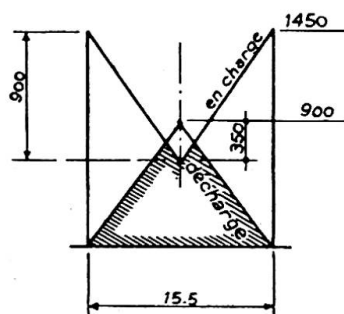


Fig. 16

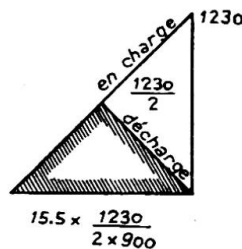


Fig. 17

La surface du diagramme des contraintes (fig. 16) multipliée par le nombre de blocs donne :

$$15,5 \left(\frac{900}{2} - 350 \frac{175}{900} \right) \frac{80}{15,5} = 30\,600 \text{ kg.} \times \text{cm.}$$

et en y ajoutant les déformations des scellements (fig. 17) :

$$2 \times \frac{1\,230}{2} \times \frac{15,5}{2} \times \frac{1\,230}{2 \times 900} = 6\,500 \text{ kg.} \times \text{cm.}$$

on trouve :

$$\Delta_a L = \frac{30\,600 + 6\,500}{2,1 \cdot 10^6} = 0,177 \text{ mm.}$$

En multipliant par le facteur de distance à la fibre neutre, on arrive à :

$$0,177 \times \frac{13}{11} = 0,21 \text{ mm.}$$

Le chiffre mesuré est 0,9 centièmes de pouce, soit 0 mm. 225.

Les coïncidences des déformations maxima instantannée et résiduelle sont convenables. On peut tracer par ces deux points la parabole de déformation qui a bien l'allure de la courbe observée compte tenu de l'augmentation de déformation pendant l'attente (fig. 18).

Le rapport donne aussi la variation de la fissuration avec le pourcentage d'armatures.

Nous avons vu—formule (12)—qu'à l'ouverture nulle de la fissure, la tension des aciers est en raison inverse du pourcentage; or l'expérience a donné :

pour les pourcentages suivants:	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
les contraintes mesurées:	415	325	620	700	950
le produit des deux termes:	5,70	3,85	6,10	5,50	5,60
reste convenablement constant.					

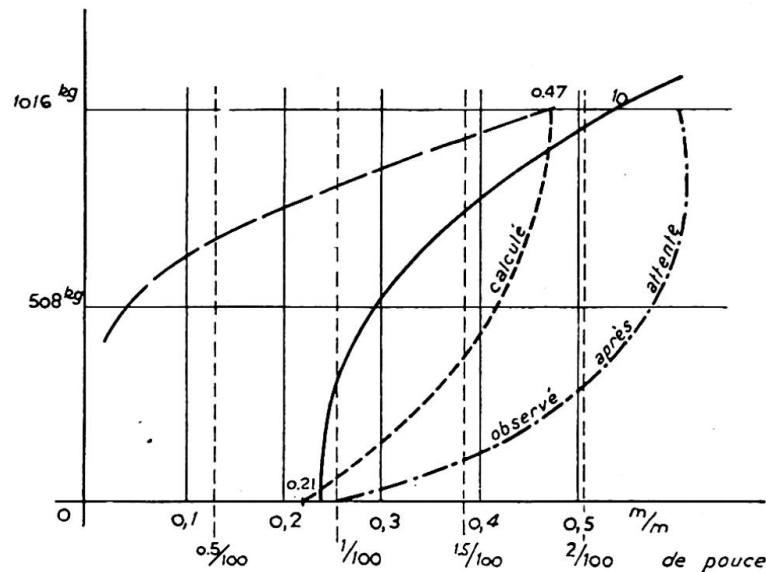


Fig. 18

De plus, cette même formule montre que la variation de la fissure entre deux contraintes de l'acier est, elle aussi, en raison inverse du pourcentage d'armature.

Or, les chiffres du rapport sont les suivants, pour une variation de tension de $2\,800-1\,260=1\,540$ kg./cm.²

pourcentages:	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
déformations:	0,099	0,132	0,162	0,185	0,205
produit $\times 100$:	0,136	0,158	0,159	0,144	0,121

Il est possible de serrer le problème de plus près en calculant les valeurs théoriques de ces constantes. Il faut toutefois remarquer que les armatures sont formées de deux fers ronds juxtaposés et torsadés, et qu'il faut en conséquence remplacer le rapport $\Sigma/\omega=4\sigma/d$ par la valeur

$$\frac{\Sigma}{\omega} = \frac{\sigma}{d} \times \frac{2\pi+2}{\pi} = \frac{3,3\sigma}{d}$$

La valeur de l étant multipliable aussi par le facteur 1,25 puisqu'il s'agit de la plus large fissure. La formule (12) devient:

$$E_a \Delta l = \frac{1,25 R'_b d^4}{11 \sigma \bar{\omega} 3,3} \left(\phi - \frac{R'_b 1,5}{11 \bar{\omega}} \right)$$

Pour $\Delta l=0$ le produit $\phi \bar{\omega} = \frac{1,5}{11} R'_b = \frac{35 \times 1,5}{11} = 4,8$ au lieu de 4 à 6 mesuré.

De plus pour une différence de 1 540 kg., la variation calculée de $\Delta l \bar{\omega}$ (avec les valeurs précédentes de $R'_b=35$ et $\sigma=28$ kg./cm.²) est:

$$\Delta l \bar{\omega} = \frac{1}{E_a} \frac{1,50 \times 35 \times 1,27}{11 \times 28} 1540 = \frac{0,16}{100} \text{ pour } \frac{0,121}{100} \text{ à } \frac{0,159}{100} \text{ observées.}$$

Ces résultats sont très convenables compte tenu de l'incertitude où l'on est de la répartition des contraintes σ autour de l'acier torsadé.

Expériences de MM. Wastlund et Jonson (Congrès des Ponts et Charpentes, Liège, 1948, Publ. Prélim., page 215, figs. 1 et 2)

La figure 2 du rapport donne l'ouverture de la plus large fissure en fonction de la tension de l'acier.

La formule (12) permet de calculer la valeur théorique de cette largeur. Le tableau ci-dessous a été établi avec $R'_b=30$ kg./cm.², la valeur de σ étant calculée par la formule (3). Les diagrammes relatifs à chaque poutre sont des droites pour lesquelles nous avons calculé la valeur de ϕ_0 pour $\Delta l=0$ et la valeur de Δl pour $\phi=2\,500-\phi_0$ kg./cm.². Cette dernière valeur de Δl est celle de la formule (12) multipliée par 1,1 pour tenir compte du fait qu'il s'agit d'une large fissure et non d'une moyenne (fig. 19).

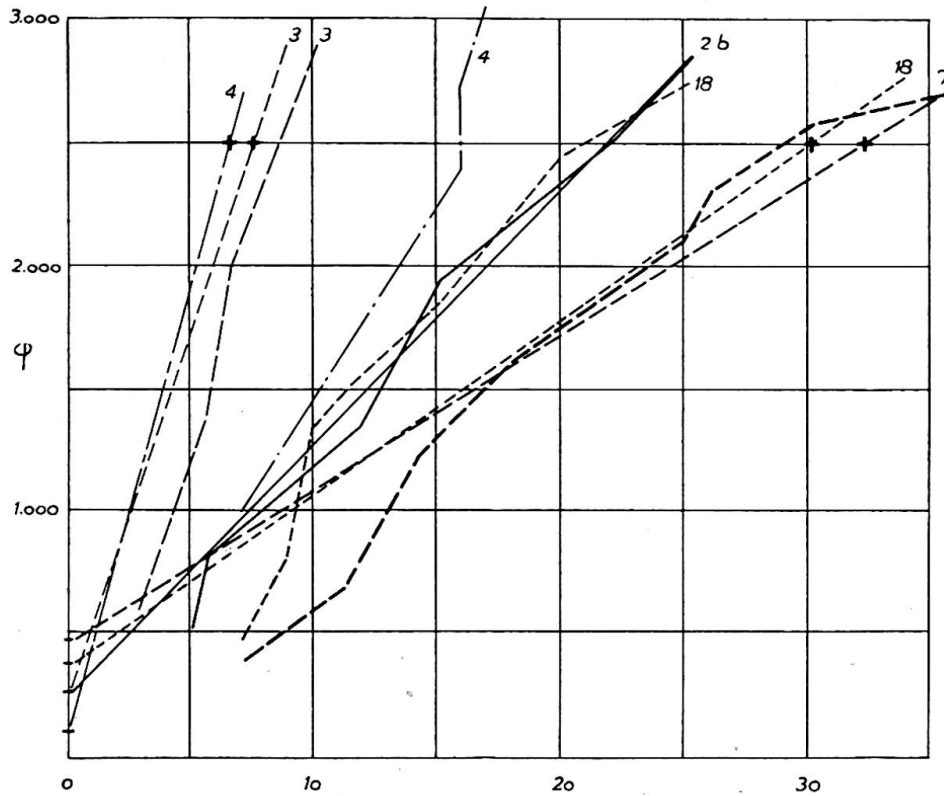


Fig. 19

Poutre No.	$\bar{\omega}$ %	d cm.	R'_b/σ moyen	$l=\frac{R}{\sigma} \frac{d}{11\bar{\omega}}$ cm.	$\phi = \frac{R'_b}{11\omega}$ pour $\Delta l=0$ kg./cm. ²	$\phi = 2\,500 - \phi_0$ kg./cm. ²	$\Delta l = \frac{l\phi_1}{E_a}$ 1/100 mm.	$1,1\Delta l$ 1/100 mm.
2b	1,2	2	1,2	18	230	2 270	19,5	21,5
3	1,2	1	0,85	6,4	230	2 270	6,9	7,5
4	3,6	2	1	5	75	2 425	5,8	6,5
7	0,6	2	1	30	450	2 050	29	32
18	0,80	2	1,2	27,5	350	2 150	28	30

La coïncidence est excellente pour les poutres 2b, 3 et 7. Elle est moins bonne pour 18 et surtout pour 4. Pour expliquer cette différence, il faudrait connaître la position exacte de la fissure considérée qui peut se trouver entre deux blocs particulièrement larges.

Expériences de M. F. Dumas (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1931, t. II, page 439, figs. 40 et 42)

L'expérience a consisté à mesurer la flèche sous des charges croissantes séparées par des déchargements où l'on mesure la flèche résiduelle.

La portée est 4 m.; la surcharge P est concentrée au milieu (figs. 20-21).

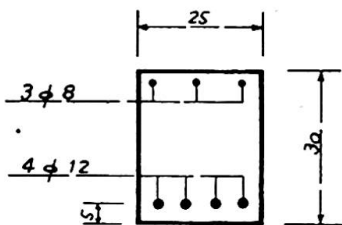


Fig. 20

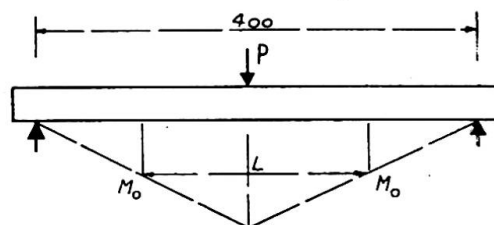


Fig. 21

L'application de la formule (3) donne:

$$\frac{R'_b}{\sigma} = 0,8$$

Puis la formule (2) donne:

$$l = 1,6\lambda = \frac{0,8}{4} \times 1,2 \times 4\,500 \left(\frac{208}{2\,250} - \frac{28}{2\,250} \right) = 13 \text{ cm.}$$

écartement qui correspond bien aux valeurs relevées (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1933, T. I, page 114, fig. 10).

Pour que la fissuration se produise, il faut que le moment de flexion, avec $R'_b = 30 \text{ kg./cm.}^2$, soit de l'ordre de 1 200 kg. correspondant après fissuration à une tension de l'acier de 1 200 kg./cm.² On peut donc tracer le diagramme ci-contre donnant la répartition des tensions des barres, compte tenu du frottement dans chaque bloc. On a admis que tous les blocs ayant exactement 13 cm., la variation de tension des barres au passage des fissures et au centre des blocs est égale à $2\sigma l/d$.

Comme

$$R'_b = 30 \text{ kg./cm.}^2, \quad \sigma = \frac{30}{0,8} = 37 \text{ kg./cm.}^2$$

la variation de tension est:

$$\frac{2\sigma l}{d} = \frac{2 \times 37 \times 13}{1,2} = 800 \text{ kg./cm.}^2$$

Pour chacune des charges considérées, on peut tracer un diagramme des contraintes dans la zone fissurée limité par la région où le moment est inférieur à M_0 ou bien ϕ_0 inférieur à 1 200 kg./cm.² (fig. 22).

Afin de simplifier, nous avons admis que le poids propre qui donne un moment de flexion de 400 kg × m. est équivalent à une charge concentrée de 400 kg. La surcharge est donc $P - 400 \text{ kg.}$

Chacun des triangles de 13 cm. de base et 800 kg./cm.² de hauteur correspond à $E_a \Delta l = \frac{13 \times 800}{2} = 5\,200$.

La flèche est calculée par la formule (15):

$$f_r = \frac{\Delta L}{4E_a v} \left(a - \frac{L}{2} \right)$$

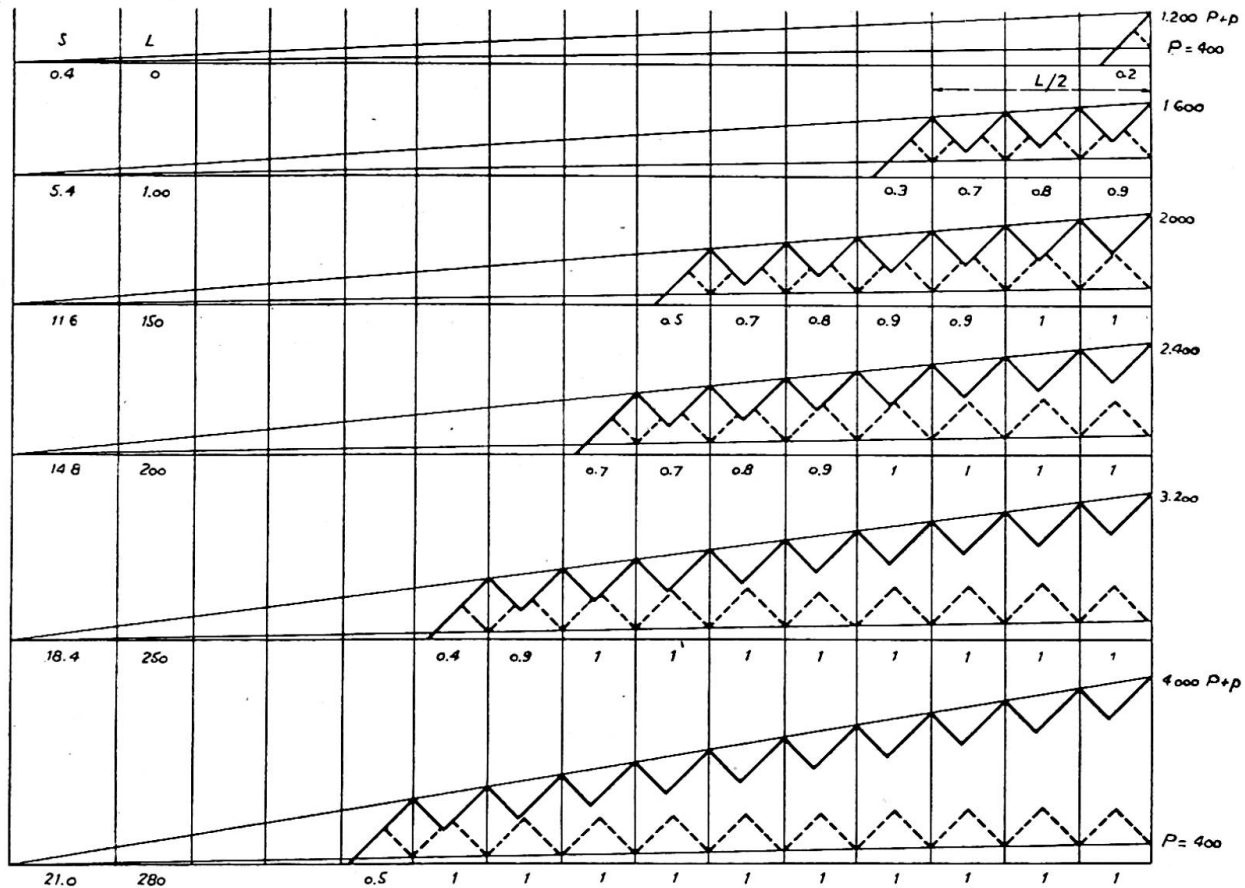


Fig. 22

dans laquelle v , distance des barres tendues à la fibre neutre, est 18,5 et ΔL est obtenu en multipliant l'aire S de la somme des triangles de déformation résiduelle par le facteur 5 200:

$$f_r = \frac{5\,200S}{4 \times E_a \times 18,5} \left(a - \frac{L}{2} \right)$$

p	P (Poids propre + surcharge)	$a - L/2$	S	f_r mm.
800	1 200	400	0,4	0,05
1 200	1 600	350	5,4	0,63
1 600	2 000	320	11,6	1,25
2 000	2 400	300	14,8	1,50
2 800	3 200	275	18,4	1,7
3 600	4 000	260	21,0	1,85
Flèche limite		200	30	2,00

En traçant sur le même diagramme la flèche résiduelle calculée et mesurée, on constate un parallélisme correct entre les deux courbes. Les différences s'accroissent pour les contraintes dépassant 2 000 kg./cm.² pour lesquelles la limite élastique des aciers est atteinte (fig. 23).

La flèche résiduelle limite ne pourrait être étudiée qu'avec des aciers durs à limite élastique élevée.

La formule approchée (16) donne avec la valeur $L=200$ cm. correspondant à $p=2\,000$ kg. ($P=p+400=2\,400$).

$$f_r = \frac{R'_b}{44E_a v \bar{\omega}} L \left(a - \frac{L}{2} \right) = \frac{30 \times 100}{44 \times 2,1 \times 10^6 \times 18 \times 0,6} 200 \times 300 = 1 \text{ mm. } 75$$

On peut enfin constater que l'application de la formule (10) donnant la valeur de μ à prendre en compte conduit à $\mu=10,0$ (avec $\bar{\omega}=0,6\%$, $d=1,2$, $L=160$). Une

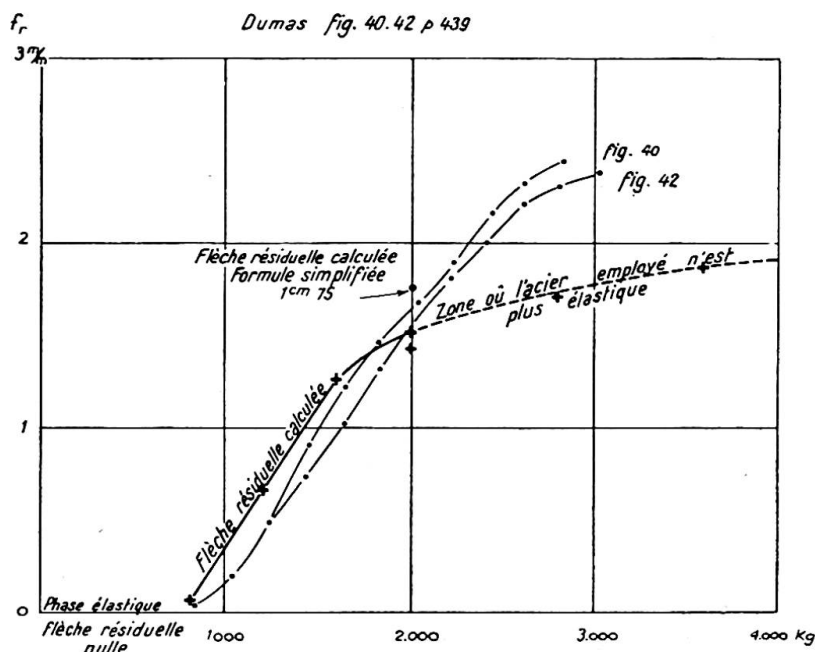


Fig. 23

contrainte moyenne de l'acier de 1 200 kg. appliquée aux calculs classiques conduit à une flèche d'environ 6 mm. 5, sous une charge de 2 000 kg., en admettant que toute la poutre se comporte comme la zone fissurée—l'expérience a donné de 6 à 6,3 mm.

CONCLUSION

Cet exposé nous semble avoir démontré suffisamment que l'hypothèse simple de la liaison par frottement de l'acier dans le béton, que nous avons proposée, conduit à un ensemble de résultats cohérents qui concordent convenablement avec l'expérience.

Il subsistera sans doute une certaine indétermination liée à l'imprécision des valeurs des caractéristiques mécaniques R'_b et surtout σ qui, entrant dans les formules, devront être systématiquement mesurées.

Mais, d'ores et déjà il devient possible d'étudier l'influence des divers facteurs agissants et même de déterminer quantitativement leur action. Les phénomènes concernant la fissuration en flexion et en traction, la plasticité en traction du béton et la déformabilité de l'acier, l'irréversibilité partielle des flèches y trouvent une explication logique et surtout constructive.

Plus particulièrement la valeur du module d'équivalence μ de déformabilité du béton et du métal n'est plus un chiffre arbitraire, mais une fonction définie par les caractéristiques de la section et son mode de chargement.

Enfin les déformations résiduelles sont maintenant calculables avec une précision suffisante pour avoir au moins des ordres de grandeur avec une exactitude qui, tout compte fait, ne doit pas être très inférieure à celle qui réellement intervient dans les études classiques de résistance des matériaux.

Résumé

La liaison des barres d'armatures avec leur gaine de béton ne présente le caractère élastique que pour de très faibles déformations relatives.

Pour les déformations plus importantes, pratiquement toujours réalisées au voisinage des fissures, la liaison présente tous les caractères d'un frottement dirigé en sens contraire du déplacement relatif.

Il en résulte, que les déformations du métal par rapport au béton n'obéissent pas aux lois de proportionnalité et de réversibilité.

Les expériences ont permis de contrôler cette hypothèse par la détermination de la répartition des contraintes le long de barres scellées dans le béton. La théorie qui en découle a permis notamment d'éclaircir les points suivants:

- 1° L'étirage apparent en traction du béton d'une pièce armée s'explique par la formation de blocs entre fissures et le glissement des armatures.
- 2° L'épaisseur d'une fissure est en raison inverse de l'adhérence totale des barres, mais l'épaisseur cumulée des fissures reste constante, c'est-à-dire qu'une amélioration de l'adhérence multiplie les fissures.
- 3° L'écartement des fissures d'une pièce fléchie peut être calculé *a priori* par une formule qui tient compte des caractéristiques géométriques de la section, de l'adhérence entre l'acier et le béton et de la résistance à la traction du béton.
- 4° Le rapport d'équivalence μ de la déformabilité de l'acier tendu à celle du béton varie dans de très notables proportions. Elle est calculable selon les diamètres des barres, leur section, leur longueur utile, et les caractéristiques du béton.
- 5° La théorie permet d'expliquer la non proportionnalité des déformations aux charges et de calculer la valeur des flèches résiduelles après décharge.

Summary

The bond between the steel reinforcement and its concrete covering has elastic properties only for very slight deformations.

For very great changes in shape, such as practically always occur in the neighbourhood of cracks, the bond displays all the properties of a friction in a direction opposite to the displacements.

From this it follows that the deformations of the metal with respect to those of the concrete do not obey the law of proportionality and of reversibility.

By determining the stress distribution along bars in the concrete, the tests have allowed this hypothesis to be checked. The theory which has been developed from this clarifies the following points:

- (1) The apparent elongation of the concrete in the reinforced tension zone is explained by the forming of "blocks" between the cracks and by the slip of the reinforcement.
- (2) The width of crack is in inverse ratio to the total adhesion of the steel bars, but the sum of the widths of all cracks remains constant; that is, an improvement of the adhesion increases the number of cracks.
- (3) The distances apart of cracks in a part subjected to bending can be calculated beforehand by a formula which takes into account the geometric properties of the cross-section, the adhesion between steel and concrete, and the tensile strength of the concrete.
- (4) The ratio μ of the plastic deformability of the steel subjected to tension to that of the concrete is variable between very wide limits. It can be calculated from the diameter of the bars, their cross-section, their effective length, and from the properties of the concrete.
- (5) The theory allows the non-proportionality of the changes in shape under load to be explained, and the value of the permanent deflection after removal of the load to be determined.

Zusammenfassung

Die Verbindung der Eiseneinlagen mit ihrer Betonumhüllung hat nur für sehr kleine Deformationen elastische Eigenschaften.

Für grössere Formänderungen, wie sie praktisch immer in der Nähe der Rissbildung auftreten, zeigt die Verbindung alle Eigenschaften einer den relativen Verschiebungen entgegengesetzt gerichteten Reibung.

Daraus folgt, dass die Deformationen des Metalls gegenüber denen des Betons nicht dem Gesetz der Proportionalität und der Umkehrbarkeit gehorchen.

Die Versuche haben erlaubt, durch die Bestimmung der Spannungsverteilung längs im Beton eingelegter Stäbe, diese Hypothese nachzuprüfen. Die Theorie, welche daraus entwickelt wurde, gestattet die Abklärung folgender Punkte:

- (1) Die scheinbare Dehnung des Betons in der armierten Zugzone erklärt sich durch die Bildung von "Blöcken" zwischen den Rissen und das Gleiten der Armierung.
- (2) Die Rissbreite verhält sich umgekehrt zur Gesamthaftung der Stahlstäbe, aber die Summe sämtlicher Rissbreiten bleibt konstant, d.h. eine Verbesserung der Haftung vermehrt die Anzahl der Risse.
- (3) Die Rissabstände eines Teiles unter Biegung können zum Vornherein durch eine Formel berechnet werden, welche den geometrischen Eigenschaften des Querschnittes, der Haftung zwischen Stahl und Beton und der Zugfestigkeit des Betons Rechnung trägt.
- (4) Das Verhältnis μ der Verformbarkeit des Stahls auf Zug zu der des Betons ist in sehr grossen Grenzen veränderlich. Es lässt sich aus dem Durchmesser der Stäbe, ihrem Querschnitt, ihrer wirksamen Länge und aus den Eigenschaften des Betons berechnen.
- (5) Die Theorie erlaubt die Nicht-Proportionalität der Formänderungen unter der Belastung zu erklären und den Wert der bleibenden Durchbiegung nach der Entlastung zu bestimmen.

CII 1

Réalisations modernes de grands ouvrages en béton armé

Modern examples of large works in reinforced concrete

Neuzeitliche Ausführungen grosser Bauten in Eisenbeton

N. ESQUILLAN

Directeur Technique des Entreprises Boussiron

Paris

INTRODUCTION

L'augmentation continue du prix des coffrages et des échafaudages due au double effet de la diminution du nombre d'ouvriers qualifiés et de la montée considérable du prix des bois équarris ainsi que des étais et coffrages métalliques, la nécessité de tenir de courts délais pour réduire les immobilisations et les frais généraux, ont orienté l'étude des grands ouvrages en béton armé vers une fabrication mécanisée et une meilleure organisation du travail sur chantier.

Cette évolution commencée avant la dernière guerre a été accélérée depuis par l'aggravation des difficultés précitées. D'autre part, la réparation des ouvrages d'art en béton armé partiellement détruits pendant les hostilités a conduit à perfectionner la technique des reprises de béton et des raccordements d'armatures en vue de la récupération des parties utilisables.

La préfabrication partielle ou totale d'éléments plus ou moins importants, finis ou à un stade de leur élaboration (coffrages montés d'avance, ensemble de ferrailages rendus rigides par soudure, etc.), le développement de la mécanisation sur les chantiers, l'emploi de matériel de puissance croissante conduisent désormais à un examen très détaillé des procédés d'exécution et du planning au bureau d'études.

Ces techniques de préfabrication et de mise en place par engins mécaniques sont encore plus précieuses dans le cas particulier où l'on dispose de périodes de travail limitées, soit journalières (travaux à la marée, travaux avec maintien de la circulation des convois), soit saisonnières (travaux hors de la période de crues d'un cours d'eau ou hors des périodes de gel dans les pays froids).

Le problème d'assemblage des divers tronçons étant capital, nous décrirons quelques procédés de liaison de pièces préfabriquées en béton armé.

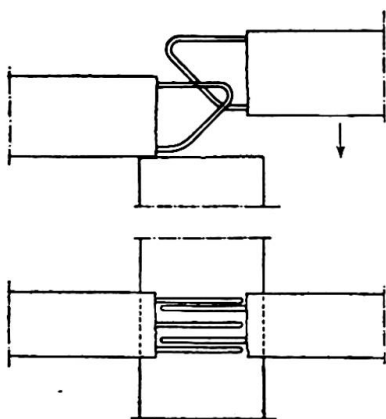


Fig. 1. Croisement de barres

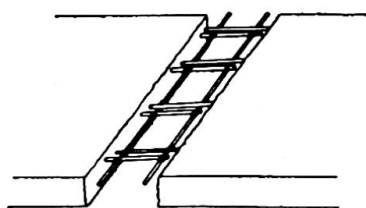


Fig. 2. Soudure en grille



Fig. 3



Fig. 4

Armatures

Dans les jonctions, les crochets classiques aux extrémités de barres doivent être évités autant que possible. Ils s'accrochent fréquemment aux élingues ou aux armatures de pièces voisines et gênent ainsi la pose des éléments. Un premier palliatif consiste à refermer complètement les crochets (fig. 1) et à disposer une partie oblique à 45° de telle sorte qu'à la descente du deuxième élément, le contact ne s'établisse qu'en un point et non sur toute la longueur d'une barre. Cette disposition complétée par un décalage en plan des barres (fig. 1) rend la mise en place très facile. De même dans les hourdis en dalles préfabriquées les aciers doivent être décalés de part et d'autre de la coupure. D'une manière générale étant donné la faible largeur du vide subsistant entre les pièces préfabriquées les barres droites ne permettent pas d'assurer le recouvrement. Il faut recourir à des barres bouclées du type de la figure 1 ou mieux à des barres soudées soit en bout (fig. 3), soit avec un recouvrement réduit et soudure par dessus plus facile à exécuter (fig. 4), soit en ajoutant deux barres perpendiculaires avec point de soudure à chaque croisement (fig. 2).

Béton des reprises

Les reprises doivent être placées si possible dans les zones de moindre traction et être très soignées. Il faut repiquer à vif les surfaces de contact avec lesquelles le béton frais doit se souder. De nouveaux procédés permettent de diminuer le retrait par réduction de la quantité d'eau tout en améliorant la mise en place du béton (air occlus) ou en accélérant sa prise (béton sous vide).

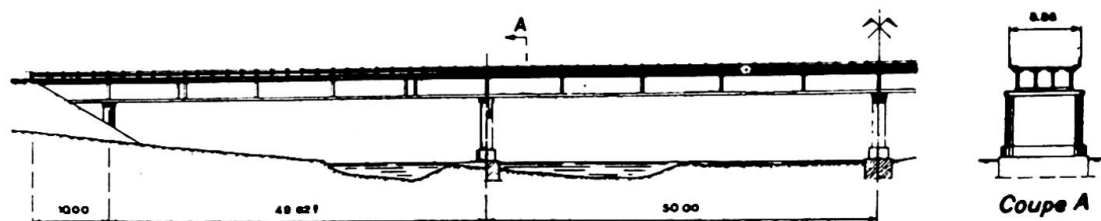


Fig. 5. Ouergha—Elévation et coupes

PONT SUR L'OUERGHIA MAROC (1949-1950)

Ce pont-route, le plus long de l'Afrique du Nord, est aussi celui ayant la plus grande capacité portante. Il peut supporter en effet un convoi continu spécial comportant un essieu de 36 t. tous les 4 m., soit 9 t. par mètre ou des camions de 25 t. ou un char de 100 t. Ses caractéristiques sont données par la figure 5.

L'Oued a un régime tel que seuls deux à trois mois de la période sèche garantissent l'absence de crue dangereuse. L'isolement du chantier et son accès difficile écartaient l'amenée de matériel lourd ou volumineux.

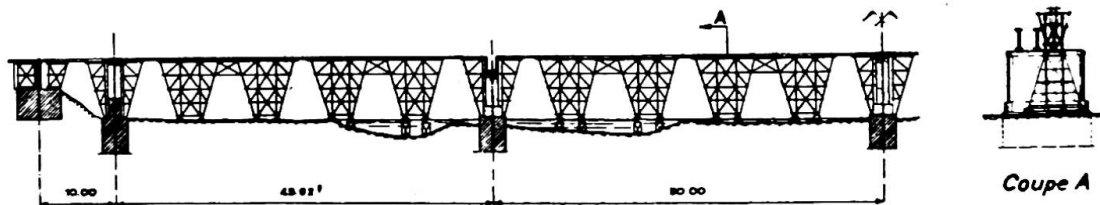


Fig. 6. Ouergha—Echafaudage de lancement

Les 36 éléments de poutres de 20 m. et 30 m., pesant 40 t. et 60 t., construits sur le remblai d'accès en quatre files parallèles disposées en prolongement de leur axe définitif dans l'ouvrage, furent mis en place de la façon suivante:

Construction d'une rive à l'autre de l'Oued d'un échafaudage en tubes pour une seule file de poutres (fig. 6).

Soulèvement d'un élément à l'aide de vérins, suspension à deux portiques roulants, halage par treuils et descente par vérins.

Blocage des articulations provisoires après lancement d'une file par bétonnage des zones aménagées à cet effet.

Ripage latéral de l'échafaudage jusqu'à la position de la file de poutres suivante et répétition des mêmes opérations pour chaque file.

Ferrailage et bétonnage du hourdis sur petites dalles préfabriquées formant coffrage entre les poutres.

PONT SUR L'OUED TAFNA, ALGÉRIE (1950–1951)

Longueur totale: 125 m. en travées indépendantes de 25 m. de portée.

Largeur totale: 12 m. sur six poutres de hauteur constante.

Surcharges: camion de 25 t. ou char de 100 t.

Le procédé d'exécution a été déterminé par la nécessité d'éliminer les risques résultant des crues imprévisibles et violentes de l'Oued.

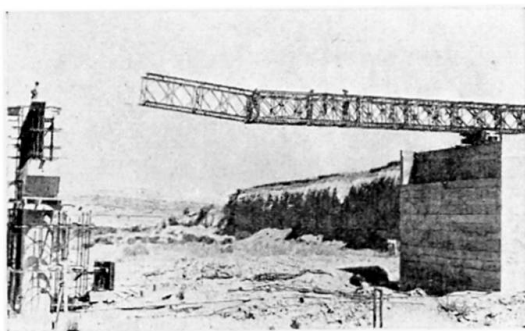


Fig. 7. Lancement du Bailey

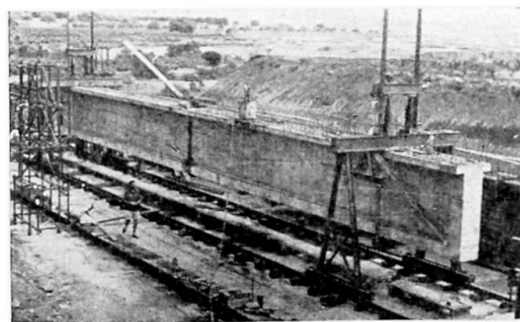


Fig. 8. Roulage d'une poutre sur la rive

Un pont Bailey double simple (DS) a été utilisé comme moyen de lancement (fig. 7) des 30 poutres en béton armé de 43 t. chacune, exécutées en six files parallèles sur la berge, sous la protection d'une toiture en roseaux facilitant le travail des ouvriers pendant les heures d'insolation et de forte chaleur, tout en protégeant le béton frais.

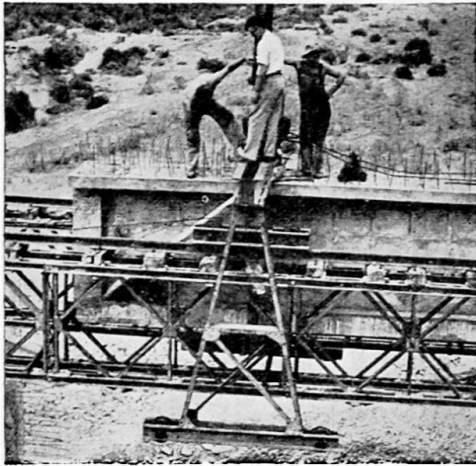


Fig. 9. Chiot de roulement

Les éléments furent transportés suspendus à deux portiques roulants comportant deux étages de galets (fig. 9). Les galets inférieurs roulaient sur la berge (fig. 8), les galets supérieurs s'engageaient ensuite sur les semelles supérieures des poutres Bailey. Les poutres en béton armé ont été descendues de 3 m. environ à l'aide de vérins pour reposer sur les sommiers des piles. Le pont Bailey était ripé latéralement sur des chariots constitués par 2 U avec interposition de billes en acier de 100 mm.

VIADUC DE LYON SAINT-CLAIR SUR LE RHÔNE (1945–1950)

Caractéristiques (figs. 10 et 18)

Surcharges: convoi type S.N.C.F. avec essieux de 25 t. tous les 2,00 m. environ sur chacune des quatre voies ferrées.

Éléments préfabriqués: 256 éléments en béton armé en demi-arcs de 15 m. de long formant coffrage et pesant chacun 6 t.

L'ancien ouvrage détruit à la fin de la guerre avait été remplacé par un pont métallique provisoire à une voie. La nécessité de ne pas interrompre le trafic et la réparation très délicate des piles, conduisaient à une longue durée d'exécution. Des échafaudages dans le lit du Rhône ne pouvaient donc pas être envisagés car ils auraient été emportés à coup sûr.

Phases d'exécution d'une arche de 30 m.

Chaque arche comportait un intrados formant cintre en béton armé, constitué par des éléments de 15 m. (figs. 11 et 12) fabriqués en série hors du chantier, amenés à pied d'œuvre sur des wagons et mis en place par une grue de 50 t. de la S.N.C.F. (fig. 13). Toutefois la force au crochet dut être limitée à 6 t. car la grue ne pouvait pas être calée sur vérins et travaillait dans des positions défavorables. Les éléments étaient retenus provisoirement par des haubans métalliques. Réglés par des vérins aux naissances ils étaient ensuite transformés en arcs à trois articulations après suppression des retenues (fig. 14). Ils supportaient le poids d'un premier rouleau de béton. Puis cet ensemble recevait un deuxième et un troisième rouleau (figs. 11 et 14). Des armatures verticales assuraient la liaison entre les différents rouleaux.

Phases d'exécution d'ensemble

L'ensemble de l'ouvrage de 15 m. de largeur d'arc a été exécuté en deux phases (amont et aval) de deux anneaux de 3,75 m. de largeur (fig. 11) correspondant chacun à une voie. Les anneaux ont été ensuite reliés par paire (fig. 11) par des clés en béton armé.

PONT POINCARÉ SUR LE RHÔNE, LYON (1950–1952)

Caractéristiques (figs. 15 et 18)

Surcharge: camions de 25 t. ou char de 70 t.

Éléments préfabriqués: 18 poutres de 30 m. de longueur pesant chacune 110 t.

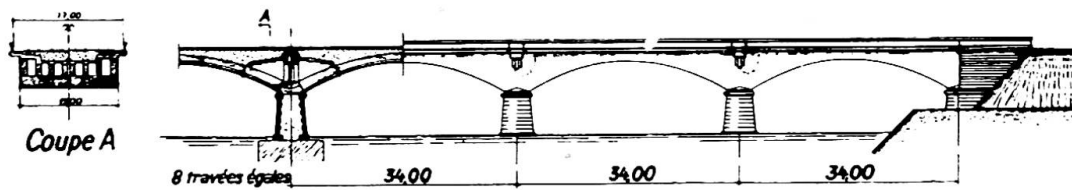


Fig. 10. Elevation et coupes

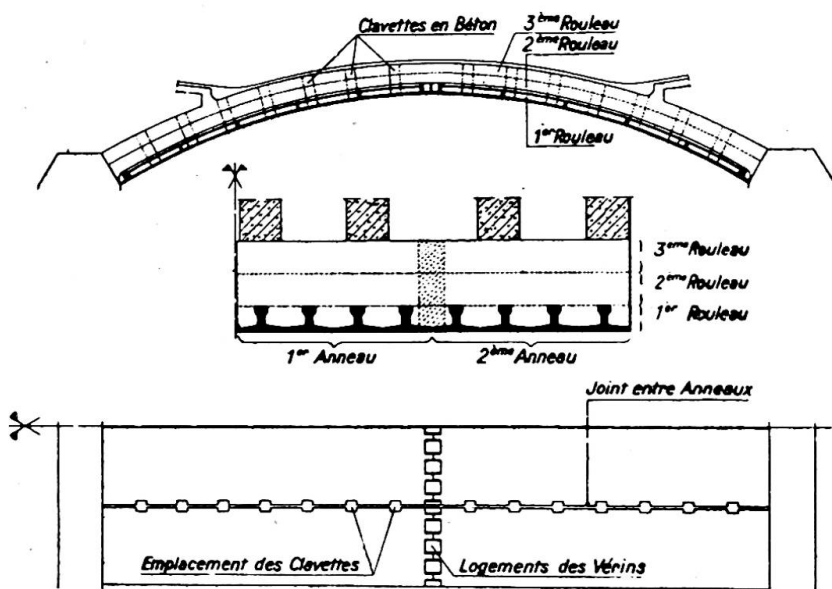
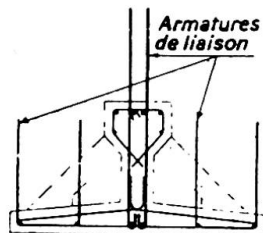
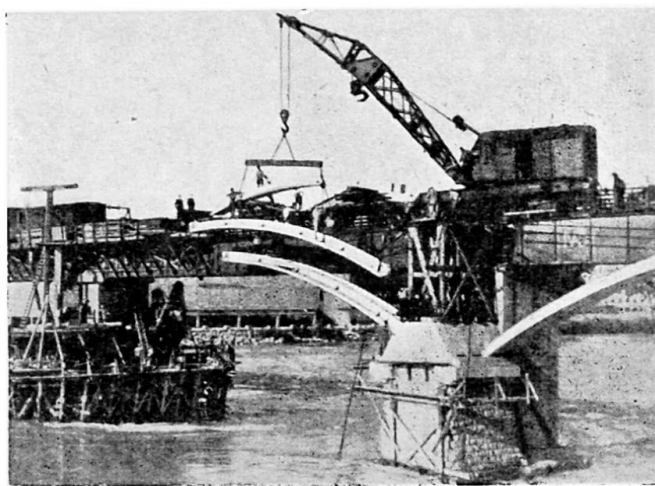
Fig. 11.
Phases d'exécution
d'une archeFig. 12. Coupe d'un arc
préfabriqué

Fig. 13. Pose des arcs préfabriqués

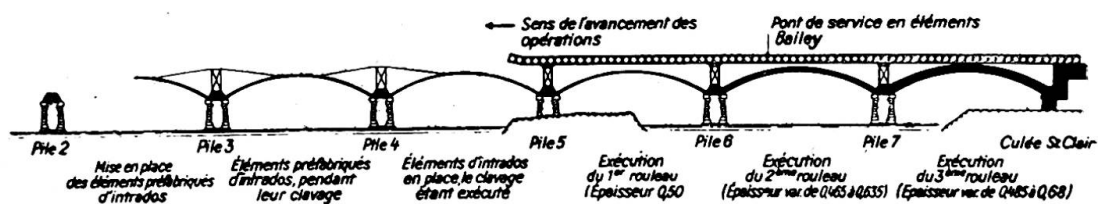


Fig. 14. Phases d'exécution de l'ensemble de l'ouvrage

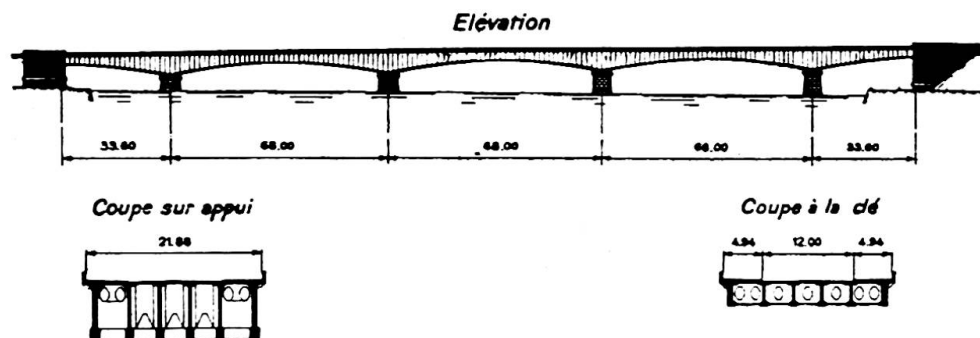


Fig. 15. Elévation et coupes

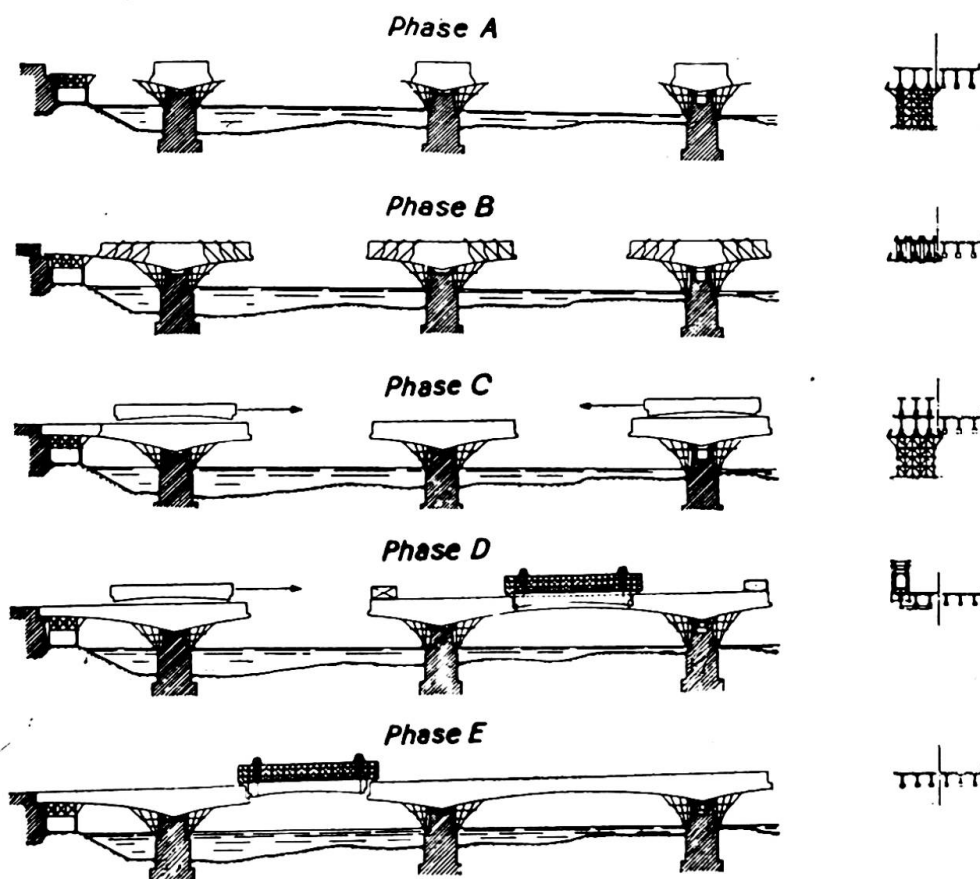


Fig. 16. Phases d'exécution

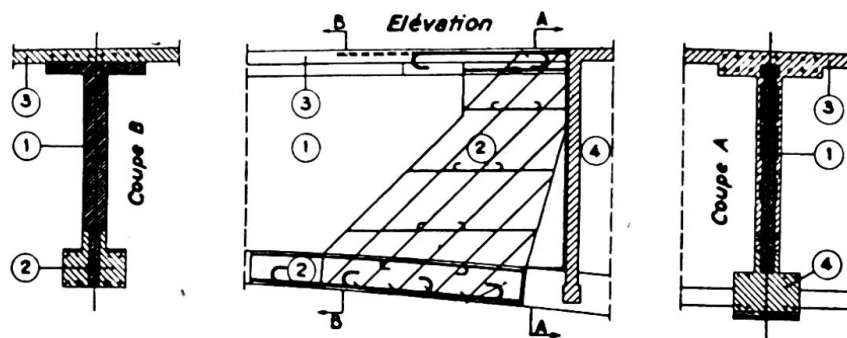


Fig. 17. Détail de jonction de poutres

La longue durée d'exécution (deux phases de 11 m. environ de largeur) et les crues violentes du Rhône ont conduit comme pour le Viaduc Saint-Clair voisin (fig. 18) à éviter les échafaudages dans le fleuve.

Phases d'exécution

Chaque demi-largeur d'ouvrage a été réalisée en deux opérations principales successives :

(1) Des tronçons sur piles de 38 m. de longueur étaient construits par section entière (poutres et hourdis) en porte-à-faux de part et d'autre, par éléments s'équilibrant et tels que chaque nouvelle console pouvait être supportée par l'ensemble de celles exécutées auparavant (fig. 16). La suspension des éléments en cours d'exécution était réalisée par des haubans provisoires en aciers ronds filetés, tendus par l'intermédiaire de rondelles Belleville susceptibles d'absorber leurs variations de longueur sous les variations de température.

(2) Des tronçons intermédiaires de 30 m. de longueur ont été ferraillés et bétonnés en trois poutres séparées sur les tronçons de piles préalablement terminés (fig. 16 (c)), puis mis en place au moyen d'un pont Bailey double (DD) lancé sur la brèche de chaque travée successivement. Par un système de portiques roulants équipés comme ceux du pont de la Tafna (fig. 9), les poutres étaient amenées et descendues à leur emplacement définitif. Afin de maintenir l'équilibre des tronçons sur pile au cours du lancement un contrepoids était déplacé corrélativement de telle façon que le moment résultant par rapport à la pile soit toujours nul.

Après lancement d'une poutre, le pont Bailey était ripé latéralement en face de la poutre suivante et ainsi de suite. Puis, la première travée étant aménagée, le pont Bailey était lancé au-dessus des autres brèches (fig. 16).

Jonction des poutres

Comme pour le pont de l'Ouergha les jonctions des consoles avec les tronçons de poutres lancées sont de deux types : la poutre formant cantilever définitif est munie à l'une des extrémités d'une articulation fixe et à l'autre d'un petit balancier de dilatation en béton armé. Le tronçon de poutre qui devait constituer un ensemble continu avec les consoles voisines comportait un découpage et un ferrailage conçus de telle sorte qu'après bétonnage la liaison soit équivalente à celle d'un ouvrage coulé en une seule fois.



Fig. 18. Vue aérienne

HANGARS DOUBLES DE MARIGNANE (1950-1952)

Caractéristiques

La conception et la structure de ces hangars doubles à couverture autoportante a déjà fait l'objet d'une communication au Congrès de Liège en 1948 (IVcl—Publication Préliminaire, page 531). Les figures 19, 20 et 21 en donnent les caractéristiques.

La poussée maximum de 410 t. de chaque tirant est absorbée avec un coefficient de sécurité de 2 par 208 ronds de 6 mm. en acier à 140 kg./mm.² de limite de rupture.

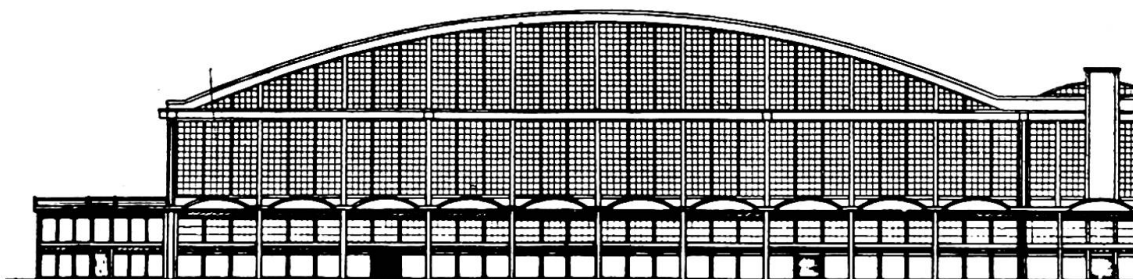


Fig. 19. Elévation arrière d'une cellule

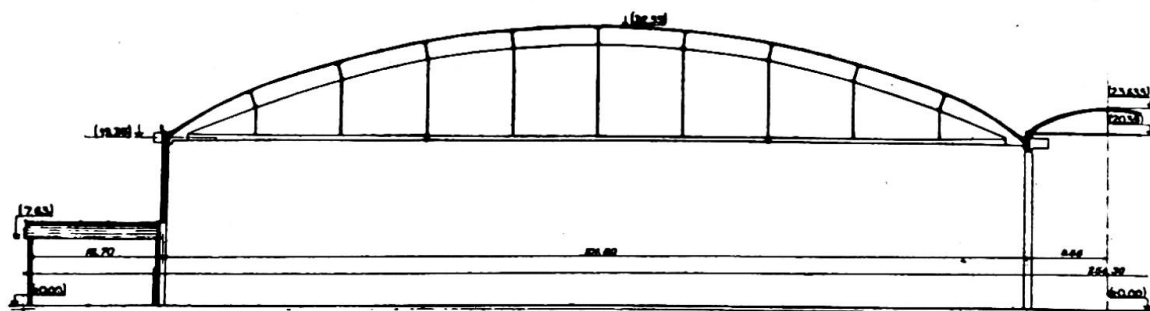


Fig. 20. Coupe longitudinale

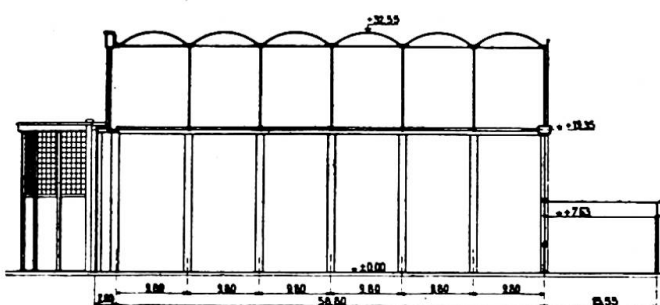
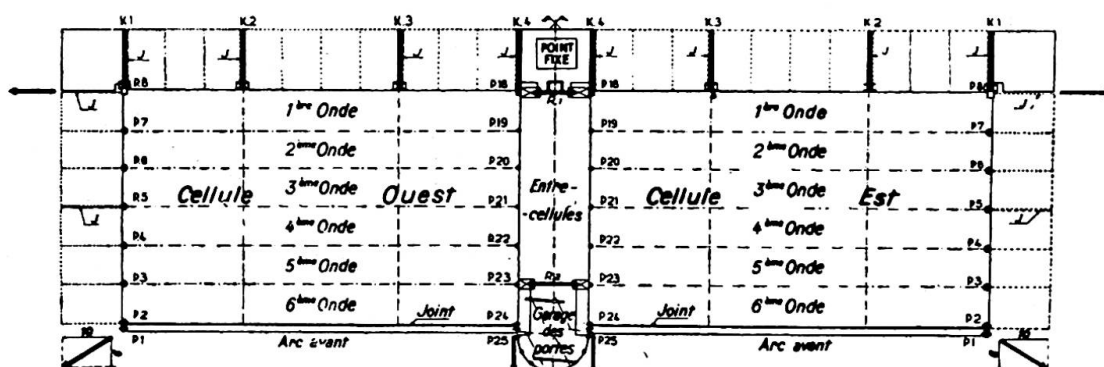


Fig. 21. Coupe transversale



- ┃ Portes fixes (appentis ou rotonde)
- ← Mouvement résultant de dilatation
- Articulation cylindrique en tête des poteaux (P.18)
- Balancier à surface d'articulation cylindrique (P.8)
- Articulation sphérique en tête poteaux (P.19,20,21,22,23)

Légende

- ◆ Articulation sphérique sur palonnier reposant sur articulation cylindrique en tête des poteaux (P.24, P.25)
- ◆ Articulation sphérique sur palonnier reposant sur balancier avec articulation sphérique inférieure et cylindrique supérieure (P.1, P.2)
- Balancier à articulation sphérique (P.3, 4, 5, 6, 7)
- ┘ Joints de dilatation
- Dispositif de plaques et contre-plaques (fenêtre de liaison)

Fig. 22. Stabilité générale

Ils ont été mis en tension par vérins et le tirant formant gaine lors de cette opération a été précontraint pour les surcharges accidentelles (neige) puis injecté.

Afin de laisser à la voûte sa liberté totale de déformation verticale les pignons sont indépendants, l'un est appuyé au sol (arrière), l'autre franchi 101,5 m. suspendu à un arc en caisson rectangulaire (fig. 21).

Pour la partie centrale courante (sur 80 m. de portée) hormis les retombées, pignons et tirants, c'est-à-dire dans les conditions d'une voûte retombant au sol l'épaisseur moyenne de béton au m.² compris tympans ne dépasse pas 0,117 m.³

Stabilité générale

(1) Vent—Dans le sens perpendiculaire aux façades les grandes portes de fermeture du pignon avant prennent appui en tête sur une poutre auvent de 3 m. de profondeur. Deux butons horizontaux en recourent la portée et transmettent les efforts à deux contrefiches situées sur le pignon arrière (fig. 21).

Dans le sens perpendiculaire aux longs pans la voûte forme poutre horizontale et reporte les efforts à deux panneaux pleins en béton armé situés dans l'entre-cellules (fig. 22).

(2) Dilatation—Les différents éléments de contreventement décrits ci-dessus ont été aménagés pour permettre la libre dilatation de la couverture. Le point fixe absolu est le panneau d'entre-cellules arrière, de là les mouvements horizontaux peuvent s'effectuer dans les directions voulues (fig. 22).

Dans les longs pans encadrant l'entre-cellules les poteaux, encastés à la base sont assez flexibles pour permettre les déplacements linéaires dans la direction arrière-avant. Ils sont munis en tête d'articulations sphériques en béton armé autorisant en outre les déformations angulaires de la couverture calculée en arc à deux articulations (fig. 29).

Dans les longs pans extérieurs les poteaux sont encastés au sol et renforcés par un dossier dans la hauteur des appentis. Au-dessus de ceux-ci ils constituent sur 8,50 m. de hauteur de véritables balanciers avec articulations sphériques à leurs deux extrémités (fig. 20).

Les châssis vitrés guidés par ces poteaux basculent avec eux dans le sens de la portée de 100 m.

Exécution des travaux

L'originalité essentielle de l'exécution réside dans la construction complète des couvertures au sol et à leur levage sur une hauteur de 19,0 m., extrapolation hardie de la préfabrication de grands ensembles et de leur mise en place par des moyens mécaniques.

La figure 26 fait apparaître l'ordre des travaux au sol. On remarquera le mode d'avancement avec succession alternée d'opérations identiques sur les deux cellules.

Un certain nombre d'éléments pesant moins de 8 t. tels que tympans de voûte, éléments de façade, tronçons de poteaux, etc., ont été préfabriqués (fig. 23) et mis en place par des grues sur chenilles (fig. 25).

Les échafaudages roulants en tubes correspondant à la largeur de 9,80 m. d'une onde de couverture, découpés en tronçons de 10 m., supportaient des coffrages rabattants et recevaient, après chaque ripage, les tympans préfabriqués préalablement au ferraillage et au bétonnage du hourdis (fig. 24).

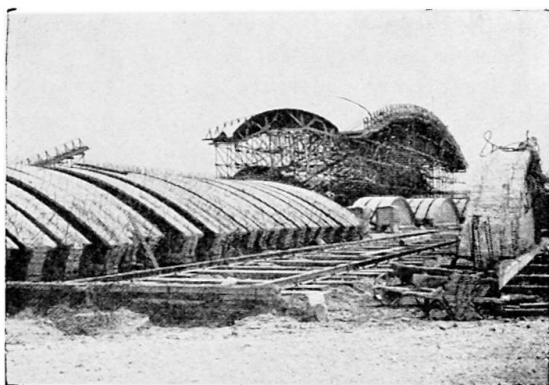


Fig. 23. Stock de tympan

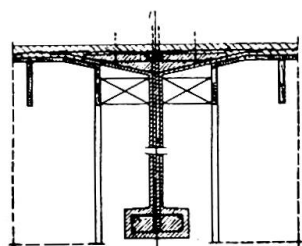


Fig. 24. Coupe d'un tympan

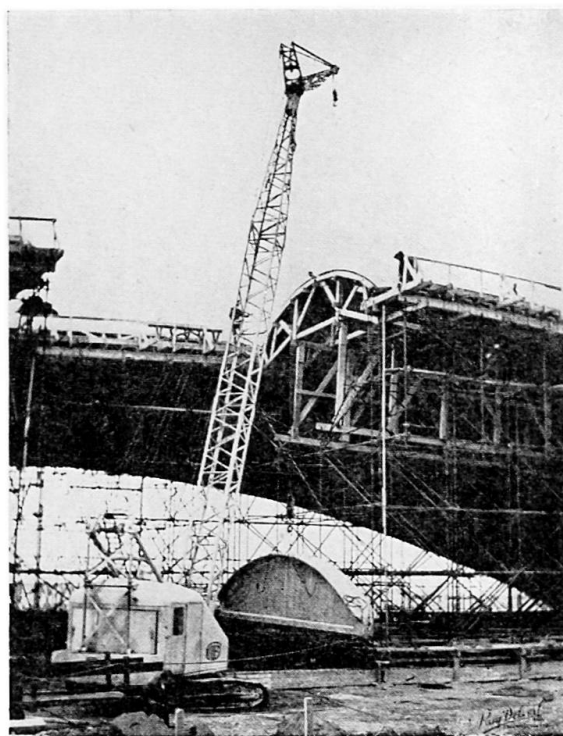


Fig. 25. Levage d'un tympan



Fig. 26. Vue aerienne en cours de travaux



Fig. 27. Couverture prête au levage

*Levage**(a) Généralités*

A notre connaissance un levage de cette envergure est sans précédent. Cette réalisation est toutefois l'aboutissement d'idées qui dès 1934 avaient fait l'objet d'un brevet de M. Boussiron et qui ont été ensuite mûries pendant de longues années.

Le problème posé était: "Levage d'une surface totale hors tout de 6 400 m.² correspondant à la couverture d'une cellule, soit une masse de 4 200 t. ainsi réparties:

Arc avant, châssis et auvent	600 t.
Couverture proprement dite	2 900 t.
Pignon arrière et châssis	550 t.
Installations de levage	150 t.

et ceci sur deux files de huit points d'appuis."

Nous nous étions imposé les conditions suivantes:

Ne pas introduire d'efforts supplémentaires dans la structure et notamment conserver les efforts toujours centrés suivant leurs axes définitifs.

Assurer la libre dilatation pendant tout le levage.

Avoir pendant toutes les opérations une sécurité égale à celle de l'ouvrage terminé.

et en outre, pour rester dans des limites économiques:

N'utiliser que des moyens de chantier sans faire appel à des procédés mécaniques onéreux.

Ne rien ajouter comme pièce de contreventement ou de levage qui ne serve à la construction définitive.

(b) Principe du levage et de la construction des poteaux

La figure 29 montre le schéma des phases élémentaires d'un cycle complet correspondant à une journée de levage.

Les points d'appui sont réalisés exclusivement par les poteaux définitifs de 1,0 × 1,0 de section et constitués par une série d'éléments préfabriqués de 1,06 m. de hauteur, les uns extérieurs ayant une section en U, les autres intérieurs une section rectangulaire. Au cours du levage ces éléments étaient posés à sec à joints horizontaux décroisés et s'épousaient exactement en raison de leur bétonnage au contact les uns des autres en position horizontale sur le chantier de préfabrication. Quatre tiges filetées placées dans les angles des éléments en U permettaient de les liasonner et la face ouverte de l'U était bétonnée sous vide à la fin de chaque journée. Tous les vides qui subsistaient entre les différentes pièces furent finalement comblés par des injections de mortier de ciment.

Chaque poteau comportait un vérin hydraulique de 300 t., à écrou de sécurité, encastré dans l'élément supérieur, disposé le piston vers le bas et muni de quatre ressorts de rappel destinés à relever celui-ci après chaque levée (fig. 28). En une matinée, par le jeu des vérins et par introduction alternative et successive de six cales

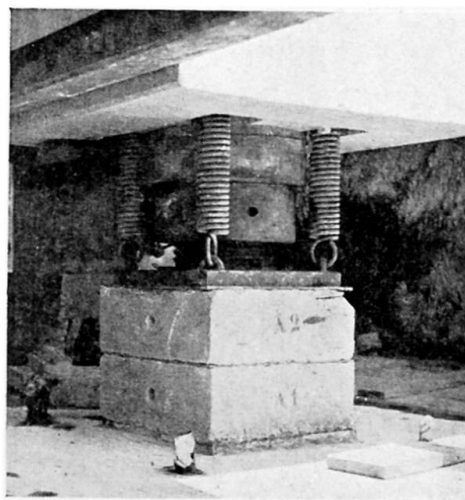


Fig. 28. Appui sur vérin

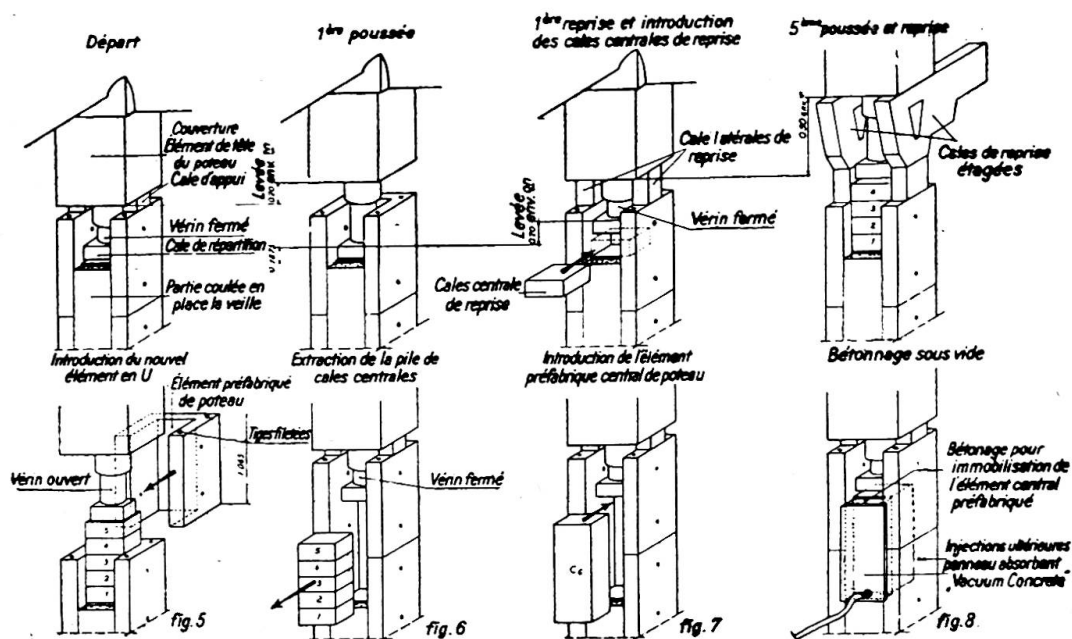


Fig. 29. Phases élémentaires d'une journée courante de levage

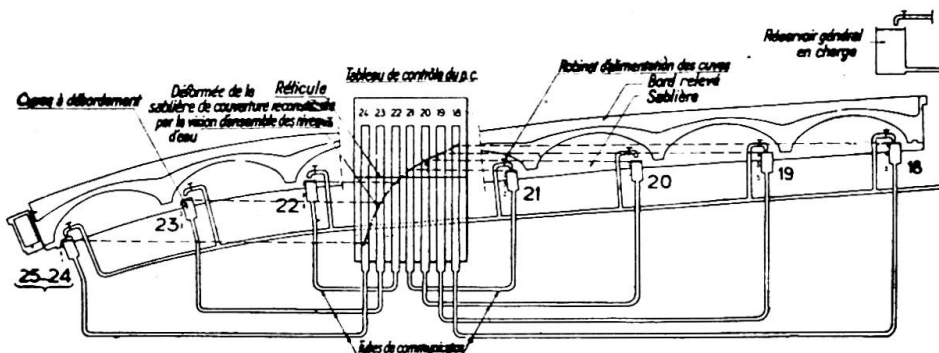


Fig. 30. Dispositif de contrôle centralisé des déformations

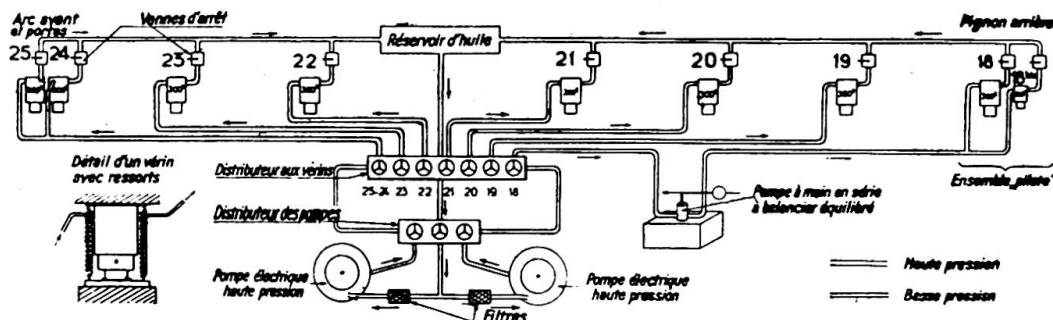


Fig. 31. Dispositif de distribution d'huile sous pression aux vérins

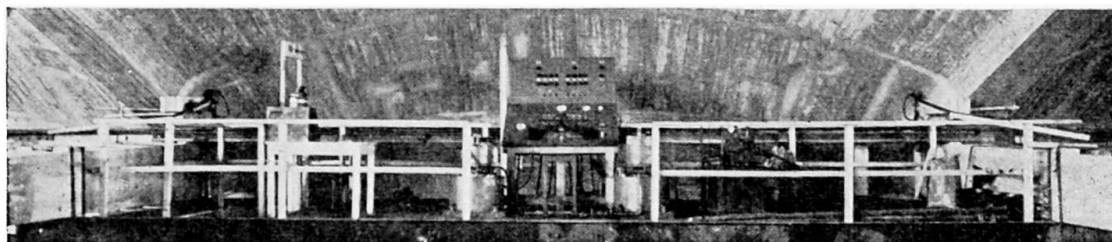


Fig. 32. Vue d'ensemble d'un poste de commande

de 0,19 m. d'épaisseur la couverture s'élevait de 1,06 m., hauteur suffisante pour l'introduction d'un nouvel élément de poteau.

(c) Guidage

Le guidage de la couverture au cours du levage était assuré par les contrefiches et plans de contreventement définitifs (fig. 27) dont la section avait été étudiée pour permettre la pose de brides avec tiges et écrous de réglage. Ces brides maintenaient des patins métalliques graissés glissant sur des tronçons de fer plats réutilisés au cours du levage par boulonnage sur le guidage en béton armé. Aucun mouvement horizontal ne pouvait ainsi s'amorcer.

(d) Dispositifs de manœuvre et de sécurité

Au droit de chaque poteau se trouvait une fiole à débordement reliée à un tube de verre placé au pupitre de manœuvre (fig. 30). Le chef de poste, ayant ainsi sous les yeux les sept niveaux relatifs traçant à tout moment la déformée verticale rigoureuse du long pan dont il avait la responsabilité, pouvait agir au moyen des distributeurs sur l'arrivée d'huile aux vérins pour régler la montée à volonté et maintenir les déformations dans les limites déterminées par le calcul en vue d'éviter la fissuration des sablières de la couverture.

Deux pompes agissant ensemble actionnaient les huit vérins de 300 t. et le vérin de 100 t. d'un long pan. La force de chacun de ces vérins étant très sensiblement proportionnelle à la charge appliquée, leur interconnexion et la rigidité du long pan permettaient un équilibre quasi automatique (fig. 31). Toutefois l'ensemble se trouvant sur un plan liquide était en équilibre instable et basculait vers l'arrière, légèrement surchargé. Le groupe de vérins 18 et 18bis placé à l'extrémité arrière de la sablière et contrôlé par une pompe séparée intervenait alors comme pilote pour rétablir l'horizontalité.

Des lampes témoins vertes s'éteignaient lorsque les ouvriers au droit de chaque poteau ne maintenaient pas l'écrou de sécurité au contact du corps du vérin (fig. 33). Ainsi prévenu le chef de manœuvre et l'ouvrier fautif pouvaient corriger cette défectuosité de telle sorte qu'à aucun moment une rupture des joints ou des canalisations à 400 kg./cm.² de pression n'aurait amené une chute brusque du long pan sur plus de 3 mm. de hauteur. En cas d'incident les ouvriers pouvaient allumer une lampe d'alerte rouge correspondant à leur poteau sur le pupitre de commandement. Il était alors possible d'arrêter instantanément la manœuvre en cours.

La coordination entre les deux longs pans et la commande de la centrale électrique était réalisée par une liaison téléphonique.

La puissance totale mise en œuvre pour lever toute la couverture ne dépassait pas 16 CV, et la vitesse de levage était de 1 cm. par minute.

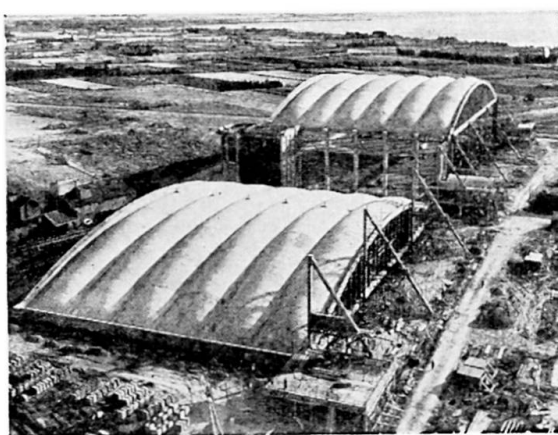


Fig. 33. Début de levage—2ème cellule

(e) Conclusion

En terminant nous désirons mettre l'accent sur quelques avantages de ce mode de construction:

La réalisation au sol est beaucoup plus sûre et plus précise que sur des échafaudages de grande hauteur. Elle permet l'utilisation d'engins de levage courants.

Le rendement des ouvriers qui, à proximité du sol, se sentent en sécurité et qui sont mieux surveillés est amélioré.

Enfin et surtout, par les essais faciles qu'elle permet, sans aucun risque, l'exécution au sol autorise toutes les audaces constructives.

Résumé

Les difficultés rencontrées dans le recrutement d'une main d'œuvre qualifiée et coûteuse, jointes au prix trop élevé des bois de coffrage et d'échafaudage, conduisent à une mécanisation de plus en plus poussée des chantiers en corrélation avec la pré-fabrication d'éléments d'importance variable mis en place par ripage, lancement ou levage.

Au cours des dernières années diverses structures, en particulier des ponts et des hangars, ont été exécutées par l'application systématique de ces principes. La plus récente et la plus marquante de ces réalisations par son audace et son envergure est l'exécution au sol des couvertures des deux cellules du Hangar de Marignane, couvertures qui par leur type exceptionnel, leur portée et leur légèreté constituent déjà à elles seules une œuvre remarquable.

Chacun des éléments levés couvre hors tout 6 400 m.² et pèse 4 200 t. L'élévation à une hauteur de 19 m. s'est effectuée par des moyens de chantier, dont une batterie de 16 vérins hydrauliques de 300 t. et deux vérins de 100 t., à raison de 1,06 m. par jour.

Summary

The difficulty of finding qualified workmen and the high price of timber for shuttering and scaffolding lead to greater mechanisation of construction methods and the adoption of prefabricated units of various sizes erected by movable scaffolding, by launching or by lifting.

During recent years, various structures have been executed with a systematic application of mechanisation. The most recent and because of its boldness and size the most impressive structure of this kind is the hangar at Marignane, where the roof structure of two bays was pre-cast on the ground. The roof itself is a remarkable achievement, because of its unusual shape, span and lightness.

Each of the units covers 68,900 ft² and weighs 4,630 tons*. Sixteen hydraulic jacks of 330 tons and two jacks of 110 tons were used to lift the units to a height of 62.4 ft. The lift per day was 3½ ft.

Zusammenfassung

Die Schwierigkeiten, qualifizierte Bauarbeiter zu finden und der viel zu hohe Preis des Holzes für Schalungen und Gerüste führen zu einer immer weiter getriebenen Mechanisierung der Bauplätze, verbunden mit der Vorfabrikation von Elementen verschiedener Grösse, die mittels verschiebbarer Gerüste durch Einschieben oder durch Hebung versetzt werden.

* Short tons (2,000 lb.).

Im Laufe der letzten Jahre wurden verschiedene Bauwerke, im Besonderen Brücken und Hangars, unter systematischer Anwendung dieses Prinzips ausgeführt. Das neueste und durch seine Kühnheit und seine Abmessungen zugleich eindrucksvollste Bauwerk dieser Art ist der Flugzeughalle von Marignane, deren Dachkonstruktion für die zwei Öffnungen am Boden betoniert wurde. Diese ist schon allein durch ihre aussergewöhnliche Form, durch ihre Leichtigkeit und Spannweite bemerkenswert.

Jedes der gehobenen Elemente bedeckt im ganzen 6 400 m.² und wiegt 4 200 t. Die Hebung auf 19 m. wurde mit den auf dem Bauplatz zur Verfügung stehenden Mitteln, worunter 16 Pressen von 300 t. und zwei Pressen von 100 t. mit einem Tagesfortschritt von 1,06 m. bewerkstelligt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CII 1

Non-uniform shrinkage of concrete due to segregation of coarse aggregate

Hétérogénéité du retrait du béton due à la ségrégation des gros agrégats

Ungleichförmiges Schwinden des Betons als Folge der Absonderung von Grobkorn

TECHN. DR. HENRIK NYLANDER

Professor of Building Statics and Structural Engineering at the
Royal Institute of Technology, Stockholm

PRELIMINARY TESTS

In order to afford an experimental basis for the discussion of the counteractive effect produced by the reinforcing bars on the deformations due to shrinkage in reinforced concrete structures, the author made a series of tests on several reinforced concrete beams in 1948.

The loading devices and the measuring equipment used in the main tests are shown in fig. 1. In order that the influence of the weight of the beam on the deformations should be eliminated as far as possible, the beam was from the beginning subjected to concentrated loads P_1 , P_2 and P_3 acting upwards and calculated so that the bending moments due to these loads and to the weight of the beam should be as small as possible. The value of K_{bH} corresponding to the maximum moment, 5.9 kg.-m. was 1.2 kg./cm.²

The reinforcement used in the test beams is shown in fig. 2. One of the beams was provided with three reinforcing bars, 8 mm. in diameter, at the bottom. The other beam was equipped with the same reinforcement at the bottom and, moreover, with five bars, 8 mm. in diameter, at the top extending over a length of 91 cm. in the central part of the beam.

To measure the effect of shrinkage, a force P acting in an upward direction was applied at the centre A of the beam. This force was controlled in the course of the test so as to obtain a constant zero deflection at the centre. By measuring this load P , it was possible to determine the transfer of moments due to the shrinkage of the beam which was carried on three fixed supports.

Check tests on non-reinforced and reinforced-concrete prisms, 15×15 cm. in

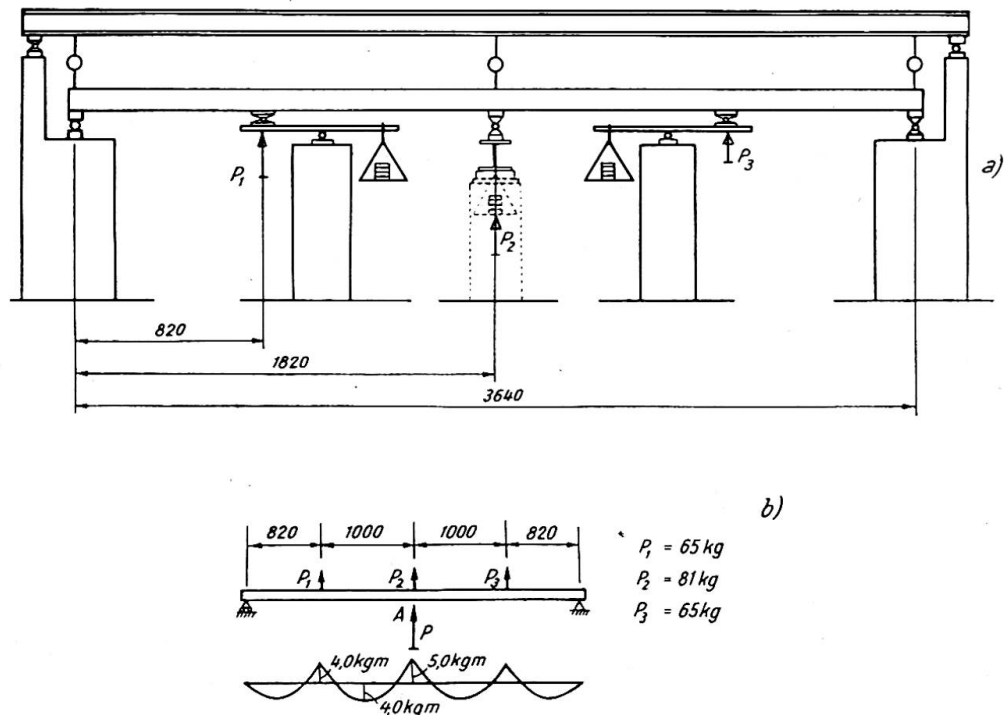


Fig. 1. Loading devices and measuring equipment for the shrinkage tests on concrete beams

cross-section and 90 cm. in length, were made at the same time as the main tests. The total number of prismatic test-specimens was eight viz. four non-reinforced prisms used for determining the coefficient of shrinkage, two prisms reinforced with four bars, 8 mm. in diameter, and two prisms reinforced with eight bars, 8 mm. in diameter, used for determining the coefficient of shrinkage under the counteractive effect of the reinforcement. In order to avoid disturbances in the state of stress at the ends of the concrete prisms, the reinforcing bars were welded to end plates, 30 mm. in thickness. Furthermore, each end plate was provided with twelve threaded round iron bars, 3 mm. in diameter and 75 mm. in length, with a view to ensuring the bond between the end plates and the concrete prisms.

The concrete mix used for the main tests and the check tests had the proportions cement: fine aggregate: coarse aggregate (maximum particle size 32 mm.) 1:4:1:6:1 by

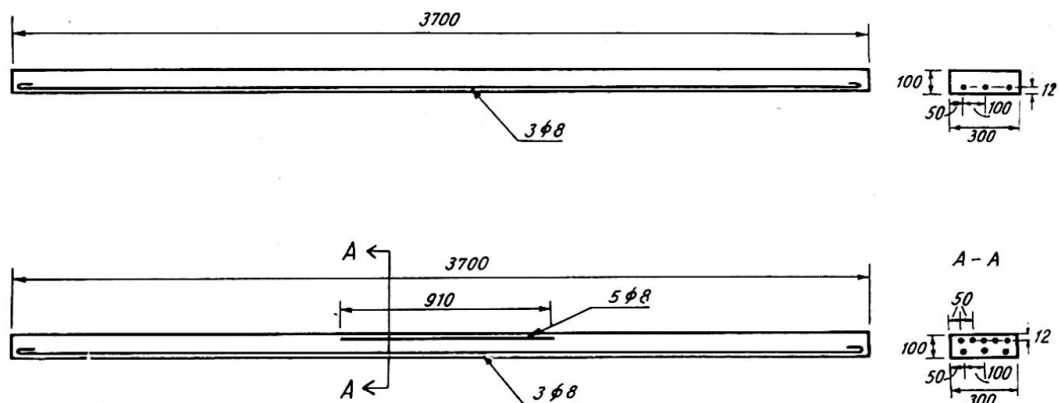


Fig. 2. Dimensions and reinforcement of the beam specimens used in the shrinkage tests

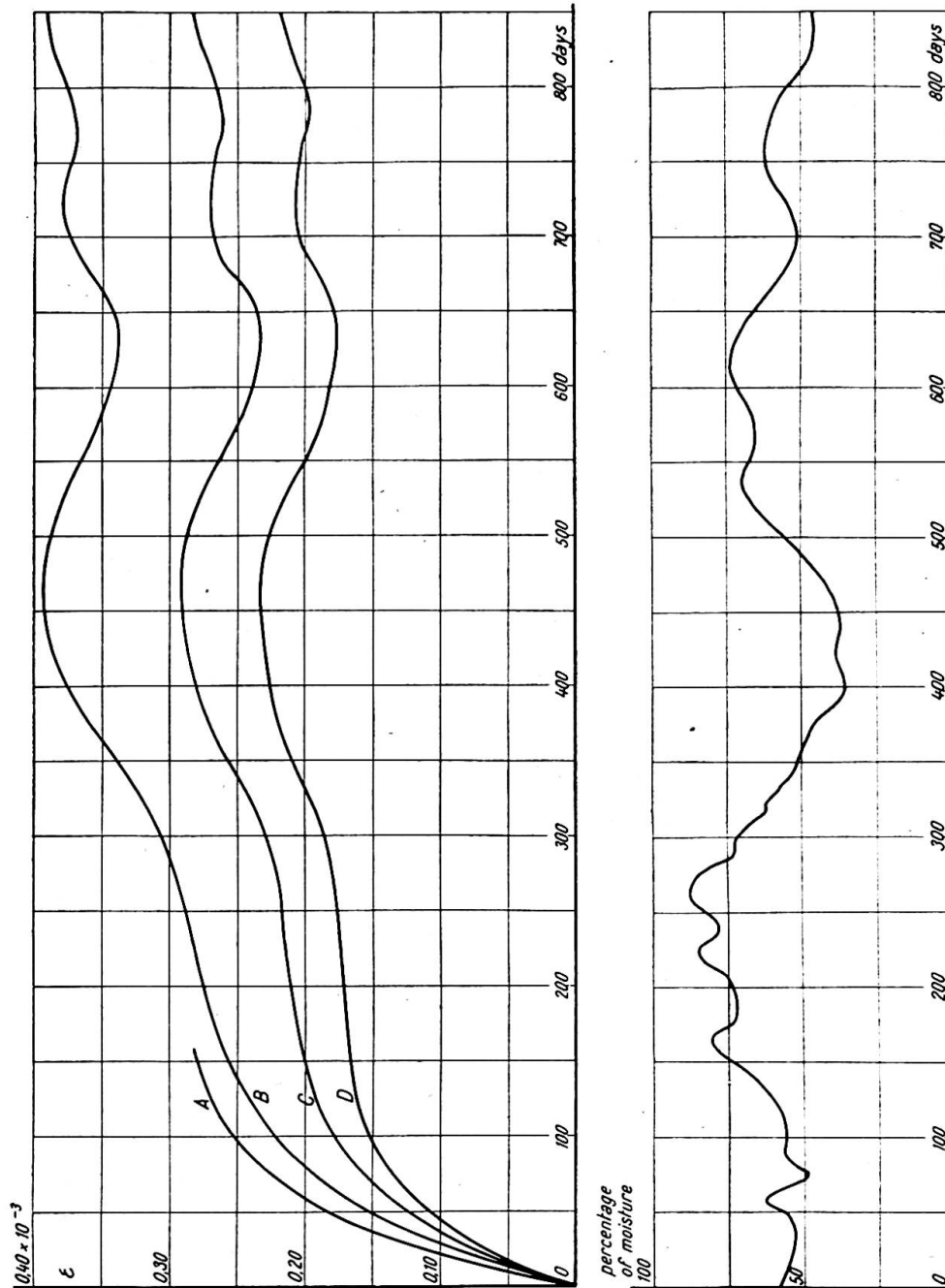


Fig. 3. Shrinkage of non-reinforced and reinforced-concrete prisms plotted as a function of time:

- A. ϵ for a prism subjected to a compressive load of 5 kg./cm.² (test results not utilised)
- B. ϵ_0 for a non-reinforced prism
- C. ϵ_{tot} for a prism reinforced with four bars 8 mm. in diameter
- D. ϵ_{tot} for a prism reinforced with eight bars 8 mm. in diameter

weight. The water-cement ratio was 0.85. The workability was 3° to 4° VB. The cube strength determined after 28 days was 265 kg./cm.²

The results of the check tests are reproduced in fig. 3.

In comparing the results and in applying them to other structures, it is convenient to use a simplified method of representation. The author has chosen to use the following simplified assumptions:*

- (1) The shrinkage of the concrete is assumed to be independent of the stresses in the concrete.

* The basic phenomena of shrinkage and creep are discussed in a paper by Seed, H. B., "Creep and Shrinkage in Reinforced Structures," *Reinforced Concrete Review*, Jan. 7, 1948. Cf. also Nylander, H. "Korsarmerade betongplattor" (Concrete Slabs Reinforced in Two Directions), *Betong*, No. 1, p. 78, 1950.

- (2) The plastic deformations are taken into account by assuming that the value of the modulus of elasticity of the concrete E_c varies with the time.

The author is of the opinion that this method of representation affords a possibility of comparing similar structures (but naturally not of describing the reality). The values to be determined experimentally are ϵ and E_c .

For the discussion of the results obtained from the tests on reinforced-concrete prisms, the following notations are used:

- ϵ_{tot} the shrinkage of the reinforced-concrete prism
- ϵ_0 the shrinkage of the non-reinforced-concrete prism
- A_s the cross-sectional area of the reinforcement
- A_c the cross-sectional area of the concrete
- E_s the modulus of elasticity of the reinforcement
- E_c the "effective modulus of elasticity" of the concrete

The condition that the tensile force in the concrete shall be equal to the compressive force in the reinforcement bars yields the equation:

$$(\epsilon_0 - \epsilon_{tot}) A_c E_c = \epsilon_{tot} E_s A_s \quad (1)$$

Hence

$$E_c = \frac{\frac{A_s}{A_c} E_s}{\frac{\epsilon_0}{\epsilon_{tot}} - 1} \quad (2)$$

The values obtained from the curves shown in fig. 3 give the values of E_c reproduced in Table I as a function of time.

TABLE I

Shrinkage coefficients ϵ_0 and ϵ_{tot} obtained from check tests and values of E_c calculated from these coefficients

Time: days	4 bars, 8 mm. diameter			8 bars, 8 mm. diameter		
	ϵ_0 per thousand	ϵ_{tot} per thousand	E_c kg./cm. ²	ϵ_0 per thousand	ϵ_{tot} per thousand	E_c kg./cm. ²
30	0.105	0.089	105,000	0.105	0.078	110,000
60	0.170	0.138	81,000	0.170	0.122	82,000
90	0.212	0.171	78,000	0.212	0.148	85,000
120	0.238	0.188	72,000	0.238	0.158	75,000
150	0.255	0.199	67,000	0.255	0.165	69,000
180	0.269	0.206	63,000	0.269	0.169	64,000
210	0.280	0.210	57,000	0.280	0.173	60,000
240	0.285	0.212	55,000	0.285	0.175	59,000
300	0.306	0.228	55,000	0.306	0.184	55,000
400	0.365	0.281	62,000	0.365	0.223	58,000

The following notations are introduced for dealing with the results of the main tests, which were made on concrete beams reinforced at the bottom only:

- E_s the modulus of elasticity of the reinforcement
- E_c the "effective modulus of elasticity" of the concrete
- e the distance from the centre of reinforcement to the centre line of the cross-section

- H the total depth of the beam
 A_s the cross-sectional area of the reinforcement
 A_c the cross-sectional area of the concrete
 ϵ_0 the shrinkage coefficient of non-reinforced concrete

If the method of representation outlined in the above is applied to the main tests, the moments M_0 at the ends of the beam are:

$$M_0 = \frac{e E_s A_s}{1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_c} \left(1 + 12 \frac{e^2}{H^2}\right)} \epsilon_0 \quad \dots \quad (3)$$

Hence the deflection at the centre of the beam is:

$$\delta_1 = \frac{M_0 \cdot l^2}{8 E_c I} \quad \dots \quad (4)$$

The concentrated load P acting in an upward direction causes the upward deflection:

$$\delta_2 = \frac{P \cdot l^3}{48 E_c I} \quad \dots \quad (5)$$

Since the total deflection at the centre of the beam will be equal to zero, from eqns. (4) and (5) it follows that:

$$P = \frac{6}{l} M_0 \quad \dots \quad (6)$$

where M_0 is determined from eqn. (3).

After the value of M_0 has been obtained from eqn. (3), P can be calculated from eqn. (6). The calculated values of P corresponding to different values of ϵ_0 and E_c are given in Table II.

TABLE II

Calculated values of P , in kg., for different values of ϵ_0 and E_c . Beam provided with simple reinforcement

E_c , kg./cm. ²	ϵ_0 , per thousand			
	0.1	0.2	0.3	0.5
$0.5 \cdot 10^5$	15.5	31.0	46.5	77.5
$1.0 \cdot 10^5$	17.4	37.8	52.2	87.0
$1.5 \cdot 10^5$	18.2	36.4	54.6	91.0
$2.0 \cdot 10^5$	18.5	37.0	55.0	92.5

One of the beams used in the main tests was provided with reinforcement both at the bottom and at the top. For this beam, an analogous calculation yields $P=0.27$ times the values reproduced in Table II.

Fig. 4 shows observed and calculated values of P .

It will be seen from fig. 4 that the value of P for the beam reinforced at the top and at the bottom is as high as that obtained for the beam reinforced at the bottom only (up to 100 days). This alone is sufficient to indicate that the counteractive effect of the reinforcement on shrinkage has not been the predominant factor. Furthermore, fig. 4 shows curves representing P calculated from the results of the check tests (the curve C refers to the beam reinforced at the bottom only, while the curve D refers to

the beam reinforced both at the bottom and at the top). These curves were computed from eqns. (3) and (6), using those values of ϵ_0 and E_c which were obtained from the check tests after the corresponding number of days.

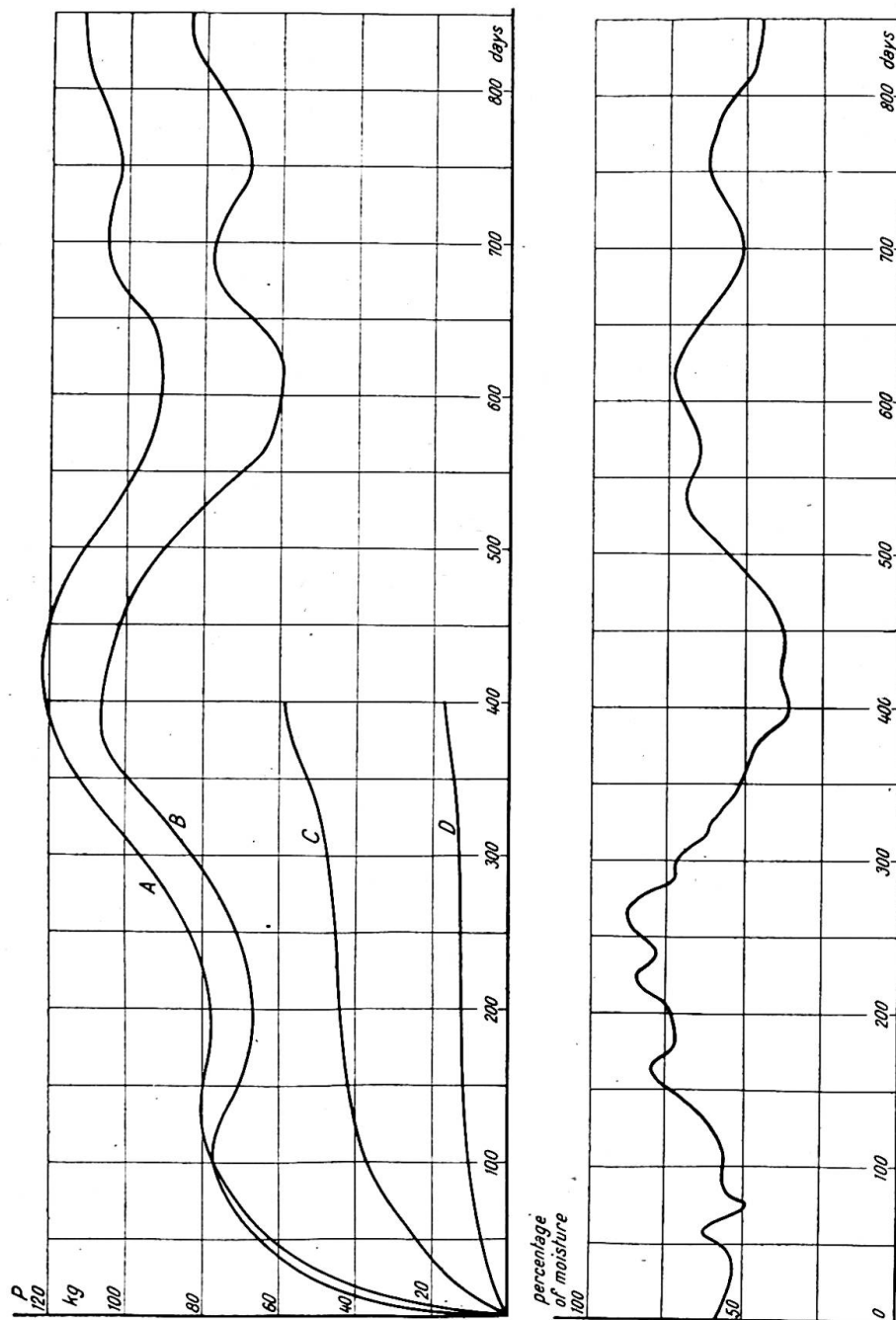


Fig. 4. Observed and calculated values of the concentrated load P (kg.) at the centre of the beam (A in Fig. 1) required for the deflection at the centre of the beam to be equal to zero.

- A. Value of P observed in the tests on the beams provided with reinforcement at the bottom only
- B. Value of P observed in the tests on the beams provided with reinforcement at the top and at the bottom
- C. Value of P calculated from the check tests for beams provided with reinforcement at the bottom only
- D. Value of P calculated from the check tests for beams provided with reinforcement at the top and at the bottom

The position of the directly obtained experimental curves A and B in relation to the curves calculated on the basis of the data from the check tests and taking into account only the counteractive effect of the reinforcement on shrinkage affords further evidence for the conclusion that the influence of the counteractive effect produced by the reinforcement on shrinkage has not been predominant. This deviation can probably be attributed to the fact that the shrinkage was not uniformly distributed

because the coarse aggregate was not evenly spread over the cross-section. The beams were cast in a horizontal position, and were consolidated by vibration. It is known that vibration tends to further the subsidence of coarse aggregate, at least if the time of vibration is too long. In the upper part of the beam, which is richer in cement, the shrinkage ought therefore to be greater than in the lower part of the beam, where shrinkage is prevented by a higher percentage of coarse aggregate.

If it is supposed that the reaction P at the central support of the beam was dependent on this effect alone, it is possible to calculate the difference $\Delta\epsilon$ between the amounts of shrinkage in the upper and the lower part of the beam by using E_c obtained from the check tests for the experimental curves A and B in fig. 4. As a result, it is found that $\Delta\epsilon$ increases from 0.1% after 30 days to 0.4% after 300 days. The calculated ratio of $\Delta\epsilon$ to the value of the mean shrinkage coefficient ϵ_{mean} obtained from the check tests varies from 1.1 to 1.2.

The preliminary tests described above, which were originally made in order to study the counteractive effect of the reinforcement on shrinkage, showed that this effect in the case under consideration was of minor importance in comparison with the effect produced by non-uniformly distributed shrinkage due to the segregation of the coarse aggregate.

For this reason, the author deemed it desirable to make further tests to determine the order of magnitude of non-uniformly distributed shrinkage in concrete mixes which can be expected to be used in practice.

TYPE TESTS FOR STUDY OF NON-UNIFORMLY DISTRIBUTED SHRINKAGE

The beam specimens used for the tests were cast in a horizontal position. Data on consistency, vibration, etc., are given in Table III.

TABLE III
Vibrated concrete beams

Marking	Number of beams	Concrete mix*— cement: fine aggregate: coarse aggregate	Consistency		Period of vibration per insertion of internal vibrator (seconds)	Compressive cube strength after 28 days
			Slump, cm.	Degrees, VB		
A	1	1:5:1:5:1	0.2	11	20	258, 249, 258 Mean 255
B	1	1:5:1:5:1	0.2	11	120	
C	1	1:4:4:4:4	2.3	5.2	5	266, 272, 258 Mean 265
D	2	1:4:4:4:4	2.3	5.2	120	
F	2	1:4:4:4:4	2.3	5.2	120	260, 264, 290 Mean 271
G	1	1:4:4:4:4	2.3	5.2	Tamped	
H	1	1:3:8:3:8	9.0	0.15	2.5	
I	1	1:3:8:3:8	9.0	0.15	120	
J	1	1:3:8:3:8	9.0	0.15	Tamped	

* The water-cement ratio was 0.75 for all beams.

All beams, except F, were 15 cm. $\times$ 15 cm. in cross-section and 85 cm. in length. The beams F were 15 cm. in width, 30 cm. in depth, and 85 cm. in length.

The concrete was consolidated by means of an internal vibrator, 55 mm. in diameter, 500 mm. in length, performing transverse vibrations at a rate of 13,000 per minute.

The internal vibrator was inserted at three points in the sequence indicated in fig. 5. The vibrator was tilted at an angle of 50° , except for the vibration of the beams F, in which the angle of tilt was 70° .

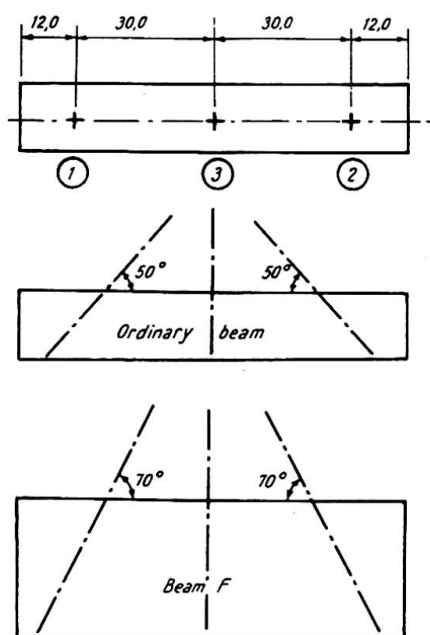


Fig. 5. Position of the internal vibrator (vibrating spade) during vibration of the concrete

After casting, the beams were subjected to moist curing, and were then placed in the testing room, where they were stored in a vertical position and provided with the measuring devices shown in fig. 6.

Channel bars were screwed to the end plates made of steel. The change in length on both sides of the test beam was measured between these channel bars by means of dial gauges, which were attached to the gauge rods A. The gauge rods were articulated at the top end and guided at the bottom end. In order to ensure that the cross-section of the concrete beam should remain plane at the ends, nine round iron bars, 3 mm. in diameter, were embedded in the concrete and fastened to the end plates.

The results of the tests are reproduced in figs. 7(a) to 7(c). The curves in these diagrams represent the mean amount of shrinkage ϵ_{mean} and the difference in shrinkage $\Delta\epsilon$ between the top and bottom surfaces of the test beams. The ratio $x = \Delta\epsilon / \epsilon_{mean}$ is of special interest.

The values of x observed after different numbers of days, up to 250 days, are given in Table IV.

It will be seen from Table IV that the values of x are approximately equal for those beams which were vibrated only just so long as was required in order to cause the concrete to fill the form, viz. the beams A, C and H. The non-uniform shrinkage of these beams is about 22% of the mean shrinkage after one month, and about 18% after two months. In the tests on those beams which have been vibrated for two minutes, the beam made of the concrete having the most fluid consistency (beam I) exhibits the greatest value of x ; next follow the beams D (consistency 5.2° VB); and last comes the beam B (consistency 11° VB). Thus, the drawbacks of excessive vibration have proved to increase as the consistency becomes more fluid. If we

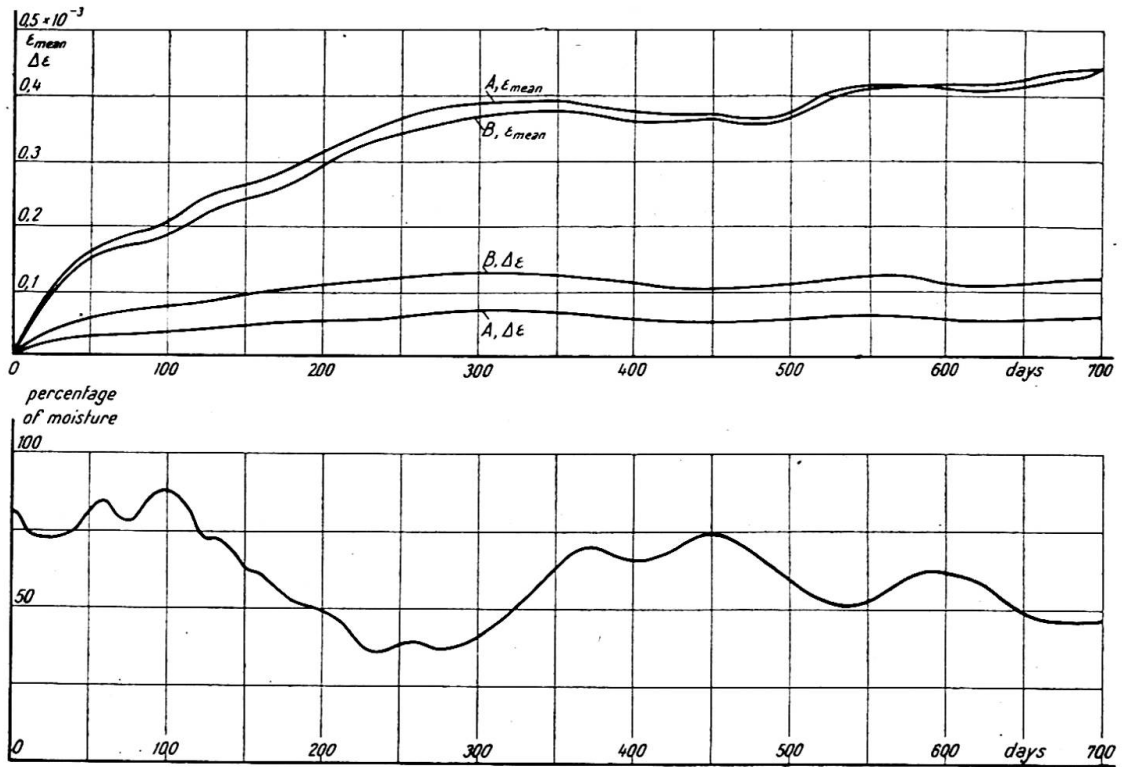


Fig. 7(a). Average shrinkage and difference in shrinkage $\Delta\epsilon$ between the top and bottom surfaces observed in the shrinkage tests on beams made in accordance with Table III. Consistency of concrete: 11 degrees VB

examine the beams made of tamped concrete, we find that the beam G (consistency 5.2° VB) is practically free from non-uniform shrinkage, whereas the shrinkage of the beam J (slump 9.0 cm.) is of the same order of magnitude as that of the beams subjected to vibration for a short time. The value of x for the beams 30 cm. in depth (F_1 and F_2) is equal to 55%–60% of the corresponding value for the comparable beams 15 cm. in depth (D_1 and D_2).

The number of tests was relatively small. They have, however, shown that non-

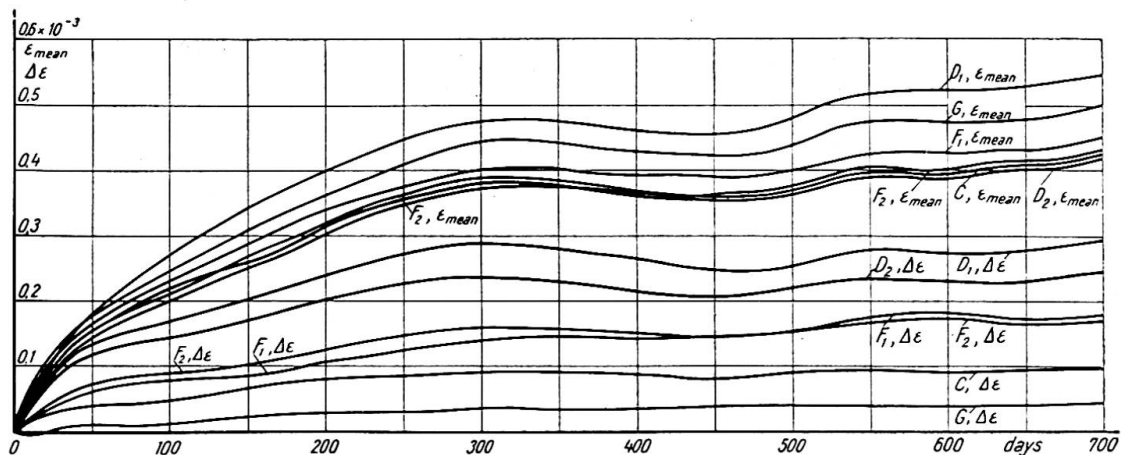


Fig. 7(b). Average shrinkage and difference in shrinkage $\Delta\epsilon$ between the top and bottom surfaces observed in the shrinkage tests on beams made in accordance with Table III. Consistency of concrete: 5.2 degrees VB. Slump test: 2.3 cm.

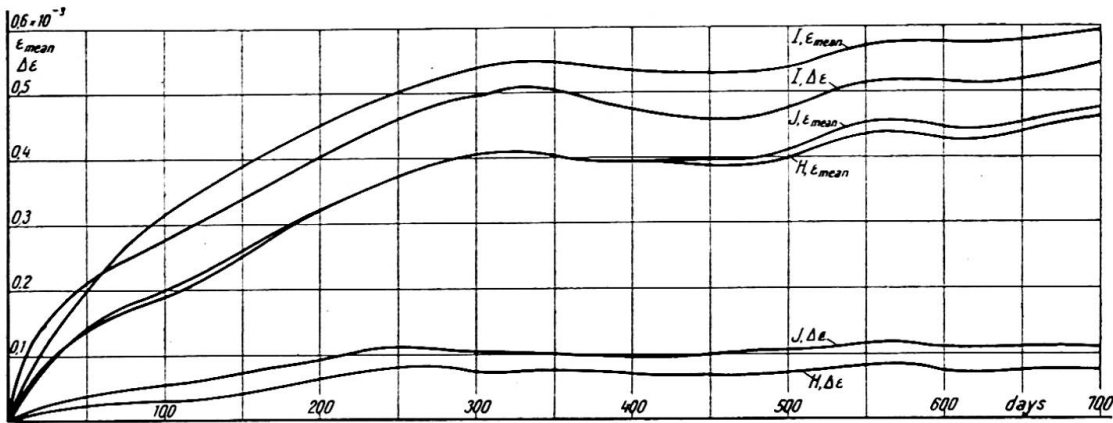


Fig. 7(c). Average shrinkage and difference in shrinkage $\Delta\epsilon$ between the top and bottom surfaces observed in the shrinkage tests on beams made in accordance with Table III. Consistency of concrete—slump test: 9.0 cm.

uniform shrinkage can occur in structural members made of ordinary concrete mixes, primarily when they are over-vibrated to a certain extent.

Even if non-uniform shrinkage can be obviated or reduced by using appropriate methods of concrete manufacture, it should be taken into account in the design of concrete structures.

ORDER OF MAGNITUDE OF MOMENTS AND DEFORMATIONS DUE TO NON-UNIFORM SHRINKAGE OF SLABS SUPPORTED ON FOUR SIDES

The effect of non-uniformly distributed shrinkage is in principle the same as the effect of non-uniform temperature distribution over the thickness of the slab. Consider the three cases in fig. 8 representing different conditions at the supports. In the case No. 1, where the slab is clamped along all four edges, the additional moments are obtained directly. If the slab is simply supported along all four edges (case No. 2)

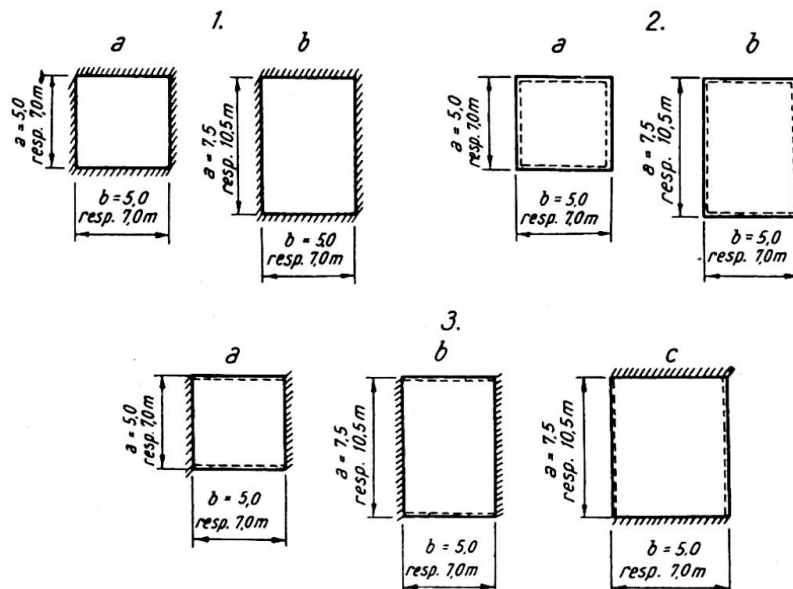


Fig. 8. Conditions at the supports and surface dimensions of concrete slabs subjected to non-uniform shrinkage and dealt with in the examples. See the results given in Tables V to VII

or simply supported along two opposite edges and clamped along the other two edges (case No. 3), then the moments and the deformations can be calculated by means of the elastic theory of plates. This calculation has been carried out by the author.* If the results of this calculation are applied to the slabs shown in fig. 8 (with $\Delta\epsilon=0.3$ per thousand and $E_c=10^5$ kg./cm.²), the moments m_0 and m_{max} , the deflections w_{max} , and the calculated stresses $K_{bH}=\frac{m}{H^2} \cdot 6$ given in Tables V to VII are obtained. Alternative calculations have been made for two values of the thickness of slab, viz. $H=15$ cm. and $H=20$ cm.

For comparison, Tables V to VII show the moments, deflections, and stresses due to the total load $q=0.8$ t./m.²

TABLE V

Moments and stresses due to non-uniform shrinkage, method of support No. 1. $\Delta\epsilon=0.3$ per thousand. $E_c=100,000$ kg./cm.² At other values of $\Delta\epsilon$ and E_c , the figures given in columns 3, 5, 6, and 8 should be multiplied by $\frac{\Delta\epsilon \cdot E_c}{0.3 \cdot 10^{-3} \cdot 10^5}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Method of support	b m.	m_0 kg. $H=15$	w_{max} $H=15$	K_{bH} kg./cm. ² $H=15$	m_0 kg. $H=20$	w_{max} $H=20$	K_{bH} kg./cm. ² $H=20$	$K_{bH}(q=0.8; \text{t./m.}^2)$	
								$H=15$	$H=20$
1a {	5.0	-561	0	15	-995	0	15	28	16
	7.0	-561	0	15	-995	0	15	55	31
1b {	5.0	-561	0	15	-995	0	15	41	23
	7.0	-561	0	15	-995	0	15	80	45

TABLE VI

Moments, stresses, and deflections due to non-uniform shrinkage, method of support No. 3. $\Delta\epsilon=0.3$ per thousand. $E_c=100,000$ kg./cm.² At other values of $\Delta\epsilon$ and E_c , the figures given in columns 3, 5, 6, 7 and 8 should be multiplied by $\frac{\Delta\epsilon \cdot E_c}{0.3 \cdot 10^{-3} \cdot 10^5}$. The figures given in columns 5 and 9 are independent of E_c , and should be multiplied by $\frac{\Delta\epsilon}{0.3\text{‰}}$ at other values of $\Delta\epsilon$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	
Method of support	b m.	m_{max} kg. $H=15$	w_{max} cm. $H=15$	K_{bH} g./cm. ² $H=15$	m_{max} kg. $H=20$	w_{max} cm. $H=20$	K_{bH} kg./cm. ² $H=20$	w_{max} cm. $q=0.8$ t./m ²		K_{bH} kg./cm. ² $q=0.8$ t./m. ²	
								$H=15$	$H=20$	$H=15$	$H=20$
2a {	5.0	-280	0.37	-7.5	-500	0.28	-7.5	0.72	0.30	20	11
	7.0	-280	0.72	-7.5	-500	0.54	-7.5	2.76	1.15	39	22
2b {	5.0	-426	0.50	-11.4	-762	0.37	-11.4	1.37	0.58	39	22
	7.0	-426	0.97	-11.4	-762	0.73	-11.4	5.26	2.23	77	43

* Nylander, H., "Korsarmerade betongplattor," *Betong*, No. 1, p 3, 1950.

TABLE VII

Moments, stresses, and deflections due to non-uniform shrinkage, method of support No. 3. $\Delta\epsilon=0.3$ per thousand. $E_c=100,000$ kg. cm.² At other values of $\Delta\epsilon$ and E_c , the figures given in columns 3, 4, 6, 7 and 8 should be multiplied by $\frac{\Delta\epsilon \cdot E_c}{0.3 \cdot 10^{-3} \cdot 10^5}$. The figures given in columns 5 and 9 are independent of E_c , and should be multiplied by $\frac{\Delta\epsilon}{0.3 \text{ ‰}}$ at other values of $\Delta\epsilon$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		12	
Method of support	b m.	m_i $H=15$	$m_{i\text{mean}}$ $H=15$	w_{max} cm. $H=15$	$K_{bi\text{mean}}$ $H=15$	m_i $H=20$	$m_{i\text{mean}}$ $H=20$	w_{max} $H=20$	$K_{bi\text{mean}}$ $H=20$	w_{max} cm. $q=0.8$; t./m.: $H=15$ $H=20$		$K_{bi\text{max}}$ $q=0.8$; t./m.: $H=15$ $H=20$	
3a {	5.0	-815	-930	0.079	-25	-1,450	-1,450	0.059	-25	0.36	0.143	-37	-21
	7.0	-815	-930	0.155	-25	-1,450	-1,450	0.116	-25	1.31	0.55	-72	-41
3b {	5.0	-640	-760	0.093	-20	-1,130	-1,340	0.070	-20	0.44	0.183	-44	-25
	7.0	-640	-760	0.182	-20	-1,130	-1,340	0.137	-20	1.71	0.70	-86	-49
3c {	5.0	-1,010	-1,055	0.104	-31	-1,800	-31	0.078	-31	0.96	0.40	-55	-31
	7.0	-1,010	-1,055	0.204	-31	-1,800	-31	0.153	-31	1.88	0.78	-107	-61

It will be seen from Tables V to VII that a conceivable difference in shrinkage $\Delta\epsilon=0.3$ per thousand produces deflections which cannot be disregarded in comparison with the deflections due to the load, primarily in the case of the simply supported slabs, but also in the case of the slabs clamped along two opposite edges.

Furthermore, the tables show that the moments and the stresses at the supports due to non-uniform shrinkage can be of the same order of magnitude as the moments and the stresses caused by the load.

In consideration of these results, the effect of non-uniform shrinkage should not be disregarded when concrete slabs reinforced in two directions are designed in accordance with the theory of elasticity. Since non-uniform shrinkage is no longer of any importance in the stage of failure, as the structure is not affected by shrinkage on account of its low rigidity, shrinkage need not be taken into account in the method of limit design.

In estimating the rigidity of structures, non-uniform shrinkage must be taken into consideration for two reasons, viz. first, because it produces the additional deflection, and second, because it causes an increase in the moments at the supports, and hence facilitates the development of cracks at the supports.

REDUCTION OF NON-UNIFORM SHRINKAGE BY ADDITION OF AN EXTRA LAYER OF COARSE AGGREGATE

To prepare concrete mixes in which the coarse aggregate does not segregate during vibration is probably difficult on the site.

Another method of reducing non-uniform shrinkage, which appears to be relatively practicable, is to spread an additional layer of coarse aggregate on the surface of the concrete after placement, and to subject this layer to vibration so as to mix the coarse aggregate with the freshly poured concrete. This possibility was studied in tests on ten beams differing in thickness and in the grading of the additional layer of coarse aggregate (see Table VIII).

The workability determined by means of consistency tests was 4.6° VB on the average.

TABLE VIII

Data on additional layers of coarse aggregate mixed by vibration with the concrete of beams after placement

Beam No.	Thickness of layer of coarse aggregate, cm.	Weight of layer of coarse aggregate, kg.	Period of vibration sec.	Grading of layer of coarse aggregate, mm.
A ₁ , B ₁ , C ₁ , D ₁ , E ₁	1	2.3	20	4-32
A ₂ , B ₂ , C ₂ , D ₂ , E ₂	3	6.9	400	4-32
	1	2.3	15	16-32
	3	6.9	250	16-32
	0	—	—	—

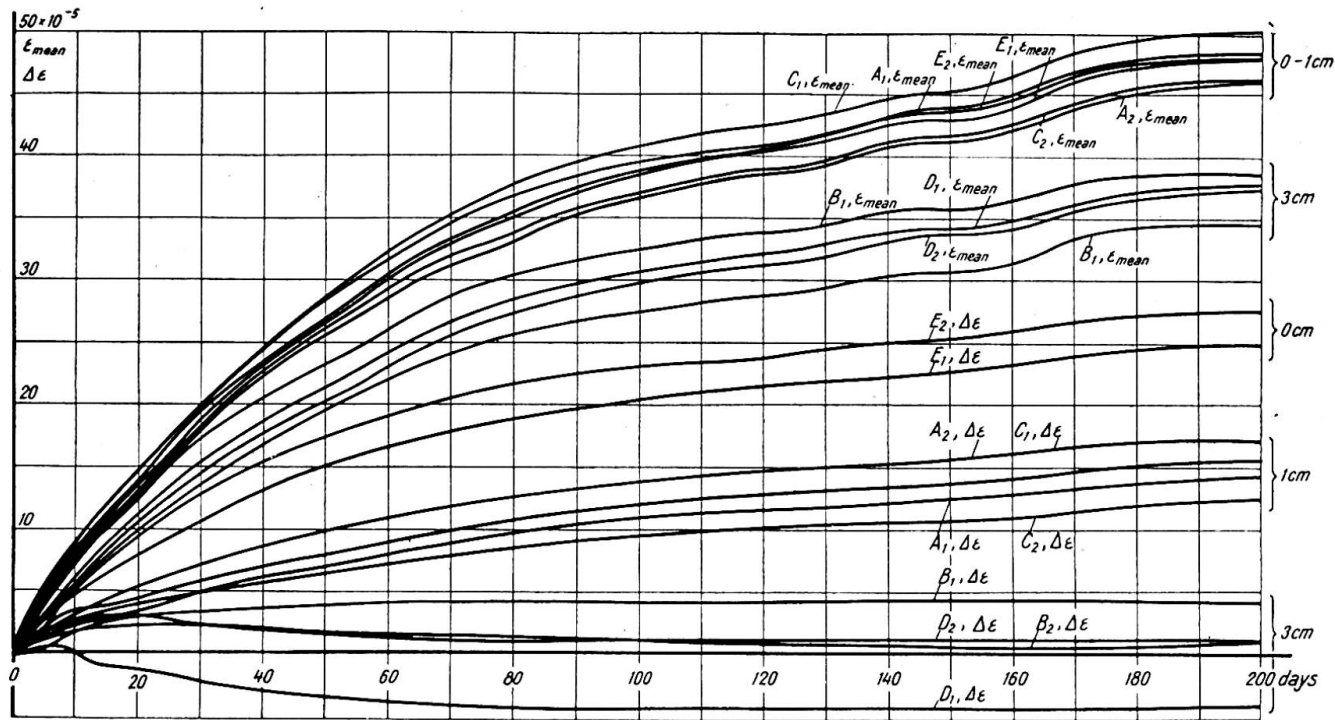


Fig. 9. Average shrinkage and difference in shrinkage between the top and bottom surfaces observed in the shrinkage tests on beams made in accordance with Table VIII

Each beam was 15 cm. in depth, 15 cm. in width, and 90 cm. in length.

The concrete mix used for the beams had the proportions cement: fine aggregate: coarse aggregate=1:4.4:4.4 by weight. The water-cement ratio was 0.75. The gradings of fine and coarse aggregate were close to the ideal curves.

To begin with, the beams were vibrated for two minutes per insertion of internal vibrator in accordance with the same system as in the tests described earlier (fig. 5). After that, the layer of coarse aggregate was gradually pushed down into the concrete by applying the point of the vibrator to a metal sheet spread over the layer. The layer of coarse aggregate was vibrated until cement paste rose to the surface through the layer.

The results of the shrinkage measurements are shown in fig. 9. It will be seen from fig. 9 that the difference in shrinkage between the top and bottom surfaces of the beams was practically zero when the additional layer of coarse aggregate was 3 cm. in thickness. Furthermore, it follows from fig. 9 that $\Delta\epsilon$ obtained in the tests using a layer of coarse aggregate 1 cm. in thickness was about 60% of $\Delta\epsilon$ for beams without any additional layer of coarse aggregate.

The curves representing ϵ_{mean} in fig. 9 indicate that the addition of an extra layer of coarse aggregate has reduced ϵ_{mean} in a proportion which is in agreement with the reduction in $\Delta\epsilon$.

These tests have demonstrated that the addition of an extra layer of coarse aggregate can reduce or eliminate non-uniform shrinkage.

Moreover, the possibilities of using this method on the site have been tested by the author, together with Mr. S. E. Bjerking, in the construction of floor slabs for dwelling-houses in Uppsala. The method was found to be applicable under practical conditions.

Summary

In some tests on vibrated reinforced concrete beams it was shown that the counteractive effect of the reinforcement on shrinkage was of minor importance in comparison with the effect produced by non-uniformly distributed shrinkage owing to the segregation of the coarse aggregate. Type tests with non-reinforced beams showed the influence of varying consistency and time of vibration on the non-uniform shrinkage.

The magnitude of moments and deformations due to non-uniform shrinkage in slabs supported on four sides was calculated. It was shown that these moments and deformations at an allowable load can be of the same order of magnitude as the moments and stresses caused by the load, primarily in the case of the simple supported slabs, but also in the case of slabs clamped along two opposite edges.

A method of reducing non-uniform shrinkage was examined. An additional layer of coarse aggregate was spread on the surface of the concrete after placing and this layer was subjected to vibration so that the coarse aggregate was mixed with the freshly poured concrete. It was shown that there are possibilities of reducing or eliminating the non-uniform shrinkage by this method.

Résumé

Certains essais effectués sur des poutres en béton armé vibré ont montré que l'influence exercée par l'armature dans le sens d'une réduction du retrait est plus faible que l'influence qu'exerce la ségrégation des gros grains d'agrégat dans le sens de l'hétérogénéité de ce retrait. Des essais-types sur poutres non armées ont mis en évidence l'influence des variations de la consistance du mélange et de la durée de la vibration sur cette hétérogénéité.

L'auteur a calculé les moments et les déformations qui résultent de l'hétérogénéité du retrait, sur des dalles appuyées de tous côtés. Il a constaté que ces moments et déformations peuvent être du même ordre de grandeur que ceux qui résultent des charges admissibles, tout particulièrement lorsqu'il s'agit de dalles reposant librement sur leurs appuis, mais aussi dans le cas des dalles encastrées sur deux bords opposés.

L'auteur a étudié une méthode qui doit permettre une réduction de l'hétérogénéité du retrait. Elle consiste à répandre une couche additionnelle de gravier sur la surface du béton après mise en œuvre, puis à procéder à un traitement de vibration pour assurer l'incorporation du gravier au béton frais. On a pu constater que cette méthode permet de réduire, voire même de supprimer complètement l'hétérogénéité du retrait.

Zusammenfassung

In einigen Versuchen an vibrierten Eisenbetonbalken zeigte es sich, dass der verminderte Einfluss der Armierung auf das Schwinden geringer war als der Einfluss der Ungleichmässigkeit des Schwindens, herrührend von der Entmischung grobkörniger Zuschlagstoffe. Allgemeine Versuche mit unarmierten Balken zeigten den Einfluss veränderlicher Konsistenz und Vibrationsdauer auf das ungleichförmige Schwinden.

Die Momente und Verformungen infolge des ungleichförmigen Schwindens in allseitig aufliegenden Platten wurden berechnet. Es zeigte sich, dass diese Momente und Verformungen von gleicher Grössenordnung sein können wie die Momente und Beanspruchungen aus der zulässigen Belastung, besonders im Falle der frei aufliegenden Platte, aber auch bei der an zwei gegenüberliegenden Rändern eingespannten Platte.

Es wurde eine Methode zur Verminderung des ungleichförmigen Schwindens untersucht. Eine zusätzliche Lage von Kieszusatz wurde über die Oberfläche des eingebrachten Betons gestreut und dann vibriert, so dass sich der Kies mit dem frischen Beton vermischte. Es konnte gezeigt werden, dass durch diese Massnahme das ungleichförmige Schwinden vermindert oder ausgeschaltet werden kann.

CII 1

Le calcul en prérupure du béton armé et du béton précontraint

Strength determination of reinforced and prestressed concrete when stressed near to the point of failure

Berechnung von Stahlbeton und Spannbeton unter Bruchspannung

PROF. DR. H.C. E. TORROJA et A. PAEZ

Madrid

Madrid

On peut affirmer que depuis les débuts de la technique du béton, on a observé des variations et des anomalies du rapport entre la charge à laquelle on soumet le béton et la déformation qui se produit en lui.

Le manque de proportionnalité entre les contraintes et les déformations suppose une forte objection au critérium déjà périmé de déterminer les sections d'accord avec les tensions admissibles. Les orientations modernes qui se rapportent à la sécurité des éléments qui composent la structure et qui sont basées sur le concept des sollicitations limites, oblige naturellement à étudier le comportement des sections critiques en prérupure, c'est-à-dire, sous un état de tension limite dans lequel l'hypothèse de Hooke est loin d'être satisfaite à cause des importants phénomènes plastiques que présente le matériau.

Cependant, le grand nombre des variables qui interviennent dans les lois qui régularisent les contraintes en fonction des déformations empêche la pose rigoureuse et le développement d'un problème qui, même dans le cas hypothétique de pouvoir être résolu, exigerait pour son application pratique la connaissance d'un grand nombre de facteurs ou de caractéristiques, de valeur incertaine pour représenter une douteuse prévision future.

Le fait que, dans les utilisations techniques, on n'a pas besoin de lois exactes, permet d'introduire certaines hypothèses simplificatives qui seront admissibles quand elles conduiront à des résultats très proches des résultats réels et dont les erreurs compatibles avec les nécessités pratiques sont inférieures à celles qu'offrent les lois traditionnellement employées.

Selon cette orientation et dans le but d'établir la loi qui relie les contraintes aux déformations, on a représenté dans un graphique les résultats expérimentaux obtenus

L'exposant n , unique coefficient qui intervienne dans la formule (1) est compris ainsi qu'on peut le voir dans la fig. 1, entre 1,8 et 2,8. En adoptant la valeur 2,33 on peut obtenir un ajustement parfait avec la plupart des résultats expérimentaux.

Ces essais ont été réalisés dans des conditions de charge relativement rapides en employant, jusqu'à arriver à la rupture, des intervalles de temps compris entre 3 et 7 minutes. Sous l'action de charges maintenues durant de longs délais ou qui croissent lentement, ce diagramme peut souffrir de légères modifications.

Il est possible qu'une minutieuse expérimentation sur le fluage à tensions proches à celles de ruptures présente quelques divergences sur la proportionnalité avec les déformations instantanées ou à courte durée sur lesquelles s'est basée la loi adoptée, si on réfère toujours Δ à la valeur limite pour le même long délai d'application de la charge. Jusqu'au moment actuel, les études rhéologiques postérieurement développées conduisent à des déformations additionnelles qui, sans être rigoureusement proportionnelles aux déformations instantanées ou brèves, démontre une sensible concordance avec l'hypothèse admise, leurs erreurs étant inférieures aux divergences calculées pour les différents processus de charge lente que l'on peut imaginer en fonction du temps. Il ne faut pas oublier que, autant la magnitude que l'ordre dans lequel se présentent les surcharges réelles sur une structure obéissent à des lois inconnues pour celui qui établit le projet car elles renferment une prévision future de faits aléatoires.

Quant à l'acier, la difficulté d'établir une limite bien différenciée de la proportionnalité entre les contraintes et les déformations, ainsi que la clarté avec laquelle se détache le palier d'écoulement, a donné lieu à ce que l'on adopte cette dernière valeur pour délimiter la zone utile et pour fonder sur elle un critérium d'épuisement de ce matériau.

En réalité, il n'est pas difficile d'établir une formule qui définisse avec une approximation suffisante le diagramme de contrainte-déformation en-dessous de la limite d'épuisement précitée, mais il ne semble pas nécessaire de compliquer de la sorte le problème puisque le diagramme réel est suffisamment proche du diagramme constitué par la droite correspondante au module d'élasticité de l'acier prolongée jusqu'à l'écoulement et à partir de ce point, par une parallèle à l'axe des déformations qui représente le palier précité; type birectiligne, employé déjà dans de nombreuses études élasto-plastiques de structures métalliques.

Les diagrammes de contrainte-déformation, une fois établis pour les deux matériaux, il convient de définir ce que l'on entend par contrainte d'épuisement.

Dans le cas du béton, cette contrainte-limite correspond à la résistance maximum en compression, c'est-à-dire la valeur maximum atteinte par le diagramme contrainte-déformation, supérieur comme on le sait à la tension finale de rupture. Au contraire, dans les armatures soumises à la traction, il semble acceptable de considérer comme conditions d'épuisement le début du palier d'écoulement, c'est-à-dire le point où se termine la période qui peut être nommée élastique et où commence le palier, sensiblement horizontal des grandes déformations plastiques.

La raison de limiter les déformations au point initial de la période plastique obéit au fait que, au-dessus de la dite déformation se produisent d'importantes fissures dans le béton, que l'on considère normalement comme inacceptables.

Au contraire, dans les armatures soumises à des efforts de compression, il n'existe aucune raison pour laquelle il convienne de limiter la déformation atteinte au début du palier d'écoulement précité. Dû aux raccourcissements soufferts par le béton qui l'enrobe, le danger de fissuration disparaît et le matériau peut atteindre sa déformation de rupture longtemps après que l'acier ait atteint sa limite élastique. L'expérimentation

effectuée prouve qu'effectivement l'armature supporte les déformations additionnelles sans inconvénients et sans augmentations de contrainte, comme il est logique toute fois que les barres longitudinales et les étriers sont convenablement disposés, avec les recouvrements nécessaires et la séparation adéquate entre les derniers.

Il n'y a rien d'étrange au fait d'admettre l'épuisement simultané du béton et de l'acier dans les pièces soumises à la compression, quelque soit le pourcentage des armatures, dans les limites normales, pourvu que les barres soient d'acier courant et soient correctement placées. Le retrait du béton contribue puissamment à la réalisation de ce phénomène en produisant un état préalable de tractions dans ce matériau et un régime de compressions dans l'acier comme conséquence de la coaction exercée par l'armature au libre raccourcissement de celui-là.

La grande réserve de déformations plastiques de l'acier, combiné à ce dernier effet, justifie pour la compression les formules appelées additives comme fondées sur le principe de la superposition de résistances-limites d'un et d'autre matériel. Ces formules, entièrement justifiées par de nombreux essais, ont été prescrites comme obligatoires dans différentes normes étrangères, même si elles résultent contradictoires quand on les examine des points de vue de la théorie classique.

Dans le phénomène de flexion, le problème résulte un peu plus complexe. Contrairement à ce qui arrive dans la compression, le phénomène d'épuisement simultané du béton et de l'acier est seulement satisfait par un pourcentage déterminé ou armature "critique," dû à la restriction imposée de limiter les déformations de l'acier à traction au début du palier d'écoulement. Sauf dans ce cas spécial, l'épuisement à la flexion peut se produire, soit par l'écoulement de l'armature de traction quand celle-ci est inférieure à la "critique," soit par rupture du béton sans que l'armature, avec à présent un excès de section, atteigne sa limite élastique.

Naturellement, le pourcentage d'acier critique défini antérieurement change avec la plus grande ou la plus petite déformabilité du béton puisque, plus il est déformable, plus descend la fibre neutre avec l'augmentation conséquente de la zone de compression et diminution du bras de levier, ce qui fait que diminuent les compressions unitaires dans le béton et augmentent les tractions dans l'armature. En conséquence si on pose les équations d'équilibre en sections avec une armature infracritique, il sera nécessaire d'adopter, comme hypothèse la plus défavorable, le régime de charges à longue durée qui conduit à une plus grande déformabilité du béton, tandis que dans le cas d'armatures supercritiques il sera nécessaire de considérer la plus petite, c'est-à-dire un court délai d'actuation de la charge.

En définitive, si on désire déduire des expressions qui permettent de mesurer les sections pour les divers comportements du béton, autant sous des charges brèves que sous des charges durables, il est nécessaire de poser les conditions d'équilibre d'une autre façon pour les sections infracritiques que pour les supercritiques, en considérant la présence du phénomène du fluage dans le premier cas et en admettant dans le second, la présence du moment fléchissant d'épuisement, à peine terminée la structure et le béton durci.

Tandis que ce dernier cas n'offre pas de doutes, le premier n'apparaît pas parfaitement déterminé. Evidemment la déformation maximum qu'un béton peut atteindre est obtenue dans le cas d'une charge suffisamment élevée appliquée pendant un délai indéfini. Malgré tout, l'hypothèse dans laquelle on considère, comme fluage maximum, ce produit par les conditions d'épuisement appliquées depuis le début et maintenues pendant un long délai semble absurde car elle est dépourvue de vraisemblance dans la réalité.

Ce qui semble prudent et faisable est d'admettre la présence d'une certaine

sollicitation, par exemple de la moitié de celle qui doit produire l'épuisement, agissant constamment durant années et années, jusqu'à un moment déterminé où, par des causes fortuites, il augmente au double et produit alors la rupture de la pièce.

En développant l'étude de cette façon, on peut admettre que la déformabilité du béton varie entre $\Delta=0,0012$ et $\Delta=0,0018$. Cette dernière limite, multiplié par le facteur correspondant au temps, conduit à une déformation de rupture à long délai de $\Delta=0,006$ environ, dans l'hypothèse de charge décrite dans le paragraphe antérieur adoptée pour l'étude des armatures infracritiques. Au contraire, dans le cas des armatures supracritiques, la déformation du 0,12% admis est parfois une limite exagérément faible pour ces régimes ainsi qu'on semble déduire des essais en flexion, mais comme ce type de section s'utilise seulement dans des cas exceptionnels de pièces très chargées, il a paru prudent de considérer une limite qui ne peut être atteinte que rarement.

Comme loi approximative du diagramme de tractions-déformations en sections armées, on peut adopter l'expression:

$$\frac{J}{R} = X \left(1 - \frac{\delta}{\Delta}\right)^{n'} - X \left(1 - \frac{\delta}{\Delta}\right)^{n''}$$

obtenue à partir de l'expérimentation réalisée par le "Österreichischen Eisenbeton Ausschuss." Dans la formule citée, X , n' , n'' sont des constantes qui, avec une approximation suffisante, peuvent être égales à:

$$X=0,116 \quad n'=1,33 \quad n''=21,33$$

et où J est la contrainte à traction du béton et Δ et R les mêmes valeurs établies antérieurement.

En prenant ces bases comme point de départ et avec la notation de la fig. 2, les équations d'équilibres connues de flexion composée, prennent la forme de:

$$N = \int_0^g b_z \cdot \sigma_z \cdot dz - \int_0^{d-g} b_z \cdot J_z \cdot dz + A_\beta \cdot \omega_\beta - A_\alpha \cdot \omega_\alpha$$

$$M = N \cdot e + N \left(g - \frac{d}{2}\right) = \int_0^g b_z \cdot \sigma_z \cdot z \cdot dz + \int_0^{d-g} b_z \cdot J_z \cdot z \cdot dz + A_\beta \cdot \omega_\beta (g - r_\beta) + A_\alpha (d - g - r_\alpha) \omega_\alpha$$

A_α et A_β étant la contrainte dans l'armature de traction ω_α et de compression ω_β respectivement.

En adoptant les symboles suivants:

$$P = \frac{N}{b \cdot d \cdot R_v} \quad F = \frac{N \cdot f}{b \cdot d^2 \cdot R_v} \quad u_\beta = \frac{\omega_\beta \cdot \sigma_s}{b \cdot d \cdot R_v} \quad u_\alpha = \frac{\omega_\alpha \cdot \sigma_s}{b \cdot d \cdot R_v}$$

où b est la largeur effective moyenne, R_v une résistance virtuelle du béton dont on parlera plus tard et σ_s la tension d'écoulement des armatures, joint à:

$$\begin{aligned} \frac{g}{d} &= \lambda & \frac{r_\beta}{d} &= \rho_\beta & \frac{r_\alpha}{d} &= \rho_\alpha & \frac{z}{c} &= \zeta_z \\ T &= \frac{1}{\lambda \cdot b} \int_0^\lambda b_z \cdot s_z \cdot d\zeta_z & W &= \frac{1}{\lambda \cdot b} \int_0^{1-\lambda} b_z \cdot \frac{J_z}{R} \cdot d\zeta_z \\ U &= \frac{1}{\lambda \cdot b} \int_0^\lambda b_z \cdot s_z \cdot \zeta_z \cdot d\zeta_z & Z &= \frac{1}{\lambda \cdot b} \int_0^{1-\lambda} b_z \cdot \frac{J_z}{R} \cdot \zeta_z \cdot d\zeta_z \end{aligned}$$

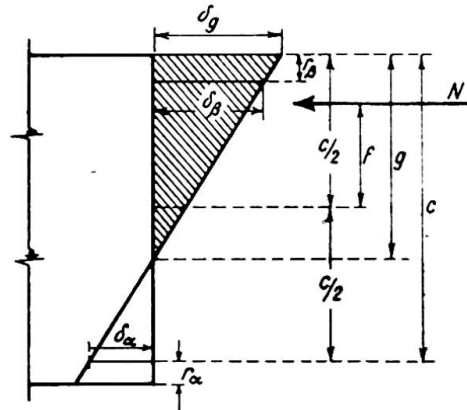


Fig. 2

les équations d'équilibre se réduisent à :

$$P = \lambda \cdot T - \lambda \cdot W + \frac{A_\beta}{\sigma_s} \cdot u_\beta - \frac{A_\alpha}{\sigma_s} \cdot u_\alpha$$

$$F = P(\frac{1}{2} - \lambda) + \lambda^2 U + \lambda^2 Z + \frac{A_\beta \cdot u_\beta}{\sigma_s} (\lambda - \rho_\beta) + \frac{A_\alpha \cdot u_\alpha}{\sigma_s} (1 - \lambda - \rho_\alpha)$$

En faisant

$$\theta = \frac{\delta_z \cdot d}{z} \quad \psi = \frac{\theta}{\Delta} \quad \text{et} \quad \epsilon_z = \frac{\delta_z}{\Delta}$$

et en tenant compte de la proportionnalité entre les déformations longitudinales et les distances à la fibre neutre, on a :

$$\frac{\theta \cdot z}{\Delta \cdot d} = \psi \frac{z}{d} = \frac{\delta_z}{\Delta} = \epsilon_z = \psi \cdot \zeta_z$$

qui, introduite dans les lois de contrainte-déformation établies, conduit à :

$$\frac{\sigma_z}{R} = 1 - (1 - \psi \zeta_z)^n$$

$$\frac{J}{R} = [(1 - \psi \zeta_z)^{n'} - (1 - \psi \zeta_z)^{n''}] X$$

En substituant ces valeurs dans les expressions T , U , W , Z chaque fois que la largeur b_z puisse être exprimée analytiquement en fonction de ζ_z , il sera possible d'obtenir ces fonctions en ψ et ζ_z qui, quand elles sont intégrées, resteront en fonction de ψ et λ . Dans le cas contraire on peut effectuer l'intégration par des procédés graphiques.

En suivant, avec de légères variantes, un processus de calcul analogue, on peut poser les conditions d'équilibre correspondantes aux cas de compression composée. Au moyen des unes et des autres, on peut déterminer les contraintes et les déformations qui résultent dans la pièce et même se baser sur elles pour calculer les réactions hyperstatiques qui résulteraient dans une structure quelconque. Cependant, la complication de calcul qu'elles entraînent ne les rend pas pratiques pour la plupart des applications, et il ne semble pas non plus, selon les études faites avec elles, que l'on puisse obtenir des résultats très divergents de ceux donnés par la théorie classique en ce qui se réfère au comportement hyperstatique puisque, de même dans cette théorie que dans l'autre, l'influence du comportement du matériau, s'il est le même dans toute la structure, influence peu la répartition des contraintes d'une section aux autres.

Une fois déduites les formules de dimensionnement, on a obtenu, en se basant sur elles, les formules simplificatives que l'on transcrit ensuite et en acceptant envers les résultats théoriques exacts des erreurs du 3 % au 4 % selon les types de section, totalement admissibles pour tous les cas car il est difficile d'obtenir une plus grande précision ni dans la théorie, ni dans la vérification expérimentale. D'autre part il n'est pas possible non plus dans la pratique de préciser plus les sections des armatures étant données les tolérances commerciales admises.

Les équations d'équilibre posées sous ces conditions sont satisfaites, avec la notation de la fig. 3, par les formules approchées suivantes correspondantes aux différents cas de sollicitation et pour les divers types de sections couramment employés dans la pratique.

COMPRESSION SIMPLE

La charge admissible N en tonnes, avec des excentricités moindres du 12 % de l'épaisseur total, est:

$$N = 2,5\Omega R + \omega_\alpha + \omega_\beta \leq 5\Omega R$$

étant Ω en m.², la section de béton, $\omega_\alpha + \omega_\beta$ en cm.² celle des armatures et R la résistance du béton en kg./cm.²

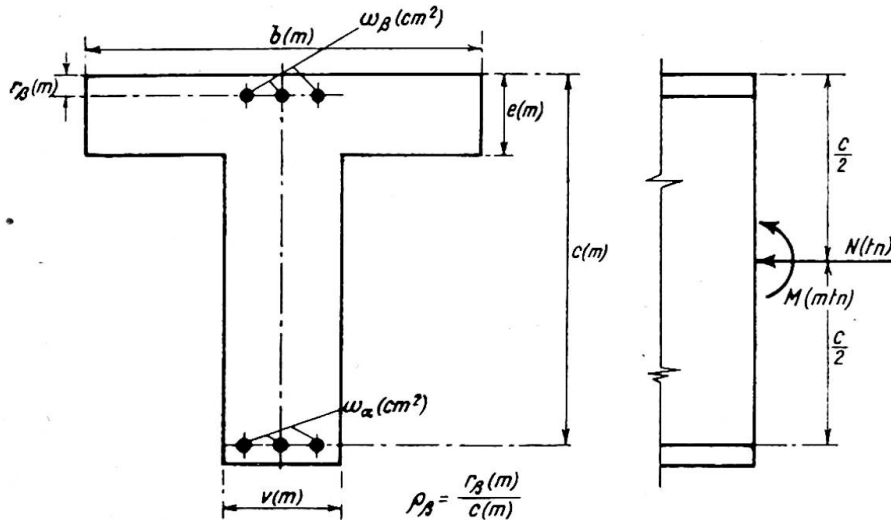


Fig. 3

Pour les excentricités plus grandes jusqu'à:

$$f_{dl2} = 0,12d + 0,075 \frac{\omega_\beta}{R \cdot v}$$

la charge admissible se réduit à:

$$N = 2,35\Omega R + 1,2\omega_\beta \leq 3,6\Omega R$$

l'épaisseur totale étant d et ω_β la section en cm.² de l'armature la plus proche à la face la plus comprimée.

FLEXION SIMPLE

(a) Section rectangulaire

La hauteur utile est:

$$c = 1,02 \sqrt{\frac{M}{R \cdot v}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

le moment fléchissant en mètres-tonnes étant M et R la résistance du béton en kg./cm.² Autant c que v devront être introduites avec les dimensions indiquées dans la fig. 3.

L'armature est:

$$\omega_\alpha = 1,04 \sqrt{M \cdot R \cdot v} = 1,02 R \cdot v \cdot c$$

Quand la hauteur c doit être inférieure au critique (4), il est nécessaire de disposer d'une armature de compression, dans le but de profiter de l'excès de l'armature en traction, égal à:

$$\omega_\beta = \frac{M - 0,964 R \cdot v \cdot c^2}{1,2c_a} \leq 1,25 R \cdot v \cdot c$$

c_a étant la distance en mètres entre les armatures ω_α et ω_β de traction et de compression. Dans ce cas, l'armature de traction est définie par l'expression:

$$\omega_\alpha = 1,02R \cdot v \cdot c + \omega_\beta$$

Si on utilise des hauteurs plus grandes que le (4), il n'est pas nécessaire une armature de compression et l'on prend comme armature de traction:

$$\omega_\alpha = \frac{M}{c}$$

(b) *Section en T*

L'épaisseur totale minimum est:

$$c = \sqrt{Q^2 + \frac{M}{0,964R \cdot v}} - Q$$

Q étant:

$$Q = 0,622\omega_\beta \frac{(1-\rho_\beta)}{v \cdot R} + 1,4e \frac{b-v}{v}$$

L'armature de traction est:

$$\omega_\alpha = \frac{M}{1,05c}$$

FLEXION COMPOSÉE

(a) *Section rectangulaire*

La hauteur critique sans armature de compression est:

$$c = 1,02 \sqrt{\frac{M_s}{R \cdot v}} \quad (5)$$

étant:

$$M_s = M + \frac{N \cdot c}{2}$$

dans cette expression M représente le moment fléchissant par rapport au centre de la pièce.*

Pour cette épaisseur, l'armature nécessaire est:

$$\omega_\alpha = 1,04 \sqrt{M_s \cdot R \cdot v} - \frac{N}{1,2} = 1,02R \cdot v \cdot c - \frac{N}{1,2}$$

Avec des épaisseurs plus grandes, l'armature de traction se définit par:

$$\omega_\alpha = \frac{M_s}{c} - \frac{N}{1,2}$$

tandis que pour des épaisseurs plus petites que le critique (5), il est indispensable de disposer d'une armature de compression:

$$\omega_\beta = \frac{M_s - 0,964R \cdot v \cdot c^2}{1,2c_a}$$

et d'une de traction:

$$\omega_\alpha = 1,02R \cdot v \cdot c + \omega_\beta - \frac{N}{1,2}$$

* Voir *Revista de Obras Publicas*, juin 1940, "Método Práctico de determinar las dimensiones de secciones de hormigón armado a flexión compuesta," de E. Torroja.

(b) *Section en T*

En adoptant les unités et les symboles de la fig. 3 il suffit d'adopter une épaisseur

$$c \geq \sqrt{Q^2 + \frac{M}{0,964R \cdot v}} - Q$$

avec

$$Q = [0,622\omega_\beta(1-\rho_\beta) - 0,26N] \frac{1}{v \cdot R} + 1,4e \frac{b-v}{v}$$

et une armature de traction

$$\omega_\alpha = \frac{M}{k \cdot c} + \left(\frac{0,5}{k} - 0,833 \right) N$$

où:

$$k = 1,116 - \left[0,179 - 0,138(1,4 - 4\rho_\beta) \sqrt{\frac{\omega_\beta}{R \cdot b \cdot c}} \right] \frac{\frac{M}{c} - 0,333N}{R \cdot b \cdot c}$$

Toutes ces formules dans lesquelles le béton tendu est négligé se basent sur la supposition que les aciers employés sont du type ST-37, c'est-à-dire avec une limite élastique parfaitement accusée correspondante à une tension de 2 400 kg./cm.² Les coefficients de sécurité admis sont $C_c=3$ pour le béton en ce qui concerne sa charge unitaire de rupture et $C_s=2$ pour l'acier en ce qui concerne sa limite élastique ou tension d'écoulement.

Cette divergence dans les valeurs du coefficient de sécurité pour un matériau ou pour un autre obéit à l'uniformité plus grande des caractéristiques mécaniques de l'acier comparées avec celles du béton exécuté en chantier et au marge additionnelle de sécurité que supposent les grandes déformations plastiques de l'acier.

D'autre part, les dimensionnements en rupture partent des conditions d'équilibre d'une section épuisée sous des efforts C fois plus grands que ceux prévus, C étant le coefficient de sécurité de l'ensemble.

En égalant ce facteur C au coefficient de sécurité de l'acier par rapport à sa limite élastique C_s , il suffit de considérer une résistance virtuelle ou de confiance du béton R_v :

$$R_v = \frac{C_s}{C_c} R$$

pour obtenir la dualité de coefficients établie dans les paragraphes précédents. Les formules établies partent de ce critérium et, en conséquence, il suffit de substituer les valeurs

$$M_1 = \frac{C_s}{2} M$$

$$N_1 = \frac{C_s}{2} N$$

$$R_1 = \frac{3C_s}{2C_c} R$$

au lieu des M , N et R dans les formules précitées pour déduire les dimensions de la section avec des coefficients génériques C_s pour l'acier et C_c pour le béton.

BÉTON PRÉCONTRAIN

Le critérium suivi pour déduire les formules de dimensionnement de pièces en béton armé est susceptible d'être appliqué avec de légères modifications aux éléments précontraints.

La fibre neutre qui était auparavant définie par des considérations de déformabilité d'un matériau ou d'un autre, apparaît maintenant liée à la magnitude et à la position des efforts de précontrainte arbitrairement introduits.

En conséquence, ces efforts peuvent être réglés de telle façon que sous l'action du moment fléchissant d'épuisement se produise la rupture simultanée du béton en traction et en compression. Grâce à cette condition, le béton participe activement dans le phénomène résistant dans toute sa section et absorbe des tractions qui auraient dû être confiées à l'armature si sa limite de résistance avait été dépassée.

La condition d'épuisement simultanée imposée, elle oblige naturellement à poser le problème dans la même base non hookeenne de déformations dont l'étude tensionnelle est susceptible d'être développée par des procédés exclusivement analytiques en se basant pour cela sur les diagrammes établis antérieurement pour le béton.

Les diagrammes continus que présentent les aciers de haute qualité, et dans lesquels ne se détache aucun palier d'écoulement, exigent de nouvelles lois de liens entre les contraintes et les déformations déduites à partir de l'expérimentation existante.

La grande réserve de déformations plastiques de l'acier permet l'utilisation de l'armature au-dessus de sa limite élastique apparente, avec des taux de travail qui oscillent entre 75% et 85% de sa charge de rupture. D'autre part, le fait que, antérieurement à l'entrée en service de la structure, les fils d'acier peuvent être chargés sous des efforts égaux à ceux de travail, fait supposer une garantie directe pour son futur comportement et pour le bon fonctionnement mécaniques des ancrages.

Le faible coefficient de sécurité élastique ou nominal que les charges précitées imposent, n'implique d'aucune manière dégât à la sécurité de l'ensemble, mais exprime au contraire la condition théorique qui dérive d'un équilibre compensé de réserves réellement disponibles, garanti dans la pratique par la vérification de l'armature sous les fortes charges initiales d'épreuve, sans autre risque que celui qui dérive du remplacement des fils d'acier défectueux qui pourraient se rompre éventuellement.

Le manque d'expérimentation sur le comportement de ces aciers à long délai oblige à adopter la plus petite des deux tensions de travail indiquées dans le but de retarder le plus possible l'entrée dangereuse de l'acier dans l'état de fluage presque visqueuse dont les déformations plastiques sous une charge constante sont proportionnelles au temps.

La non-connaissance des conditions qui motivent l'initiation de cet état pseudo-newtonien parfaitement observable dans les essais de fluage à hautes températures, conseille d'accueillir avec méfiance toute extrapolation des résultats expérimentaux, puisque la connaissance du premier état de fluage ne permet pas de fixer un jugement sur la possible évolution future de l'acier mis à l'épreuve.

Seulement quand l'expérimentation actuellement en cours sera terminée, on pourra établir avec une plus grande garantie la tension à laquelle on peut charger initialement les fils d'acier. Cette contrainte dépendra non seulement de la magnitude des déformations plastiques observées pendant la première, mais aussi de l'évolution du phénomène de fluage quasi-visqueuse dans des délais plus longs.

Un des points qui présentent le plus d'intérêt dans le projet d'éléments précontraints est celui qui se rapporte à la nécessité, pour les différentes sections de la pièce, d'être capables de résister la gamme des moments compris entre deux valeurs extrêmes.

Autant pendant le propre processus constructif que pendant la période de service de la structure, les moments qui sollicitent une section déterminée peuvent être estimés comme bornés entre une limite supérieure M_{sup} et un moment minimum M_{min} . Ces deux limites varient selon la position de la section considérée et le cas le

plus fréquent est qu'elles diminuent ou augmentent en passant d'une section à l'autre.

En conséquence, quand on établit le projet d'une pièce en dimensionnant quelques sections critiques, il est indispensable de prévoir la réduction que le moment minimum expérimente à proximité des sections calculées. Cette circonstance oblige à introduire un coefficient k_p de correction de moments minima, dont la valeur est déterminée à partir des lois de variation des moments le long de la directrice. Joint à cette étude, on a développé une autre complémentaire tendant à déterminer la valeur du coefficient de sécurité correspondant à ces sollicitations minima en se basant sur des considérations mathématico-statistiques.

En posant les équations d'équilibre sur la base de la non-fissuration du béton, on obtient comme formule générale correspondante au cas le plus complexe des sections en I, avec la notation de la fig. 4.

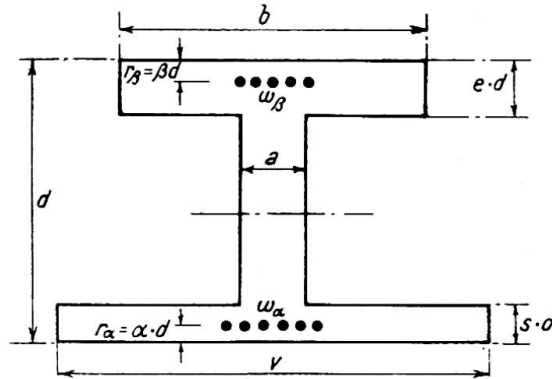


Fig. 4

$$d = \sqrt{\frac{C_o M_{sup} - k_p M_{min}}{K \cdot R_f \left(\frac{2}{3} \frac{\gamma}{d} + \frac{K'}{K} - 0,2 \right)}}$$

où C_o est le coefficient de sécurité de la pièce chargée, k_p un coefficient généralement égal à 0,9, $\frac{\gamma}{d}$ la profondeur relative où se trouve l'axe baricentrique:

$$\frac{\gamma}{d} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{s(v-a)(1-s) - e(b-a)(1-e)}{a + s(v-a) + e(b-a)} \right]$$

K et K' des constantes géométriques de la section:

$$K = k_1(b-a) - k_3(v-a) + 0,355a = (k_1 - k_3)(v-a) + 0,355a$$

$$K' = k_2(b-a) + k_4(v-a) + 0,129a$$

étant k_1, k_2, k_3, k_4 des coefficients de valeurs:

$$k_1 = (1 - 1,293e^{\frac{7}{3}})e$$

$$k_2 = (0,5346 - \frac{e}{2} - 0,691e^{\frac{7}{3}} + 0,995e^{\frac{10}{3}})e$$

$$k_3 = 0,01919 - 0,115(0,4654 - s)^{\frac{7}{3}} + 3306(0,4654 - s)^{\frac{6,7}{3}}$$

$$k_4 = 0,006226 - 0,08055(0,4654 - s)^{\frac{10}{3}} + 3164,46(0,4654 - s)^{\frac{7,0}{3}}$$

Valeurs des coefficients k

e	k_1	k_2	s	k_3	k_4
0,1	0,0994	0,0482	0,1	0,0082	0,0034
0,2	0,1939	0,0846	0,2	0,0140	0,0052
0,3	0,2766	0,1083	0,3	0,0175	0,0060
0,4	0,3390	0,1200	0,4	0,0190	0,0062

L'armature des fibres qui s'épuisent par compression sous la sollicitation limite $C_o M_{sup}$ est:

$$\omega_\beta = \frac{KR_f d^2 \left(\frac{K'}{K} + 0,465 - \alpha \right) - C_o M_{sup}}{\sigma \cdot d(1 - \alpha - \beta)}$$

et l'armature dans les fibres opposées:

$$\omega_\alpha = \frac{K \cdot R_f \cdot d}{\sigma} - \omega_\beta$$

et dans ces expressions σ est la contrainte finale de l'acier et:

$$R_f = \frac{\sigma}{\sigma_i} R$$

R étant la résistance du béton et σ_i la contrainte initiale donnée aux fils d'acier.

Dans le cas de section rectangulaire, les formules antérieures se réduisent à:

$$d = 2,38 \sqrt{\frac{C_o M_{sup} - k_p M_{min}}{a \cdot R_f}}$$

$$\omega_\beta = \frac{a \cdot R_f \cdot d^2 (0,295 - 0,355\alpha) - C_o M_{sup}}{\sigma \cdot d(1 - \alpha - \beta)}$$

$$\omega_\alpha = \frac{0,355a \cdot R_f \cdot d}{\sigma} - \omega_\beta$$

Résumé

Le critérium moderne de la sécurité, basé sur le concept des sollicitations limites, impose la nécessité de dimensionner les sections pour la phase finale de la rupture.

Sous ces conditions, il n'est pas possible d'appliquer le principe généralement admis qui suppose les contraintes proportionnelles aux déformations. Cette hypothèse est seulement acceptable pour des états de charge réduits.

Afin de pouvoir déduire la capacité résistante maximum d'une pièce soumise à des efforts simples ou combinés de compression et de flexion, on a étudié la répartition des contraintes auxquelles ces sollicitations donnent lieu, en se basant sur les diagrammes expérimentaux de contrainte-déformation jusqu'à la rupture, en leur donnant une expression analytique afin de pouvoir les appliquer à des sections en T et en considérant les effets produits par le fluage sous charge.

Summary

The modern concept of safety, being based on the limiting strength of the material, makes it essential to design structural parts in relation to their behaviour just before failure.

In these circumstances the generally accepted principle that stress is proportional to strain is no longer valid. This hypothesis is only admissible for mild loading conditions.

To determine the maximum strength capacity of a structural part, subjected either to pure compression or compound compression and bending moment, the resulting stress distribution has been investigated working from experimental stress-strain diagrams taken to the point of failure. These results have been formulated in analytical form, suitable for application to T sections. Account has also been taken of creep effects under protracted loading.

Zusammenfassung

Der moderne Begriff der Sicherheit, welcher von der äussersten möglichen Beanspruchung einer Konstruktion ausgeht, verlangt eine Bemessung der Querschnitte entsprechend der Endphase bei Eintritt des Bruches.

Für diese Verhältnisse ist der allgemein zugelassene Grundsatz, die Spannungen als im Verhältnis zu den Verformungen stehend anzusehen, nicht mehr anwendbar, da diese Annahme nur für geringere Belastungszustände möglich ist.

Um die äusserste Widerstandsfähigkeit eines Konstruktionsteiles unter reiner Biegung, Biegung mit Axialkraft oder unter Druck ermitteln zu können, wird die Verteilung der hierdurch entstandenen Spannungen untersucht, wobei von den experimentalen Spannungs-Verformungskurven bis zum Bruch ausgegangen wird. Die Ergebnisse sind in analytischer Form dargestellt und gestatten eine Anwendung auf T-Querschnitte unter Berücksichtigung der durch das Kriechen des Betons verursachten Verformungen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CII 1

Reinforced concrete in combined bending and torsion

Le comportement du béton en flexion et torsion combinées

Stahlbeton unter Biegung mit Verdrehung

HENRY J. COWAN, M.Sc., and STEWART ARMSTRONG, B.Sc.,

A.M.I.STRUCT.E.

University of Sheffield

A.M.I.C.E.

University of Sheffield

INTRODUCTION

In practical reinforced-concrete construction torsion usually occurs as a secondary effect of bending. The only important example of torsion unaccompanied by bending is the screw pile, which is a case of combined torsion and compression, with the torsion as the controlling factor in the design.

Members subject to combined bending and torsion should normally be designed in the same way as sections subject to combined bending and shear, which is a similar problem. The section should be proportioned to resist the bending moment, and additional torsional shear reinforcement should then be introduced if the torsional resistance of the section is inadequate.

In practice, however, this procedure is rarely followed. The only major code of practice in current use known to the authors which makes any provision for the design of sections in torsion is the code issued by the French Ministry of Reconstruction¹ in 1945. In general, engineers seem to regard reinforced concrete as an unsuitable material to resist torsion, and considerable ingenuity is often exercised in the layout of the structural framework to eliminate secondary torsion.

The problem of combined bending and torsion is none the less very commonly met with. It arises essentially out of the monolithic character of reinforced-concrete construction. In a beam and slab floor any asymmetry in the loading of the slab produces torsion in the supporting beams, the extreme case being a continuous beam with alternate spans loaded. The L-beams at the edge of the slab are always subject to torsion. This problem, particularly important in long bridge-girders, has been discussed by Kasarnowsky² and Jakobsen.³ The Waterloo Bridge,⁴ an example of this case, and the Royal Festival Hall⁵ are the only two major reinforced-concrete structures in Great Britain known to the authors in which torsional stresses were considered in the design; both have shallow box-girders.

¹ For references see end of paper.

In rectangular rigid space-frames the end moments of a loaded beam give rise to bending in the columns and torsion in the beams which are connected to the same joint at right angles to the loaded beams. This problem has been discussed by Andersen,⁶ Matheson⁷ and Chronowicz.⁸ It has been pointed out⁹ that the torsional moments are never likely to be significant in the case of steel structures, but that they could be appreciable in reinforced-concrete construction.

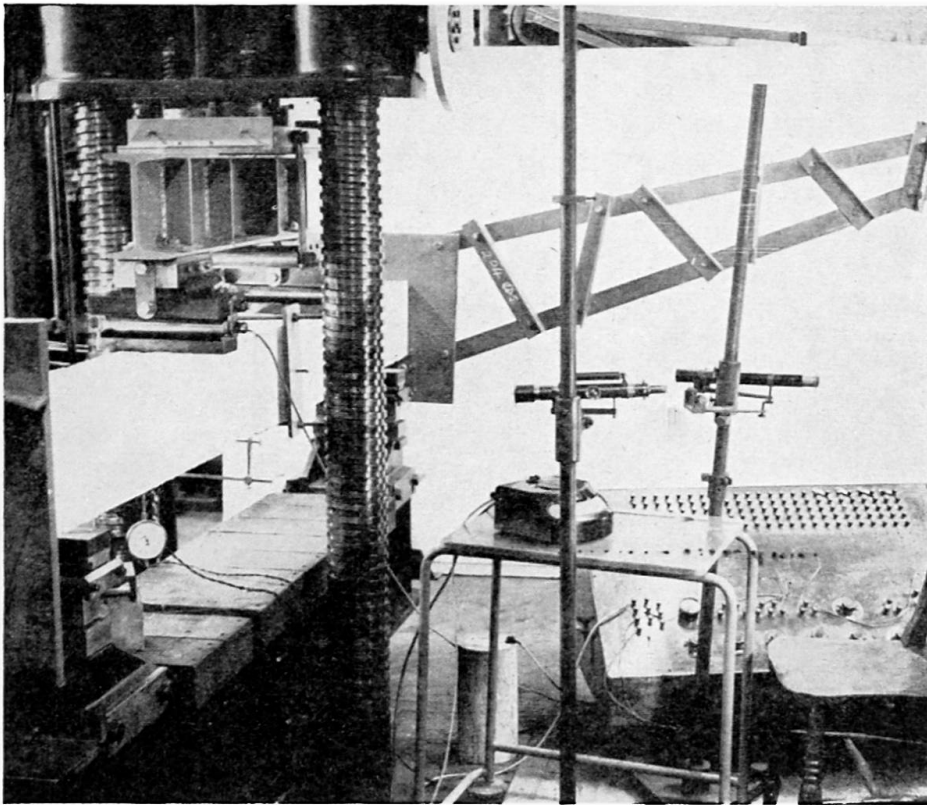
SURVEY OF PREVIOUS TEST RESULTS

Tests on the strength of reinforced concrete in bending are too numerous and well known to require mention. The experimental evidence on the torsional strength of concrete and reinforced concrete is more scanty. The early investigations by Mörsch, Bach and Graf^{10, 11} are still the most comprehensive on record. They showed that plain concrete specimens fail with a helical fracture following the lines of the principal tensile stress. The strength of concrete in torsion is determined by its tensile strength; for plain concrete it is therefore low, and failure occurs suddenly without warning. No appreciable improvement can be achieved by adding either longitudinal bars or vertical stirrups alone, because the principal stress makes an angle of 45° with the axis. A combination of longitudinal bars and stirrups or spirals produces substantial increases in ultimate strength; failure is gradual and accompanied by considerable cracking and deformation. A theory for the strength of circular reinforced-concrete sections based on the German experiments was proposed by Rausch.¹²

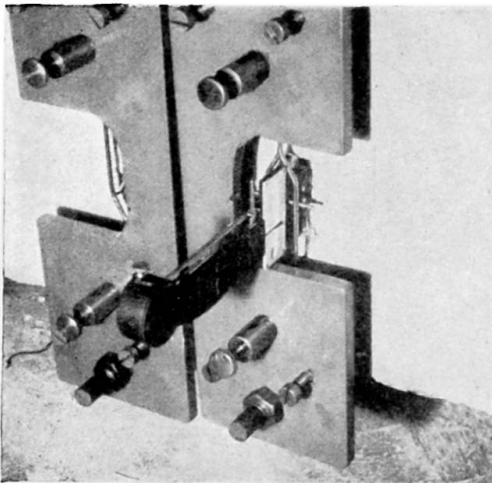
Experiments on T- and L-shaped sections showed that the ultimate torsional strength of concrete could not be satisfactorily explained in terms of the elastic theory. It has been noted by Bach¹⁰ and Gilkey¹³ that the diagonal tensile strength in torsion computed on the basis of the elastic theory was lower than the direct tensile strength of the concrete. This discrepancy increased as the section departed from the circular shape.^{14, 15} From an analysis of earlier work Marshall¹⁶ showed that agreement between the results of a wide range of experiments could be obtained if concrete was treated as a plastic material. This result was later confirmed by Nylander¹⁷ by direct experiment.

Miyamoto's work¹⁸ provided a measure of the efficacy of the various ways of placing the reinforcement. It demonstrated the superiority of continuous spirals over a combination of longitudinal bars and vertical stirrups. It is, however, not easy to explain this result from theoretical considerations. It seems likely that the difference is due mainly to bond failure. The formation of a crack in the concrete throws the whole of the tensile forces at that point on to the reinforcement. This results in local yielding of the steel, which gives rise to large strains and so produces local bond failure. The loads are applied to the concrete and transmitted to the steel through bond. The effectiveness of the reinforcement depends therefore on an adequate length of bond. This is more easily attained in a continuous spiral. The practical usefulness of spiral reinforcement is, however, almost entirely confined to the design of screw piles, because of the difficulty of producing spirals satisfactorily for non-circular sections.

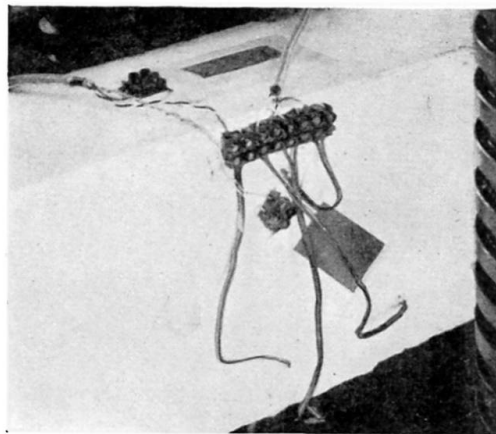
There are two previous investigations on the strength of concrete in combined bending and torsion. Fisher¹⁹ carried out a series of experiments on plain concrete. The ultimate strength of concrete in both bending and torsion is controlled by either the maximum tensile stress or the maximum tensile strain, and the same criterion applies to combined bending and torsion. The torsional strength of plain concrete



(a) General view

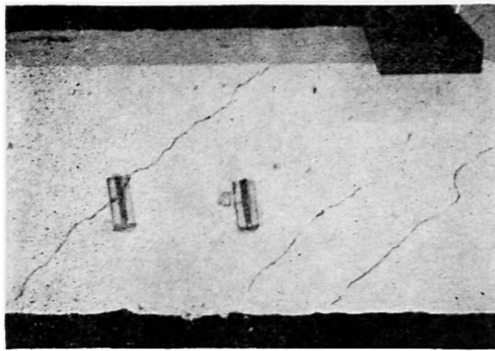


(b) Detail of mechanical tensometers

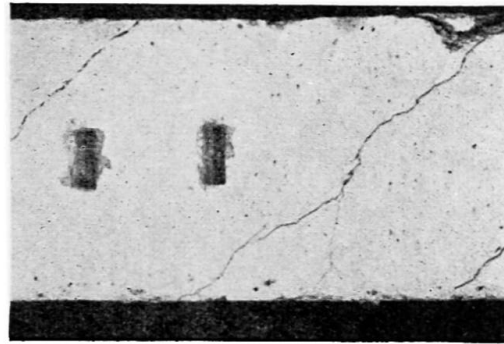


(c) Detail of electrical resistance strain gauges

Fig. 3. Arrangement of instruments

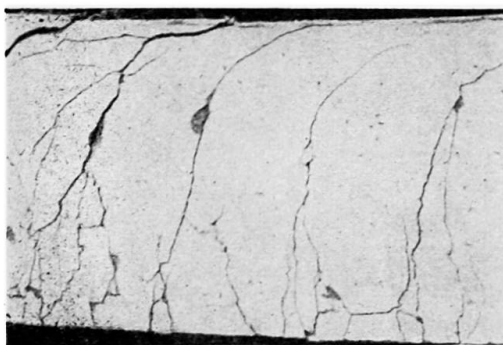


(a) Pure torsion



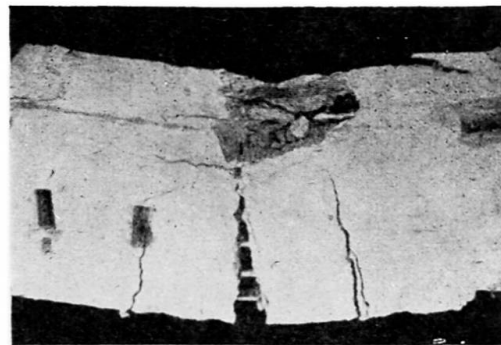
(b) $\frac{\text{Bending moment}}{\text{Twisting moment}} = 2.0$

Primary torsion failures



(c) $\frac{\text{Bending moment}}{\text{Twisting moment}} = 2.5$

Primary bending failures



(d) Pure bending

Fig. 5. Typical failures of test specimens

concrete near the compression face as shown by the formation of small debris similar to that produced in a cube crushing-test (fig. 5(d)).

The detailed experimental results will be published elsewhere.

A THEORY FOR THE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE UNDER THE ACTION OF COMBINED STRESSES

The load/strain and load/deflection diagrams obtained from the experiments can be divided into two distinct parts with very marked difference of slope; at the time when this change of slope occurs pronounced cracking is usually observed. These points of discontinuity represent the bending moments and twisting moments at the breakdown of elastic action. The points marking the elastic limit are plotted in fig. 6. They fall on two separate lines representing the two types of failure of reinforced concrete.

The two theories most widely used to account for the cleavage failure of a brittle material are the maximum principal stress theory due to Rankine, and the maximum principal strain theory due to St. Venant.²¹ Although on theoretical grounds there is much in favour of a maximum strain criterion, the results of this investigation, like those of the earlier tests by Fisher¹⁹ and Nylander,¹⁷ agree more closely with the maximum stress theory.

The work of Richart and Brandtzaeg²⁵ and of Balmer²⁶ has shown that the shear

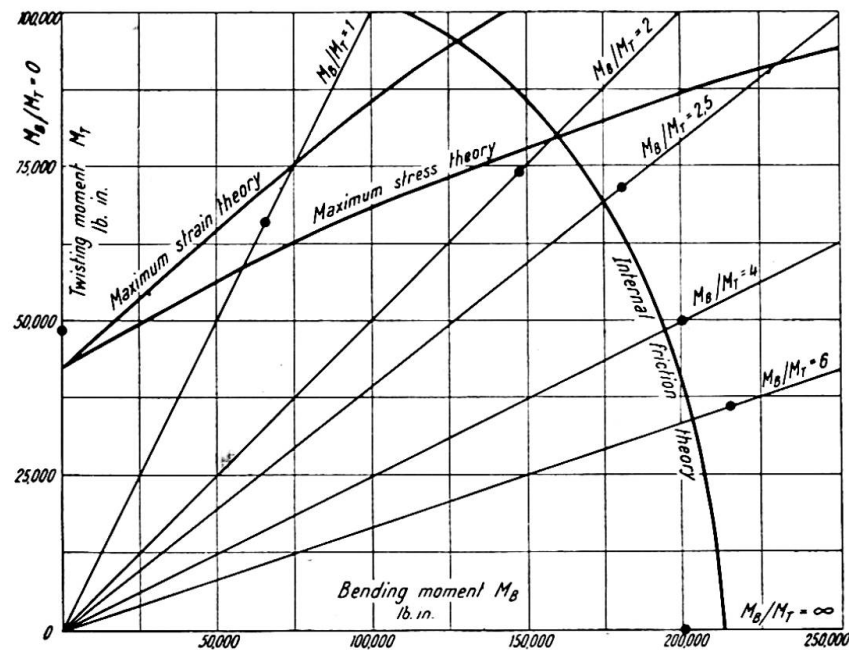


Fig. 6. Bending moments and twisting moments at the breakdown of elastic action. Experimental results ●

strength of concrete* is greatly influenced by the magnitude of the minor principal stress in accordance with Mohr's theory. For the purpose of this investigation the simpler internal friction theory of Coulomb²¹ is substituted as a first approximation.

The two theories of failure can be represented by the space models shown in figs. 7(a) and (b). The combined model in fig. 7(c) indicates the failure of reinforced concrete under the action of combined stresses. The Rankine surfaces represent the cleavage, or primary torsion, failure, and the Coulomb surfaces the shear, or primary bending, failure.

The full lines in fig. 6 correspond to these surfaces. They are computed from the criteria of maximum stress, maximum strain and internal friction, taking Poisson's ratio as 0.20 and the angle of internal friction as 35°. The lines are located on the axes by the values for the strength in pure torsion calculated from equation (5), and the strength in pure bending calculated from the conventional reinforced-concrete theory for the steel at its yield stress. The agreement with the experimental data is remarkably close.

CONCLUSION

The addition of a small amount of bending to a reinforced-concrete section *increases* its resistance to torsion. This fact, although at first perhaps surprising, is born out by both theory and experiment.

Since torsion is almost invariably a secondary effect in civil engineering structures, very low ratios of bending moment/twisting moment do not occur in practice. If therefore the beam is proportioned in the first place to resist the bending moment, and additional shear reinforcement then introduced independently to resist the

* The phrases "shear failure" and "cleavage failure" are here used in the sense attaching to these terms in the literature on applied mechanics. In the case of reinforced concrete a "cleavage failure," which is easily recognised by the clean appearance of the fracture, is normally the result of diagonal tension due to *shear*. A "shear failure," always accompanied by the formation of debris, is almost invariably caused by the diagonal shear due to *compression*.

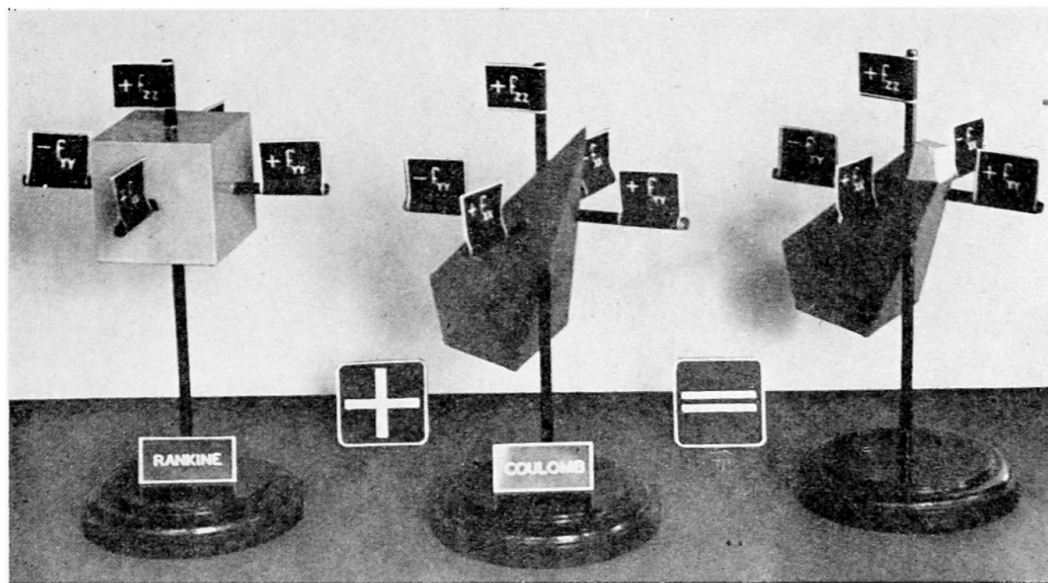


Fig. 7. Space models representing theory of failure for reinforced concrete. (f_{xx} , f_{yy} , and f_{zz} are the three principal stresses, the positive sign denoting tension)

twisting moment, there is a considerable reserve in strength which can be used to reduce the factor of safety.

REFERENCES

- (1) MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME. *Règles d'Utilisation du Béton Armé*, Paris, 1945.
- (2) KASARNOWSKY, S. *Schweizerische Bauzeitung*, **69**, 1917.
- (3) JAKOBSEN, A. *Beton und Eisen*, **34**, 242-246, 1935.
- (4) CUEREL, J. I.A.B.S.E., Prelim. Pub., Third Congress, 367-380, Liège, 1948.
- (5) MEASOR, E. A., and NEW, D. H. *J. Instn. Civ. Engrs.*, **36**, 241-305, 1951.
- (6) ANDERSEN, P. *Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, **103**, 1503-1526, 1938.
- (7) MATHESON, J. L. *J. Instn. Civ. Engrs.*, **29**, 221-243, 1948.
- (8) CHRONOWICZ, A. *Concrete and Constr. Eng.*, **45**, 363-365, 1950.
- (9) COWAN, H. J. *J. Instn. Civ. Engrs.*, **30**, 417-419, 1948.
- (10) BACH, C., and GRAF, O. *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton*, **16**, Berlin, 1912.
- (11) GRAF, O., and Mörsch, E. *Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*, Berlin, 1922.
- (12) RAUSCH, E. "Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung," Dissertation for the Degree of Dr.-Ing., Technische Hochschule, Berlin, 1929.
- (13) GILKEY, H. J. *Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, **61**, 131-141, 1935.
- (14) TURNER, L., and DAVIES, V. C. *Instn. Civ. Engrs.*, Sel. Eng. Paper No. 165, 1934.
- (15) MARSHALL, W. T., and TEMBE, N. R., *Struct. Engr.*, **19**, 177-191, 1941.
- (16) MARSHALL, W. T. *Concrete & Constr. Eng.*, **39**, 83-88, 1944.
- (17) NYLANDER, H. Statens Kommitté för Byggnadsforskning, Meddelanden No. 3, Stockholm, 1945.
- (18) MIYAMATO, T. *Concrete & Constr. Eng.*, **22**, 637-647, 1927.
- (19) FISHER, D. "The Strength of Concrete in Combined Bending and Torsion," Thesis for the Degree of Ph.D. (Civ. Eng.), University of London, 1950.
- (20) TIMOSHENKO, S. *Strength of Materials*, Macmillan, London, 1938.
- (21) NADAI, A. *Theory of Flow and Fracture of Solids*, McGraw-Hill, New York, 1950.
- (22) COWAN, H. J. *Concrete & Constr. Eng.*, **46**, 51-59, 1951.
- (23) COWAN, H. J. *Mag. Conc. Res.*, **2**, 3-6, 1950.
- (24) MYLREA, T. D. *Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, **55**, 19-43, 1929.

- (25) RICHART, F. E., BRANDZAEG, A., and BROWN, R. L. *Univ. Illinois Eng. Exp. Sta. Bull.* No. 185, 1928.
- (26) BALMER, G. G. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Struct. Res. Lab. Rep. No. SP 23, 1949.

Summary

The paper gives an outline of earlier work on torsion in reinforced concrete. The results of a theory for the torsional strength of reinforced-concrete beams, both in the elastic range and at failure, are stated. The machine developed by the authors to test full-size sections in combined bending and torsion is described.

The results show that the addition of bending *increases* the torsional strength of a section. There is a distinct difference between primary torsion and primary bending failure. A theory of elastic breakdown combining the maximum principal stress criterion of Rankine and the internal friction criterion of Coulomb is advanced; this is in close agreement with the experimental results. The theory is illustrated by a space model.

The authors conclude with recommendations for the design of beams in combined bending and torsion.

Résumé

Les auteurs donnent un résumé des travaux précédents sur les poutres en béton armé sollicitées à la torsion. Ils exposent les résultats d'une théorie concernant la résistance à la torsion des poutres en béton armé, tant dans le domaine élastique qu'à la rupture. Ils décrivent une machine mise au point par eux-mêmes pour l'essai des sections en grandeur naturelle sous flexion et torsion combinées.

Les résultats obtenus montrent que l'intervention de contraintes de flexion *accroît* la résistance d'une section à la torsion. On constate une différence très nette entre les processus de rupture dûs essentiellement à la torsion et ceux qui sont dûs essentiellement à la flexion. Les auteurs proposent une théorie de rupture élastique qui combine le critère de contrainte principale maximum de Rankine et le critère de friction interne de Coulomb. Cette théorie est en concordance avec les résultats expérimentaux. Un exemple tri-dimensionnel illustre cette théorie.

Les auteurs donnent, pour terminer, des recommandations pour l'étude des poutres soumises à la flexion et à la torsion combinées.

Zusammenfassung

Die Arbeit gibt einen Ueberblick über veröffentlichte Forschungen über die Verdrehung von Stahlbeton. Die Ergebnisse einer Theorie für die Verdrehungsfestigkeit von Stahlbetonträgern, sowohl im elastischen Bereich wie beim Bruchzustand, werden dargelegt. Die Maschine, welche die Verfasser für Untersuchungen an Balken normaler Grösse unter kombinierter Biegung und Verdrehung konstruierten, wird beschrieben. Die Ergebnisse zeigen, dass zusätzliche Biegemomente die Verdrehungsfestigkeit *erhöhen*.

Es ergibt sich ein deutlicher Unterschied zwischen Brüchen, die hauptsächlich durch Verdrehung, und Brüchen, die hauptsächlich durch Biegung veranlasst sind. Eine Theorie für die Grenze des elastischen Bereiches wird aufgestellt, welche die Hauptspannungstheorie von Rankine mit der Theorie der Inneren Reibung von Coulomb verbindet, und mit den Ergebnissen der Experimente übereinstimmt. Die Theorie ist durch ein Raum-Modell erläutert.

Die Verfasser schliessen mit Empfehlungen für die Berechnung von Balken unter Biegung mit Verdrehung.

CII 2

The use of high-strength steel in ordinary reinforced and prestressed concrete beams

Emploi de l'acier à hautes résistances dans les poutres en béton armé ordinaire et précontraint

Die Verwendung von hochwertigem Stahl in gewöhnlichen und vorgespannten Eisenbetonbalken

P. W. ABELES D.Sc. (VIENNA), M.I.STRUCT.E., M.AM.SOC.C.E.

Civil Engineer's Department, The Railway Executive, Eastern Region, London

INTRODUCTION

High-strength steel is not generally used in ordinary reinforced concrete because of the danger of excessive cracking with small extension of the concrete. For a long time only mild steel was used and the permissible stresses were limited, but later work-hardened deformed steel bars were introduced and higher steel stresses were allowed, the extent of cracking being limited because of better bond conditions obtained. Plain bars have been excluded mainly because of the very smooth surface. The author had the opportunity of investigating the use of plain high-strength steel bars in connection with spun-concrete poles ¹ and ordinary rectangular beams ² which showed limited width of individual cracks, because owing to good bond a great number of fine cracks developed. Further tests on spun-concrete tubular beams ³ indicated that the concrete tensile zone co-operates greatly up to failure, in spite of the development of cracks. The resistance moment of such slightly reinforced beams was so high that the nominal steel stress, computed for this resistance moment and a lever arm equalling the depth, considerably exceeded the strength of the work-hardened steel used. Extensive tests carried out by Dr. Hajnal-Konyi ⁴ on beams reinforced with work-hardened square twisted bars in 1942/43 proved that the full strength of such bars could be reached at failure (and not as previously assumed only at the yield-point stress) when the size of the bars was below $\frac{1}{2}$ in. (1.25 cm.). In these tests even a nominal stress in excess of the strength of the steel was obtained. Further tests by Dr. Hajnal-Konyi ⁵ showed that an increase in ultimate resistance approaching the ultimate strength of cold-worked steel is possible also with bars of larger size provided that an increased bond resistance by surface patterns is ensured.

¹ For references see end of paper

In ordinary reinforced concrete, no use has yet been made of the full strength of high-strength steel. With prestressed concrete, wire of extraordinary high-strength properties has been introduced and there has been no objection to permitting high steel-stresses when, under working load, only compressive stresses occur, as is the case with "full" prestressing, because any possibility of cracking is definitely avoided. The use of such high-strength wire became particularly advantageous when it was realised that losses of prestress, except that due to the creep of the steel, are independent of the steel stress and depend only on the magnitude of the concrete prestress, shrinkage and creep. The ultimate load conditions of prestressed concrete were rarely investigated. However, it has been realised that they are also of importance and must be considered. In the tests⁵ also the use, as reinforcement, of thin untensioned wire of very high strength, as preferably used in prestressed concrete, was investigated and it was found that approximately the same ultimate resistance can be attained as when the beam is prestressed. This shows that an investigation of the use of high-strength steel is possible on general lines for ordinary reinforced and prestressed concrete.

CRACKING

It was intended to investigate in the present paper not only the ultimate resistance of work-hardened steel and high-strength wire in concrete beams but also the behaviour of such structures generally. However, in view of the wide field, the question of cracking will be only briefly discussed, while the main part of the paper is devoted to ultimate load conditions.

With regard to cracking, reference may be made to the publications by Professor R. H. Evans,⁶ Dr. F. G. Thomas⁷ and the author.⁸ In reinforced-concrete beams, cracks become visible at a bending moment at which the computed bending tensile-stress in a straight-line distribution for a homogeneous material reaches the so-called modulus of rupture (bending tensile strength). This nominal stress depends on the tensile strength and plasticity of the concrete and on the shape of the cross-section. It may vary between 500 and 1,000 lb./in.² (35 to 70 kg./cm.²) for high-strength concrete. If prestressing is applied, this stress seems to be higher than in ordinary reinforced concrete of the same properties but it would appear that actual cracking commences at the same state, the cracks being invisible at first to the unaided eye. Professor Evans has shown⁶ that by measurements with a high-powered microscope fine cracks of a depth of 1/20 in. (1.25 mm.) and a width of 1/15,000 in. (1/600 mm.) may be detected when the unaided eye does not notice cracking. In a recent publication⁹ results of investigations by Wenzel and Suhrmann were shown, according to which the intensity of the transmitted pulse was measured by supersonic methods. A reduction of intensity was already noticed at 40% of the load at which cracks became visible, and at the latter load only 40% of the intensity was transmitted. The same investigations also showed that the intensity was reduced to zero long before failure occurred. This method of measurement is based on the fact that even a very narrow air-filled crack reflects the ultrasonic pulse almost completely, and thus a reduction in intensity transmitted indicates the occurrence of cracks. However, when comparing the results mentioned with the actual strength properties, it would appear that such fine and very shallow invisible cracks do not affect the strength properties. With increased prestress the state at which cracks become visible may be further delayed, but commencement of cracking can be inferred from the load-deflection line, even if the cracks are not visible, as was shown in the tests.¹⁰

From the author's paper ⁸ it is seen that cracks not exceeding 0.01 in. (0.25 mm.) can be considered as harmless from the point of view of corrosion. With concrete reinforced with ordinary mild steel designed in accordance with the permissible stresses, cracks of even greater width may occur if the concrete is not cured and the influence of shrinkage is great, which is often the case. If the concrete is vibrated a much denser material is obtained and the danger of corrosion is reduced. When considering only the state of cracking, high-strength steel could be used provided the bars were of relatively small cross-section or increased bond resistance were ensured by surface patterns on the reinforcement; even plain high-tensile wire might be used. Nevertheless, it does not seem advisable to use plain high-strength wire in view of the great deflection of such members. By prestressing the entire reinforcement or part of it, cracking under working load can be avoided altogether or its extent limited to a desired degree. For example, it is possible to design a structure in such a way that under ordinary (dead) load no tensile stresses occur and thus any cracks close entirely, while under working load cracks may temporarily open up. As long as this loading is not sustained longer than a certain period, these temporary cracks can be ignored. In view of the author's investigation,⁸ even visible fine cracks are harmless with regard to corrosion, but where heavy impact takes place the occurrence of cracks should be avoided altogether unless further investigations have proved that such impact is harmless. In tests ¹⁰ it was shown that cracks in prestressed beams with bonded wires close completely on unloading even if the failure load is approached. Advantage can be taken of this great resilience by providing a prestressing force of such magnitude that a considerable range is obtained between noticeable deflection and cracking and failure, as suggested by the author in his paper ¹¹ and embodied in Appendix 2 of the "First Report on Pre-stressed Concrete."¹²

Reference may be made to recent fatigue tests ¹³ for British Railways carried out at Prof. Campus' Laboratory in Liège on partially prestressed composite members with tensioned and untensioned wires. These members were tested in a cracked state. In one case one million repetitions of loading were applied in a range corresponding to 100 lb./in.² compressive stress and approximately 600 lb./in.² nominal tensile stress (7 and 42 kg./cm.² respectively); after this fatigue test the cracks became entirely invisible. In a second case three million repetitions were applied and after each million the loading was increased so that for the third million nominal tensile stresses of approximately 1,000 lb./in.² (70 kg./cm.²) occurred; after this test very fine cracks were visible. It is noteworthy that just before completion of the third million repetitions, two tensioned wires fractured in gaps provided for affixing the gauges; nevertheless the maximum calculated ultimate resistance was reached at a static failure test, in spite of the previous fatigue loading, as discussed later (see Table VII—slab S2).

ULTIMATE RESISTANCE

The elastic theory is quite suitable for working-load conditions but does not agree with failure conditions. The author showed in 1935/7 ^{1, 14} that with ordinary reinforced concrete for various percentages of reinforcement quite different factors of safety are obtained when the design is based on permissible stresses. If cases are excluded at which failure occurs owing to shear or slipping of the steel, two cases must be distinguished, i.e. under-reinforced beams when failure is primarily due to the steel (either fracture or excessive elongation of steel followed by crushing of the concrete), and over-reinforced beams where failure is due to crushing of the concrete at a state

when extension of the steel is relatively small and no warning is given of imminent failure. Some of the special methods which were suggested a long time ago have been discussed by Prof. R. H. Evans,¹⁵ Dr. K. Hajnal-Konyi¹⁶ and the author.^{1, 14, 17} The following names and dates may be mentioned: L. J. Mensch (1914), H. Kempton-Dyson (1922), F. Emperger (1931), Prof. F. Stüssi (1932), Dr. F. Gebauer (1933), Dr. C. Schreyer (1933), S. Steuermann (1933), Dr. E. Bittner (1935/6), Prof. R. Saliger (1936), Charles S. Whitney (1937), Kenneth C. Cox (1941), Prof. V. P. Jensen (1943) and R. H. Squire (1943). In addition to these methods three further suggestions may be mentioned, e.g. those of Prof. A. L. L. Baker,¹⁸ Mr. J. W. King¹⁹ and Prof. Hjalmar Granholm.²⁰

Professor R. H. Evans has shown in his paper¹⁵ that there is little difference in the results of the various methods, and it seems therefore most advisable to employ the simplest solution. All methods are only approximations, though it is claimed by some proposers that they have presented exact formulae based on strain consideration. However, it must not be forgotten that there is a great variety in the behaviour of concretes of different mixes, and practically any property may be obtained.¹⁴ Whitney has shown²¹ that the resistance stress at failure $Q = M_m / (b \cdot d^2)$ approximates to $f'_c/3$, where f'_c is the cylinder strength if f'_c exceeds 2,500 lb./in.² while for lower values of f'_c higher values apply for Q/f'_c . Whitney suggested a rectangular compressive distribution of a stress $0.85 f'_c$ balancing the ultimate steel resistance. Kenneth C. Cox²² has modified this formula by introducing the entire cylinder strength instead of $0.85 f'_c$ for the rectangular stress distribution; but Whitney stated in the discussion

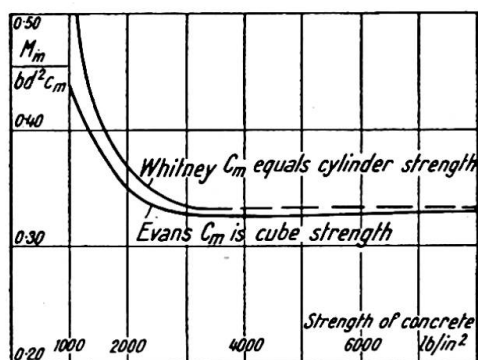


Fig. 1

that this applied only if the cylinder strength was obtained from specimens differing in size from the standard cylinder. Prof. Evans, in his paper,¹⁵ has come to the conclusion that the prism strength with high strength values approaches the cube strength and has introduced the cube strength for the compressive stress. Fig. 1 shows the results of Whitney's and Evans' investigations. The author, who took part in the discussion on these papers,^{21, 22} has used stress distributions according to Cox in his publications^{23, 24, 25} when dealing with ultimate load conditions, but would like to modify this method slightly in the following paragraphs.

The magnitude of the maximum compressive stress c_m , as shown in fig. 2(a),* depends mainly on the strength and plasticity of the concrete used. It will be appreciated that this measure could only be considered as a strength value if this strength were obtained from specimens of definite size. Take, for example, prisms; quite different sizes are being used with the consequence of different strength values. Thus the stress c_m cannot be taken as a strength value; but as a stress it may be considered as dependent on the strength; e.g. it can be assumed that $c_m = G \cdot c_u$, where c_u is the cube strength and G is a coefficient generally varying between 0.6 and 0.8, but c_m may also in certain circumstances equal the prism strength c_p . The second modification of the Whitney method consists in the assumption that the maximum equivalent depth of the rectangular stress-distribution is half the depth d , resulting in $M_{max} = 0.375 b d^2 c_m$. If G is taken as 0.6 a value of $M_{max} = 0.225 b d^2 c_u$ is

* In fig. 2, the formulae written with the symbols used in German-speaking countries are shown in parentheses.

obtained, as suggested by the author²⁵ and introduced in the "First Report on Prestressed Concrete."¹² Preliminary investigations have proved that this assumption agrees very well with test results, as may be seen from the charts, figs. 6 and 7.

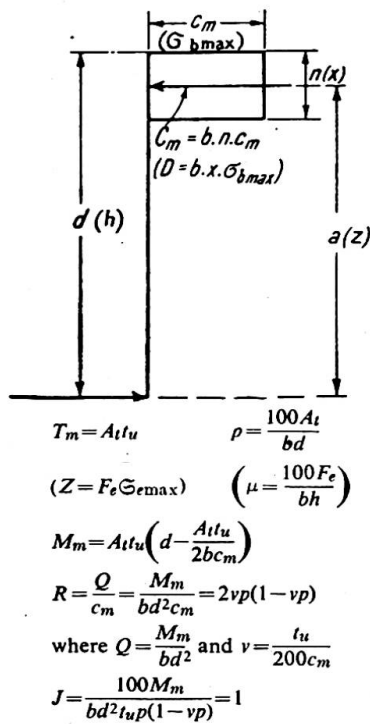


Fig. 2(a)

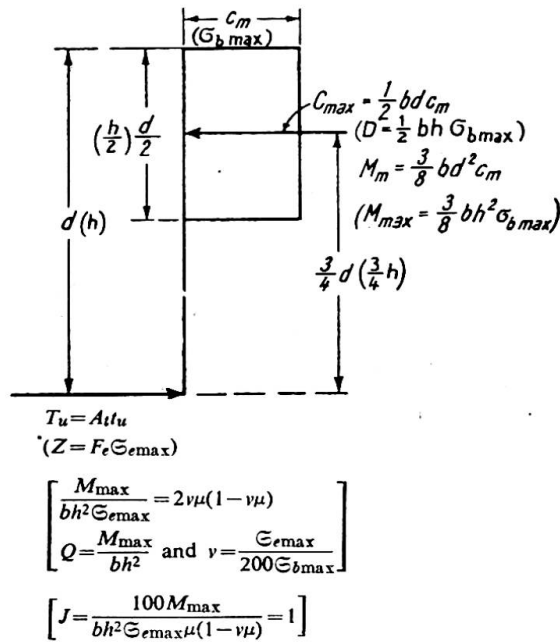


Fig. 2(b)

Fig. 2 shows the stress distribution at failure for (a) an under-reinforced section and (b) for balanced design, including formulae for balancing the ultimate resistances. The percentage of reinforcement for balanced design $\bar{p}$ is determined by the relation $\bar{p} = 0.25/v = 50 c_m / t_u$, where $v = t_u / 200 c_m$; t_u is the ultimate steel-strength (in certain cases it should be replaced by t_y , the yield-point stress), and c_m is the maximum concrete stress. The stress $Q = M_m / (b d^2)$ due to maximum bending moment M_m is investigated with regard to c_m and t_u . The stress-ratio $R = Q / c_m$, obtained from the test results, can be compared with the value $2 v p (1 - v p)$ obtained from the force equilibrium for under-reinforced beams. If R is greater than $2 v p (1 - v p)$, the calculation gives safe values. For over-reinforced beams ($p \geq \bar{p}$) the theoretical value is 0.375. Similarly the utilisation of the steel can be investigated by computing $J = 100 Q / (t_u \cdot p (1 - v p))$; the theoretical value is unity for under-reinforced sections and $\bar{p}/p$ for over-reinforced sections. The steel strength is fully utilised if $J \geq 1$ or $J \geq \bar{p}/p$, where $p \geq \bar{p}$, while lower values of J indicate that full use is not made of the steel strength. J represents, in fact, the ratio t_m/t_u , where t_m is the steel stress in a cracked section calculated for the maximum bending moment. When the values for J obtained from test results are greatly in excess of the theoretical values, it must be assumed that the concrete tensile zone co-operates in spite of its interruption by cracks. In such a case the stress distributions according to fig. 2 would have to be modified by considering an average concrete tensile resistance, as, for example, has been suggested by the author in the discussion to Cox's paper.²²

These formulae have been investigated for a number of tests on prestressed and ordinary reinforced concrete beams, the cross-sections of which are shown in figs. 3 and 4 respectively. Fig. 3(a) relates to unpublished tests carried out by Stott at the

University of Leeds and fig. 3(b) to similar tests carried out by Revesz at the Imperial College, London. The author has obtained the data shown in Tables I and II from Profs. R. H. Evans and A. L. L. Baker respectively, to whom as well as to Messrs. Stott and Revesz he expresses his thanks. The test results are to be discussed in more detail in theses.

The results of published Swiss tests,²⁷ omitting beam II reinforced with mild steel, and those of the Brixton School of Building^{28, 29} have been investigated, cross-sections

TABLE I

Data obtained from Prof. R. H. Evans regarding tests carried out by Mr. J. P. Stott at the University of Leeds. (Cross-section, see fig. 3(a); span 10 ft. for beams 1–17 and 3 ft. 4 in. for beam 18; loading at third points.)

Mark	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>c_u</i> *	<i>t_u</i>	Wires†		Failure‡ moment	$R = \frac{M_m}{bd^2c_u} §$
					top	bottom		
	in.		lb./in. ²	tons/in. ²	number		in.-tons	
1	2.5	8.13	7,000	140	11	45	136.0	0.264
2	2.5	8.21	7,430		9	36	174.6	0.321
3	2.5	8.13			8	31	152.6	0.285
4	2.63	8.13			6	27	147.2	0.271
5	2.56	8.13			8	32	146.8	0.269
6	2.56	8.23		9,100	120	8	31	126.4
7	2.56	8.12	8			29	123.4	0.185
8	2.53	8.0	7			27	119.4	0.179
9	2.59	8.1	7			25	107.4	0.161
10	2.50	8.25	9			35	152.0	0.250
11	2.60	8.26	8,260	9		33	149.8	0.247
12	2.56	8.20		10		39	164.4	0.271
13	2.56	8.19		10		37	152.4	0.251
14	2.50	8.13		11		44	180.4	0.297
15	2.56	8.06		11		42	154.8	0.255
16	2.50	8.06		10		41	164.4	0.271
17	2.50	8.06		10		39	164.6	0.272
18	2.50	8.06		10		39	152.0	0.254

* Concrete strength on 4-in. cubes.

† All wires were of 0.08 in. diameter; initial prestress for the individual beams varying between 76.6 and 81.7 tons/in.²

‡ The bending moment, due to dead load, of 1.7 in.-tons must be added to these values.

§ These values include the bending moment due to dead load of beam and the influence of the residual tension in top steel at failure.

TABLE II

Data obtained from Prof. A. L. L. Baker regarding tests carried out by Mr. S. Revesz at the Imperial College of Science in London. (Cross-section, see fig. 3(b); span 14 ft.; loading at third points.)

Mark	Group	b^*	d	d'	$c_u \dagger$	Number of Wires $\ddagger$	$p_i \parallel$	Failure $\P$ moment	At failure	
		in.			lb./in. ²		tons/in. ²	in.-tons	Strain A'_t Strain A_t	Stress A'_t Stress A_t
K	Ia Fig. 3(b)i	3.00	5.03	0.55	7,840	8	83.58 to 84.44	38.56	—	—
A		2.92	4.61		7,820	12				
B		2.91	4.85		7,820			55.3		
E		2.88	5.00		7,650		0	51.38		
H		2.93	4.77		7,840		52.4	57.82		
D	Ib Fig. 3(b)ii	4.25	6.92	3.16	4,010	12	84.44	74.40	—	—
C			6.72		3,090	12	84.44	92.04		
			6.05			2§	45.8			
F	II Fig. 3(b)iii	21.5	7.74	4.00	2,280	12	0	107.88	0.407	0.567
M			6.96	2.56	2,240		92	93.32	0.195	0.702
L			7.46	3.35	6,560			107.88	0.42	0.81
G			7.01	2.62	5,560		52.4	99.48	0.304	0.637
J				7.78	3.25	3,720	8	84.4	69.14	0.29

* The width b in Group Ia is obtained if the co-operation of the top reinforcement A'_t is taken into account, based on strain measurements.

† Concrete strength on 6-in. cubes.

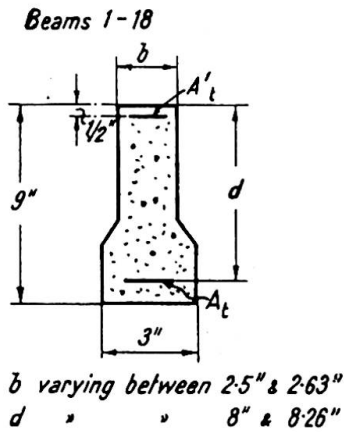
‡ The number of wires relates to the bottom reinforcement. In each beam two top wires were provided. The wire is throughout 12-gauge (area per wire 0.0087 in.²) of a strength of 132 tons/in.² and bonded except for beam C (see next note).

§ In addition to twelve bonded wires, as specified above, two non-bonded wires 0.2 in. diameter of a strength of 107 tons/in.² were provided.

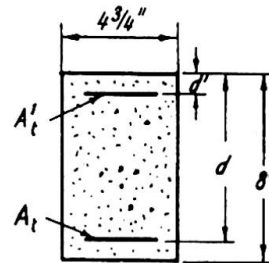
|| The initial prestress in the two top wires was equal to that in the bottom wires. The prestress was transferred when the concrete strength was approximately 5,500 lb./in.²

¶ Failure in all cases occurred owing to fracture of tensile wire, except for beams C and E (crushing of concrete) and J (horizontal shear).

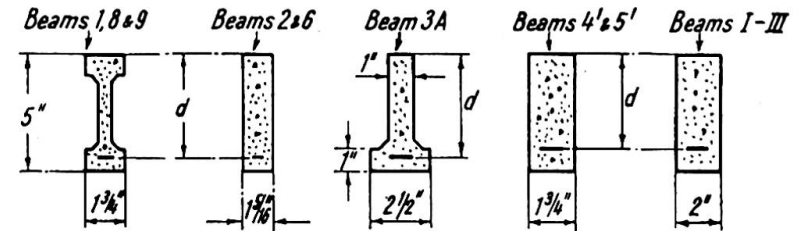
being shown in figs. 3(c) and 3(d) respectively. Furthermore, two types of slabs according to fig. 3(e) are included as tested for British Railways.¹³ Particulars of the slabs S I and S II have not yet been printed but were given by the author in a lecture.¹³ These tests relate to 9-ft. long members loaded as cantilevers at both sides 9 in. away from the ends and supported at two points each 9 in. from the centre. The tensioned reinforcement consisted of eight wires 0.2 in. diameter placed in groups of four in grooves which were later filled with cement mortar, Magnel-Blaton anchorages being provided at the ends. Each slab S I and S II contained four untensioned wires in the compression zones and four additional untensioned wires were provided in the tensile zone of S II. It may be pointed out that S 2 also contained untensioned wires, as proposed by the author when suggesting partial prestressing.^{23, 30}



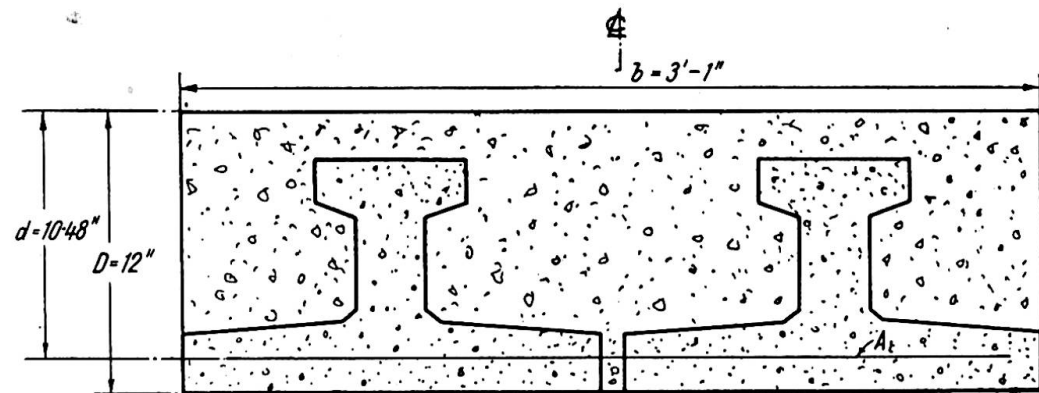
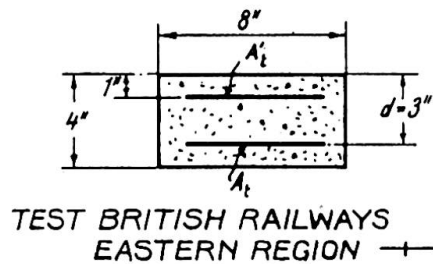
• TESTS LEEDS 1950 +
 Fig. 3(a)



SWISS TESTS ⊕
 Fig. 3(c)



TESTS BRIXTON 1950/51 X
 Fig. 3(d)

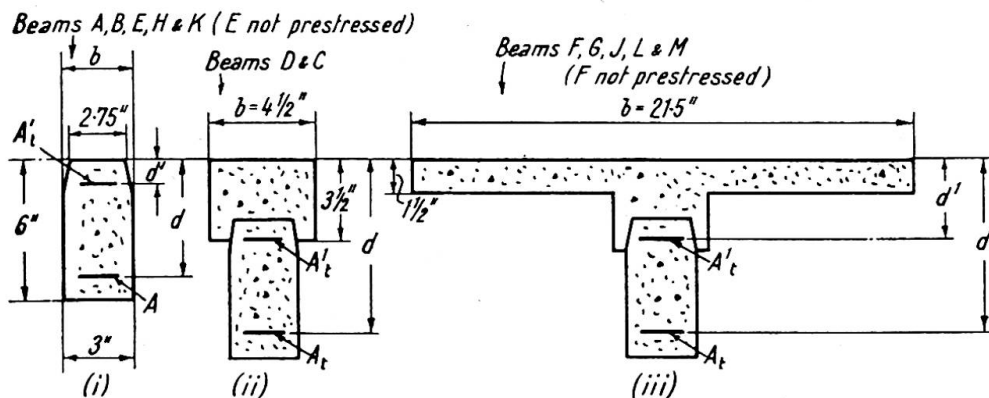


S2
 FATIGUE TEST - RAILWAY EXECUTIVE +
 Fig. 3(e)

TABLE III
Tests of Stott, Leeds (see Table I)

Mark	p %	Q lb./in. ²	$v = t_u / 200c_m^*$	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1 - vp)$	J
1	1.11	1,850	0.304	1.42	0.377	0.428	0.775
2	0.875	2,320		1.064	0.459	0.340	1.17
3	0.762	2,070		1.028	0.407	0.356	1.13
4	0.630	1,900		0.764	0.387	0.309	1.18
5	0.768	1,940		0.956	0.384	0.359	1.05
6	0.735	1,640	0.202	0.620	0.270	0.261	0.985
7	0.697	1,645		0.592	0.264	0.252	1.03
8	0.667	1,658		0.560	0.255	0.240	1.085
9	0.595	1,420		0.504	0.230	0.220	1.01
10	0.85	2,016	0.232	0.79	0.356	0.317	1.22
11	0.77	1,900		0.71	0.352	0.294	1.12*
12	0.93	2,150		0.86	0.387	0.338	1.27
13	0.98	2,000		0.82	0.359	0.326	1.06
14	1.08	2,470		1.0	0.425	0.375	1.125
15	1.02	2,090		0.944	0.364	0.360	1.01
16	1.02	2,280		0.944	0.387	0.360	1.11
17	0.97	2,280		0.900	0.385	0.348	1.25
18	0.97	2,100		0.900	0.363	0.348	1.15

* $c_m = 0.7 c_u$.



TESTS IMPERIAL COLLEGE $\oplus$
1949/50

Fig. 3(b)

TABLE IV
Tests of Revesz, Imperial College (see Table II)

Mark	p %	Q lb./in. ²	ν †	$p/\bar{p}$	R	$2\nu p(1-\nu p)$	J
K	0.461	1,140	0.314	0.579	0.243	0.248	0.978
A	0.776	1,780		0.976	0.378	0.369	1.025
B	0.740	1,810		0.932	0.384	0.355	1.084
E*	0.724	1,595	0.322	0.932	0.348	0.357	0.976
H	0.747	1,940	0.314	0.940	0.356	0.359	1.145
D	0.355	818	0.613	0.87	0.339	0.341	0.996
C	0.605	1,160	0.740	1.764	0.614	0.493	1.25
F*	0.0714	208	1.078	0.288	0.148	0.136	1.04
M	0.0835	229	1.097	0.366	0.171	0.167	1.02
L	0.079	231	0.375	0.118	0.059	0.057	1.02
G	0.0815	239	0.443	0.145	0.072	0.070	1.03
J	0.0507	143	0.660	0.133	0.065	0.064	1.01

* Non prestressed.

† $c_m = 0.6 c_u$.

TABLE V
Swiss tests (Section, see fig. 3(c))

Mark	p %	Q lb./in. ²	ν	$p/\bar{p}$	R	$2\nu p(1-\nu p)$	J	c_m	t^u lb./in. ²
I	0.5	1,175	0.233	0.446	0.235	0.206	1.14	5,000	233,000
III		1,050			0.210	0.200	1.02		
VII		995			0.221	0.215	1.04		
IV	0.394	850	0.219	0.346	0.170	0.158	1.08	5,000	219,000
V		800			0.160	0.158	1.02		
VI		605			0.151	0.193	0.785		
VIII	0.222	618	0.275	0.244	0.124	0.114	1.08	5,000	275,000
IX	0.0975	296	0.306	0.119	0.066	0.052	1.14	4,500	

TABLE VI

Tests at Brixton School of Building (Section, see fig. 3(d), $t_u=138$ tons/in.²)

Mark	p %	Q lb./in. ²	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	c_m lb./in. ²
1	0.22	641	0.386	0.340	0.160	0.155	1.03	4,000
2	0.29	402		0.448	0.200	0.199	1.01	
3A	1.58	885		2.40	0.495	0.480	1.03	
4'	0.60	1,432		0.928	0.358	0.356	1.01	
4A	0.47	1,212		0.726	0.303	0.297	1.02	
6	0.27	786		0.418	0.201	0.187	1.05	
8*	0.22	461		0.34	0.114	0.155	0.735	
9		625			0.156		1.00	
I*	0.224	433	0.341	0.306	0.096	0.141	0.68	$\frac{2}{3} \times 6,800$
II		765			0.169		1.23	
III	0.50	1,390	0.288	0.576	0.256	0.247	1.05	$\frac{2}{3} \times 8,040$

* Wires non-bonded.

TABLE VII

Tests of British Railways (Section S2, see fig. 3(e); Section S I and S II, see fig. 3(e))

Mark	p %	Q lb./in. ²	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	c_m lb./in. ²	t_u	Notes
S2	0.483	942	1.735	0.334	0.153	0.153	1.005	6,150	213,000	After fatigue loading
SI	1.05	1,866	0.224	0.940	0.373	0.359	1.037	5,000	224,000	Eight tensioned wires 0.2 in. dia.
SII	1.57	2,653		1.412	0.532	0.360	1.03			Eight tensioned plus four untensioned wires 0.2 in. dia.

TABLE VIII

Tests on spun-concrete tubes (Section, fig. 4(a), $t_u=65,000$ lb./in.², $c_m=8,000$ lb./in.²)

Mark	p %	Q lb./in. ²	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	Notes
9b	0.38	445	0.0406	0.06	0.056	0.030	1.83	Tubular Beams
7a	1.26	910		0.20	0.114	0.097	1.175	
10b	1.92	1,280		0.31	0.160	0.144	1.115	
13b	0.61	620		0.10	0.078	0.049	1.605	Inverted tubular T. beams
14a	2.15	1,550		0.35	0.194	0.160	1.215	

TABLE IX

Tests on rectangular beams, Vienna (Section, fig. 4(b))

Mark	p %	Q lb./in. ²	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	t_y lb./in. ²	c_u^* lb./in. ²
22	0.38	502	0.0850	0.128	0.0895	0.0619	1.44	95,000	8,400
23	0.84	911	0.0775	0.26	0.163	0.122	1.34	87,000	
24	1.47	1,375	0.0811	0.476	0.246	0.210	1.17	91,000	
4	0.39	378	0.346	0.54	0.280	0.234	1.175	95,000	2,060
5	0.84	480	0.316	1.056	0.373	0.389	0.85	87,000	

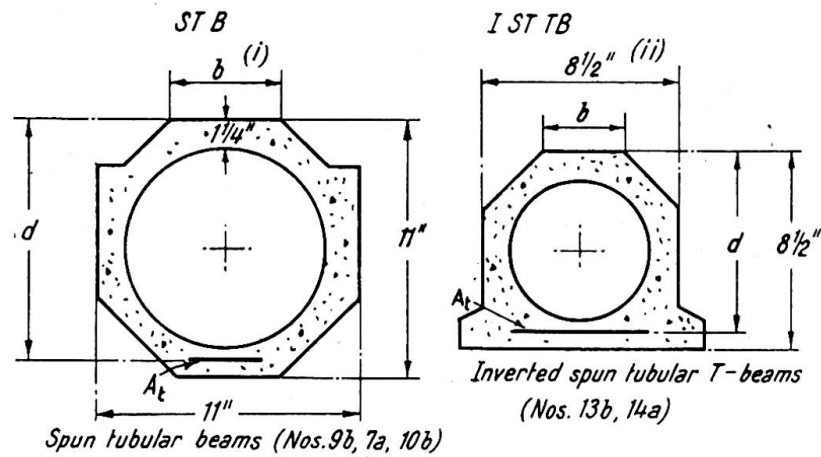
$$* c_m = \frac{2}{3} c_u.$$

TABLE X

Tests of Dr. Hajnal-Konyi, 1942 (Section fig. 4(c))

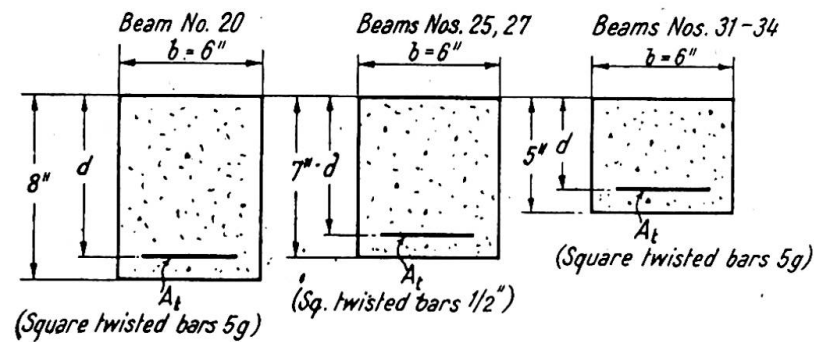
Mark	p %	Q lb./in. ²	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	c_p lb./in. ²	t_u lb./in. ²	Notes
20	0.214	193.8	0.208	0.174	0.108	0.083	1.25	1,800	75,000	Twisted bar, 5-gauge
25	1.19	647	0.184	0.832	0.323	0.327	0.945*	2,000	73,600	Twisted bar, $\frac{1}{2}$ -in.
27	1.19	811	0.143	0.680	0.324	0.282	1.21	2,500	71,500	
33	0.353	310	0.20	0.282	0.155	0.131	1.18	2,000	80,000	Twisted bar, 5-gauge
34	0.562	482		0.450	0.241	0.199	1.23			
31	0.750	594		0.600	0.297	0.255	1.16			
32	0.938	725		0.670	0.362	0.304	1.19			

* below 1.0, since bars under-twisted



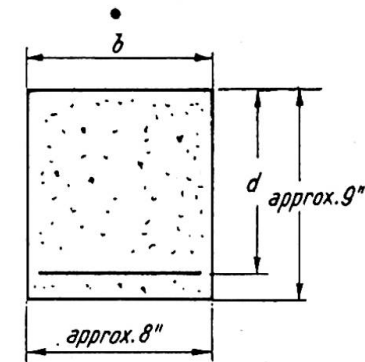
TESTS ON SPUN CONCRETE SPECIMENS
REINFORCED WITH I STEG STEEL *

Fig. 4(a)



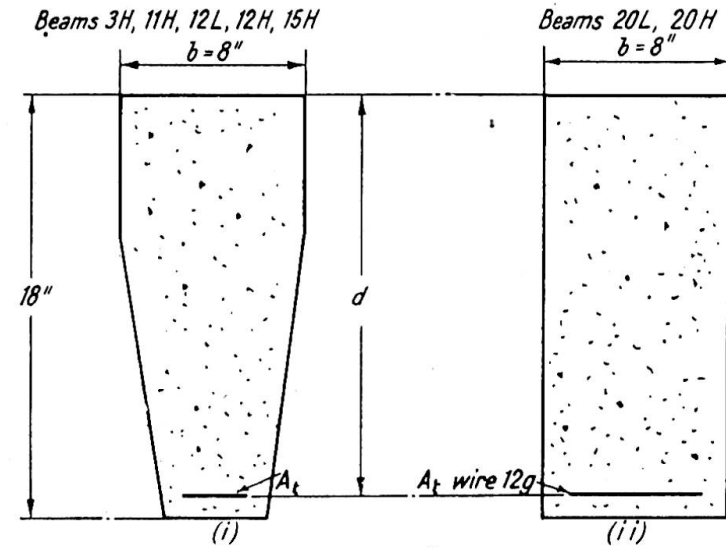
TESTS DR. HAJNAL-KONYI 1943 ✕

Fig. 4(c)



TESTS ON RECTANGULAR BEAMS REINFORCED
WITH HIGH STRENGTH STEEL ✕
(Nos. 4, 5, 22, 23 & 24)

Fig. 4(b)



(Various types of work hardened steel)

TESTS DR. HAJNAL-KONYI 1951 ✕

Fig. 4(d)

Fig. 4 relates to ordinary reinforced concrete; fig. 4(a) refers to the author's tests on spun-concrete tubular beams,³ fig. 4(b) to the author's tests on rectangular beams,² and figs. 4(c) and 4(d) to Dr. Hajnal-Konyi's tests^{4, 5} respectively.

TABLE XI
Tests of Dr. Hajnal-Konyi, 1951 (Section, fig. 4(d))

Mark	p	Q	v	$p/\bar{p}$	R	$2vp(1-vp)$	J	c_u	t_u	t_y	Notes
	%	lb./in. ²						lb./in. ²			
3H	0.608	396	0.0873	0.213	0.096	0.100	0.95	6,200	72,130	—	Square twisted bar, $\frac{7}{8}$ in. dia.
			0.0760	0.185		0.088			—	62,940	
11H	0.584	447	0.1043	0.244	0.111	0.115	0.97	6,050	84,220	—	Tor steel 1 in. dia.
			0.0875	0.205		0.097			—	70,780	
12L	0.505	417	0.1736	0.393	0.170	0.177	0.97	3,230	85,300	—	Indented twisted bar 1 in.
			0.1490	0.337		0.154			—	73,200	
12H	0.570	461	0.1168	0.266	0.121	0.124	1.015	5,760	86,000	—	
			0.0997	0.227		0.107			—	73,700	
15H	0.580	456	0.1113	0.258	0.121	0.121	1.00	5,890	83,600	—	American ribbed type, twisted 1 in.
			0.0935	0.217		0.103			—	70,300	
20L	0.178	456	0.478*	0.340	0.163	0.155	1.05	3,990*	268,000	—	High-tensile wire
20H	0.180	491	0.355*	0.256	0.130	0.120	1.09	5,400*			

* $c_m = 0.7 c_u$.

The investigation of these test results with regard to the presented formulae is shown in Tables III–XI. It is obviously of greatest importance to select the right value c_m when calculating v , assuming that t_u is accurately known, which will be the case generally. In the tests in fig. 3(a) a ratio $G = c_m/c_u = 0.7$ has been taken into account, while with regard to the tests in fig. 3(b) $G = 0.6$ is still rather on the low side. If the wire fractures in a certain case, it must be expected that J is not less than unity. Hence for $J = 1$, the corresponding value v and thus c_m can be computed, resulting in $c_m = \frac{(t_u p)^2}{200(t_u p - 100 Q)}$ which results for beam K, in $c_m = 3,980$ lb./in.² which would have corresponded to a ratio $G = 0.515$ instead of 0.6 as taken into account. In the case of the Swiss tests, the concrete strength was not known accurately, but from the fact that in specimen III the wires fractured and the steel strength was given, it was possible to assume c_m . In the Brixton and British Railways tests the published prism strength values have been taken into account. For the spun-concrete tubular beams $c_m = 8,000$ lb./in.² has been assumed in view of the extraordinary strength properties of these specimens and the ultimate strength of the Isteg steel has been considered, although there was a distinct yield point of this reinforcement. Nevertheless

an extraordinary excess over unity was obtained for the ratio J . The high-strength steel used in the rectangular beams tested by the author had a distinct yield point, and this stress and two-thirds of the concrete cube strength were taken in analysing the results. In Dr. Hajnal-Konyi's tests the published prism strength values have been used, except for 20L and 20H, when 70% of the cube strength as with the Stott tests has been used. For the specimens (fig. 4(d)i) the ultimate strength and the yield point stress have been investigated. The examples (fig. 4(d)ii) were not included in the paper⁵ but were given during its presentation and published in *Magazine of Concrete Research* in March, 1952.

The results evaluated in the Tables III–XI have been plotted in charts figs. 5–7.

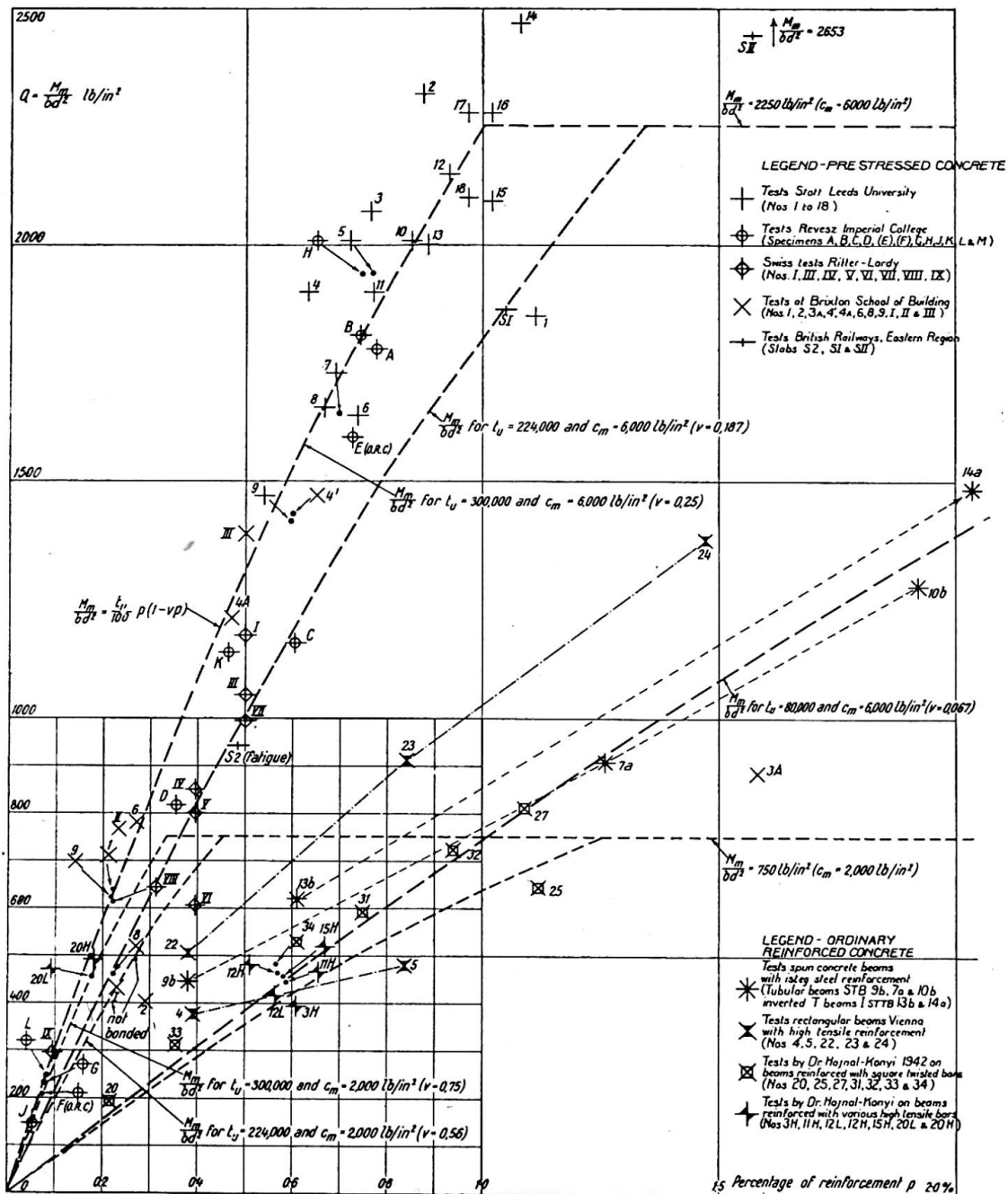


Fig. 5

Fig. 5 shows the relation between the percentage p and the stress $Q = M_m/(bd^2)$. In addition to test results theoretical values have been plotted for $t_u = 80,000$, and 224,000 and 300,000 lb./in.², and in each case two concrete values have been distinguished: $c_m = 2,000$ and 6,000 lb./in.² According to fig. 1 the value for balanced design for a low stress, such as $c_m = 2,000$ lb./in.² would be rather higher than $c_m/3$. In figs. 6 and 7 prestressed and ordinary reinforced concrete are separated. Fig. 6 indicates how far the concrete strength is utilised, while fig. 7 shows the exploitation of the steel strength in exaggerated presentation, a difference of 5% appearing as a great deviation. The chart fig. 6 has been plotted in such a way that the abscissa represents $2vp(1-vp)$, while the ordinate is R ; thus a straight line between the origin and $R = 2vp(1-vp) = 0.375$ is obtained. In fig. 7 the values of J are plotted against $p/\bar{p}$. A very good agreement between the minimum values indicated in figs. 6 and 7 and the actual

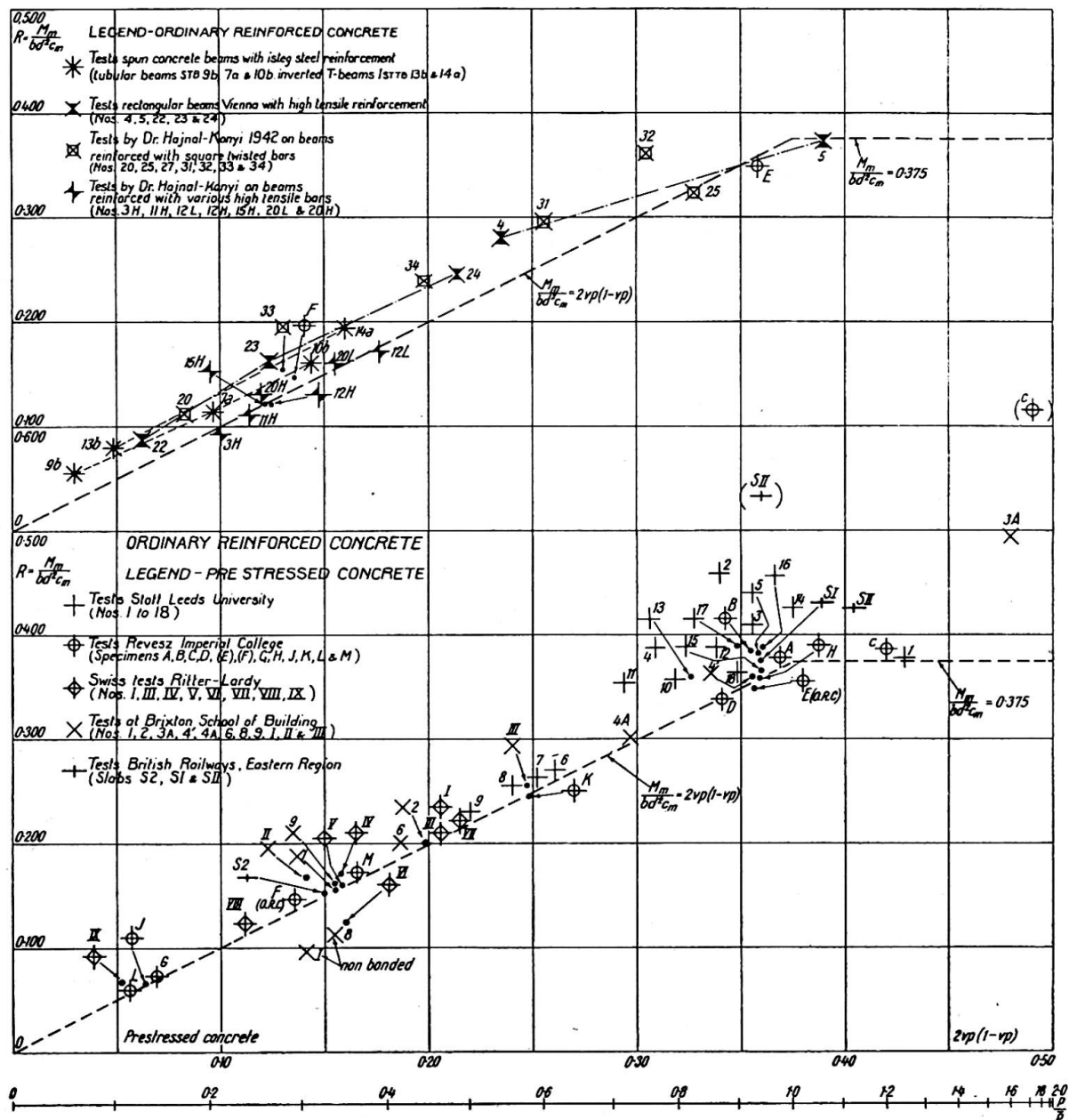


Fig. 6 (Note:—the point 27 is not shown)

values is seen, and it can be concluded that safe values are obtained if G is assumed as 0.6.

However, there are a few points which require further discussion. The slab S II of the British Railways and the beam C of the Imperial College show very high values of R , much exceeding the expected limit of 0.375. In the first case the reason is that the compressive reinforcement consisting of four untensioned high-strength wires has not been taken into account in Table VII. However, when considering a nominal width of 10 in., corrected values are obtained as plotted in figs. 6 and 7 in addition to the original values, indicated by brackets. The values for beam C have been obtained from $c_m = 0.6 \times 3,090 = 1,854 \text{ lb./in.}^2$, a very low value, resulting in $R = 0.614$, which seems to be an impossible value and must be excluded. It must be assumed that

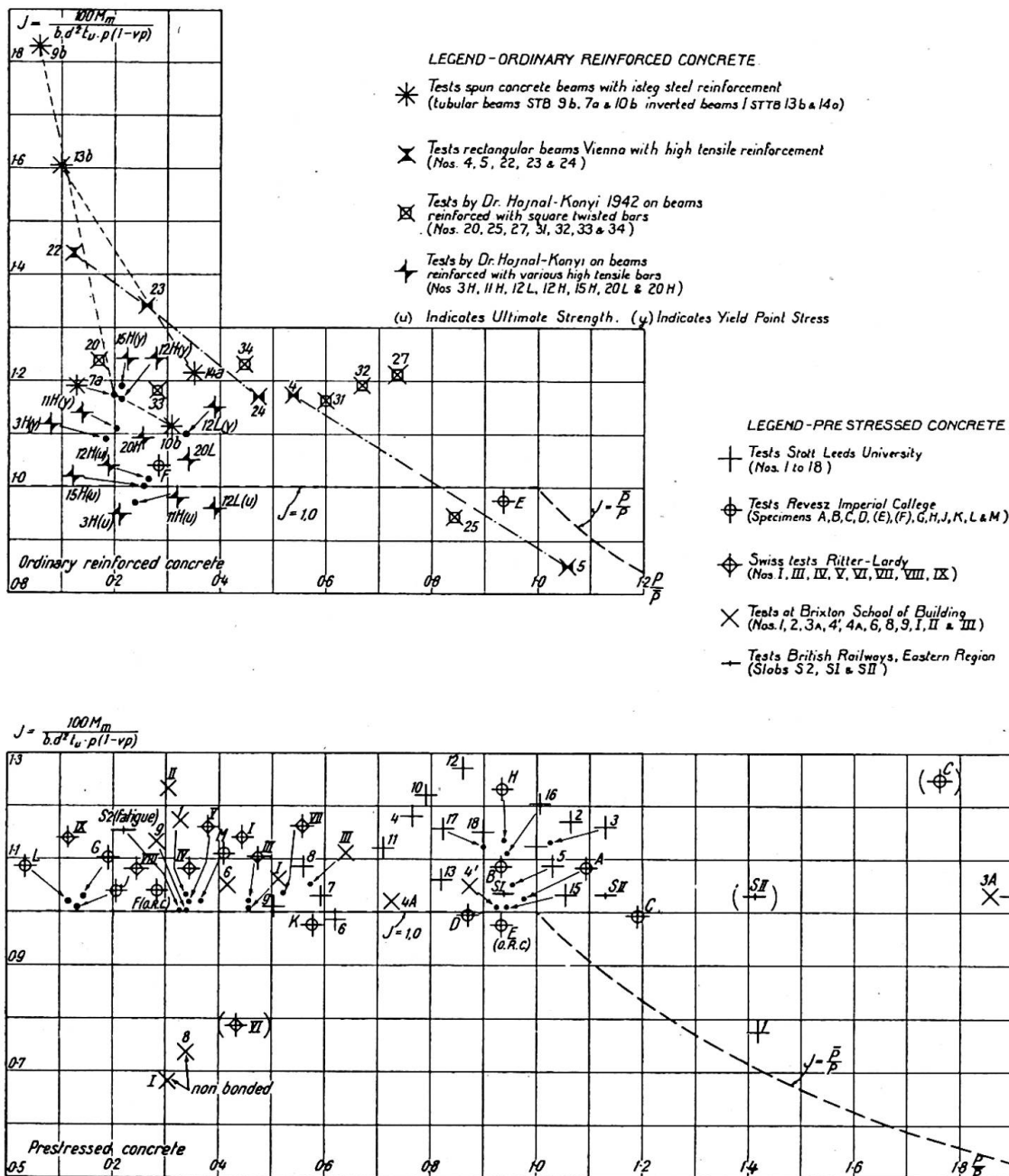


Fig. 7

the concrete strength was higher than stated in Table II. However, if a value $c_m = 3,000 \text{ lb./in.}^2$ is taken into account, a quite reasonable value for R is obtained, as seen from the diagram. It may be mentioned that this beam C contained bonded and additional non-bonded tensioned wires. Apparently this co-operation is quite successful, while the ultimate resistance is much less with beams with only non-bonded wires, as seen from specimens 8 and I of the Brixton tests. The behaviour of beams with non-bonded wires requires further study. Further tests have been carried out at the Imperial College and it is hoped results will be available to enable the author to supplement this study. It may be added that Prof. R. H. Evans was probably the first to point out the difference between the behaviour of bonded and non-bonded wires.³¹

Like the two beams with non-bonded wires the beam VI of the Swiss tests had a relatively low ultimate resistance. In this case the initial tensioning stress was about $50,000 \text{ lb./in.}^2$ and only a small prestress may have remained effective after all losses had taken place. However, this cannot be taken as an explanation for a reduced ultimate resistance, since the present study has proved that beams with untensioned high-strength wires (E and F of tests by Revesz and 20L and 20H of tests by Dr. Hajnal-Konyi) reached approximately the same high values as prestressed beams. Moreover there are two beams with lower prestress among the tests by Revesz, i.e. G and H, which show no appreciable difference from the other results with high prestress, although one approached the balanced design. It seems therefore reasonable to exclude the test result VI of the Swiss tests. This may be also justified by the fact that for this test the lowest cracking load was obtained, but it would be very important for similar tests to be carried out to check this question.

It was previously mentioned that slab S2 was statically tested to failure after a fatigue test extended over three million repetitions. It may be pointed out that bonded 0.2-in. wire was provided and this test has proved the complete efficiency of this wire, although it was considered from tests³² that wire of such a large diameter is not suitable. Apparently it depends greatly on the surface conditions, and the British wire of 0.2 in. diameter is suitable.

In conclusion it can be said that the tests presented have proved that generally the same conditions apply with regard to ultimate resistance to prestressed and non prestressed members. The modified simple formulae for ultimate resistance have shown a very good agreement with test values and when assessing the ultimate resistance safe results are obtained if a low stress c_m is taken, e.g. $0.6 c_u$. The two charts, figs. 6 and 7, permit the separate investigation of concrete and steel resistance. This investigation is limited to bonded reinforcement and further research is necessary on the behaviour of non-bonded tensioned steel. In this case a reduction factor of, say, 0.60 to 0.80 will have to be considered and particulars will be shown in a supplement.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to express his thanks to the Railway Executive and the Civil Engineer of the Eastern Region for the facilities granted to him when preparing this paper.

REFERENCES

- (1) ABELES, P. W. "Ueber die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau" (On the Use of High-Strength Materials in Reinforced Concrete), *Beton u. Eisen*, Nos. 8 and 9, 1935.

- (2) ABELES, P. W. "Versuche mit Rechtecksbalken, bewehrt mit besonders hochwertigem Stahl" (Tests on Rectangular Beams Reinforced with Steel of Specially High Strength), *Beton u. Eisen*, Nos. 17 and 18, 1937.
- (3) ABELES, P. W. "Spun Tubular Beams. Economy in Steel in Floor Construction," *Concrete and Constr. Eng.*, May, 1940.
- (4) HAJNAL-KONYI, K. "Tests on Square Twisted Steel Bars and their Application as Reinforcement of Concrete," *Struct. Engr.*, September, 1943.
- (5) HAJNAL-KONYI, K. "Comparative Tests on Various Types of Bars as Reinforcement of Concrete Beams," *Struct. Engr.*, May, 1951.
- (6) EVANS, R. H. "Extensibility and Modulus of Rupture of Concrete," *Struct. Engr.*, December, 1946.
- (7) THOMAS, F. G. "Cracking in Reinforced Concrete," *Struct. Engr.*, July, 1936.
- (8) ABELES, P. W. "Die Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen bei Rissbildung" (The Danger of Corrosion in Reinforced-Concrete Constructions at Cracking), *Zement*, Nos. 7-9, 1937.
- (9) EISENMANN. "Untersuchung der Rissbildung des Betons mit Ultraschall" (Investigation of Cracking in Concrete by Means of Supersonic Pulse), *Beton und Stahlbetonbau*, January, 1951.
- (10) "Report on Pre-stressed Concrete Sleepers Tested as Simply Supported Beams," *Concrete and Constr. Eng.*, April and May, 1947.
- (11) ABELES, P. W. "Further Notes on the Principles and Design of Pre-stressed Concrete," *Civil Eng. (L)*, October, 1950.
- (12) "First Report on Pre-stressed Concrete," *Instn. of Struct. Engrs.*, September, 1951.
- (13) ABELES, P. W. "Some New Developments in Pre-stressed Concrete," *Struct. Engr.*, October, 1951.
- (14) ABELES, P. W. "Elastizität des Betons" (Elasticity of Concrete), *Zement*, Nos. 37, 38 and 40, 1937.
- (15) EVANS, R. H. "The Plastic Theories for the Ultimate Strength of Reinforced-Concrete Beams," *J. Instn. Civ. Engrs.*, December, 1943.
- (16) HAJNAL-KONYI, K. "The Modular Ratio. A new method of design omitting m ," *Concrete and Constr. Eng.*, January, February, and March, 1937.
- (17) ABELES, P. W. "Neuere Entwicklungen im Stahlbetonbau" (New Developments in Reinforced Concrete), *Oesterreichische Bauzeitschrift*, Nos. 1/3, 1948.
- (18) BAKER, A. L. L. "Recent Research in Reinforced Concrete and its Application to Design," *J. Instn. Civ. Engrs.*, February, 1951.
- (19) KING, J. W. H. "The Design of Pre-stressed Concrete Beams from Fundamental Principles," *Concrete and Constr. Eng.*, September, 1950.
- (20) GRANHOLM, HJALMAR. "Modern Developments in Reinforced Concrete Design and the Influence of Research," Building Research Congress, London, 1951.
- (21) WHITNEY, CHARLES S. "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design," *Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, Paper 2133 (published December, 1940).
- (22) COX, KENNETH C. "Tests of Reinforced Concrete Beams with Recommendations for Attaining Balanced Design," *J. Amer. Concrete Inst.*, September, 1941.
- (23) ABELES, P. W. "Fully and Partly Pre-stressed Reinforced Concrete," *J. Amer. Concrete Inst.*, January, 1945.
- (24) ABELES, P. W. *Principles and Practice of Pre-stressed Concrete*, Crosby, Lockwood & Son Ltd., London, 1949; F. Ungar Publ. Ltd., New York, 1949.
- (25) ABELES, P. W. "Further Notes on the Principles and Design of Pre-stressed Concrete," *Civ. Eng. (L)*, August, 1950.
- (26) EVANS, R. H. "Research and Development in Pre-stressing" (Unwin Lecture), *J. Instn. Civ. Engrs.*, February, 1951.
- (27) RITTER, M., and LARDY, P. *Vorgespannter Beton* (Prestressed Concrete), Gebr. A. Lehmann & Co., Zurich, 1946.
- (28) ABELES, P. W., and HOCKLEY, C. H. "Small Scale Demonstration Tests on Pre-stressed Concrete Beams," *Struct. Engr.*, June, 1950.

- (29) ABELES, P. W. "The Ultimate Resistance of Pre-stressed Concrete Beams," *Concrete and Constr. Eng.*, October, 1951.
- (30) ABELES, P. W. "Saving Steel by Pre-stressing," *Concrete and Constr. Eng.*, July, 1940.
- (31) EVANS, R. H. "Relative Merits of Wire and Bar Reinforcement in Pre-stressed Concrete," *J. Instn. Civ. Engrs.*, February, 1942.
- (32) E. M. P. A. Bericht No. 155, "Vorgespannter Beton" (Report No. 155, Prestressed Concrete), Zurich, 1946.

Summary

The behaviour of concrete beams with high-strength reinforcement (including work-hardened steel) is investigated on the basis of various test results. Cracking is discussed and the resilience of prestressed concrete pointed out. Fatigue tests have shown that cracks which opened one million times closed entirely on removal of the load. The main study of the paper is devoted to ultimate load conditions. Formulae for the design are employed which allow a simple assessment of the ultimate resistance. These formulae are based on a rectangular stress distribution of the maximum concrete compressive stress c_m over a maximum depth of $0.5 d$, resulting in a maximum resistance $M_{max} = 0.375 b d^2 c_m$. If this stress is taken as $0.6 c_u$, a safe approximation of the ultimate resistance is obtained. The percentage for the balanced design $\bar{p}$ amounts to $0.25/\nu$, where $\nu = t_u/200 c_m$. The ultimate steel strength t_u is normally reached but must in certain cases be replaced by the yield-point stress t_y . Three charts are shown for the various test results. One contains the stress $Q = M_m/(bd^2)$, the other the stress-ratio $R = Q/c_m$, and the third the stress-ratio $J = t_m/t_u$. This gives a measure of the co-operation of the concrete tensile zone between the cracks and indicates the quality of adhesion between steel and concrete. The investigation has shown that the high-strength properties of steel and concrete can be fully exploited, both in prestressed and ordinary reinforced concrete, provided that efficient bond is ensured. If the reinforcement is not efficiently bonded, M_{max} , Q , R , and J are appreciably reduced and reduction factors must be considered.

Résumé

L'auteur étudie, sur la base de divers résultats expérimentaux, le comportement des poutres en béton armées avec de l'acier à hautes résistances, y compris l'acier écroui. Il aborde sommairement la question de la formation des fissures et attire particulièrement l'attention sur l'élasticité du béton précontraint. Des essais de fatigue ont montré que des fissures qui s'ouvraient sous une charge appliquée 1 000 000 fois se refermaient complètement au moment de la suppression de la charge.

La partie principale du présent rapport traite de la question de la rupture elle-même. L'auteur emploie des formules simplifiées pour la détermination approchée du moment de rupture. Ces formules sont basées sur une répartition rectangulaire de la contrainte maximum calculée dans le béton σ_{bmax} sur une hauteur maximum de $0,5 h$, ce qui donne un moment maximum $M_{max} = 0,375 b h^2 \sigma_{bmax}$. En admettant pour σ_{bmax} 60% de la résistance de cube W , on obtient pour le moment de rupture des valeurs approchées du côté correspondant à la sécurité. L'armature limite pour laquelle la rupture se produit par destruction soit du béton, soit de l'acier, est définie par $\mu_g = 0,25/\nu$ avec $\nu = \sigma_{eB}/200\sigma_{bmax}$ en désignant par σ_{eB} la charge de rupture de l'acier, qui doit être ici remplacée dans certains cas par sa limite écoulement σ_{eF} .

Trois diagrammes mettent en évidence les résultats fournis par les essais. Ces diagrammes donnent:

la contrainte $Q = M_{max}/(bh^2)$

le taux de contrainte $R = M_{max}/(bh^2\sigma_{bmax})$

le taux des contraintes dans l'acier $J = \sigma_{emax}/\sigma_{eB}$, c'est-à-dire le rapport entre la contrainte calculée dans l'acier, pour une section de rupture et la charge de rupture de l'acier.

On obtient ainsi une mesure du degré de coopération entre le béton et l'acier, entre les fissures, ainsi qu'une mesure de l'adhérence entre ces deux éléments. Les recherches ici exposées ont montré que, sous réserve d'une bonne adhérence, les caractéristiques de résistance mécanique de l'acier et du béton sont pleinement utilisées, aussi bien dans le béton armé ordinaire que dans le béton précontraint. Si l'acier n'a pas une bonne adhérence M_{max} , Q , R et J sont réduits considérablement et l'utilisation des facteurs de réduction doit être considérée.

Zusammenfassung

Das Verhalten von mit hochwertigem (einschliesslich verdrehtem) Stahl bewehrten Betonbalken wird an Hand verschiedener Versuchsergebnisse untersucht. Die Rissbildung wird kurz behandelt und es wird auf die Elastizität von vorgespanntem Beton besonders hingewiesen. Ermüdungsversuche haben bewiesen, dass sich Risse, die sich unter wiederholter Belastung 1 000 000 mal öffneten, geschlossen haben, sowie die Last entfernt wurde. Der Hauptteil des vorliegenden Berichtes bezieht sich auf den Bruchzustand. Einfache Formeln werden verwendet, die eine angenäherte Bestimmung des Bruchmomentes ermöglichen. Diese Formeln sind auf eine rechteckige Spannungsverteilung der grössten rechnermässigen Betonspannung $\sigma_{b(max)}$ aufgebaut, die sich maximal auf die halbe Höhe h erstreckt, was ein Grösstmoment $M_{max} = 0.375 bh^2\sigma_{bmax}$ ergibt. Wenn σ_{bmax} als 60% der Würfelfestigkeit W angenommen wird, dann ergeben sich Annäherungswerte für das Bruchmoment, die auf der sicheren Seite sind. Die Grenzbewehrung, bei welcher der Bruch entweder durch Beton- oder Stahlzerstörung erfolgt, ergibt sich als $0.25/\nu$, $\nu = \sigma_{eB}/200 \sigma_{b(max)}$, wobei σ_{eB} die Festigkeit des Stahles in einzelnen Fällen durch die Streckgrenze σ_{eF} zu ersetzen ist. Drei Diagramme zeigen die Ergebnisse der Auswertung der Versuche. Eines enthält die Spannung $Q = M_{max}/(bh^2)$, das andere das Spannungsverhältnis $R = M_{max}/(bh^2\sigma_{bmax})$ und das dritte das Verhältnis der Stahlspannungen $J = \sigma_{emax}/\sigma_{eBruch}$, d.i. das der rechnermässigen Stahlspannung für einen gerissenen Querschnitt und der Stahlfestigkeit. Dies stellt den Grad der Zusammenarbeit zwischen Beton und Stahl zwischen den Rissen dar und ist ein Mass für die Haftung zwischen Beton und Stahl. Die vorliegende Untersuchung hat bewiesen dass—gute Haftung vorausgesetzt—die hohen Festigkeitseigenschaften von Stahl und Beton sowohl beim gewöhnlichen Eisenbeton als auch beim vorgespannten Beton voll ausgenützt werden. In dem Falle, dass keine zuverlässige Haftung der Bewehrung gesichert ist, werden M_{max} , Q , R , und J wesentlich kleiner und Reduktionsfaktoren müssen eingesetzt werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CII 2

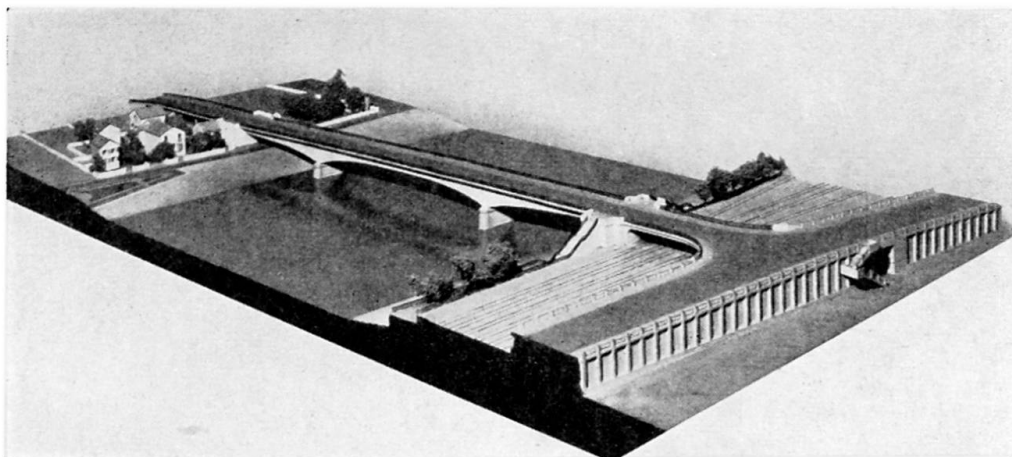
Le Pont de Villeneuve-Saint-Georges

The Villeneuve-Saint-Georges Bridge

Die Brücke von Villeneuve-Saint-Georges

HENRY LOSSIER
Ingénieur Conseil, Paris

et MICHEL BONNET
Ingénieur des Ponts et Chaussées, Paris



Pont de Villeneuve-Saint-Georges sur la Seine Maquette

QUELQUES MOTS D'HISTORIQUE

Avant la guerre de 1939–1945, un vieux pont suspendu franchissait la Seine à Villeneuve-Saint-Georges, reliant les deux agglomérations de Villeneuve-Saint-Georges et de Villeneuve-le-Roi.

Cet ouvrage vétuste était insuffisant; une décision du Conseil Général du Département de Seine-et-Oise provoqua la mise au concours d'un nouvel ouvrage de conception moderne.

Le projet dressé par M. Henry Lossier, Ingénieur Conseil à Paris, fut retenu, et l'ouvrage—un pont cantilever en béton armé—fut construit de 1936 à 1939 par les soins des Etablissements Fourre' & Rhodes à Paris, sous la direction du Service Vicinal.

Mais le pont fut détruit presque aussitôt, en juin 1940, au cours des opérations militaires.

Après la guerre, il fallut envisager la reconstruction du pont. On décida de profiter de cette reconstruction pour tenter de mettre au point un nouveau type d'ouvrage en béton précontraint. Les études préliminaires furent confiées à M. Henry Lossier, Ingénieur Conseil. Le projet définitif fût dressé avec la collaboration étroite du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics, et avec le concours de M. Demaret, Architecte en chef du Gouvernement pour la partie architecturale. M. Kellner, Ingénieur, assista M. Lossier.

Dans ce qui suit, nous désirons exposer quel est le principe du fonctionnement du nouvel ouvrage, quels en sont les principaux éléments constitutifs, et comment les Ingénieurs, en liaison avec l'Entreprise chargée de la réalisation des travaux (Ets. Fourre' & Rhodes à Paris) purent résoudre les problèmes essentiels de mise en œuvre posés sur le chantier à l'occasion de cette réalisation.

CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES RETENUES POUR L'OUVRAGE

Description sommaire

L'ouvrage (fig. 1) est un cantilever à 3 travées mesurant respectivement 41 m., 78,20 m. et 41 m. de portée, la travée centrale comportant une partie indépendante de 39 m. 11 de longueur.

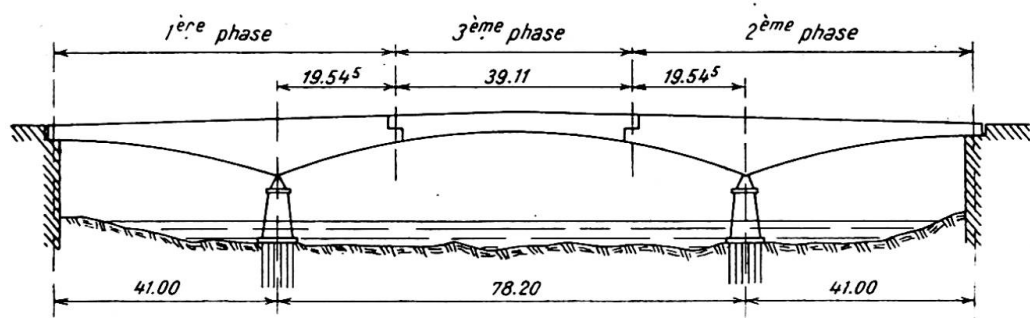


Fig. 1

Le tablier est constitué par une poutre évidée de 9 m. 25 de largeur totale, dont chacun des 3 caissons mesure 2 m. 85 de largeur libre.

La chaussée mesure 8 m. 40 et chacun des 2 trottoirs en encorbellement 2 m. 80 de largeur.

Le tablier repose :

- sur les 2 piles en rivière rehaussées de l'ancien pont, par l'intermédiaire d'articulations en béton fretté,
- sur les 2 culées, par l'intermédiaire de pendules également frettés.

L'épaisseur du tablier varie de :

- 2 m. 30 au milieu de la travée centrale,
- 6 m. 85 au droit de chaque pile,
- 2 m. 45 sur chaque culée.

La partie indépendante de 39 m. 11 repose sur une articulation à l'une de ses extrémités et sur un pendule à l'autre extrémité, ces dispositifs d'appui étant en béton fretté.

Dispositions particulières

Le tablier est en béton précontraint dans le sens longitudinal.

Cette précontrainte est réalisée par des câbles de ponts suspendus disposés à l'intérieur des caissons du tablier. Ces câbles sont accessibles et réglables en tous temps, des trous d'homme étant réservés dans la chaussée, ainsi que des ouvertures dans les parois verticales pour la circulation à l'intérieur de l'ouvrage.

Le passage des câbles à travers les voiles transversaux se fait par des trous prévus à cet effet.

Afin de supprimer tout glissement et tout frottement, l'infléchissement des câbles, dans la longueur courante de l'ouvrage, est réalisé par l'intermédiaire de balanciers en béton armé, placés devant les voiles transversaux, et articulés à leur pied.

PRINCIPE DU FONCTIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Conditions de fonctionnement

Le tracé et la tension des câbles sont déterminés de manière à satisfaire aux deux conditions principales suivantes pour chaque section :

1. Sous l'action de la charge permanente, la résultante des forces sollicitantes et des réactions des appuis doit passer, aussi exactement que possible, par le centre de gravité de la section, afin de ne provoquer qu'un moment fléchissant de très faible intensité. En d'autres termes, les contraintes longitudinales de compression du béton doivent être sensiblement uniformes sur toute la hauteur des diverses sections du tablier.

2. Sous l'action des cas de surcharges les plus défavorables, les contraintes longitudinales de compression ne doivent jamais être inférieures à 5 kg./cm.^2 afin d'éliminer toute possibilité de fissuration.

La figure 2 représente le tracé des câbles.

Calculs de résistance d'une section

Considérons une section quelconque et désignons par (fig. 3):

- G son centre de gravité
- S sa surface
- I son moment d'inertie
- e la distance du centre G à l'extrados
- i la distance du centre G à l'intrados
- a l'angle de l'intrados avec l'horizontale
- C_1 la traction des câbles horizontaux
- C_2 celle des câbles obliques
- c_1 la distance de C_1 au centre G
- c_2 la distance de C_2 au centre G
- b l'angle des câbles C_2 avec l'horizontale
- N la composante normale de compression par les câbles
- M_c le moment fléchissant engendré par les câbles
- M_1 le moment fléchissant permanent dû aux forces extérieures
- M_0 le moment fléchissant permanent total, soit $M_c - M_1$
- M_2 le moment fléchissant accidentel maximum
- R_E la compression de la fibre d'extrados
- R_I celle de la fibre d'intrados

On a, en affectant le moment M_1 du signe moins:

$$M_c = C_1 \cdot c_1 + C_2 \cdot c_2$$

$$M_0 = M_c - M_1, \text{ supposé positif}$$

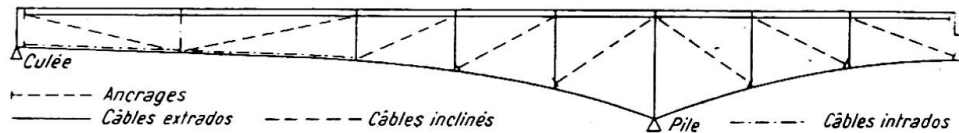


Fig. 2

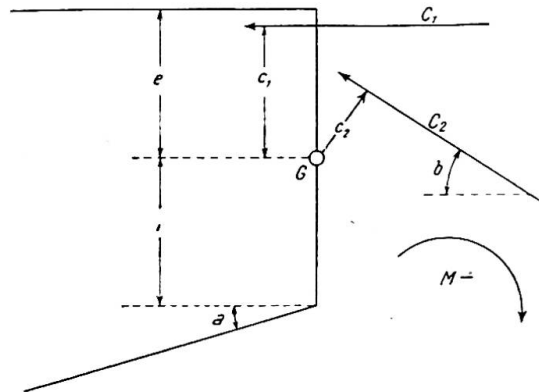


Fig. 3

Pour satisfaire totalement à la première condition, on devrait avoir $M_0=0$, et la section subirait alors une compression uniforme égale à N/S , N étant égal à $N=C_1+C_2 \cosinus b$.

Affectons les contraintes de traction du signe plus.

Compression permanente d'extrados: $R_E = -\frac{N}{S} - \frac{M_0 \cdot e}{I}$.

Compression permanente d'intrados: $R_I = -\frac{N}{S \cdot \cos a} + \frac{M_0 \cdot i}{I \cdot \cos a}$.

En raison de la grande élasticité relative des câbles par rapport au tablier en béton armé, ceux-ci n'interviennent que très faiblement sous l'action des charges accidentelles, leur contrainte n'étant alors majorée que de 1 à 2 kg./mm.²

Aussi, par excès de prudence, négligeons-nous leur action. On a donc, en supposant M_2 négatif:

Contrainte accidentelle d'extrados: $R'_E = +\frac{M_2 \cdot e}{I}$.

Contrainte accidentelle d'intrados: $R'_I = -\frac{M_2 \cdot i}{I \cdot \cos a}$.

Pour satisfaire à la première condition, on doit avoir:

$$R_E - R'_E = \text{compression supérieure à } 5 \text{ kg./cm.}^2$$

Par ailleurs, la contrainte d'intrados $R_I + R'_I$ ne doit pas excéder le taux-limite à la compression, fixé à 100 kg./cm.² dans le cas envisagé.

Les calculs de résistance aux *efforts tranchants*, qui font intervenir l'inclinaison des câbles pliés, celle de l'intrados et la compression longitudinale (cercle de Mohr), ne présentent aucune particularité.

Au droit de chaque nœud d'intrados, la résultante D de la traction C_2 des câbles inclinés et de la poussée B des balanciers est équilibrée par deux réactions :

l'une verticale V , intéressant le voile correspondant,
l'autre oblique W , intéressant le hourdis d'intrados,
ces deux éléments travaillant dans leur plan (fig. 4).

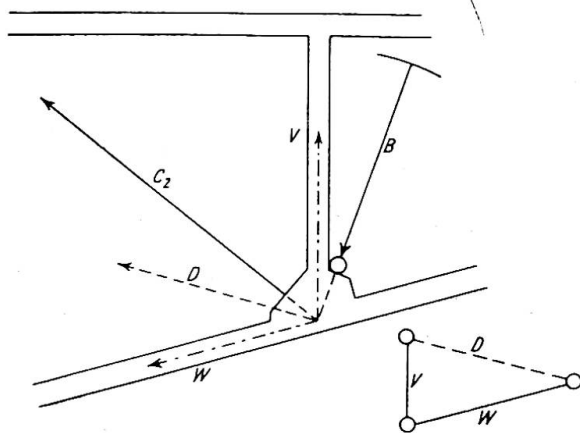


Fig. 4

CARACTÉRISTIQUES DES PRINCIPAUX ÉLÉMENTS SINGULIERS

Câbles

Les câbles, spiraloïdaux, sont composés chacun de 193 fils de 41/10, de 160 à 180 kg./mm.² de résistance à la traction. Ils supportent, en service permanent, un effort de 160 tonnes sous une contrainte de 63 kg./mm.², que l'action des surcharges peut porter à 65 kg. au maximum.

Ancrage des câbles dans le béton

Les câbles de précontrainte comportent, à chacune de leurs extrémités, un culot d'ancrage, conformément à la technique classique des ponts suspendus (fig. 5).

Le remplissage du culot est réalisé à l'aide d'un alliage ternaire: Plomb (83,7%),

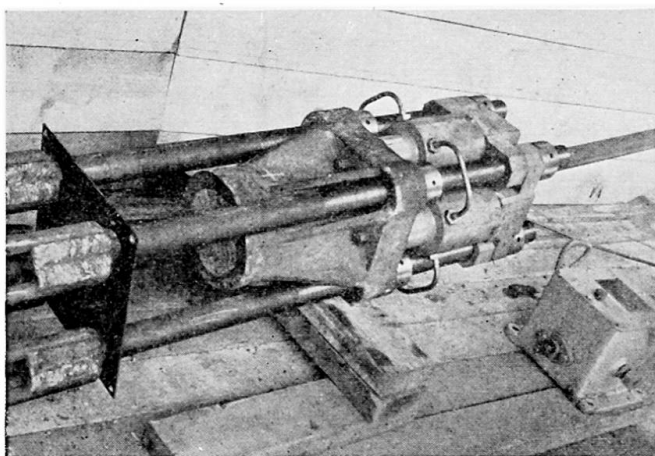


Fig. 5. Culot d'ancrage

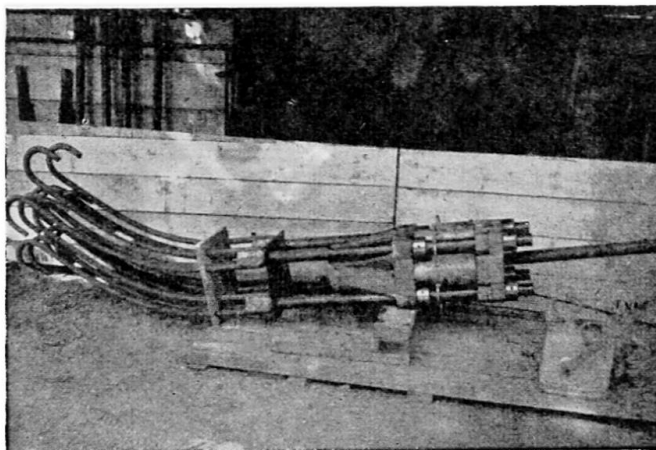


Fig. 6. Dispositif d'ancrage—Assemblages soudés $\phi 32$ - $\phi 64$

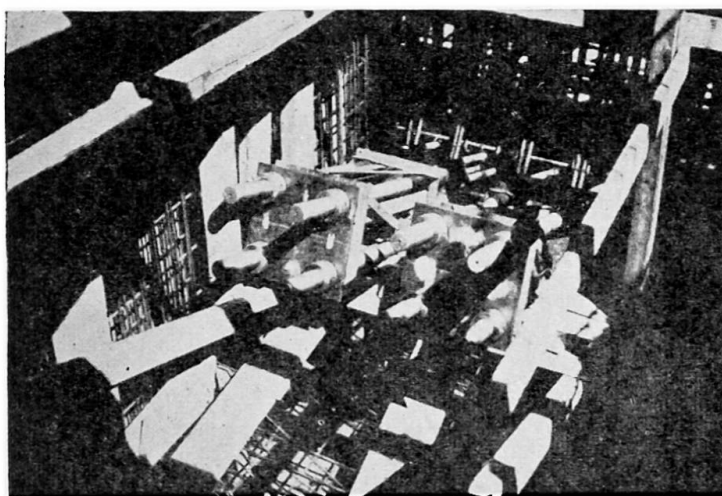


Fig. 7. Ancrages.—Mise en place dans le ferrailage d'un voile. On distingue les gabarits métalliques percés d'un trou central et permettant la mise en place correcte de l'ancrage par rapport à un fil métallique matérialisant l'axe du câble

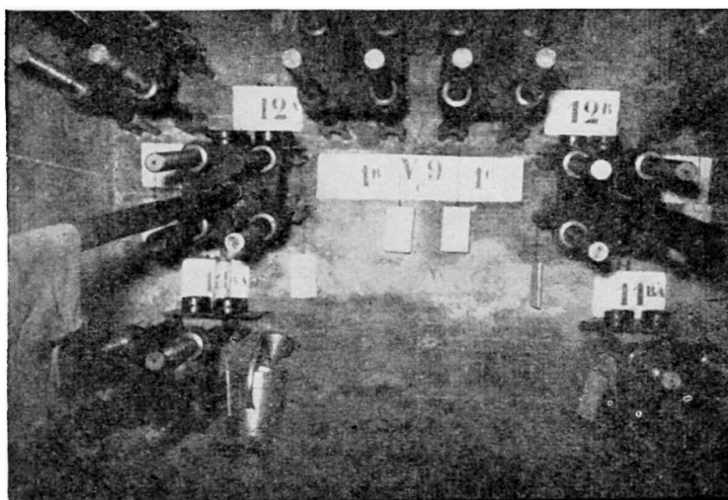


Fig. 8. Ancrages.—Voile 9 sur culée. Les numéros des câbles sont portés sur le voile, afin d'éviter les erreurs en cours d'exécution du programme de mise en tension

Changement d'orientation des câbles-balanciers

Les changements d'orientation des câbles sont assurés à l'aide de balanciers.

Dans la travée centrale indépendante, la hauteur disponible pour les balanciers est faible, et l'on a utilisé des appareils en acier moulé.

Dans les consoles-culasses, où la hauteur disponible est beaucoup plus grande, on a adopté des balanciers en béton armé fortement fretté (voir figs. 9 et 10).

Les dimensions des profils des sellettes d'appui, des câbles et des surfaces de roulement des pieds de balancier, ont été définies compte-tenu des mouvements des divers balanciers lors des opérations de mise en tension des câbles. Une étude particulière a été faite pour chaque balancier.

PROCESSUS DE CONSTRUCTION

Phases d'exécution de l'ouvrage

L'importance de la navigation sur la Seine, à Villeneuve-Saint-Georges, exigeait que l'on maintint en permanence une passe marinière assurant le passage des convois montants et avalants.

Les Ingénieurs auraient désiré réaliser d'un seul coup l'ensemble du cintre. En fait, cette solution s'est avérée impraticable; en effet, le pont à construire étant en béton précontraint, les poutres n'auraient de résistance qu'après mise en tension des câbles: le cintre devant donc être capable de supporter toute la charge de l'ouvrage jusqu'à la mise en tension. Dans ces conditions, il fallait réaliser un cintre fort lourd et cette sujétion s'accommodait mal avec la nécessité de maintenir une passe marinière.

En définitive, les Ingénieurs se sont arrêtés à un processus de construction en plusieurs phases successives telle que, dans chaque situation, soit dégagée:

- soit une passe unique supérieure à 35 m.,
- soit deux passes (16 et 20 m.).

Ces phases sont schématisées sur la figure 11.

On a été conduit ainsi à réaliser d'abord les deux poutres consoles-culasses Rive Droite et Rive Gauche et, ensuite seulement, grâce à un cintre suspendu, la travée indépendante centrale.

Conséquences, en ce qui concerne la mise au point du programme de mise en tension des câbles

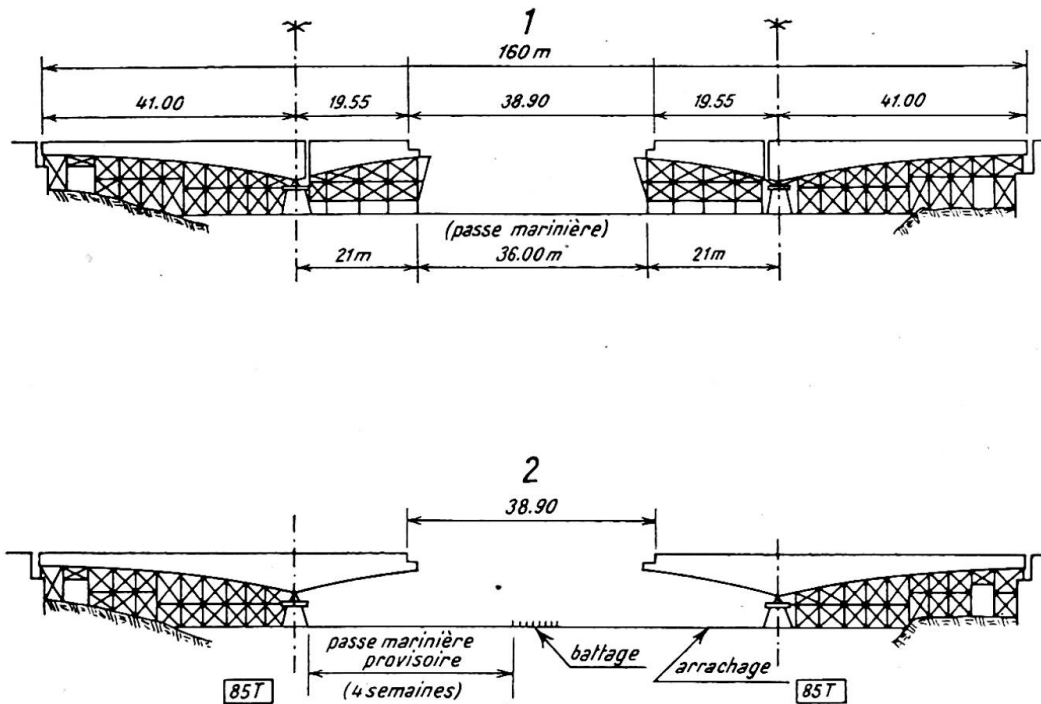
Les Ingénieurs ont dû préciser dans quelles conditions la tension des câbles de précontrainte de l'ouvrage serait portée de 0 à 160 tonnes (tension de service).

Il a été nécessaire de tenir compte, dans cette étude, des étapes successives de construction de la travée indépendante centrale: au fur et à mesure de l'avancement des travaux, la charge P en about de console augmente, pour atteindre finalement la charge figurant dans la note de calcul ($P=489$ tonnes). La tension des câbles des poutres consoles-culasses doit être réglée en conséquence, de manière à éviter sous les divers états intermédiaires de charges en about de console, la création de contraintes anormales dans le béton des voiles longitudinaux, d'intrados et d'extrados.

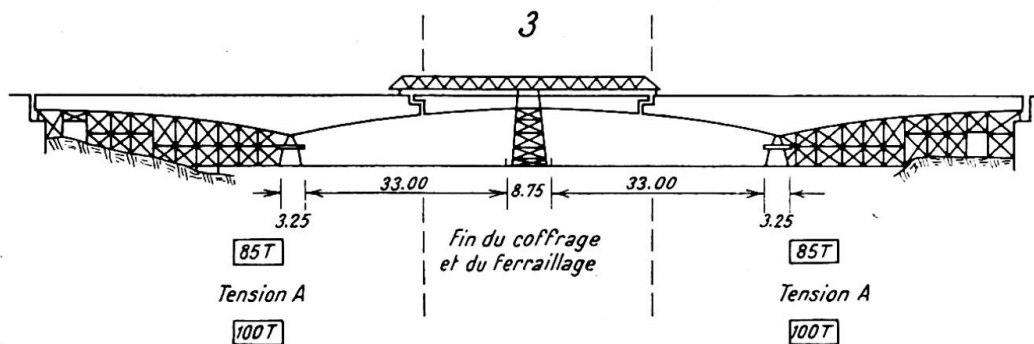
(a) Paliers de mise en tension

L'étude a été faite sur un diagramme comportant:

- en abscisses, les charges successives C de mise en tension des câbles (comprises entre 0 et 160 tonnes);
- en ordonnée, les charges P en about de console, aux divers stades de la construction de la travée indépendante centrale.



Battage des pieux et échafaudages des consoles-culasses-Coffrage-Ferraillages. Coulage du béton des 2 consoles-culasses en ménageant un joint de 0 m. 75 à 0 m. 50 de l'axe des piles, exécuté en dernier lieu-mise en place des câbles et tension des câbles jusqu'à 85 tonnes.



Enlèvement des échafaudages et des pieux sous consoles. Battage des pieux de la passe marinière

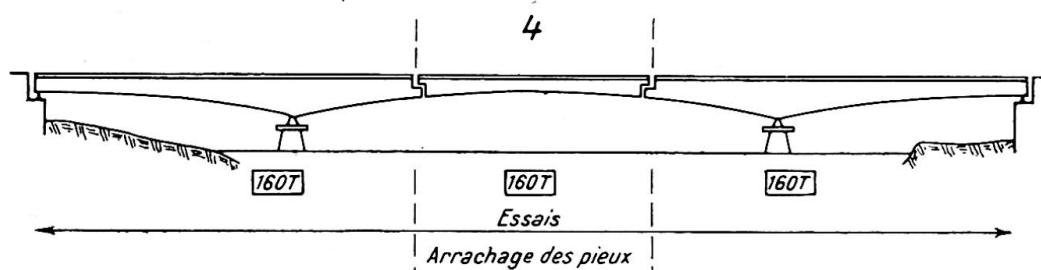


Fig. 11

La traduction analytique pour les diverses sections des poutres consoles des conditions suivantes:

voile d'intrados comprimé $R \geq 5 \text{ kg./cm.}^2$

voile d'extrados comprimé $R \geq 5 \text{ kg./cm.}^2$

taux de cisaillement dans le béton inférieur à 20 kg./cm.^2 en tout point,

a conduit à limiter, dans le plan (P, C) un domaine de variation tel que les états d'équilibre correspondants ne provoquent l'apparition d'aucune contrainte anormale dans les voiles des poutres consoles-culasses (le cintre sous culasse étant supposé maintenu jusqu'aux derniers stades de la construction).

Les Ingénieurs ont défini ainsi, pour les câbles des poutres consoles-culasses, un certain nombre de "paliers" successifs de mise en tension, correspondant aux diverses phases de construction de la travée indépendante centrale.

Ces paliers se traduisent sur la graphique (P, C) par un diagramme en escalier, compris dans le domaine de variation précédemment défini (voir fig. 12).

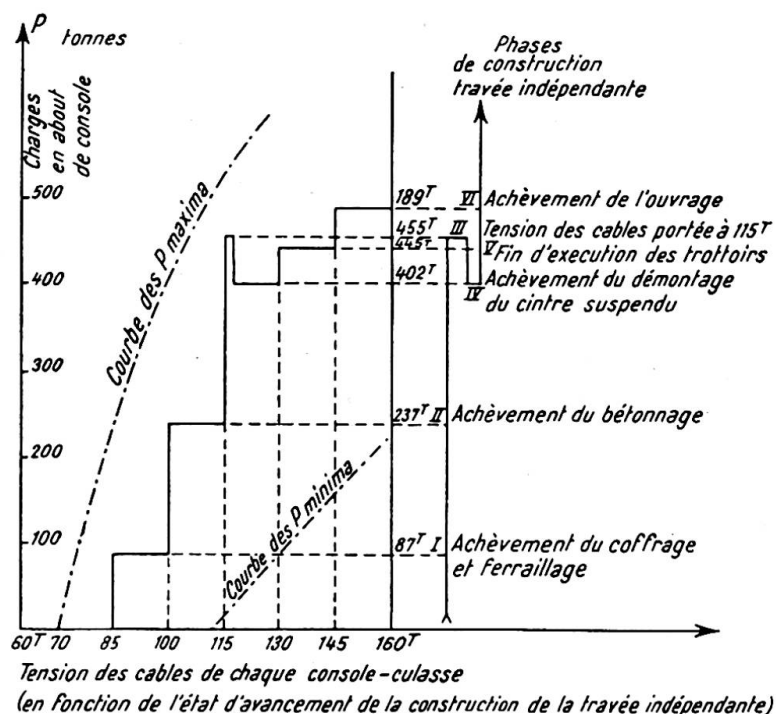


Fig. 12. Diagramme de mise en tension des câbles des poutres consoles culasses

Une étude analogue a été faite pour la mise en tension des câbles de la travée indépendante centrale.

(b) Etapes de mise en tension

Pour passer d'un palier de mise en tension au suivant dans le cadre du programme défini ci-dessus, les Ingénieurs ont adopté des "étapes" uniformes de 15 tonnes.

Soit T_0 la tension de l'ensemble des câbles d'un élément d'ouvrage dans un état intermédiaire du programme. Le processus conduisait à porter la tension de tous les câbles de l'élément considéré, de T_0 à $(T_0 + 15)$ tonnes, puis de $(T_0 + 15)$ à $(T_0 + 30)$ tonnes, et ainsi de suite.

Au sein d'une même "étape" de 15 tonnes, l'ordre de mise en tension des câbles

d'un même élément d'ouvrage est demeuré immuable; il avait été déterminé une fois pour toutes, compte tenu de la nécessité d'éviter l'apparition de contraintes anormales dans les voiles transversaux.

(c) Sens de mise en tension—Mouvements des balanciers

Compte tenu des dispositions générales qui précèdent, les Ingénieurs ont procédé à une étude détaillée des mouvements des divers balanciers au cours de la mise en traction des câbles. Cette étude a permis de définir la position initiale à donner à chacun des balanciers, et les sens de traction à adopter (tantôt côté "rive gauche" et tantôt côté "rive droite") pour que, en définitive, sous la tension de service (160 tonnes), les balanciers occupent leur position théorique (axe de chaque balancier confondu avec la bissectrice de l'angle des directions de câble).

Procédant ainsi, il a été possible, à ce jour, de mettre en tension de 10 à 120 tonnes, dans de bonnes conditions, et sans difficultés notables, les $(39 \times 2) = 78$ câbles des deux poutres consoles-culasses, en utilisant seulement 4 jeux de 4 vérins.

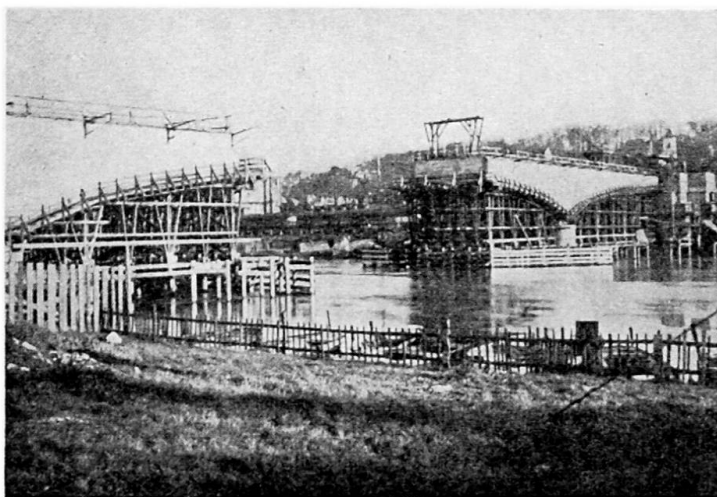


Fig. 13. Câbles tendus à 85 tonnes. On va procéder à l'enlèvement du cintre sous console-culasse Rive-gauche

(d) Dispositif de mise en tension

La mise en tension de chaque câble s'effectue à l'aide d'un jeu de 4 vérins, disposés entre la plaque d'amarrage du culot, et une plaque d'appui fixe solidaire des tiges de retenue (figs. 14 et 15).

Les manomètres de contrôle des pressions sont étalonnés chaque jour sur le chantier, à l'aide d'une balance à fléau spéciale.

CONTRÔLES EN COURS D'EXÉCUTION

Les taux de travail adoptés dans la note de calculs de l'ouvrage, sont les suivants:

<i>Béton</i> : à la compression	100 kg./cm. ²
au cisaillement	10 „
(porté à 25 kg./cm. ² si les armatures transversales sont calculées pour résister seules aux efforts tranchants).	
à l'adhérence	10 kg./cm. ²
(porté à 20 kg./cm. ² si les barres sont munies de crosses).	
<i>Acier clair</i> (câbles):	65 kg./mm. ²

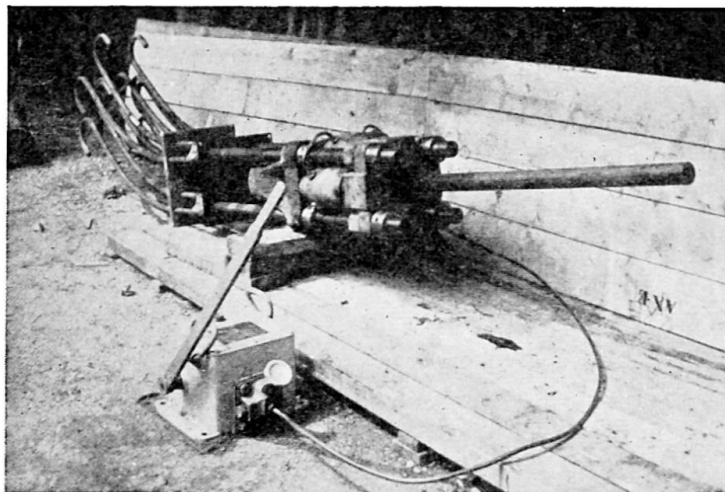


Fig. 14

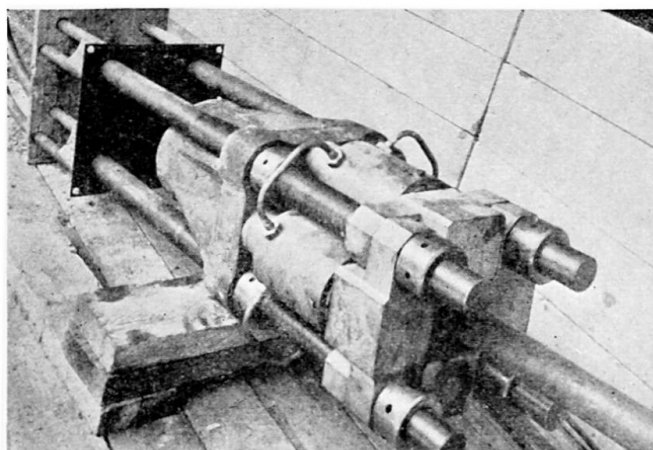


Fig. 15

Ces taux étant relativement élevés, un contrôle sévère de la qualité des matériaux mis en œuvre et de la résistance des assemblages a été assuré en cours d'exécution.

Le béton mis en œuvre dans les éléments de la poutre était constitué comme suit (pour un mètre cube de béton):

sable 0/8 des sablières de la Seine	285 litres
sable 0/2 de Pitre (Rouen)	57 „
gravillon 5/25 des sablières de la Seine	885 „
ciment 250/315 C.P.A.	400 kg.
eau totale	210 litres

Toutes précautions ont été prises en vue d'assurer l'homogénéité des fournitures de ciment et la constance du dosage en eau.

Des prélèvements systématiques de béton ont été effectués, à raison de 12 éprouvettes prismatiques $10 \times 10 \times 30$ et 9 éprouvettes cubiques $20 \times 20 \times 20$ par 10 mètres cubes de béton mis en œuvre. Chaque série d'éprouvettes était prélevée sur

une même gachée, les modalités de fabrication et de conservation des éprouvettes avaient été définies avec précision; celles-ci ont fait l'objet d'essais à 7, 28 et 90 jours.

L'ensemble des résultats expérimentaux relatifs à ces essais est en cours de dépouillement; il permettra de vérifier certaines hypothèses relatives aux lois de répartition des observations faites et donnera, par ailleurs, des indications intéressantes sur le comportement de deux séries homologuées d'éprouvettes de formes différentes (prismatique et cubique).

Les résultats acquis à ce jour pour les poutres consoles-culasses sont les suivants (résistance à la compression à 90 jours):

Désignation	Unité	Eprouvettes 10 × 10 × 30		Eprouvettes 20 × 20 × 20	
		Console-culasse		Console-culasse	
		Rive gauche	Rive droite	Rive gauche	Rive droite
Nombre d'éprouvettes	—	244	252	156	207
Moyenne arithmétique	kg./cm. ²	347	359	440	444
Ecart moyen arithmétique	kg./cm. ²	66,1	37,6	43,2	32,3
Ecart moyen quadrat	kg./cm. ²	84,9	48,0	56,8	42,5

Toute l'organisation du chantier de bétonnage est axée vers la recherche de la dispersion minima dans les résultats d'essais.

Acier clair (câbles)

Les conditions imposées pour la réception des câbles en usine sont celles de l'Instruction du 15 octobre 1947 sur les téléferiques à voyageurs.

Les caractéristiques générales des câbles sont les suivantes:

diamètre nominal 66 mm.

composition 193 fils 41/10—type spiraloïdal monotoron

acier de 160/180 kg./mm.² de résistance à la rupture

angle de câblage 20°

Chaque câble, muni de ses culots d'ancrage, a été mis en prétension à 1,25 fois la charge de service, sur le banc d'essai du chantier. Cette opération a permis de contrôler la bonne tenue de tous les culottages et de stabiliser le câble en provoquant la mise en place définitive des fils les uns par rapport aux autres.

Six essais à la rupture ont été effectués sur la machine de traction de 500 tonnes des Laboratoires de la Marine à Paris; les échantillons soumis aux essais étaient constitués par une longueur de 1 m. 40 de câble, culottés à leurs deux extrémités à l'aide de culots identiques à ceux adoptés sur l'ouvrage, et maintenus sur la machine grâce à 4 tiges d'ancrage ϕ 64 mm.

Les essais ont permis de vérifier la tenue de l'ensemble du dispositif d'ancrage—câble, culots, barres de retenue.

Dans tous les cas, c'est le câble qui s'est rompu; les taux observés ont été les suivants (charge de service 160 tonnes):

Echantillon N°.	1	2	3	4	5	6
Charge de rupture (tonnes)	420	407	398	400	394	415

Les essais ont également permis d'examiner le comportement élastique des câbles et ont conduit les Ingénieurs à adopter comme allongement élastique sous 160 tonnes après prétension à 200 tonnes: $de/e=4,25\%$. Cette constante a été utilisée dans l'établissement du programme de mise en tension.

Ancrages: contrôle des soudures

Des prélèvements systématiques d'assemblage soudés (3 barres ϕ 32 soudées sur une barre ϕ 64) ont été effectués en cours d'exécution des travaux (un assemblage par lot de 50).

Les essais de rupture, effectués sur la machine de traction du Laboratoire du Conservatoire National des Arts et Métiers à Paris, ont donné des résultats satisfaisants (rupture en dehors des soudures, pour des taux de travail de l'ordre de 55 kg./mm.²).

On a procédé à des essais sur modèle réduit en vue de fixer les dispositions à adopter pour le ferrailage des dalles d'ancrage disposées aux extrémités de la travée indépendante centrale (essai sur dalle réduite au $\frac{1}{3}$).

Toutes dispositions ont été prises en vue de permettre le contrôle des contraintes dans l'ouvrage en cours de mise en tension et dans l'ouvrage terminé:

(a) *Béton*: 100 extensomètres acoustiques à corde vibrante (Société des Télémesures Acoustiques à Paris) ont été disposés dans le béton des voiles longitudinaux et transversaux de l'ouvrage. Ils permettent de suivre les opérations de mise en tension, et de comparer à chaque instant les contraintes observées à celles prévues dans la note de calcul.

(b) *Câbles*: des bases de mesures extensométriques (colliers) ont été disposées sur tous les câbles de l'ouvrage, et permettent un contrôle rapide des tensions, indépendamment des indications fournies par les manomètres.

CONCLUSIONS

Le chantier de reconstruction du Pont de Villeneuve-Saint-Georges, situé à proximité de Paris, constitue un exemple de "Chantier Laboratoire" sur lequel les Ingénieurs peuvent procéder à divers essais présentant un caractère d'intérêt général.

Le principe de fonctionnement de l'ouvrage, dont les avantages ont été soulignés plus haut, impose certaines sujétions d'exécution incontestables. Il exige, en particulier, une extrême précision dans la mise en place des ancrages, et un contrôle très poussé des opérations de mise en tension.

Ces sujétions lors de la construction sont compensées par la suite; en raison de la facilité avec laquelle les Ingénieurs pourront suivre l'évolution de la précontrainte, et compenser, si cela s'avère nécessaire, les effets du retrait, du fluage, et de la relaxation de l'acier.

Une telle réalisation constitue, enfin, un bon exemple de la collaboration fructueuse entre: Administration, Technicien Privé, Architecte et Entreprise.

Résumé

Le pont de Villeneuve-Saint-Georges franchit la Seine, près Paris, par 3 travées mesurant respectivement 41 m., 78,20 m. et 41 m. de portée. Son tablier, du type cantilever, comporte une partie indépendante de 39,11 m. au milieu de la travée centrale.

Il est précontraint dans le sens longitudinal par un système souple de câbles de ponts suspendus et de balanciers. Ce système, réglable en tous temps de l'intérieur

de l'ouvrage, permet de compenser entièrement, à la demande, les effets de détente des câbles engendrés par le retrait et le fluage du béton, ainsi que par la relaxation propre de l'acier.

Le tracé et la tension des câbles sont déterminés de telle sorte que, sous la charge permanente, les diverses sections du tablier ne subissent que des efforts de flexion relativement très faibles, aucune traction du béton ne se produisant sous l'action des surcharges les plus défavorables.

L'exécution de cet ouvrage a été précédée par une série d'essais élémentaires concernant la résistance des câbles, de leurs culots, des soudures, des plaques d'ancrage en béton armé, etc.

Les diverses phases de la mise en œuvre du tablier sont également exposées.

Summary

The Villeneuve-Saint-Georges bridge crosses the Seine near Paris in 3 spans of 41 m., 78.2 m. and 41 m. In the centre a girder of the cantilever type, 39.11 m. long, is suspended.

The bridge is prestressed longitudinally with flexible cables on rocking bearings. This system, which can be adjusted at any time within the bridge, allows for compensating for the loss of tension due to shrinkage and creep of the concrete and plastic deformation of the cables.

The positioning and the tensioning of the cables are adjusted in such a way that the various sections of the roadway are subjected only to slight bending stresses under the permanent load and no tensile stress occurs in the concrete, even under the most unfavourable distribution of the effective loads.

Before the bridge was built numerous tests were made regarding the carrying capacity of the cables, their anchorages, the weld positions, the reinforced-concrete anchor plates, etc.

The various stages during the progress of the work are described in the paper.

Zusammenfassung

Die Brücke von Villeneuve-Saint-Georges überspannt die Seine bei Paris in 3 Öffnungen von 41 m., 78,2 m. und 41 m. Spannweite. Im Mittelfeld ist ein Träger von 39,11 m. (Typus Cantilever) eingehängt.

Die Brücke ist in Längsrichtung mit biegsamen Kabeln auf Pendellagern vorgespannt. Dieses im Innern der Brücke jederzeit regulierbare System erlaubt, die infolge Schwinden und Kriechen des Betons sowie infolge der plastischen Verformung der Kabel entstandenen Spannungsverluste auszugleichen.

Die Führung sowie die Spannung der Kabel sind so bestimmt, dass unter der ständigen Last die verschiedenen Querschnitte der Fahrbahn nur kleine Biegebeanspruchung erleiden, und auch bei der ungünstigsten Anordnung der Nutzlasten keine Zugbeanspruchung im Beton entsteht.

Vor der Ausführung wurden zahlreiche Versuche über die Tragfähigkeit der Kabel, ihrer Verankerungen, der Schweiss-Stellen, der Ankerplatten in Eisenbeton, usw. durchgeführt.

Die verschiedenen Bauetappen sind im Bericht ebenfalls beschrieben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CII 2

Continuity in prestressed concrete

La continuité dans le béton précontraint

Die Kontinuität im vorgespannten Beton

PROF. G. MAGNEL

Ghent

INTRODUCTION*

All those who have been pioneers in the field of prestressing have started by making exclusive use of simply supported beams; and they were quite right, as it was necessary to become thoroughly acquainted with the new technique by first applying it to the easiest case.

However, from the very beginning, the necessity has been felt for its application to statically indeterminate structures, and, indeed, it is unavoidable in many cases, as for example:

- (a) the construction of multi-storey buildings;
- (b) the construction of bridges with two or more spans; particularly when the spans are large and the height available for the bridge deck at midspan is very reduced, while the available height is much greater above the intermediate supports.
- (c) the construction of buildings, even with only one storey, in areas subject to earthquakes.

In addition the desire to make use of continuity arises from the fact that it is a way to economise in anchorages and, consequently, to make prestressed beams with short spans economically; even in the case where anchored cables are used.

THE DIFFICULTY OF THE PROBLEM

Many difficulties were met by those who tried to apply prestressing to statically indeterminate structures. The following difficulties are worth mentioning:

- (a) The method of design is not at first sight straightforward, although it is seen

* The word "prestressing" is taken to mean "stressed previous to the live load acting on it" and no difference is made between what in England are called "prestressing" and "poststressing."

immediately that it does not involve any new principles. Several specialists have published their methods and all that can be said is that they are all equivalent—being nothing else than the application of Hooke's law—and that the best is the one which one knows best and which one has applied many times.

(b) What is worth mentioning is that a rather small accidental displacement of the cable in a continuous beam—and this is also true for all statically indeterminate structures—produces an important variation in the external moments due to prestressing which the author has called the secondary moments.

Take, for example, continuous beams with three or two spans of 49 ft. each, calculated as shown in the author's book:* the secondary moments at the internal supports are the following:

Eccentricities	Case A	Case B
Three spans		
At end support	0	0
At middle of end span	−8.5 in.	−9.5 in.
At middle of midspan	−3.3 in.	−3.3 in.
At interior support	+8.0 in.	−8.0 in.
Secondary moment at interior support	−27,100 lb.-in.	+8,300 lb.-in.
Two spans		
At end support	0	0
At midspan	−10.1 in.	−11.0 in.
At mid-support	+0.9 in.	0 in.
Secondary moment at interior support	+837,000 lb.-in.	+975,000 lb.-in.

It will be seen that in the case of three spans the secondary moment changes considerably (even its sign changes) for a difference of 1 in. in the eccentricity of the cable; however, this is not important, as the absolute value of the secondary moment is in this case almost negligible.

In the case of two spans a difference of less than 1 in. in the exact position of the cable produces a difference of 16% in the value of the secondary moment, to which corresponds a variation in stress of 143 lb./in.² in the beam, or about 7% of the permissible stress. It may be concluded from this that the exact position of the cable is of great importance and that it is the duty of the designer to see which is the best position and shape of the cables.

(c) The execution of statically indeterminate structures is not free from special difficulties, of which only three are discussed below:

- (i) There is the frictional resistance of the cables in their housing; the loss of prestressing force corresponding to this friction exists also in the case of simply supported beams with curved cables, but is less important, as the cable has generally only one curvature. In continuous beams it is sometimes easy for the designer to use cables with several changes of sign of the curvatures and in these cases the loss through friction cannot be considered to be negligible. The ideal solution is to use straight cables, or cables only deviated at one point, being straight between this point and the ends.

* G. Magnel, *Prestressed Concrete*, p. 102, fig. 75, Concrete Publications, London.

However, this is not always possible. The author has made some tests on losses through friction and the results of the tests are given in an appendix.

- (ii) There is the tendency for designers to achieve continuity by using short cables placed in the beam above the internal supports, with their ends protruding from the underside of the beam not far from the columns. The author does not think this is an arrangement that can be recommended except in cases of large spans. It is indeed, according to the author's experience, impossible to prestress short cables with sufficient accuracy. Take a cable of 15 ft. long to be prestressed up to 140,000 lb./in.², this means a total elongation of about 0.90 in.; in other words, by working with one jack at each end of the cable—as has to be done to decrease the frictional loss—the elongation to be produced by each jack is about 0.45 in. If it is remembered that in all known systems, where the wires are fixed in pairs or in larger numbers by a wedge, the difference from one case to another in slipping of the wires when (the wedge being driven home) they are released, amounts to 0.10 in., it is seen that the prestressing cannot be done with an accuracy of more than 22%, which the author considers as insufficient; moreover the error due to ignorance of the exact friction loss has to be added to this. In the present state of development, any other means of establishing continuity by means of short elements above the columns cannot be foreseen except through the use of steel bolts with a high elastic limit, the fixing device being a nut or something equivalent.
- (iii) There is the difficulty in connection with expansion and contraction joints, where a special arrangement has to be developed to allow for the prestressing operation. This special arrangement is of course dependent upon the special kind of structure to be made. If the case of framed buildings is considered, two solutions are possible: Either make three spans continuous with a cantilever extending to about one-fifth of the fourth span; then leave the fourth span open in its central part and make the spans 5, 6 and 7 continuous with a short cantilever extending through about one-fifth of the fourth span. The ends of the two cantilevers in the fourth span can then be bridged over by a prefabricated beam in prestressed concrete simply supported on the cantilever ends. Or, alternatively, build the central part of the fourth span in ordinary reinforced concrete, provided dowel bars have been placed in the ends of the cantilevers.

A similar arrangement is going to be applied in Belgium in the case of a very important mushroom slab. It is intended to build the mushroom panel above the columns, using the prestressing technique in two directions; the remaining parts of the slab will be in ordinary reinforced concrete.

GENERAL REMARKS

The author would like to emphasise that in his opinion one should not be too afraid of the above difficulties. It must not be forgotten that the computations of stresses to be made are very inaccurate, as they are based on the elastic theory. Concrete has the great property of adapting itself to different conditions, mainly in statically indeterminate structures. Moreover, the factors of safety permitted for concrete are generally very high, and the concrete in prestressing work is not only made better than in ordinary reinforced concrete, but is cured under better conditions, and some of its hardening is done under pressure.

The main point, in the author's opinion, is to be sure of the value of the prestressing forces given by the steel at the time of prestressing and this should and can be done with an accuracy of about 5%.

Consequently, calculations which take too much time should not be made with the view of achieving better accuracy; let the designer concentrate on a good general conception of the structure to be made and see to it that the prestressing operation is done in the most perfect way.

SOME EXAMPLES OF CONTINUITY IN BELGIUM

Figs. 1, 2, 3, 4 and 5 give the general arrangement of framed buildings in

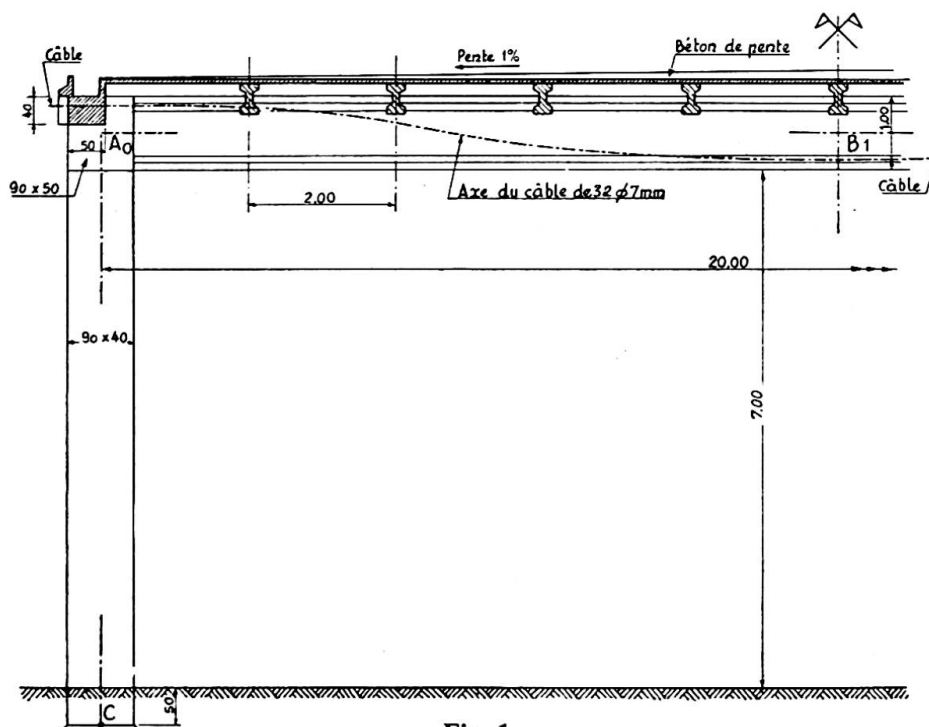


Fig. 1

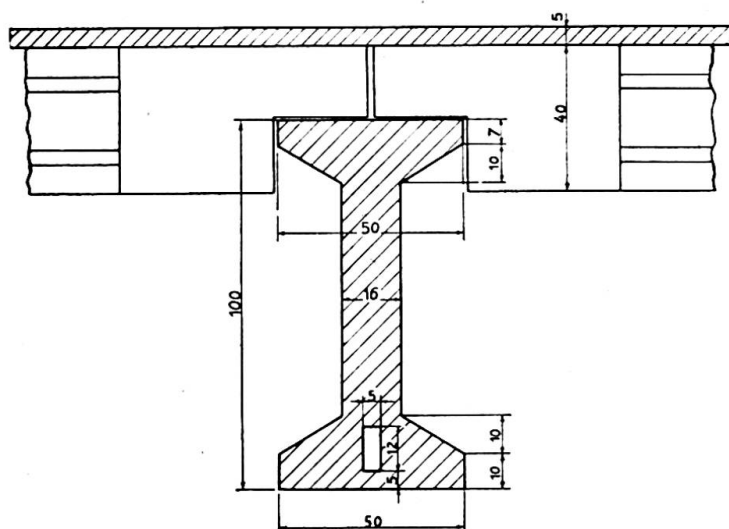


Fig. 2

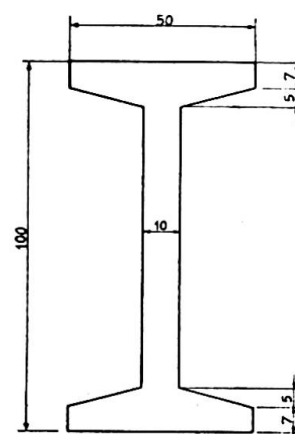


Fig. 3

prestressed concrete. Figs. 1, 2 and 3 show the case of a simple frame of 66 ft. span. Two possibilities are shown;

- (i) the beam is either made monolithic with the cable hidden in it (fig. 2), or
- (ii) the beam is made in prefabricated blocks with the cables placed at each side of the web (fig. 3).

In both cases the tops of the columns serve as end blocks for the beam. The columns are either in ordinary reinforced or in prestressed concrete. Fig. 4 shows a one-span multi-storey building. Fig. 5 shows a multi-span one-storey building.

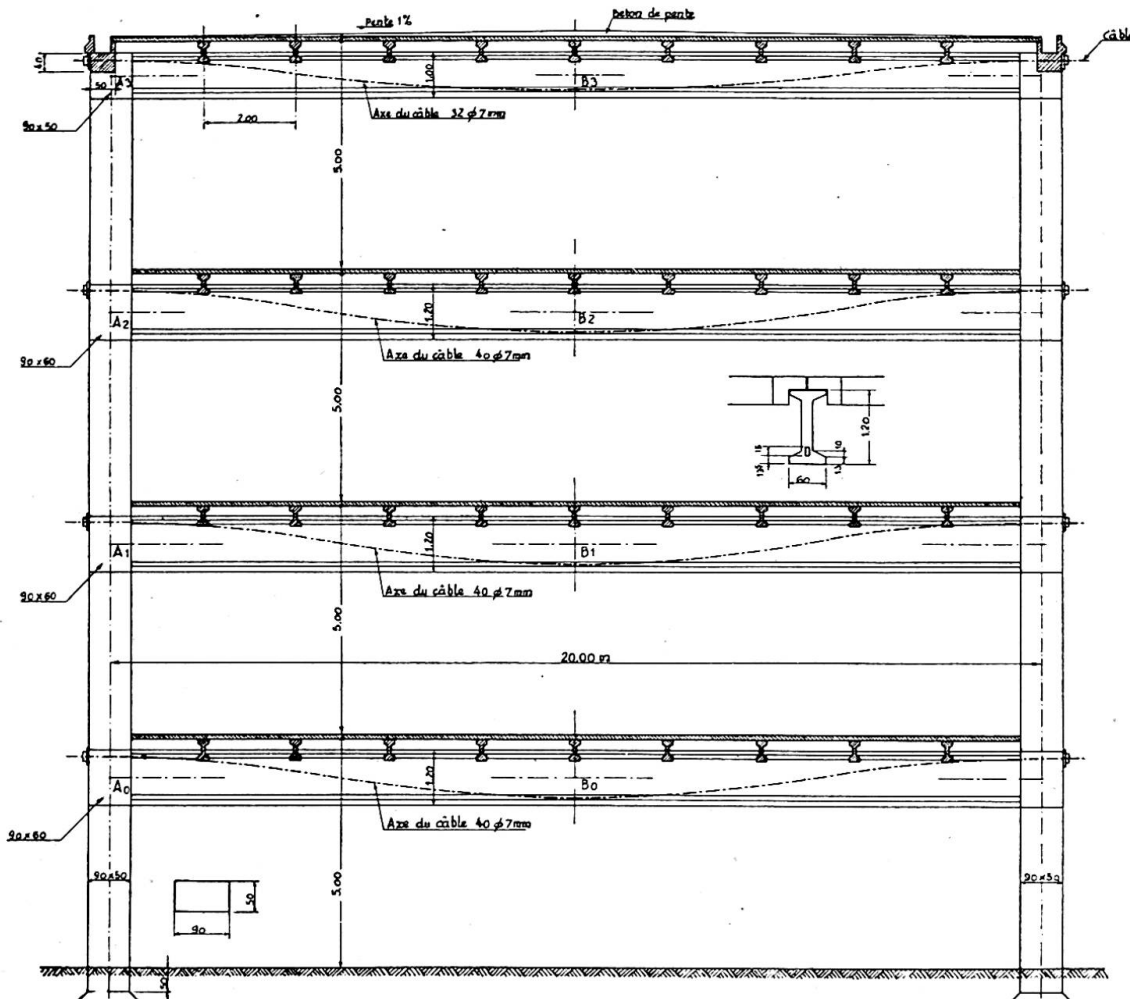


Fig. 4

Three examples of structures that have actually been built are given below:

(a) A two-storey building built in a contractor's yard; it was a much needed building, but it was decided to make it in prestressed concrete frames as a first experiment in this new direction (fig. 6). The span of the frame is about 53 ft.; the beams are made in prefabricated blocks, the cross-section of which is shown on fig. 6; the cables are placed outside the web on each side. Figs. 7 and 8 show some aspects of the structure.

(b) A four-storey office building built at Leopoldville in the Belgian Congo (fig. 9).

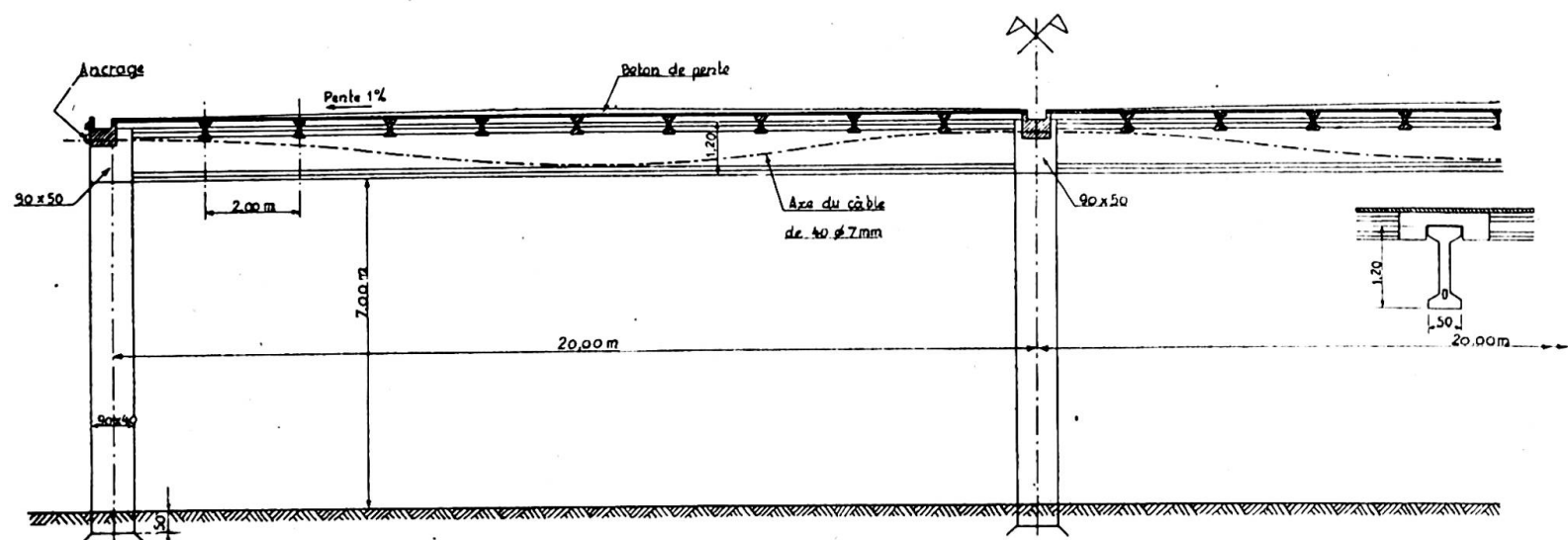


Fig. 5

Fig. 9 is self-explanatory (span about 46 ft.; height from floor to floor about 15 ft. 9 in.). Figs. 10, 11, 12 and 13 show some aspects of the building during its construction.

(c) Finally, the most important example of continuity is the Sclayn road bridge in Belgium. It has two spans of 205.72 ft. each, a roadway 23 ft. wide with two foot-paths each 5 ft. wide. The structure is a box girder having a total depth of only 6.36 ft. at midspan and 15.58 ft. at the central support. The elevation and cross-section are shown in figs. 14 and 15; a photograph of the finished bridge is given in fig. 18; details of cables are given in fig. 16 and of the prestressing jack in fig. 17. The cables are straight in each span; at their mid-point, above the central support, they are 2.84 ft. higher than at their ends at the end supports. The girder is divided in three

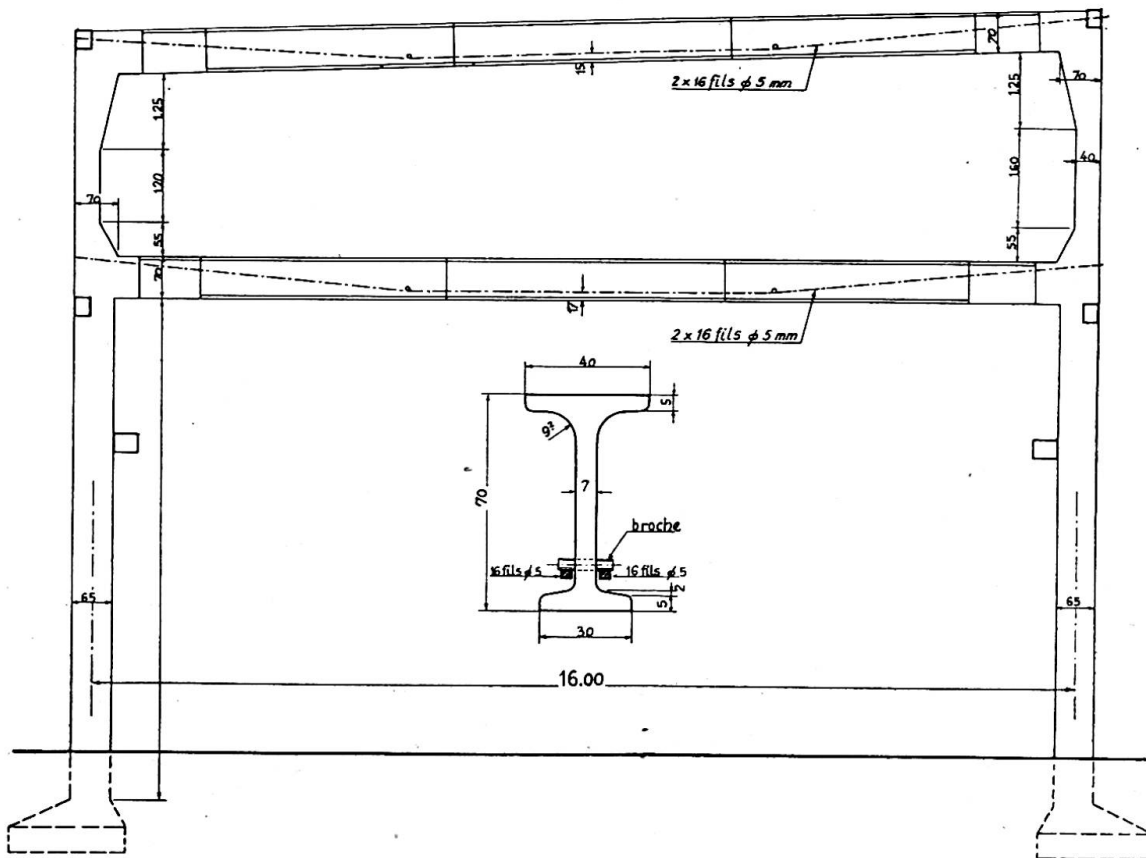


Fig. 6. Factory at Machelen. Dépôt—Cross-section

compartments in which the cables are placed. In all 36 cables each of 48 wires of 0.276 in.², have been provided; they have been prestressed at both ends simultaneously up to 121,000 lb./in.², which gave initially a total prestressing force of 5,650 metric tons, dropping to about 4,800 metric tons in course of time. The working stress allowed in the concrete is 2,200 lb./in.²

It is worth while pointing out that the secondary bending moment due to the prestressing is in this case initially equal to 67,138,000 lb.-ft., which one should compare with the 128,860,000 lb.-ft. which is the bending moment due to dead and live load at the point above the central support. These figures show that the secondary bending moment is far from negligible in this case. It is helpful above the support, but

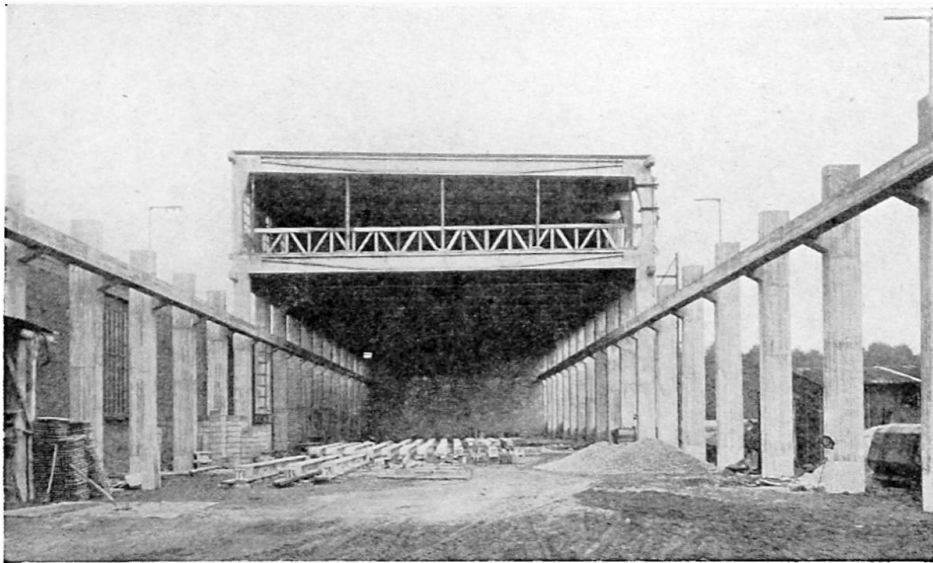


Fig. 7

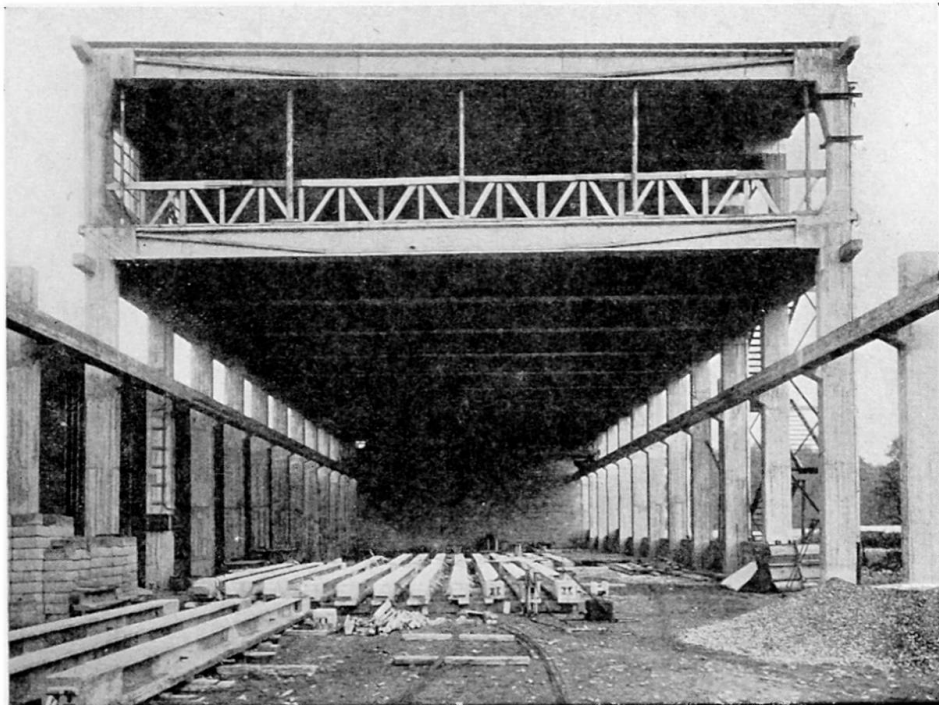


Fig. 8

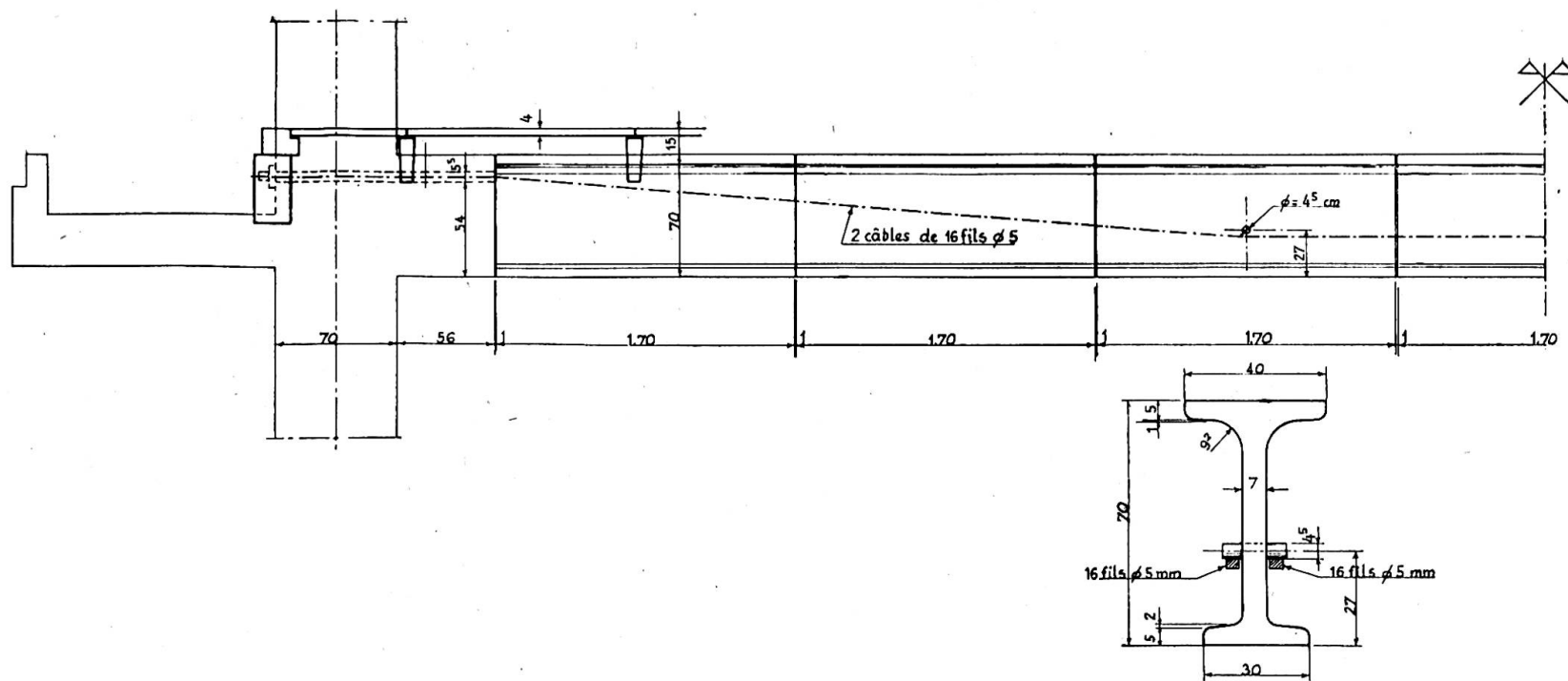


Fig. 9(a). Building for offices and shops at Leopoldville

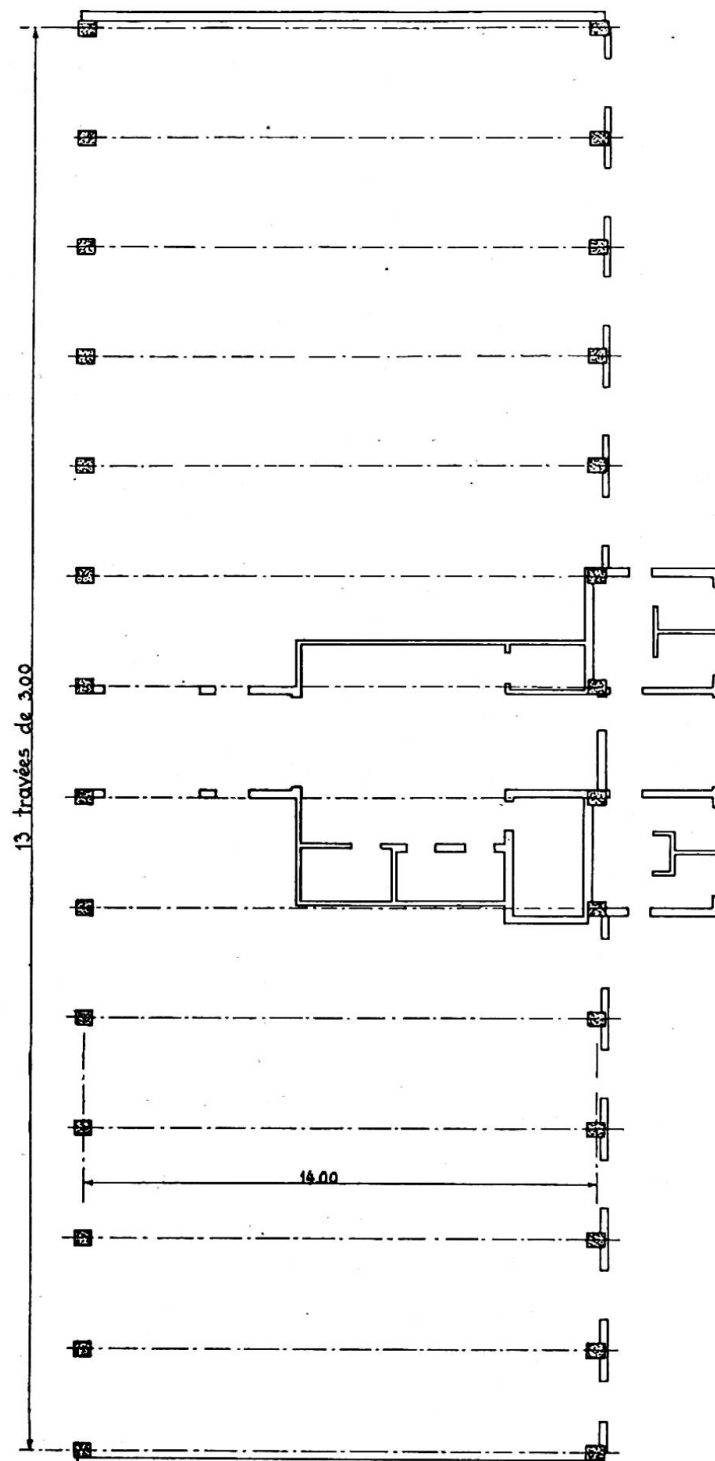


Fig. 9(b). Building at Leopoldville—Plan

disadvantageous at midspan, when the maximum bending moment due to dead and liveload is 28,500,000 lb.-ft. With another arrangement of the cable the value of the secondary bending moment changes considerably. It is the duty of the designer to find the most economic arrangement.

The Belgian specialists have taken the opportunity of this large bridge to make experiments on the loss of prestress in course of time. Therefore they have provided

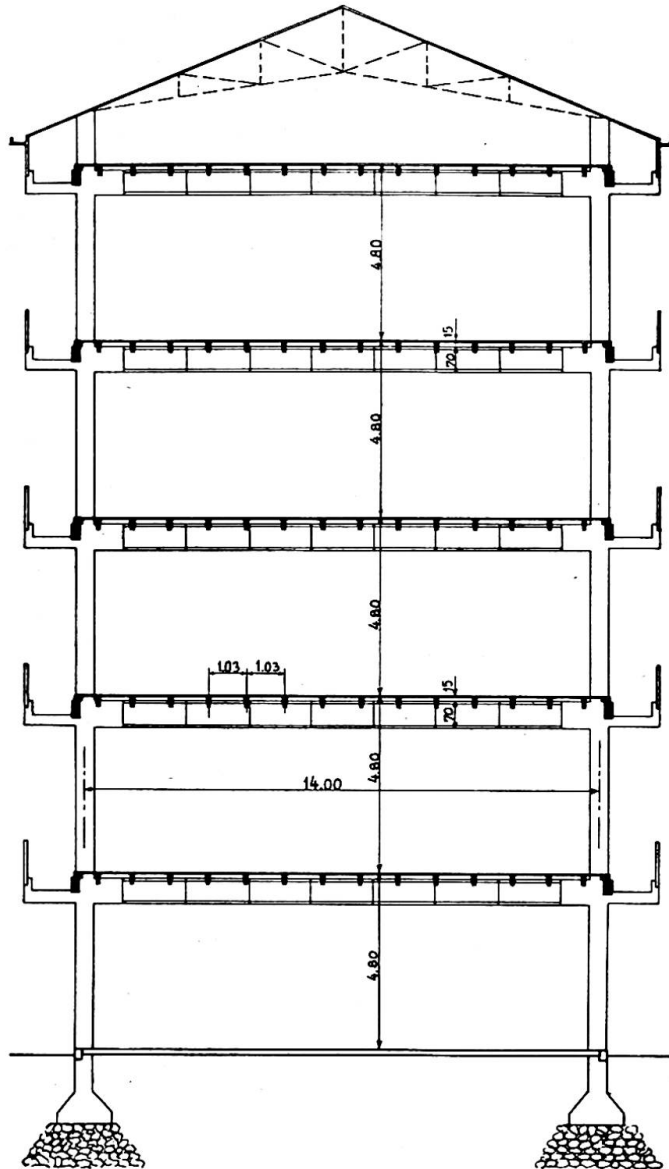


Fig. 9(c). Building at Leopoldville—Cross-section

in the box girder two supplementary cables of eight wires each; these cables are not grouted and as their wires remain free, it is possible to measure periodically the variation in stress. Up to the present the measurements made show (after more than two years) that the loss of prestress through all causes is rather smaller than what is generally accepted by designers.

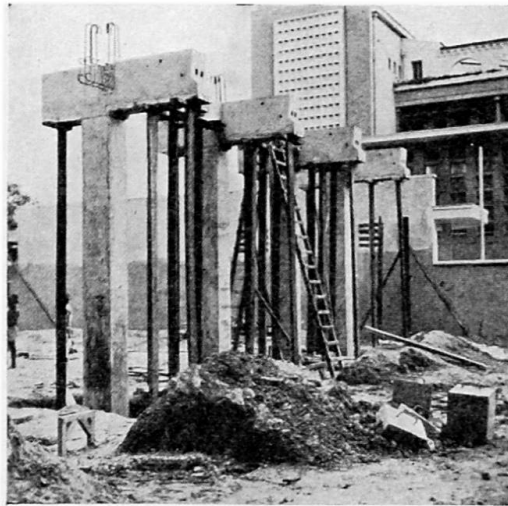


Fig. 10

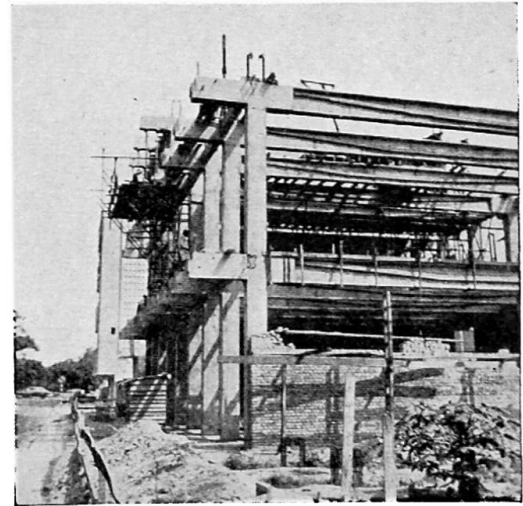


Fig. 11

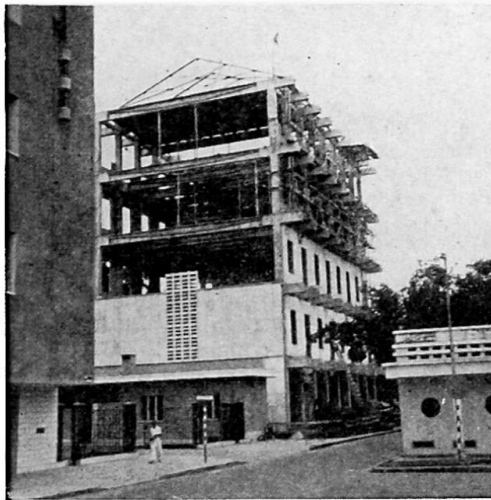


Fig. 12



Fig. 13

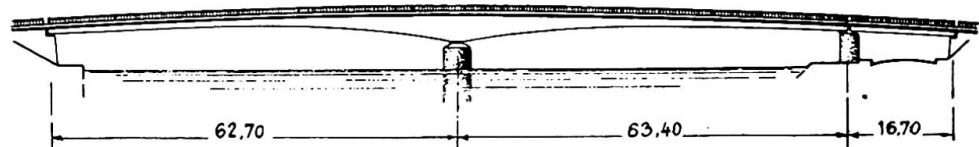


Fig. 14. Bridge over the Meuse at Sclayn in prestressed concrete—Elevation

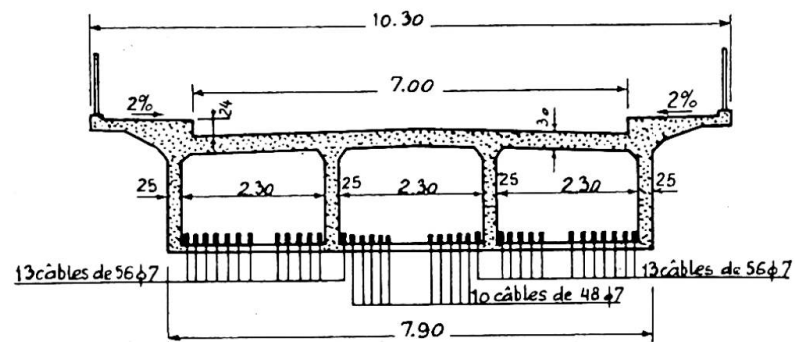


Fig. 15. Bridge over the Meuse at Sclayn in prestressed concrete—Cross-section



Fig. 16

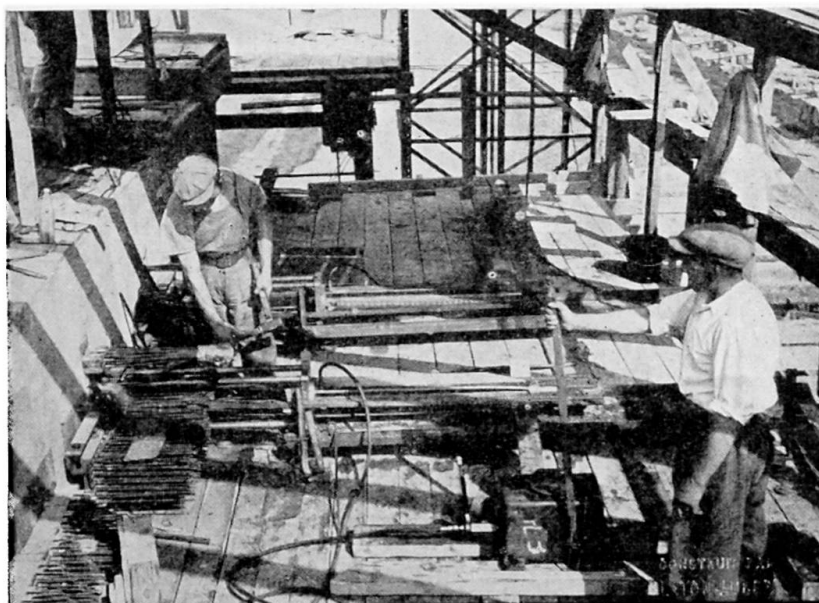


Fig. 17

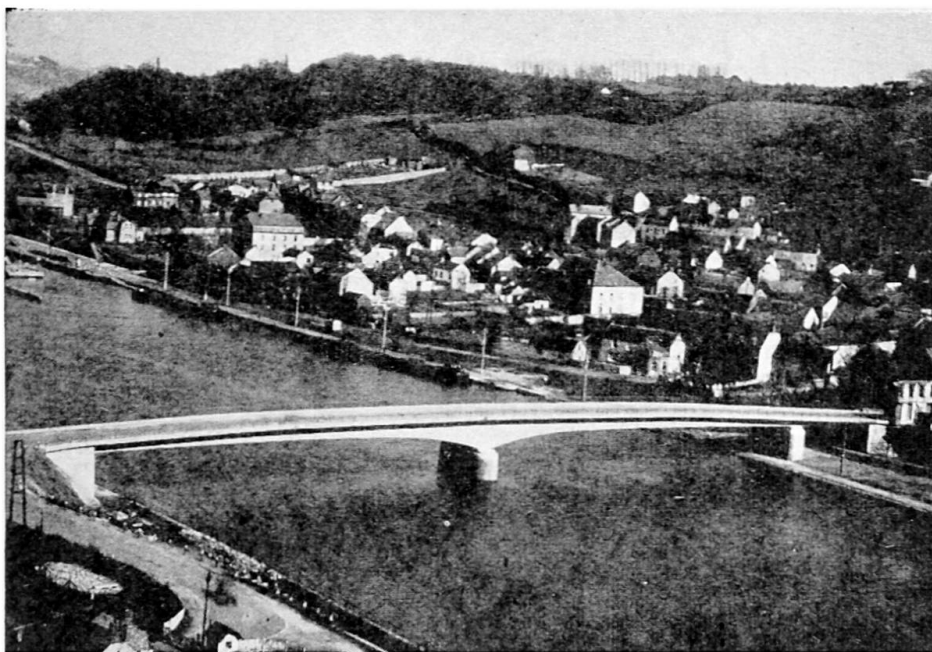


Fig. 18

APPENDIX

RESULTS OF TESTS FOR FRICTION LOSSES

The testing method is shown in fig. 19. A wire (5 or 7 mm. in diameter) is fixed at one end (A) and attached to a jack (D) at the other end (B). The middle of the wire (C) can be deflected by means of a special device; the deflection is called e and the base length l ($l = 13.40$ m.).

Strain gauges are attached to the wire at the two places indicated in fig. 19. Details of the cast-iron plate (C) used to cause the deflection are given in fig. 20.

Tests have been made for different values of e by stretching the wire with the jack, and measuring the difference in strain indicated by the two strain gauges for a series of jack loads. The results are summarised in Table I for 5 mm. wires and Table II for 7 mm. wires.

Figs. 21 and 22 show the loss in stress as a function of the angle α for different values of the stress in the wire. The author has checked that the speed with which the wire is stretched to its maximum stress has virtually no effect on the magnitude of the loss due to friction.

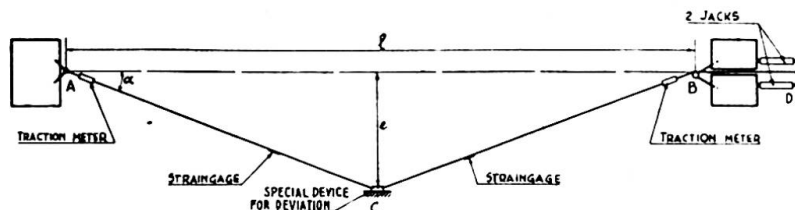


Fig. 19

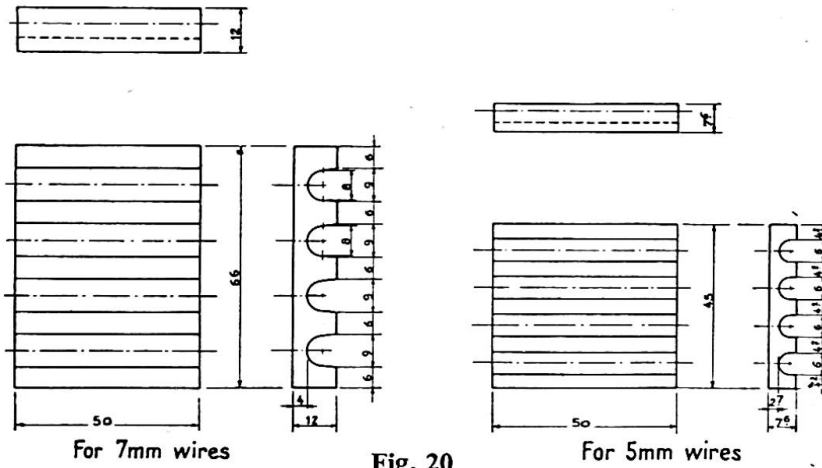


Fig. 20

TABLE I
Size of wire: 5 mm. diameter

Deviations		Loss of stress due to friction for different stresses in kg./mm. ²							
e (cm.)	α °	25		50		75		100	
		strain gauge	jacks	strain gauge	jacks	strain gauge	jacks	strain gauge	jacks
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	2 3	0.5	—	0.8	—	0.8	—	1.2	—
48	4 5	0.7	—	1.4	—	1.4	—	2.0	—
72	6 10	1.0	—	1.6	—	2.2	—	3.4	—
100	8 30	1.2	—	2.0	—	2.8	—	4.0	—
124	10 30	1.4	1.0	2.4	—	3.4	2.5	5.0	3.1
148	12 30	1.7	1.5	3.0	4.1	4.1	4.6	5.6	5.6
176	14 40	2.0	2.0	4.1	4.1	4.0	4.6	5.9	5.6
200	16 40	2.3	2.5	4.2	4.1	5.6	6.6	8.0	8.1
224	18 30	2.5	3.0	4.0	4.6	6.2	6.6	9.1	8.1

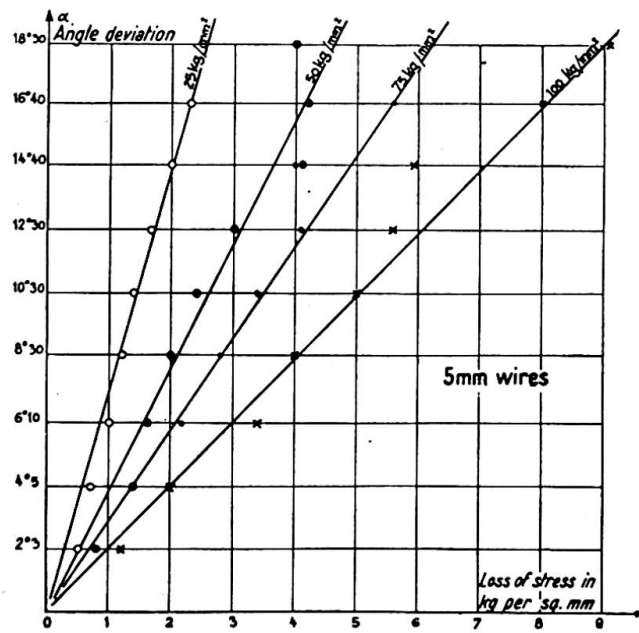


Fig. 21

TABLE II
Size of wire: 7 mm. diameter

Deviations		Loss of stress due to friction for different stresses in kg./mm. ²							
<i>e</i> (cm.)	α °	25		50		75		100	
		strain gauge	jacks	strain gauge	jacks	strain gauge	jacks	strain gauge	jacks
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	2 3	0.8	—	1.2	—	1.2	0.9	1.5	1.6
48	4 5	0.6	0.6	0.8	1.0	1.2	1.3	2.0	2.1
72	6 10	0.3	0.9	0.5	1.0	1.8	1.9	2.5	2.6
100	8 30	0.3	1.7	1.1	2.1	1.8	2.4	2.7	3.6
124	10 30	1.5	1.3	2.2	2.1	3.2	3.6	4.2	4.4
148	12 30	1.2	2.1	3.0	3.2	4.2	4.9	5.0	6.7
176	14 40	1.3	2.1	3.6	3.9	4.3	5.2	6.2	7.1
200	16 40	2.8	2.1	4.2	3.9	5.2	6.2	7.8	8.2
224	18 30	2.6	2.1	5.1	4.9	7.6	7.0	9.0	9.1

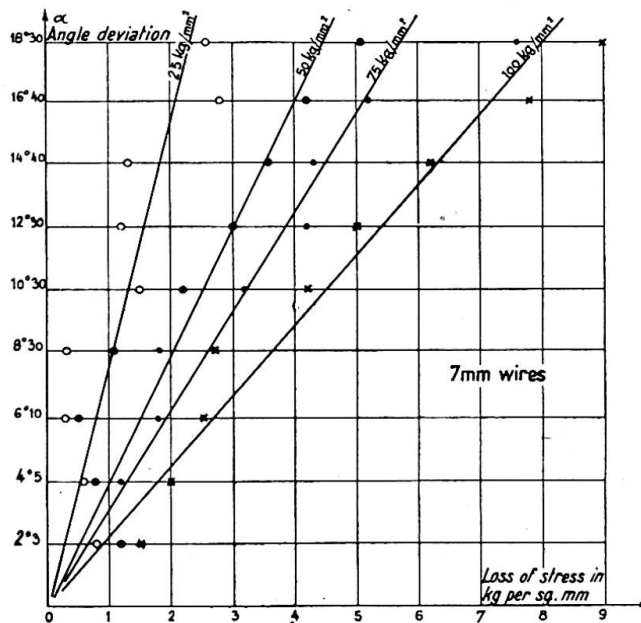


Fig. 22

Summary

The author explains the reasons why it is unavoidable to make continuous statically indeterminate structures in prestressed concrete, and states the theoretical and practical difficulties in connection with this.

Some examples of statically prestressed structures in Belgium are given: these include a two-storey building at Brussels, a four-storey building at Leopoldville, and the Sclayn Bridge across the River Meuse, which is the most important application of continuity made up to the present time in bridge building.

The paper gives some results of measurements of the loss of stress due to friction.

Résumé

L'auteur expose les raisons pour lesquelles il est nécessaire d'associer l'hyperstatisme à la précontrainte; il montre les difficultés corrélatives, tant théoriques que pratiques.

Il cite quelques exemples d'ouvrages hyperstatiques en béton précontraint, réalisés en Belgique: un immeuble à deux étages à Bruxelles, un immeuble à quatre étages à Léopoldville et le pont Sclayn sur la Meuse. Ces exemples constituent les applications actuelles les plus intéressantes de la continuité dans la construction en béton précontraint.

L'auteur termine en reproduisant quelques résultats de mesures concernant les réductions de contraintes dues au frottement.

Zusammenfassung

Der Verfasser erklärt die Gründe, weshalb es unvermeidlich ist, durchlaufende, statisch unbestimmte Konstruktionen in vorgespanntem Beton zu bauen und legt die damit verbundenen theoretischen und praktischen Schwierigkeiten dar.

Einige Beispiele von statisch unbestimmten vorgespannten Bauten in Belgien werden beschrieben: Ein zweistöckiges Gebäude in Brüssel, ein vierstöckiges Gebäude in Leopoldville und die Sclaynbrücke über die Meuse, welche gegenwärtig die wichtigste Anwendung der Kontinuität im Bau vorgespannter Brücken darstellt.

Die Abhandlung enthält einige Ergebnisse von Messungen über den Spannungsverlust infolge Reibung angibt.

Leere Seite
Blank page
Page vide