

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: VI. Important progress in bridge and constructional engineering
composite 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: 06.01.2026

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

Contributions libres sur des développements nouveaux importants

Freie Beiträge zu wichtigen neuen Entwicklungen Free Contributions to Important New Developments

VI

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

General Report

O. A. KERENSKY

B. Sc., M. I. C. E., M. I. Struct. E., London

Introduction

The eight papers accepted under Theme VI deal with Atomic Power Stations, Dams, Bridges, Plate Girders, Composite Construction, and Battle Decks. The papers have little in common except that all describe new constructional features. It is, therefore, impossible to make a proper appreciation of the latest developments in the fields covered by them. Instead, the report gives reasonably comprehensive summaries, underlining important features in each paper and suggests subjects for discussion at the Session.

Summaries

1. The two papers by Professor KURT BILLIG are complimentary and give some factual data for, and a general appreciation of, the factors affecting design and construction of the Nuclear Power Stations, with particular reference to the civil and structural engineering problems associated with the Nuclear Reactor.

The Author gives a considerable amount of statistical data relating to six nuclear stations constructed, or under construction, in Great Britain and indicates the lines upon which the development of nuclear reactors is progressing. He states that the capital cost per K. W. for present day nuclear plant is

between two and three times that of conventional stations, but the total generating costs per K. W. are very little different.

Development work in nuclear power station reactors has concentrated on the gas cooled graphite moderated reactor and on the possible advantages of heavy water as a moderator.

The main difference between a nuclear power station and a conventional one lies in the reactor unit itself, which is composed of a pressure vessel, a biological shield and steam raising units. Although the gravity loads in nuclear structures are considerable, the most important problems arise from temperature changes, creep, shrinkage, and variations in moisture content of the concrete.

The raft has to withstand gravity loads and temperature stresses, together with moments and shears due to the fixity of the shield walls. It is imperative that differential settlements between units of plant are kept to a minimum.

In addition to many of the usual requirements regarding the siting of a conventional thermal power station, in nuclear work consideration must be given to the protection of the public from the hazards of possible radiation due to accidentally released fission products. Nuclear reactors have either to be located in non-populous areas or provided with a container sufficient to prevent the escape of radio active materials in the event of an accident.

The Author suggests that the containment vessel design be based on a limit of energy release equivalent to that just sufficient to melt all the uranium fuel in the core.

As a compromise solution the idea of semi containment is now being considered.

By siting reactors underground advantage can probably be obtained from the point of view of containment as well as appearance and protection in war. At Halden in Norway it has been found that there is little difference in cost between a conventional reactor building and an underground containment.

Due to irradiation most metals become hardened, and limited experiments have shown a slight decrease in creep strength. In soft metals the yield stress is raised, whilst ductility is reduced. Neutron irradiation, in general, tends to raise the transition temperature of a metal, thus rendering it more liable to brittle fracture. Research is being carried out on embrittlement of mild steel under prolonged strong irradiation. Many of the effects of irradiation on metals can be reduced or removed by annealing.

In the case of concrete, radiation damage is not so serious. Tests on concrete specimens carried out at Harwell lead Professor BILLIG to believe that it is unlikely that there will be any significant change in the properties of concrete in shields already built during the operational life of the reactors.

The Author briefly describes a prestressed concrete pressure vessel used for the reactor at Marcoule where the concrete also acts as a shield, gas tightness being assured by lining the vessel with sheet steel which acted as form-work during the casting.

The action of the shield is to slow down fast neutrons by collision with atoms of light elements and to absorb thermal neutrons and gamma radiation, for which purpose heavy elements are needed. These processes result in a temperature rise within the shield.

The thermal shield should have high density, melting point, high atomic number and good thermal conductivity, be stable under radiation and cheap and easy to fabricate. In practice the choice lies between boron and cadmium bearing materials.

Considering the practical aspects of concrete construction the Author states that certain forms of cracking do not reduce the effectiveness of concrete as a shield, and in addition suggests that in the past specifications have been too stringent in respect of uniformity of density of shield concrete.

It appears that experimental evidence is lacking in support of many assumptions used in shield analysis, but measuring instruments are now being included in the shields under construction. At Hinkley Point this work is being supplemented by a comprehensive investigation of the site concrete.

In full scale work, only conditions arising from normal reactor operation can be investigated. Whilst laboratory work is not limited in this way, shrinkage, creep, moisture and thermal effects cannot be truly simulated in scale work. By comparing the information obtained from the full scale measurements of these phenomena with the behaviour of models, it is hoped to discover methods of using models to predict full size behaviour.

2. In the paper on "Le barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)" Professor F. PANCHAUD describes the application of prestressing adopted in the construction of a 30 metres high Thin Arch Dam which retains the glacier waters in the 850,000 cubic metres capacity reservoir.

The necessity for prestressing was mainly due to three factors:

1. The decision to use a thin structure.
2. The location of the dam in an area subject to severe climatic conditions.
3. The function of the reservoir which involves its being emptied and filled at all seasons with glacial water.

The dam closes a narrow gorge and is composed of a thin vertical cylindrical arch 1.20 m thick and with a maximum height of 28.5 resting on a pedestal of concrete built into the bottom of the gorge. At the level of the coping, the length of the structure is about 115 m. On the right bank the arch is prolonged by a rectilinear wall of no great height forming a gravity dam about 30 m long. Thus the developed length of the arch portion of the dam is 85 m. The directrix of this arch is formed by a series of segmental arches whose radii increase from the crown to the springings from 20 to 50 m. A gallery 1.20 m wide located on the foundation rock, runs around the periphery of the dam embedment.

When the lake is empty only thrusts due to thermal effects are developed in the arch.

A network of vertical cables starting from the coping and ending in the gallery at the foot of the dam compress the horizontal sections of the vault and assist in combating the bending forces. The trace of the cables in each vertical section was chosen so that no tension appears in these sections however full the lake may be.

The horizontal prestressing was obtained by means of curved horizontal cables following the form of the arches and ending in the galleries at the abutment in each bank. The cables were supplied with sheaths and placed on the horizontal concrete construction joints at 1 m centres.

Four vertical temporary expansion joints were provided starting from the foundations and dividing the vault of the dam into five voussoirs of 15 and 17 m long. Moreover, in the neighbourhood of the coping two construction slots were left open which will only be closed after the prestressing has been completed and after a cold season.

The expansion joints were provided with Freyssinet flat jacks of 42 cm diameter which enable the shortening of the voussoirs, due to the prestressing, to be compensated for by opening the expansion joints proportionally thus maintaining the horizontal prestressing force. The force exerted by the jacks at each level was chosen to be slightly above that produced in the same section by the horizontal cables, so that at the springings a permanent compression is opposed to all forces which would uproot the foundation.

The Author claims that the construction of the Tourtemagne Dam is the first application of prestressing to thin arch dams.

For combating the tensions due to intense thermal effects the solution adopted is technically more satisfactory than that which consists of strengthening the sections by passive reinforcement.

Prestressing cables and flat jacks have been used in other dams to assist in resisting the primary forces due to impounded water but this dam employs a unique combination of prestressing cables and flat jacks to resist the secondary stresses due to temperature changes.

Prestressing cables were used to keep the arch homogeneous and watertight by neutralising tensile stresses due to thermal action and to control stresses due to boundary effects adjacent to foundations. Flat jacks inserted in expansion joints were used to:

- a) Maintain the geometric shape of the structure by "taking up" the shortening of the concrete due to horizontal prestressing and thus eliminating unwanted secondary effects of the prestressing.
- b) Push the sides of the dam into the rock abutments.
- c) Enable the expansion joints to be kept open until the best closure temperature of the dam was reached.

The Author does not state how the actual construction worked out in practice and whether the scheme proved economical.

3. The paper by Mr. ROBERT SAILER describes the Colorado River Bridge, completed in February 1959. The bridge is spectacular in appearance, crossing Glen Canyon 700-ft. above water level with a single span of 1028-ft. It is the highest arch bridge in the world and the second longest of its type in the U.S.A., but it incorporates few new features which call for discussion.

The bridge is designed to A.A.S.H.O. Specification to carry two lanes of H. 20 – S. 16 loading on the 30-ft. wide roadway. Wind load was taken as 75 lb./sq. ft. without live load, and 25 lb./sq. ft. with live load. A temperature range of $\pm 60^{\circ}$ F. was adopted.

Studies were made of fixed, 2-hinged, and 3-hinged arches, and, in the case of the fixed arches, solid ribs were compared with trussed ribs. Although somewhat less economical, trussed ribs were preferred as they were less flexible, and subject to smaller wind loads. The 2- and 3-hinged arches were both about 14% lighter than the considered fixed arch. Finally, a 2-hinge trussed arch was selected.

The deck system consists of a 6-in. R.C. roadway slab (4-in. footway) on continuous wide flange beam stringers. But it is not clear whether composite action has been considered.

At the crown the floor beams (cross girders) rest directly on the ribs and the floor system is held longitudinally at this point. In order to reduce secondary stresses due to interaction of floor system and ribs, disc bearings allowing rotation longitudinally and transversely are used for these floor beams and also for the columns supporting the floor beams over the central portion of the arch. The longer columns have riveted connections.

Horizontal wind bracing is provided between abutments and Panel Point 12 primarily for wind stresses during erection, the slab being effective for transverse winds in the final structure.

Field connections of trusses and bracing are riveted, and those of columns and floor are bolted with high tensile bolts — presumably grip bolts.

The 10-ft. wide concrete skewbacks are set 16-ft. into the sandstone and are designed so that under service conditions tension never occurs at the backface but anchor rods are provided to cater for any tensile forces which might occur during erection.

The bridge was erected by the cantilever method with two sets of tie-back cables, using a 25-ton capacity cableway spanning 1540 feet. An auxiliary cableway for personnel was also installed. The cables were moved forward panel by panel as erection proceeded, as far as Panel Point 15, the final 130 feet of each side being cantilevered out.

The arch was closed on 20-in. diameter steel pins in the upper chords, the tie-back cables were then slackened off. The erection of the floor system proceeded from the centre outwards. The whole of the steelwork was erected in 7 months.

The concrete deck was completed in 12 days using metal forms which were left in place. To avoid overstressing the centre section of deck was placed first, followed by the end sections and finally the sections above the quarter points.

It would be interesting to know:

1. Whether composite action of R.C. deck slab and steel stringers has been considered and, if not, why not.
2. Why some field connections were made with rivets and others with bolts, and what kind of rivets and bolts were used.
3. Are the riveted box chord members considered to be sealed against weather, or will they be painted in the same manner as the rest of the steelwork and what protective system has been adopted for the exposed surfaces.
4. Cost of construction.

4. In his paper on the Tancarville Bridge, Mr. A. DELCAMP briefly describes the main features of the bridge, which was opened to traffic in July 1959, and discusses several novel features of design and especially the solution of the aerodynamic problem.

The designers and constructors of the bridge have shown originality in conception and adopted most modern techniques in reinforced concrete, prestressed concrete and steel construction.

The bridge and approach viaducts carry a 40-ft. roadway and two 4-ft. footways. The suspension bridge has a central span of 1995-ft. and two side spans of 577-ft. with a clearance for shipping of 167-ft. The approach viaduct on the left bank consists of 8 spans of 164-ft. each, constructed in prestressed concrete.

The left bank anchorage is a gravity one consisting essentially of two walls, in line with the bridge cable, supported on caissons founded on a bed of sand and gravel. The walls are joined at the back by a reinforced concrete box containing ballast, and are capable of slight articulation at their junction with the caissons. In view of the difficult ground conditions the designers are to be congratulated on having evolved a relatively economic anchorage.

The right bank anchorage consists of two separate 160-ft. long prestressed concrete tunnel anchorages in the calcareous rock.

The towers are constructed in reinforced concrete and, at 390-ft. are by far the tallest concrete towers yet built.

It is in the design of the suspended structure that the biggest departure has been made from previous practice in long span suspension bridges. Since the failure, from wind oscillation of the first Tacoma Narrows bridge in 1940 American and British designers have kept the conventionally flexible features of suspension bridge design and directed their efforts towards producing a cross section which was aerodynamically stable. In contrast with this the designers of the Tancarville bridge, whilst keeping the open web stiffening truss which is the most important feature of an aerodynamically

stable cross section, have done all they could to stiffen their suspension system. This has been done by interconnecting systems which in most previous designs have been independent. The side span and main span trusses have been made continuous at the towers, the deck has been made to act integrally with the top chord of the stiffening truss, the two trusses have been braced to form a torsion box and the cables have been clamped to the tops of the stiffening trusses at the centre of the main span to prevent relative longitudinal movement. These measures greatly complicated the analysis of the structure as it increased the number of static indeterminacies from 1 to 4.

It is a pity that the account of the aerodynamic tests is incomplete and rather confused. The ignoring of the effects of symmetrical oscillations seems to require further justification.

The paper concludes with a very interesting description of some of the special construction details in the bridge. Apparently all the site joints were made with rivets; presumably in France riveting is cheaper than grip bolting.

5. Messrs. TROTT and WILSON's paper describes tests carried out over a period of eight years to find a suitable form of asphalt surfacing for the decks of Severn and Forth suspension bridges.

All the test panels were laid in a heavily trafficked road and some have now been in service for six years. A $12\frac{1}{2}$ ton test load was applied to each panel and no cracks appeared in the asphalt. The Authors also investigated the contribution of the asphalt surfacing to the rigidity of the deck plates; it was found that there was very little contribution at summer temperatures, but under winter conditions the $1\frac{1}{2}$ inch asphalt increased by about 80% the rigidity of the steel decking.

In the first experiment four steel panels $\frac{1}{2}$ inch thick were set in the roadway and surfaced with mastic asphalt. Three of the panels were smooth and had different thicknesses of asphalt: 1", $1\frac{1}{2}$ " and 2", the fourth panel had a chequered pattern and $1\frac{1}{2}$ " of asphalt. The steel panels had previously been sand blasted and coated with bituminous paint. During the first year of service the bond failed at the edges of the panels, and rust had penetrated 7" in from the edge. Over the next four years cracks appeared in the asphalt over the deck stiffeners, penetrating the 1" asphalt right through to the steel deck, but in the case of the $1\frac{1}{2}$ " asphalt the cracks appeared only in the surface. Apparently there was no evidence of the asphalt pushing on either the smooth or chequered panels except where the bond had failed at the edges.

The second experiment commenced when the first two panels were removed and replaced by a new larger panel consisting of three steel plates of different thickness, $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ " and $\frac{5}{8}$ ", welded together. The panel was sprayed with 0.002 inches of zinc to gain improved protection from corrosion, and then treated with bituminous paint. Half of the panel was surfaced with $1\frac{1}{2}$ " of stone filled mastic asphalt and the other half with $1\frac{1}{8}$ " of stone filled mastic on $\frac{3}{8}$ " of damp proofing mastic. The $\frac{3}{8}$ " mastic was returned into an angle

welded to the edges of the panel. The edges of the $1\frac{1}{2}$ " asphalt being sealed against the edge angles by a rubber-bitumen compound. Apparently there was little difference between the condition of the asphalt on the $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ " and $\frac{5}{8}$ " deck panels after $5\frac{1}{2}$ years of service, but there was some corrosion at the edge joint between the angle and the two course mastic. The rubber-bitumen joint was found to be entirely successful.

6. Messrs. BASLER and THÜRLIMANN of Lehigh University give and discuss results of 15 tests on 7 full-size welded Mild Steel plate girders. The paper makes an important contribution to the factual data on which the design of slender webs should be based. Girders with webs of slenderness ratio of 185 and 388 were tested in bending and with ratio of 255 and 259 in shear, with vertical stiffeners spaced apart at $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ and $1\frac{1}{2}$ times depth of web. No horizontal stiffeners were used.

The tests show yet once again, that the web critical loads in bending or shear have no real significance in assessing the actual load carrying capacity of slender plate girders.

The Authors do not attempt to develop a new design method, but in discussing the results they conclude that the classical critical load theory based on an elastic behaviour of a perfect web is unable to predict the carrying capacity of girders subject to shear or moment. They assert that a panel of web should not be considered as an isolated element, but that it is of the utmost importance to investigate the strength of the supporting frame, consisting of the flanges and the transverse stiffeners.

As far as your reporter knows of all modern Specifications only the British Standard (B.S. 153) published in 1958 takes into account the postbuckling strength of effectively stiffened webs and further study of the strength of plate girders about to be undertaken by Lehigh University should be welcomed by all concerned with the economic design of deep plate girders. There is no doubt that more tests are required to determine the effects of combined shear and bending into the buckled range and also the influences of the web on the stability of thin compression flanges.

7. Professor GIBSCHMANN describes the use of precast reinforced concrete units in composite action construction in the U.S.S.R. He states that combined action construction is considered to be very economical and is much used. To expedite construction, particularly in the winter, and to reduce shrinkage and creep effects, the R.C. slab is often made up of precast units. Many large span bridges have already been built using this form of construction, notable among them being the 3-span continuous girder bridge in Moscow with spans of 72.6 m, 108 m and 72.6 m. A further and novel development is the provision of a precast concrete bottom flange in the compression zone of continuous girders. The precast units are attached to the supporting girders either by steel shear connectors which are welded to the steel flanges and concreted in situ into the specially provided holes or grooves in the precast units or by

steel lugs or plates cast into the precast units and welded on site to the sides of the steel flanges.

The edges of grooves or holes formed in the precast units must be castelated to ensure a good bond between the in situ concrete filling and the precast units. A great deal of research has been carried out in the U.S.S.R. on the behaviour of composite decks and in particular on the design of shear connectors. The best type of connector was found to be of the rigid dowel type with oblique tying in rods welded to it. It was found that the anchoring of the concrete to the flange against vertical uplifts improves the carrying capacity of the composite unit. These findings seem to be in agreement with the German ones. When welding the cast in connectors to the steel girders, care must be taken not to damage the concrete by the heat from the arc and by the changes in length of the steel elements. To eliminate both these dangers the distance of the weld from the concrete must be appreciable and the welds as thin as possible.

Tests on a complete bridge show that precast concrete combined action deck behaves very similarly to the cast in situ one. In the calculations due account is taken of the shrinkage, creep and temperature effects. This again conforms to German regulations, but the American Specification suggests that these factors can be ignored.

Comments and Subjects for Discussion

The two papers by Professor BILLIG survey the state of Atomic Power Station developments in Great Britain, and deal with the structural problems only in general terms. They should give a useful background to the workers in this new field.

Points of particular interest, suitable for discussion are:

1. The siting of reactors underground.
2. Relative merits of prestressed concrete and steel pressure vessels.
3. Design and construction of reactor shields.

In his paper on the Tourtemagne Dam, Professor PANCHAUD describes the use of flat jacks and prestressing cables to control the effects of temperature changes and shrinkage in mass concrete structures, which should have useful application in structures other than dams, the atomic shield coming immediately to mind.

Mr. R. SAILER describes the considerable engineering achievement in bridging the 1000-ft. wide and 800-ft. deep canyon, but the design of the bridge itself is orthodox and hardly calls for further discussion.

Mr. A. DELCAMP's paper on Tancarville bridge contains a brief description of many bold and novel features in the design of long span suspension bridges. Although the adopted solution of the aerodynamic problem would appear to be somewhat elaborate it is certainly thorough. However, its cost should be

compared with that for other large bridges. The adoption of a composite steel-concrete deck acting in combination with the stiffening trusses, and the problem encountered in the design and construction of the 390-ft. high reinforced concrete towers, should be of great interest to all bridge engineers and merits further discussion.

With this can be linked the factual paper by Messrs. TROTT and WILSON on the development of asphalt surfacings laid directly on the steel plate (as has already been successfully done on many German bridges) instead of on an intermediate layer of concrete provided in the Tancarville bridge.

A collection of data on the behaviour under traffic of mastic asphalt laid on steel battle decks would make a valuable contribution to the solution of this problem.

Messrs. BASLER and THÜRLIMANN's paper describing some buckling tests on plate girders makes a useful addition to our knowledge of the behaviour of slender webs. Since the war much work has been done in this field, but entirely satisfactory design rules, based on the actual behaviour of web and stiffeners, rather than on theoretical critical loads, have not yet been formulated. The main difficulty arises from the unavoidable presence of initial imperfections, which rather paradoxically make all rules based on the behaviour of a perfect plate, somewhat unrealistic and wasteful.

It would appear that the ultimate strength method of design of slender plate girders should be more generally accepted and a discussion of this problem could make a valuable contribution at this juncture.

Professor E. GIBSCHMANN's paper on the use of precast reinforced concrete units in composite constructions is the only one directly dealing with this form of construction, which is especially mentioned as a desirable theme for the Free Session. Composite construction is still in a state of development and has not been universally adopted.

Although a few countries have produced tentative Specifications during the last few years, often the method of design and even the allowable stresses are left to the discretion of the designer.

The various fundamental differences between, say, the American and German Specifications clearly indicate that full exchange of information and a critical appraisal of the different practices is a matter of some urgency.

The following items should form a basis for a useful discussion:

1. Best type of connectors.
2. Allowable stresses at connectors.
3. Effects of, and allowances, if any, for shrinkage, creep and temperature gradients.
4. Relative merits of precast and cast in situ composite section decks, especially with reference to continuity over supports and possible corrosion of members in contact and of exposed shear connectors.

Rapport général

Introduction

Les huit mémoires présentés sous le thème VI traitent des questions suivantes: centrales nucléaires, barrages, ponts, poutres à âme pleine, constructions mixtes et tabliers métalliques raidis. Ces mémoires ne présentent que peu de points communs, si ce n'est que tous décrivent des caractères nouveaux en matière de constructions. Il est donc impossible de formuler une appréciation correcte des plus récents développements dans les domaines qu'ils couvrent. Le présent rapport est ainsi limité à des résumés assez détaillés, dans lesquels les points importants de chaque rapport sont soulignés, ainsi qu'à des propositions de sujets pour la discussion au cours de la séance.

Résumés

1. Les deux rapports du Prof. KURT BILLIG se complètent et donnent quelques indications pratiques, ainsi qu'une appréciation générale concernant les facteurs qui affectent le calcul et la construction des centrales nucléaires, avec référence particulière aux problèmes de génie civil que pose le réacteur nucléaire.

L'auteur présente un grand nombre de données statistiques concernant six centrales nucléaires déjà construites ou en construction en Grande-Bretagne et indique les grandes lignes suivant lesquelles le développement des réacteurs nucléaires se poursuit. Il montre que les frais d'investissement par kW pour les centrales nucléaires actuelles se situent entre deux et trois fois ceux des centrales classiques; néanmoins, les frais totaux de production par kW sont très peu différents.

Les investigations concernant les réacteurs des centrales nucléaires sont essentiellement orientées sur le réacteur à refroidissement gazeux avec modérateur en graphite et sur les avantages possibles de l'emploi de l'eau lourde comme modérateur.

La différence essentielle entre une centrale nucléaire et une centrale classique réside dans le réacteur lui-même, qui est constitué par une cuve, un écran biologique et des unités de production de vapeur. Bien que les charges dues à la gravité soient considérables dans les centrales nucléaires, les problèmes les plus importants sont ici posés par les variations de température, le fluage, le retrait et les variations de la teneur en humidité du béton.

Le radier doit supporter les charges dues à la gravité et les contraintes mises en jeu par la température, ainsi que les moments et les efforts tranchants qui résultent de l'encastrement des parois formant écran. Il est en outre extrêmement important que les différences de tassement entre les divers éléments de l'installation soient réduites au minimum.

Outre les nombreuses exigences courantes concernant l'implantation des centrales thermiques classiques, il faut, dans le cas des centrales nucléaires, prendre en considération la protection de la population contre les risques de radiations possibles à partir de produits de fission accidentellement libérés. Les réacteurs nucléaires doivent être installés dans des zones à faible densité de population ou être pourvus d'une enceinte suffisamment étanche pour empêcher la pollution de l'atmosphère extérieure par des matières radioactives en cas d'accident.

L'auteur propose que la conception de cette enceinte de protection soit établie en admettant une limite supérieure de l'énergie libérée, correspondant à celle qui est nécessaire pour fondre la totalité du noyau d'uranium.

On envisage actuellement la solution de compromis que constituerait une enceinte ne satisfaisant qu'à moitié à cette exigence (semi containment).

L'installation des réacteurs en sous-sol procurerait probablement des avantages du point de vue de l'enceinte de protection, aussi bien qu'en ce qui concerne l'aspect et la protection de la centrale en temps de guerre. A Halden, en Norvège, on a constaté une faible différence entre les prix de construction de réacteurs classiques et d'un réacteur installé en sous-sol.

Les radiations exercent un effet de trempe sur la plupart des métaux, et des essais limités ont mis en évidence une légère diminution de la résistance aux charges prolongées. Dans les métaux tendres, la limite élastique est relevée, tandis que la ductilité est diminuée. En général, l'irradiation par les neutrons tend à élever la température de transition d'un métal, le rendant plus fragile. Des recherches sont en cours sur l'accroissement de la fragilité de l'acier doux sous l'influence de fortes irradiations prolongées. Le recuit permet d'autre part de réduire ou d'éliminer un grand nombre des effets produits par l'irradiation sur les métaux.

Dans le cas du béton, les dommages causés par les radiations ne sont pas si graves. Des essais effectués à Harwell sur des échantillons de béton ont conduit le Prof. BILLIG à penser qu'il est peu probable qu'il se produise une modification notable dans les caractéristiques du béton des écrans déjà construits, au cours de la durée de service des réacteurs.

L'auteur décrit brièvement une cuve de réacteur en béton précontraint, utilisée à Marcoule; le béton y joue également le rôle d'un écran. L'étanchéité aux gaz est assurée par un revêtement en tôle d'acier, qui a d'ailleurs joué le rôle de coffrage au cours du bétonnage.

Le rôle de l'écran est de ralentir les neutrons rapides par collision avec les atomes des éléments légers et d'absorber les neutrons thermiques et les radiations gamma, ce qui nécessite des éléments lourds. Ces phénomènes donnent lieu à une élévation de la température à l'intérieur de l'écran.

L'écran thermique doit présenter une forte densité, un haut point de fusion, un nombre atomique élevé et une bonne conductibilité thermique; il doit être stable sous la radiation et sa réalisation doit être aisée et peu coûteuse.

En pratique, le choix doit être fait entre des matériaux contenant du bore ou du cadmium.

Considérant les aspects pratiques de la construction en béton, l'auteur remarque que certaines formes de fissuration ne réduisent pas l'aptitude du béton à jouer son rôle d'écran; il estime en outre que les spécifications antérieurement adoptées étaient trop rigoureuses en ce qui concerne l'uniformité de la densité du béton destiné à la constitution des écrans.

On manque encore de données expérimentales pour appuyer les nombreuses hypothèses faites dans l'étude des écrans, mais des instruments de mesure sont actuellement incorporés aux écrans en cours de construction. A Hinkley Point, ces études sont complétées par un examen minutieux du béton coulé sur place.

En vraie grandeur, seules les conditions qui résultent de l'exploitation normale des réacteurs peuvent faire l'objet d'investigations. Tandis que les recherches de laboratoire ne sont pas limitées dans cet ordre d'idées, il n'est pas possible de simuler avec fidélité, sur modèles, les influences du retrait, du fluage, de l'humidité et de la température. En comparant les informations obtenues à partir des mesures en vraie grandeur relatives à ces phénomènes et le comportement des modèles, on espère pouvoir mettre au point des méthodes de travail sur modèles qui permettront d'en déduire le comportement en vraie grandeur.

2. Dans son mémoire sur «Le barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)», le Prof. F. PANCHAUD expose l'application de la précontrainte à la construction d'un barrage-voûte mince de 30 m de hauteur, qui assure la retenue des eaux glaciaires dans un bassin ayant une capacité utile de 850 000 m³.

La nécessité de la précontrainte était essentiellement due aux trois facteurs suivants:

1. Décision de construire un ouvrage mince.
2. Implantation du barrage dans une région soumise à des conditions climatiques rigoureuses.
3. Fonction de la retenue, qui implique sa vidange et son remplissage en toute saison avec une eau glaciaire.

Ce barrage ferme une gorge étroite. Il est constitué par une voûte cylindrique mince verticale de 1,20 m d'épaisseur et de 28,50 m de hauteur maximum, reposant sur un socle en béton encastré dans le fond de la gorge. Au niveau du couronnement, la longueur de l'ouvrage est de 115 m environ; sur la rive droite, la voûte se prolonge par un mur rectiligne de faible hauteur formant un barrage-poids de 30 m de longueur environ, de sorte que la longueur développée proprement dite de la voûte du barrage est de 85 m. La directrice de cette voûte est formée par une succession d'arcs de cercle dont les rayons croissent, de la clé vers les naissances, de 20 à 50 m. Une galerie

de 1,20 m de largeur court sur le rocher de fondation sur le périmètre de l'encastrement.

Lorsque le lac est vide, les arcs ne sont sollicités que par les seuls effets thermiques.

Le réseau des câbles verticaux partant du couronnement et aboutissant dans la galerie de pied comprime les sections horizontales de la voûte et permet de lutter contre les flexions. Le tracé des câbles dans chaque section verticale a été choisi pour que dans ces sections aucune traction n'apparaisse quel que soit le remplissage du lac.

La précontrainte horizontale est obtenue au moyen de câbles horizontaux incurvés suivant la forme des arcs et aboutissant dans les galeries de pied de chaque rive; munis de gaine, les câbles sont posés sur les arrêts de bétonnage horizontaux espacés de 1 m.

On a prévu quatre joints actifs verticaux provisoires partant de la fondation et découpant la voûte du barrage en 5 voussoirs de 15 et 17 m de longueur. En outre, dans le voisinage du couronnement, on a laissées ouvertes deux brèches de clavage qui ne seront fermées qu'après la mise en précontrainte et une saison froide.

Les joints actifs sont munis de vérins plats FREYSSINET de 42 cm de diamètre ce qui permet de compenser le raccourcissement des voussoirs dû à la précontrainte en ouvrant les joints actifs au fur et à mesure que l'on exerce la précontrainte horizontale. L'effort exercé par les vérins à chaque niveau a été choisi légèrement supérieur à celui produit dans la même section par les câbles horizontaux, de manière que sur les naissances une compression permanente s'oppose à tout effort d'arrachement des fondations.

L'auteur fait observer que la construction du barrage de Tourtemagne est une première application de la précontrainte aux barrages-voûtes minces.

Pour lutter contre les contraintes de traction résultant des influences thermiques intenses, la solution adoptée est techniquement plus satisfaisante que celle qui consiste à renforcer les sections avec une armature passive.

Des câbles de précontrainte et des vérins plats ont déjà été adoptés dans d'autres barrages, pour contribuer à résister aux efforts primaires dus à la pression de l'eau; dans ce barrage toutefois, il intervient une combinaison unique de câbles de précontrainte et de vérins plats destinés à résister aux contraintes secondaires dues aux variations de la température.

Les câbles de précontrainte ont été prévus pour conserver à la voûte son homogénéité et son étanchéité, en neutralisant les contraintes de traction dues aux influences thermiques, et pour contrôler les contraintes dues aux influences marginales au voisinage des fondations. Les vérins plats ont été insérés dans les joints actifs aux fins suivantes:

- a) Maintenir la forme géométrique de l'ouvrage en «absorbant» le raccourcissement du béton dû à la précontrainte horizontale, ce qui élimine les influences secondaires inopportunes de cette précontrainte.

- b) Appliquer les extrémités du barrage contre les culées rocheuses.
- c) Permettre aux joints actifs de rester ouverts jusqu'à ce que la température de fermeture la plus favorable pour le barrage soit atteinte.

L'auteur ne donne aucune indication sur le comportement effectif de l'ouvrage et sur l'économie de la disposition prévue.

3. Dans son rapport, M. ROBERT SAILER décrit le pont de la rivière Colorado, achevé en février 1959. Ce pont d'aspect spectaculaire traverse le Glen Canyon à 220 m au-dessus du niveau de l'eau, en une seule portée de 315 m. C'est le pont en arc le plus haut du monde; il occupe la deuxième place aux Etats-Unis pour sa longueur mais ne comporte guère de caractéristiques nouvelles qui méritent examen.

Il est conçu suivant les règles A.A.S.H.O., pour supporter deux bandes de circulation avec les charges H. 20 – S. 16, sur une chaussée de 9,15 m de largeur. On a admis pour le vent une charge de 368 kg/m² sans charge utile et de 123 kg/m² avec charge utile. On a adopté des écarts de température de $\pm 33^{\circ}\text{C}$.

Les études ont porté sur l'arc encastré, l'arc à double articulation et l'arc à triple articulation. Pour l'arc encastré, la forme à âme pleine a été comparée avec la forme en treillis. Bien qu'un peu moins économique, la forme en treillis a été préférée, car elle s'est révélée plus rigide et les sollicitations provoquées par le vent sont plus faibles. Les arcs à deux et à trois articulations étaient tous deux plus légers d'environ 14% que l'arc encastré. Finalement, on a adopté un arc à treillis à double articulation.

Le tablier est constitué par une dalle de béton armé de 15 cm d'épaisseur (10 cm pour les trottoirs), posée sur des poutres continues à larges ailes. Il n'apparaît pas nettement si l'on a ou non tenu compte de la liaison acier-béton.

A la clé, les pièces de pont (entretoises) portent directement sur l'arc; en ce point le tablier est fixé longitudinalement. Pour réduire les contraintes secondaires dues à l'action réciproque du tablier et de l'arc, des appuis sphériques permettant une rotation longitudinale et transversale sont prévus pour ces entretoises, ainsi que pour les montants qui les supportent dans la partie centrale de l'arc. Les montants plus longs sont attachés par rivetage.

Un contreventement horizontal a été prévu entre les culées et le douzième panneau, principalement pour supporter les contraintes dues au vent en cours de montage. Dans l'ouvrage définitif, la dalle du tablier absorbe la charge transversale du vent.

Les attaches du treillis et du contreventement sur le chantier ont été rivées; celles du tablier et des montants ont été réalisées à l'aide de boulons à haute résistance.

Les culées en béton, de 3 m de largeur, sont encastrées de 4,9 m dans le grès; elles sont prévues de telle sorte que, dans les conditions d'exploitation, il n'intervienne aucune contrainte de traction sur la face postérieure; d'autre

part, des barres d'ancrage sont prévues pour absorber les efforts éventuels de traction en cours de montage.

Le pont a été monté en encorbellement, avec deux jeux de câbles de retenue, à l'aide d'un blondin de 25 tonnes sur une portée de 465 m. Un blondin auxiliaire a été également installé pour le personnel. Les câbles ont été déplacés vers l'avant, panneau par panneau, au fur et à mesure du montage, jusqu'au panneau 15; les 40 m qui restaient de chaque côté ont été achevés en porte-à-faux.

L'arc a été fermé sur des tourillons d'acier de 51 cm de diamètre, intercalés dans les membrures supérieures; les câbles de retenue ont ensuite été relâchés. Le montage du tablier a été effectué à partir du centre. L'ensemble de la charpente métallique a été monté en sept mois.

Le tablier en béton a été construit en douze jours avec coffrages métalliques perdus. Pour éviter des contraintes excessives, on a commencé par la section centrale, puis continué aux extrémités pour terminer dans les parties intermédiaires.

Les informations suivantes seraient intéressantes :

1. La solidarité de la dalle en béton armé aux poutres longitudinales métalliques a-t-elle été prise en considération; sinon, pour quelle raison?
2. Pourquoi certains assemblages de chantier ont-ils été effectués par rivetage et d'autres par boulonnage et quels genres de rivets et de boulons a-t-on employés?
3. Les sections rivées en caisson sont-elles considérées comme étanches vis-à-vis des influences atmosphériques ou bien recevront-elles un enduit de même genre que le reste de la partie métallique et quel dispositif de protection a été employé pour les surfaces exposées?
4. Quel est le coût de l'ouvrage?

4. Dans son mémoire sur le pont de Tancarville, M. A. DELCAMP rappelle brièvement les données générales de l'ouvrage, qui a été ouvert au trafic en juillet 1959; il expose les principales innovations techniques et tout particulièrement la solution adoptée pour le problème aérodynamique.

Les ingénieurs chargés du calcul et de la construction du pont ont fait preuve d'originalité dans la conception et ont adopté les techniques les plus modernes en matière de béton armé, de béton précontraint et d'acier.

Le pont et les viaducs d'accès portent une chaussée de 12,50 m de largeur et deux trottoirs de 1,25 m chacun. La portée de la travée centrale de ce pont suspendu est de 608 m, avec deux travées latérales de 176 m; la hauteur libre pour la navigation est de 51 m. Le viaduc d'accès, sur la rive gauche, comporte huit travées de 50 m chacune, en béton précontraint.

Le massif d'ancrage par gravité de la rive gauche est constitué essentiellement par deux voiles, disposés dans les plans verticaux des câbles, et qui prennent appui sur des caissons foncés sur un lit de sable et de gravier. Ces

voiles sont reliés, à l'arrière, par une caisse à lest; ils comportent une légère articulation avec les caissons. Compte tenu des difficultés que présentait l'état du sol, les ingénieurs chargés de l'étude doivent être félicités d'avoir réussi à construire un ancrage relativement économique.

L'ancrage rive droite est constitué par deux tirants séparés en tunnel, en béton précontraint, de 49,50 m de longueur, dans la roche calcaire.

Les pylônes en béton armé sont, avec leurs 123 m de hauteur, de loin les plus grands pylônes de béton qui aient jusqu'à maintenant été construits.

C'est dans la conception des travées suspendues que l'on s'est le plus largement écarté de la pratique antérieure en matière de ponts suspendus à longue portée. Depuis la rupture du premier pont de Tacoma en 1940, sous l'influence des oscillations provoquées par le vent, les ingénieurs américains et britanniques ont conservé les dispositions classiques en matière de flexibilité des ponts suspendus et se sont efforcés de réaliser des sections droites aérodynamiquement stables. Au contraire, tout en conservant la poutre de rigidité en treillis qui constitue la caractéristique la plus importante d'une section droite aérodynamiquement stable, les ingénieurs du pont de Tancarville se sont efforcés de raidir leur système de suspension. Ceci a été réalisé en reliant des éléments d'ouvrage qui avaient été laissés indépendants dans la plupart des réalisations antérieures. Les poutres en treillis des travées latérales et de la travée centrale sont continues au droit des pylônes; le tablier fait partie intégrante de la membrure supérieure des treillis de rigidité; les deux poutres sont reliées à leur partie supérieure et inférieure de façon à former un tube continu et les câbles ont été fixés par «un nœud central» sur ces poutres de rigidité, au milieu de la travée centrale, afin d'éviter tout mouvement longitudinal relatif. Ces dispositions ont grandement compliqué l'étude de l'ouvrage, car elles ont fait passer le nombre des hyperstatiques de 1 à 4.

Il est regrettable que les comptes rendus concernant les essais aérodynamiques soient incomplets et plutôt confus. Il semble que le fait d'avoir négligé les influences des oscillations symétriques demande une justification plus poussée. Le rapport se termine par une très intéressante description des détails de construction des pièces spéciales du pont. Il semble que tous les assemblages de chantier aient été effectués avec des rivets; le rivetage est probablement plus économique en France que l'emploi des boulons à haute résistance.

5. MM. TROTT et WILSON décrivent dans leur mémoire les essais qui ont été effectués pendant une période de huit années afin de déterminer une forme convenable pour le revêtement d'asphalte des tabliers des ponts suspendus sur le Severn et le Forth.

Tous les panneaux d'essai ont été posés sur une route à grand trafic et certains sont actuellement en service depuis six ans. Une charge d'essai de 12,5 tonnes a été appliquée à chaque panneau et aucune fissure n'est apparue dans l'asphalte. Les auteurs ont également étudié la contribution qu'apporte le revêtement d'asphalte à la rigidité des tôles du tablier; ils ont constaté

qu'elle est très faible en été, mais qu'en hiver, le revêtement d'asphalte de $1\frac{1}{2}$ " (38 mm) augmente d'environ 80% la rigidité de la tôle.

Au cours du premier essai, quatre panneaux métalliques de $\frac{1}{2}$ " d'épaisseur (12,7 mm) ont été posés dans la chaussée et recouverts de mastic d'asphalte. Trois des panneaux étaient lisses et comportaient différentes épaisseurs de revêtement: 1" (25 mm), $1\frac{1}{2}$ " (38 mm) et 2" (51 mm); le quatrième panneau était en tôle striée et portait un revêtement de $1\frac{1}{2}$ " (38 mm). Ces panneaux métalliques avaient été antérieurement sablés et enduits d'une peinture bitumineuse. Au cours de la première année de service, le revêtement s'est décollé sur les bords des panneaux et la rouille a pénétré sur une profondeur de 18 cm. Pendant les quatre années suivantes, des fissures se sont manifestées dans l'asphalte au-dessus des nervures de raidissement du tablier, pénétrant dans la couche d'asphalte de 1" jusqu'à la tôle elle-même; sur le revêtement de $1\frac{1}{2}$ ", les fissures ne se sont produites qu'en surface. Il semble qu'à l'exception des bords des panneaux où le décollement s'est produit, le revêtement d'asphalte n'a subi aucun déplacement, ni sur les panneaux lisses ni sur les panneaux en tôle striée.

Le deuxième essai a consisté dans le remplacement des deux premiers panneaux par un panneau plus grand constitué par trois plaques métalliques soudées ensemble de différentes épaisseurs: $\frac{1}{2}$ " (12,7 mm), $\frac{9}{16}$ " (14,3 mm) et $\frac{5}{8}$ " (15,9 mm). Ces panneaux ont été métallisés au zinc sur une épaisseur de 0,05 mm pour améliorer la protection contre la corrosion, puis traités avec une peinture bitumineuse. La moitié de chaque panneau a été recouverte d'une couche de $1\frac{1}{2}$ " (38 mm) de mastic d'asphalte chargé de gravier et l'autre moitié d'une couche de $1\frac{1}{8}$ " (28,5 mm) de mastic chargé de gravier sur $\frac{3}{8}$ " (9,5 mm) de mastic résistant à l'humidité. Le mastic de $\frac{3}{8}$ " a été prolongé le long de cornières soudées aux bords des tôles du tablier. Les bords de l'asphalte de $1\frac{1}{2}$ " ont été étanchés le long des cornières marginales par un joint constitué par un mélange de caoutchouc et de bitume. Après cinq ans et demi de service, il n'est apparu qu'une faible différence entre l'état de l'asphalte sur les panneaux de $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ " et $\frac{5}{8}$ "; toutefois, une certaine corrosion se manifestait au joint entre cornière et couche combinée de mastic. Le joint au bitume-caoutchouc s'est révélé entièrement satisfaisant.

6. MM. BASLER et THÜRLIMANN de l'Université Lehigh exposent et discutent les résultats de 15 essais portant sur 7 poutres en tôle d'acier doux soudées, exécutées en vraie grandeur. Ce rapport constitue une importante contribution aux données pratiques sur la base desquelles doit être effectué le calcul des poutres à âme pleine mince. Des poutres ont fait l'objet d'essais à la flexion pour les rapports d'élancement de 185 et de 388 et d'essais au cisaillement pour les rapports d'élancement de 255 et de 259; ces poutres comportaient des raidisseurs verticaux écartés de $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ et $1\frac{1}{2}$ fois la hauteur de l'âme. Il n'était pas prévu de raidisseurs horizontaux.

Ces essais montrent à nouveau que les charges critiques des âmes en

flexion ou cisaillement ne présentent aucune signification réelle pour la détermination de la capacité de charge effective de ces poutres à âme pleine très mince.

Les auteurs ne se proposent pas de mettre au point une nouvelle méthode de calcul; toutefois, en discutant ces résultats, ils concluent que la théorie classique de la charge critique basée sur un comportement élastique d'une âme parfaite ne permet pas de prévoir la capacité de charge des poutres qui sont soumises à un cisaillement ou à un moment fléchissant. Ils précisent qu'un panneau d'âme ne doit pas être considéré comme un élément isolé, mais qu'il est de la plus haute importance d'étudier la résistance mécanique du cadre qui le supporte, formé par les ailes et les raidisseurs transversaux.

Dans la mesure où votre rapporteur général est informé de toutes les règles modernes, seules les normes britanniques (B.S. 153) publiées en 1958 tiennent effectivement compte de la résistance hypercritique des âmes efficacement raidies. Les recherches qui doivent être poursuivies sur la résistance de ces poutres à l'Université Lehigh seront les bienvenues auprès de tous ceux qui se préoccupent du calcul économique des poutres à âme haute. Il n'est pas douteux que des essais plus poussés soient nécessaires pour déterminer les influences du cisaillement et de la flexion combinés dans le domaine hypercritique, ainsi que l'influence qu'exerce l'âme sur la stabilité des ailes minces travaillant à la compression.

7. Le Prof. GIBSCHMANN expose les conditions d'emploi des éléments préfabriqués en béton armé dans les ouvrages mixtes, en U.R.S.S. Il précise que la construction mixte est considérée comme très économique et est largement employée. Pour accélérer la construction, en particulier en hiver et pour réduire les influences du retrait et du fluage, la dalle de béton armé est souvent formée d'éléments préfabriqués. De nombreux ponts à grande portée ont déjà été construits sur ce principe; il faut mentionner tout particulièrement le pont à poutres continues de Moscou, qui comporte trois travées de 72,6 m, 108 m et 72,6 m. Une autre application réside dans le montage d'une dalle de béton préfabriquée inférieure, dans la zone de compression d'une poutre continue à âme pleine. La liaison des éléments préfabriqués aux poutres est assurée par des pièces métalliques transmettant les efforts rasants, soudées aux ailes, puis bétonnées sur place dans les évidements spécialement prévus dans les éléments préfabriqués eux-mêmes. Une autre possibilité consiste à incorporer aux éléments préfabriqués des pièces métalliques d'assemblage, pattes ou plaques, que l'on soude sur place sur les côtés des ailes des poutres.

Les bords des évidements prévus dans les éléments préfabriqués doivent être crénelés, afin d'assurer une bonne adhérence entre le remplissage de béton et ces éléments eux-mêmes. D'importantes recherches ont été effectuées en U.R.S.S. au sujet du comportement des tabliers mixtes et en particulier en ce qui concerne la conception des dispositifs de liaison transmettant les efforts rasants. On a constaté que la meilleure disposition consistait en une cheville

rigide portant des étriers obliques soudés. On a constaté également que l'ancrage du béton sur les ailes, s'opposant aux mouvements verticaux, améliorerait la capacité de charge de l'élément mixte. Ces constatations semblent être en accord avec celles qui ont été faites en Allemagne. Lorsque l'on soude sur les poutres métalliques les dispositifs de liaison bétonnés, il faut veiller à ce que la chaleur émise par l'arc et la dilatation des éléments métalliques n'endommagent pas le béton. Pour éliminer ces deux risques, la distance entre la soudure et le béton doit être suffisamment grande et la soudure aussi mince que possible.

Les essais qui ont été faits sur un pont terminé montrent que le tablier mixte en béton préfabriqué se comporte d'une manière très semblable au tablier bétonné sur place. Dans les calculs, il faut tenir compte des influences du retrait, du fluage et de la température. Ceci est aussi conforme aux règlements allemands, mais les spécifications américaines indiquent que ces facteurs peuvent être négligés.

Commentaires et sujets de discussion

Les deux mémoires du Prof. BILLIG portent sur l'évolution actuelle des centrales nucléaires en Grande-Bretagne et ne traitent les problèmes corrélatifs de construction que de façon générale. Ces rapports doivent constituer une excellente base pour les recherches dans ce nouveau domaine.

Les points qui paraissent se prêter particulièrement bien à la discussion sont les suivants :

1. Installation de réacteurs souterrains.
2. Avantages relatifs des cuves de réacteur en béton précontraint et en acier.
3. Etude et construction des écrans pour réacteurs.

Dans son mémoire sur le barrage de Tourtemagne, le Prof. PANCHAUD expose les conditions d'emploi de vérins plats et de câbles de précontrainte pour neutraliser les influences des variations de température et du retrait dans les ouvrages de béton massif; ces dispositions peuvent être appliquées avantageusement à des ouvrages autres que les barrages et l'écran nucléaire vient ici immédiatement à l'esprit.

M. R. SAILER décrit les travaux considérables qui ont été faits pour le franchissement d'un canyon de 300 m de large et 240 m de profondeur; cependant, la conception du pont lui-même est orthodoxe et ne justifie pas une discussion ultérieure.

Le mémoire de M. A. DELCAMP sur le pont de Tancarville contient une brève description de nombreuses dispositions nouvelles et hardies en matière de ponts suspendus à grande portée. Bien que la solution adoptée pour résoudre le problème aérodynamique paraisse quelque peu compliquée, elle est certainement minutieusement étudiée. Toutefois, il y aurait lieu de comparer son

prix avec celui d'autres grands ponts. L'adoption d'un tablier mixte béton-acier intéressé à la résistance des treillis de raidissement et les problèmes qu'ont posés l'étude et la construction des hauts pylônes en béton armé de 123 m sont d'un grand intérêt pour tous les ingénieurs spécialisés dans la construction des ponts et méritent une discussion ultérieure.

A ce mémoire, peut être rattaché l'exposé pratique de MM. TROTT et WILSON sur le développement des revêtements d'asphalte appliqués directement sur un platelage métallique (ainsi qu'il a déjà été effectué avec succès sur de nombreux ponts allemands), disposition qui peut être substituée à celle du pont de Tancarville comportant une couche intermédiaire de béton.

Il serait indiqué de réunir des données concernant le comportement sous trafic des revêtements de mastic d'asphalte sur les tabliers métalliques, ce qui apporterait une intéressante contribution à la solution de ce problème.

Le mémoire de MM. BASLER et THÜRLIMANN expose certains essais de voilement sur des poutres à âme pleine et apporte une utile contribution à nos connaissances sur le comportement des âmes très minces. D'importantes recherches ont été effectuées sur cette question depuis la guerre; néanmoins, il n'a pas encore été formulé de prescriptions entièrement satisfaisantes, qui soient basées sur le comportement réel des âmes et des raidisseurs plutôt que sur des charges critiques théoriques. La difficulté provient ici de l'inévitable présence d'imperfections initiales, qui confèrent plutôt paradoxalement un caractère quelque peu irréaliste et sans utilité pratique à toutes les prescriptions qui sont basées sur le comportement d'une plaque idéale.

Il apparaît que la méthode de la résistance limite pour le calcul des poutres à âme pleine très mince doit être plus généralement admise et la discussion de ce problème pourrait ici apporter une contribution intéressante.

Le rapport du Prof. E. GIBSCHMANN sur l'emploi des éléments en béton armé préfabriqué dans les ouvrages mixtes est le seul qui traite directement de cette forme de construction qui est spécialement mentionnée comme constituant un thème opportun pour la session libre. La construction mixte est actuellement encore en pleine évolution et n'a pas été adoptée universellement.

Bien que quelques pays aient établi des projets de règles au cours de ces dernières années, la méthode de calcul et même la définition des contraintes admissibles sont fréquemment laissées au choix de l'ingénieur chargé du calcul.

Les diverses différences fondamentales entre, par exemple, les normes américaines et les normes allemandes mettent nettement en évidence le grand intérêt qu'il y aurait à procéder au plus tôt à de larges échanges d'informations et à une étude critique des différentes pratiques.

Les points suivants peuvent constituer une base de discussion utile:

1. Type le meilleur des dispositifs de liaison de l'acier au béton.
2. Contraintes admissibles dans les dispositifs de liaison transmettant les efforts rasants.

3. Influence du retrait, du fluage et du gradient de température et manière d'en tenir compte, s'il y a lieu.
4. Avantages relatifs des tabliers à éléments mixtes, préfabriqués d'une part et coulés sur place d'autre part, tout particulièrement en ce qui concerne la continuité sur les supports et la corrosion éventuelle des éléments en contact et des dispositifs de liaison non protégés.

Generalbericht

Einführung

Die zum Thema VI eingereichten acht Arbeiten betreffen Atomkraftwerke, Staudämme, Brücken, Vollwandträger, Verbundkonstruktionen und versteifte Blechfahrbahntafeln. Diese Arbeiten haben wenig gemeinsam, außer daß alle neue konstruktive Züge zeigen. Aus diesem Grunde ist es unmöglich, eine allgemeine Bewertung der neuesten Entwicklung in den behandelten Gebieten zu geben. Dagegen soll dieses Referat umfassende Zusammenfassungen mit Betonung der wichtigsten Merkmale enthalten und einige Grundlagen für die Diskussion an der Arbeitssitzung geben.

Zusammenfassungen

1. Die beiden Arbeiten von Prof. K. BILLIG ergänzen sich und geben einige praktische Angaben und eine allgemeine Beurteilung der Faktoren, die die Berechnung und Konstruktion von Atomkraftwerken beeinflussen mit besonderer Berücksichtigung der damit verbundenen Bauingenieurproblemen.

Der Autor bietet ein bedeutendes statistisches Zahlenmaterial über sechs vollendete oder noch im Bauzustand stehende Atomkraftwerke in Großbritannien und beschreibt die Entwicklungstendenz der Atomreaktoren. Er stellt fest, daß die Kapitalkosten per KW eines heutigen Atomkraftwerks zwei- bis dreimal diejenigen eines konventionellen Werkes betragen, aber daß die totalen Produktionskosten pro KW sehr wenig differieren.

Die Entwicklungsarbeit für die Atomkraftwerkreaktoren konzentriert sich auf den gasgekühlten, mit Graphit als Moderator ausgestatteten Reaktor und aus den eventuellen Vorteilen bei Verwendung von schwerem Wasser als Moderator.

Die Hauptdifferenz zwischen einem Atom- und einem konventionellen Kraftwerk liegt im Reaktor selbst, der aus Druckgefäß, biologischer Abschirmung und dampferzeugenden Einheiten besteht. Obgleich die Eigengewichtslasten in Atomwerken beträchtliche Werte erreichen, ergeben sich die wichtigsten Probleme aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Betons.

Die Fundamentplatte muß die Eigengewichtslasten, die Temperaturspannungen sowie die Momente und Querkräfte infolge der Einspannung der Abschirmungswände aufnehmen. Äußerst wichtig ist die Beschränkung der Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Einheiten des Werkes auf ein Minimum.

Zusätzlich zu den vielen üblichen Anforderungen, die die Örtlichkeit für ein konventionelles thermisches Kraftwerk betreffen, muß in der Nukleartechnik Rücksicht auf die Gefährdung der Bevölkerung durch Strahlung von zufällig freigewordenen Spaltungsprodukten genommen werden. Atomreaktoren müssen entweder in unbewohnte Gegenden gelegt werden oder von einem Gehäuse umgeben sein, das im Notfall das Freiwerden von radioaktivem Material verhindert.

Vom Autor wird vorgeschlagen, daß die Konstruktion des Schutzgehäuses auf ein Maximum von freiwerdender Energie entsprechend derjenigen, die notwendig ist, den ganzen Uraniumkern zu schmelzen, basiert werden soll.

Als Kompromißlösung wird jetzt die Idee eines Gehäuses, das diese Anforderung zur Hälfte erfüllt (semi containment), betrachtet.

Durch die Verlegung der Reaktoren unter den Boden können Vorteile gewonnen werden im Hinblick auf Abschluß, Ästhetik und Kriegseinwirkungen. Bei Halden in Norwegen hat sich gezeigt, daß die Preisdifferenz zwischen einem konventionellen Reaktorgebäude und einem unterirdischen Gehäuse klein ist.

Die Strahlung bewirkt bei den meisten Metallen eine Härtung und einige Versuche haben eine leichte Abminderung der Kriechfestigkeit gezeigt. In weichen Metallen wird die Streckgrenze heraufgeschoben, während die Dehnbarkeit vermindert wird. Eine Neutronen-Strahlung drückt im allgemeinen die Übergangstemperatur eines Stahles hinauf, so daß er sprödebrüchiger wird. Neuerdings laufen Versuche über die Versprödung von Flußstahl unter verlängerter starker Strahlungseinwirkung. Viele der Strahlungseinwirkungen können durch Ausglühen beseitigt oder wenigstens vermindert werden.

Für den Beton sind die Strahlungsschäden nicht so schlimm. In Harwell an Beton-Probekörpern ausgeführte Versuche führen Prof. BILLIG zur Annahme, daß es unwahrscheinlich ist, daß während der Betriebsdauer der Reaktoren der Beton in den bis heute gebauten Abschirmungen irgendwelche wesentliche Veränderung erleiden wird.

Der Autor beschreibt dann kurz ein Druckgefäß in vorgespanntem Beton für den Marcoule-Reaktor, wo der Beton auch als Abschirmung dient. Die Gasabdichtung wurde durch eine Blechverkleidung, die während dem Betonieren als Schalung gebraucht wurde, erreicht.

Die Wirkung der Abschirmung besteht im Bremsen von schnellen Neutronen durch Zusammenstöße mit Atomen leichter Elemente und im Absorbieren von thermischen Neutronen und von Gamma-Strahlung mit schweren Elementen. In der Abschirmung wird dieser Prozeß von einem Temperaturanstieg begleitet.

Die thermische Abschirmung sollte eine hohe Dichte, einen hohen Schmelzpunkt, eine hohe Atomzahl und gute thermische Leitfähigkeit besitzen, soll unter Strahlung unverändert bleiben und einfach und billig in der Herstellung sein. Praktisch liegt die Wahl zwischen Bor oder Kadmium enthaltenden Materialien.

Zu den praktischen Aspekten der Betonkonstruktion wird vom Autor bemerkt, daß gewisse Rißbildungen die Eignung des Betons als Abschirmung nicht entwerten und daß bis vor kurzem die Bestimmungen über die Gleichmäßigkeit der Dichte im Betonschirm zu streng waren.

Es zeigt sich, daß wenig Versuchsgrundlagen für die vielen Annahmen in der Schirm-Analyse vorhanden sind; aber die im Bau befindlichen Abschirmungen enthalten jetzt verschiedene Meßinstrumente. In Hinkley Point wird diese Arbeit ergänzt durch eine umfassende Untersuchung des Ortsbetons.

In Naturgröße können nur die Bedingungen bei normalem Reaktorbetrieb untersucht werden. Während die Laborarbeit in dieser Hinsicht nicht beschränkt ist, können am Modell Schwinden, Kriechen, thermische und Feuchtigkeitseffekte nicht wahrheitsgetreu nachgebildet werden. Durch Vergleich der Resultate aus den Messungen am Objekt mit dem Verhalten des Modells hofft man Methoden herauszufinden, um vom Modell auf das Objekt in Naturgröße schließen zu können.

2. In seiner Arbeit «Le Barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)» beschreibt Prof. F. PANCHAUD die Verwendung der Vorspannung beim Bau einer 30 m hohen, dünnen Bogenstaumauer, die mit ihrem 850 000-m³-Stauvolumen die Gletscherwasser ansammelt.

Die Notwendigkeit vorzuspannen war hauptsächlich durch drei Faktoren gegeben:

1. Der Entschluß, eine dünne Konstruktion zu wählen.
2. Die Lage des Dammes in einer Gegend mit strengen klimatischen Bedingungen.
3. Die Funktion des Staubeckens, das zu jeder Jahreszeit entleert und wieder mit Gletscherwasser gefüllt wird.

Der Damm schließt eine enge Schlucht und besteht aus einer dünnen, zylindrischen, 1,20 m starken Bogenmauer mit einer maximalen Höhe von 28,5 m, die auf einem in die Schluchtsohle eingespannten Betonsockel ruht. Die Kronenlänge beträgt ca. 115 m. Am rechten Flügel läuft der Bogen in eine gerade, 30 m lange Wand bescheidener Höhe, die als Schwergewichtsmauer arbeitet, aus, so daß die Entwicklung des Bogendamms ungefähr 85 m mißt. Die Leitlinie dieses Bogens wird von einer Reihe Kreisbogen, deren Radien vom Scheitel bis zu den Kämpfern von 20 bis 50 m anwachsen, gebildet. Ein 1,20 breiter Gang läuft über dem Fundamentfelsen der Peripherie der Damm-lagerung entlang.

Wenn der See entleert ist, ergibt sich nur infolge thermischer Einwirkungen ein Bogenschub.

Ein Netzwerk von Vertikalkabeln, die bei der Krone beginnen und im Fußstollen enden, komprimiert die Horizontalschnitte des Bogens und trägt zur Aufnahme der Einspannmomente bei. Die Kabellage in jedem Vertikalschnitt wurde so gewählt, daß in diesen Schnitten bei beliebiger Staukote nie Zugspannungen auftreten.

Die Horizontalvorspannung wurde mittels gekrümmter horizontaler Kabeln, die der Form des Bogens folgen und in den Randstollen der beiden Widerlager enden, erreicht. Diese Kabel wurden mit Hülsen versehen und auf die 1 m auseinanderliegenden horizontalen Betonierfugen gelegt.

Vier provisorische vertikale Dilatationsfugen, die von den Foundationen aus den Damm in fünf Gewölbestücke von 15 und 17 m teilen, wurden vorgeesehen. Zusätzlich wurden in der Nähe der Krone zwei konstruktive Schlitze offen gelassen, die erst nach vollendeter Vorspannung und nach einer kalten Jahreszeit geschlossen werden sollen.

Die Dilatationsfugen wurden mit flachen Freyssinet-Pressen von 42 cm Durchmesser versehen, welche gestatten, die Verkürzung der Gewölbeteile, verursacht durch die Vorspannung, zu kompensieren, indem die Dilatationsfugen entsprechend geöffnet werden, so daß die Horizontalspannkraft konstant bleibt. Die von den Pressen in jedem Schnitt ausgeübte Kraft wurde so gewählt, daß sie um ein Weniges höher als die von den Spannkabeln herrührende Druckkraft liegt, so daß bei den Widerlagern ein permanenter Druck sich jeder Belastung entgegensetzt, die die Foundation ausreißen möchte.

Der Autor behauptet, daß die Konstruktion des Tourtemagne-Dammes die erstmalige Anwendung der Vorspannung bei einer dünnen Bogenstaumauer ist.

Zur Bekämpfung der Zugspannungen infolge intensiver thermischer Einwirkung ist die gewählte Lösung technisch befriedigender als diejenige der Verstärkung durch passive Armierung.

Vorspannkabel und flache Pressen wurden schon in anderen Dämmen als Tragglieder zur Aufnahme des Wasserdrucks verwendet; dieser Damm aber setzt eine ganz besondere Kombination von Spannkabeln und Pressen ein zur Bekämpfung der Nebenspannungen infolge Temperaturänderungen.

Die Vorspannkabel wurden eingesetzt, um den Bogen homogen und wasserdicht zu halten, indem die Zugspannungen infolge thermischer Einwirkung neutralisiert werden, und um die Spannungen, verursacht durch Randeinwirkungen bei den Foundationen, zu beherrschen.

Die in den Dilatationsfugen eingesetzten flachen Pressen dienen:

- a) Zur Beibehaltung der geometrischen Form der Konstruktion, indem sie die Verkürzung des Betons, verursacht durch die horizontale Vorspannung, aufnehmen, so daß unerwünschte sekundäre Auswirkungen ausbleiben.
- b) Zum Einpressen der Dammenden in die Felswiderlager.

- c) Zum Offenhalten der Dilatationsfugen, bis die günstigste Schließtemperatur für den Damm erreicht war.

Der Autor gibt keine Angaben, wie sich die ausgeführte Konstruktion bewährte und ob das System wirtschaftlich war.

3. Der Artikel von Herrn ROBERT SAILER beschreibt die im Februar 1959 beendete Brücke über den Colorado River. Die 700 ft. über dem Wasserspiegel liegende Brücke, die mit einer einzigen Öffnung von 1028 ft. den Glen Canyon überspannt, ist ein großartiger Anblick. Sie ist die höchste Bogenbrücke der Welt und die zweitlängste in den Vereinigten Staaten, aber sie besitzt wenige neue Merkmale, die eine Diskussion begründen könnten.

Die Brücke wurde nach den AASHO-Normen für zwei Bahnen mit der H. 20 – S. 16-Belastung auf der 30 ft. breiten Fahrstraße projektiert. Die Windbelastung wurde zu 75 lb./sq. ft. ohne Nutzlast und zu 25 lb./sq. ft. mit Verkehrsband angenommen, während für die Temperatur ein Spielraum von $\pm 60^\circ$ F. in Rechnung gesetzt wurde.

Untersucht wurden eingespannte, Zweigelenk- und Dreigelenkbogen, und für den Fall des eingespannten Bogens wurde die vollwandige mit der fachwerkartigen Form verglichen. Obgleich etwas weniger wirtschaftlich, wurden fachwerkförmige Rippen vorgezogen, da sie weniger elastisch waren und kleinere Windlasten erhielten. Die Zwei- und Dreigelenkbogen waren ca. 14% leichter als der eingespannte Bogen. Schließlich wurde ein Fachwerkzweigelenkbogen gewählt.

Die Fahrbahnplatte besteht aus einer 6 in. starken armierten Betonplatte (4 in. Gehweg) auf durchlaufenden Breitflanschlängsträgern, aber es ist unklar, ob die Verbundwirkung berücksichtigt wurde oder nicht.

Auf der Krone ruhen die Fahrbahnträger (Querträger) direkt auf dem Bogen und das Fahrbahnssystem wird hier in der Längsrichtung gehalten. Um die sekundären Spannungen infolge Zusammenwirken von Fahrbahnssystem und Bogen zu vermindern, wurden Kugelpapfenlager, die Drehung in Längs- und Querrichtung gestatten, für diese Fahrbahnträger und für die, die Fahrbahnträger tragenden Stützen über den mittleren Teil des Bogens vorgesehen. Die längeren Stützen haben genietete Anschlüsse.

Ein horizontaler Windverband wurde zwischen dem Widerlager und dem 12. Feld hauptsächlich für Windbeanspruchungen während der Montage eingesetzt. Im definitiven Bauwerk übernimmt die Platte die Windquerbelastung.

Die Montageverbindungen der Fachwerkträger und des Windverbandes sind genietet, und diejenigen von Fahrbahn und Stützen hochfest verschraubt.

Die 10 ft. breiten Betonwiderlager wurden 16 ft. tief in den Sandstein verlegt und sind so berechnet, daß im Betriebszustand auf der hinteren Fläche niemals Zugspannungen auftreten können. Hingegen sind Ankerstangen eingesetzt, die jegliche Zugspannung, die im Montagezustand entstehen könnte, aufnehmen.

Die Brücke wurde im Freivorbau mit zwei Sätzen Rückhalteketten und mit Verwendung eines 25 t tragenden Kettenkrans, gespannt über 1540 ft., gebaut. Zur Installation gehörte zusätzlich eine Seilbahn für die Belegschaft. Die Rückhalteketten wurden vorwärts verschoben, Feld um Feld, entsprechend dem Arbeitsfortschritt bis zum Feld 15; die restlichen 130 ft. jeder Seite wurden im Freivorbau eingebracht.

Nachdem der Bogen mit im Durchmesser von 20 in. starken Stahlbolzen in den Obergurten geschlossen wurde, konnte man die Rückhalteketten lösen. Der Einbau des Fahrbahnsystems wurde von der Mitte aus begonnen. Die Montage der Stahlkonstruktion dauerte 7 Monate.

Die Betondecke wurde in 12 Tagen mit verlorener Stahlschalung eingebracht. Um Überbeanspruchungen zu vermeiden, wurde zuerst der Mittelteil der Platte, gefolgt von den Endbereichen, und zuletzt die Teile über den Viertelpunkten betoniert.

Folgende Punkte wären von Interesse:

1. Ob die Verbundwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Längsträger berücksichtigt wurde und, im negativen Fall, warum nicht.
2. Warum ein Teil der Montageverbindungen genietet und andere geschraubt wurden und welche Niet- und Schraubenarten Verwendung fanden.
3. Ob die genieteten Kastenquerschnitte gegen Witterungseinflüsse als hermetisch betrachtet werden, oder ob sie in gleicher Art wie der restliche Teil der Stahlkonstruktion gestrichen werden und welches Schutzsystem gewählt wurde.
4. Bauwerkskosten.

4. In seinem Beitrag beschreibt Herr A. DELCAMP kurz die hauptsächlichsten Merkmale der Tancarville-Brücke, die im Juli 1959 dem Verkehr übergeben wurde, und behandelt verschiedene neue Konstruktionsideen und hauptsächlich die Lösung des aerodynamischen Problems.

In Entwurf und Konstruktion zeigt diese Brücke eine originelle Konzeption und eine äußerst moderne Technik in Stahl, Eisenbeton und Vorspannbeton.

Die Brücke und die Zufahrtsrampen tragen eine 12,50 m breite Fahrbahn und zwei 1,25 m Gehwege. Die Hängebrücke besitzt eine Mittelspannweite von 608 m und zwei Seitenöffnungen von je 176 m, mit einer schiffbaren Durchfahrtshöhe von 51 m. Die Zufahrtsrampe am linken Ufer besteht aus acht 50 m messenden Feldern in vorgespanntem Beton.

Die linksufrige Schwergewichtsverankerung besteht im wesentlichen aus zwei Wänden in der Kettenflucht, die von Senkkästen getragen werden, die ihrerseits auf einem Kiessandbett gegründet sind. Die Wände sind hinten durch einen Eisenbetonkasten mit Ballast zusammengeschlossen und können

in ihrem Anschluß mit den Senkkästen kleine Bewegungen ausführen. Angesichts der Gründungsschwierigkeiten sind die Projektverfasser für diese relativ wirtschaftliche Verankerung zu beglückwünschen.

Die rechtsufrige Verankerung besteht aus zwei getrennten, 49,5 m langen vorgespannten Tunnelverankerungen im Kalkfelsen.

Die Türme bestehen aus Eisenbeton und sind bei 123 m Höhe die bei weitem höchsten je gebauten Betontürme.

Hauptsächlich in der Hängebrückenkonstruktion hat man sich am meisten von der herkömmlichen Praxis der weitgespannten Hängebrücken entfernt. Seit dem durch Windschwingungen verursachten Einsturz der ersten Tacoma-Brücke im Jahre 1940 haben die amerikanischen und britischen Ingenieure die elastischen Eigenschaften der Hängebrückenkonstruktion beibehalten und alle ihre Bemühungen darauf gerichtet, einen aerodynamisch stabilen Querschnitt zu schaffen. Im Gegensatz dazu haben die Erbauer der Tancarville-Brücke, neben der Beibehaltung des Fachwerkversteifungsträgers, der das Hauptmerkmal eines aerodynamisch stabilen Querschnitts ist, ihr möglichstes getan, um das Hängebrückensystem zu versteifen. Dies wurde durch Verbindung von Systemen, die in den meisten früheren Ausführungen unabhängig waren, erreicht. Der Versteifungsträger wurde über die Mittel- und Seitenspannweite durchgehend entworfen; die Fahrbahnplatte wurde zur Zusammenarbeit mit dem Fachwerk-Obergurt der Versteifungsträger gezwungen; die beiden Träger wurden zu einem geschlossenen Torsionsquerschnitt zusammengefaßt und die Tragkabel wurden in der Feldmitte der Hauptspannweite an die Oberkante der Versteifungsträger fixiert, damit keine gegenseitige Längsverschiebungen eintreten können. Diese Maßnahmen komplizierten die Berechnung des Tragwerks ziemlich, da die statisch unbestimmten Größen von 1 auf 4 anwuchsen.

Es ist schade, daß der Bericht der aerodynamischen Versuche nicht komplett und eher konfus ist. Das Weglassen der Wirkungen der symmetrischen Schwingungen scheint eine Rechtfertigung zu verlangen.

Die Arbeit schließt mit einer sehr interessanten Beschreibung einiger der besonderen Konstruktionsdetails der Brücke. Scheinbar sind alle Montagestöße genietet; wahrscheinlich ist die Nietung in Frankreich billiger als die Verwendung hochfester Schrauben.

5. Die Herren TROTT und WILSON beschreiben in ihrer Arbeit Versuche, die sich über acht Jahre erstreckten, um eine passende Asphaltabdeckung der Fahrbahnen für die Severn- und die Forth-Hängebrücken zu finden.

Alle Versuchstafeln wurden in eine schwer befahrene Straße verlegt und sind nun seit sechs Jahren im Dienst. Bei einer Versuchsbelastung von $12\frac{1}{2}$ t auf jeder Fahrbahntafel erschienen keine Risse im Belag. Die Autoren untersuchten ebenfalls den Beitrag des Asphalt-Belags zur Steifigkeit des Deckbleches. Es ergab sich, daß bei Sommertemperatur ein minimaler Beitrag geleistet wird; hingegen stieg der Einfluß der $1\frac{1}{2}$ in. starken Asphaltschicht

unter winterlichen Bedingungen auf ungefähr 80% der Steifigkeit der Blechfahrbahn.

Im ersten Versuch wurden vier $\frac{1}{2}$ in. starke Blechtafeln in die Fahrbahn gelegt und mit Gußasphalt überzogen. Drei Tafeln waren glatt und hatten verschiedene Belagsstärken: 1", $1\frac{1}{2}$ " und 2"; die vierte Tafel, mit einem Riffblech versehen, war mit $1\frac{1}{2}$ " Asphalt bedeckt. Die Stahltafeln wurden vorher sandgestrahlt und mit einem bituminösen Anstrich versehen. Im ersten Betriebsjahr ging die Haftung an den Kanten verloren und der Rost konnte vom Rand aus 7" vordringen. Im Belag bildeten sich in den nächsten vier Jahren über den Deckblechaussteifungen Risse, die beim 1" starken Asphalt bis zum Deckblech vordringen konnten. Hingegen beim $1\frac{1}{2}$ " starken Belag erschienen die Risse nur in der Oberfläche. Kein sichtbarer Beweis war vorhanden, daß sich der Belag, sei es auf der glatten wie auf der gerippten Platte, verschob, ausgenommen an den Kanten, wo die Haftung verschwunden war.

Der zweite Versuch begann mit der Entfernung der ersten zwei Tafeln, die durch eine neue größere Tafel mit drei zusammengeschweißten, verschieden starken Blechen von $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ " und $\frac{3}{8}$ " in. ersetzt wurden. Die Tafel erhielt für einen besseren Korrosionsschutz eine Spritzverzinkung von 0,002 in. und wurde dann mit einem bituminösen Anstrich behandelt. Jedes Blech wurde zur Hälfte mit einem der beiden folgenden Beläge versehen: entweder $1\frac{1}{2}$ " Gußasphalt mit Split oder eine zweilagige $1\frac{1}{8}$ " Schicht Gußasphalt mit Split auf einer $\frac{3}{8}$ " feuchtigkeitsabhaltenden Mastixlage. Der $1\frac{1}{8}$ " Gußasphalt wurde an der Innenseite der an die Deckbleche geschweißten Kantenschutzwinkel hinaufgezogen. Die Fugen des $1\frac{1}{2}$ " Asphaltes wurden durch eine Bitumen-Kautschuk-Mischung ausgegossen. Nach $5\frac{1}{2}$ Jahren war praktisch kein Unterschied im Zustand des Asphaltes der $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ ", $\frac{5}{8}$ " starken Deckbleche sichtbar; es konnte aber eine gewisse Korrosion an der Randfuge zwischen dem Winkel und dem 2-lagigen Gußasphalt festgestellt werden. Der Kautschuk-Bitumen-Fugenverguß hatte vollen Erfolg.

6. Die Herren THÜRLIMANN und BASLER der Lehigh-Universität geben und besprechen die Resultate von 15 Versuchen an sieben in Naturgröße ausgeführten geschweißten Flußstahlblechträgern. Die Arbeit gibt einen wichtigen Beitrag zu den praktischen Angaben, auf denen die Bemessung von schlanken Stegblechen basieren sollte. Träger mit einem Schlankheitsfaktor von 185—388 wurden auf Biegung, solche mit 255—259 auf Schub untersucht. Der Abstand der Vertikalaussteifungen wurde zu $\frac{1}{2}$ -, $\frac{3}{4}$ - und $1\frac{1}{2}$ mal die Stegblechhöhe gewählt. Längsaussteifungen wurden keine verwendet.

Die Versuche zeigen wieder einmal, daß die kritischen Stegbelastungen auf Biegung oder Schub keine reale Bedeutung in der Abschätzung des effektiven Tragvermögens von schlanken Vollwandträgern haben.

Die Autoren versuchen nicht, eine neue Bemessungsregel zu entwickeln; sie stellen aber bei der Besprechung der Resultate fest, daß die klassische Theorie der kritischen Last, gegründet auf dem elastischen Verhalten eines

idealen Stegbleches, unfähig ist, das Tragvermögen von Vollwandträgern unter Biegung oder Schub vorauszusagen. Sie behaupten, daß ein Stegblechfeld nicht als isoliertes Element betrachtet werden soll, sondern, daß es von äußerster Wichtigkeit ist, die Festigkeit des stützenden Rahmens, bestehend aus den Flanschen und den Queraussteifungen, zu untersuchen.

Soweit der Generalreferent orientiert ist, ziehen von allen modernen Normen nur die britischen (B.S. 153), Ausgabe 1958, die überkritische Tragfähigkeit bei kräftig ausgesteiften Stegblechen in Betracht, so daß alle weiteren Untersuchungen der Lehigh-Universität über das Tragvermögen von Vollwandträgern von allen, die mit der wirtschaftlichen Bemessung von hohen Trägern beschäftigt sind, willkommen heißen werden.

Es ist zweifellos, daß weitere Versuche notwendig sind, um die Wirkung der Kombination von Schub und Biegung im überkritischen Bereich zu bestimmen und um den Einfluß des Steges auf die Stabilität von dünnen Druckflanschen zu untersuchen.

7. Prof. GIBSCHMANN beschreibt die Verwendung von vorfabrizierten Eisenbetonelementen in Verbundkonstruktion in der UdSSR. Er stellt fest, daß die Verbundkonstruktion als sehr wirtschaftlich betrachtet und dementsprechend viel gebraucht wird. Um den Bau, hauptsächlich im Winter zu beschleunigen und um die Kriech- und Schwindwirkungen zu reduzieren, wird die Eisenbetonplatte oft aus vorfabrizierten Elementen zusammengefügt. Viele weitgespannte Brücken wurden schon in dieser Konstruktionsart ausgeführt, unter ihnen die bemerkenswerte 3-feldrige Durchlaufträgerbrücke in Moskau mit Spannweiten von 72,6, 108 und 72,6 m. Eine weitere Neuentwicklung besteht in der Anordnung einer unten liegenden vorfabrizierten Betonplatte im Druckbereich des durchlaufenden Vollwandträgers. Die vorfabrizierten Elemente können einerseits mit stählernen Schubverbindungen, die am Flansch des Trägers angeschweißt sind und in mit Ortsbeton gefüllte Aussparungen oder Fugen greifen, verbunden werden. Die andere Möglichkeit besteht darin, daß man in das vorfabrizierte Element die Dübel oder schlaffen Bindeelemente einbaut und auf der Baustelle mit dem stählernen Hauptträger verschweißt.

Die Kanten der Aussparungen oder der Fugen im vorfabrizierten Element müssen stark gezahnt sein, um gute Haftung zwischen dem Orts- und dem vorfabrizierten Beton zu gewährleisten. Eine große Forschungsarbeit wurde in der UdSSR durchgeführt über das Verhalten von Verbundplatten im allgemeinen und über die Bemessung der Schubverbindung im besonderen. Der starre Dübel mit schrägen, angeschweißten Ankereisen hat sich als die beste Schubverbindung erwiesen. Ebenso wurde herausgefunden, daß die Verankerung des Betons an den Flanschen gegen vertikales Anheben die Tragfähigkeit des Verbundträgers erhöht. Diese Ergebnisse scheinen sich mit denen aus Deutschland zu decken. Beim Anschweißen der einbetonierten Schubverbindungen muß große Sorgfalt darauf verwendet werden, den Beton weder durch

die Hitze des Schweißbogens noch durch die Dehnung der Stahlelemente zu beschädigen. Um diesen beiden Gefahren aus dem Wege zu gehen, muß die Distanz zwischen Schweißnaht und Beton groß sein und die Naht selber so dünn als möglich gehalten werden.

Bei Versuchen an einer fertigen Brücke zeigt die vorfabrizierte Betonverbundplatte ein sehr ähnliches Verhalten wie die an Ort betonierten. In den Berechnungen wird entsprechend Rücksicht auf Schwinden, Kriechen und Temperatureinflüsse genommen. Dies wiederum entspricht den deutschen Normen, im Gegensatz zu den amerikanischen, die die Vernachlässigung dieser Faktoren zulassen.

Bemerkungen und Grundlagen für die Diskussion

Die beiden Arbeiten von Prof. BILLIG geben eine Übersicht des Entwicklungsstandes der Atomkraftwerke in Großbritannien und behandeln die Bau-probleme nur im allgemeinen. Diese Beiträge geben eine brauchbare Grundlage für Arbeiten auf diesem neuen Gebiet.

Einige für die Diskussion geeignete sehr interessante Punkte sind:

1. Die Anlage von Untergrundreaktoren.
2. Die relativen Vorzüge von Druckgefäßen aus Stahl oder vorgespanntem Beton.
3. Berechnung und Konstruktion von Reaktor-Abschirmungen.

In seiner Arbeit über den Tourtemagne-Damm beschreibt Prof. PANCHAUD die Verwendung von flachen Pressen und Vorspannkabeln, um die Temperatur- und Schwindwirkungen in Massenzementkonstruktionen zu beherrschen. Dies kann sicher auch anderswo nutzbringend angewendet werden, wobei einem unwillkürlich die Atomschutz-Abschirmung in den Sinn kommt.

Herr R. SAILER beschreibt die bemerkenswerte Ingenieurleistung der Überbrückung des 300 m breiten und 240 m tiefen Canyon. Die Konstruktion der Brücke selbst ist aber orthodox und bietet schwerlich Grundlagen für eine Diskussion.

Die Arbeit von Herrn A. DELCAMP über die Tancarville-Brücke enthält eine kurze Beschreibung von vielen kühnen, neuen Merkmalen im Entwurf von weitgespannten Hängebrücken. Obgleich die gewählte Lösung des aerodynamischen Problems etwas mühsam scheinen mag, ist sie sicher gut durchdacht. Trotzdem sollten die Kosten mit denjenigen anderer großen Brücken verglichen werden. Die Verwendung einer Stahlbeton-Verbundplatte, die mit den Versteifungsträgern zusammenarbeitet und die bei dem Entwurf und bei der Ausführung der 123 m hohen Eisenbetontürme aufgetretenen Probleme sollten für jeden Brückenbauer von großem Interesse sein und verdienen sicher eine weitere Behandlung.

Mit dem können die Angaben der Herren TROTT und WILSON über die Entwicklung der direkten Abdeckung von Stahlplatten (wie sie sich schon in vielen deutschen Brücken bewährte) mit Asphalt anstatt einer Betonzwischenschicht wie bei der Tancarville-Brücke, verbunden werden.

Eine Sammlung Angaben über das Verhalten von Gußasphalt auf versteiften Blechen würde einen wertvollen Beitrag zur Lösung des Problems bedeuten.

Die Arbeit der Herren THÜRLIMANN und BASLER über einige Beulversuche an vollwandigen Trägern ist eine sehr nützliche Erweiterung unserer Kenntnisse im Verhalten von schlanken Stegblechen. Seit dem Kriege wurde auf diesem Gebiet viel Arbeit geleistet; aber vollbefriedigende Bemessungsregeln, basierend auf dem tatsächlichen Verhalten der Stege und der Aussteifungen statt auf einer theoretischen, kritischen Last wurden noch nicht aufgestellt. Die Hauptschwierigkeit ergibt sich aus der Unvermeidbarkeit kleiner Ungenauigkeiten, die paradoxerweise alle Regeln, basierend auf dem Verhalten der ideellen Platte, irgendwie unrealistisch und nutzlos machen.

Es scheint, daß das Traglastverfahren bei der Bemessung von schlanken Vollwandträgern allgemeiner angenommen werden sollte und daß eine Diskussion dieses Problems an der Arbeitssitzung einen interessanten Beitrag in diesem Zusammenhang sein dürfte.

Die Arbeit von Prof. E. GIBSCHMANN über die Verwendung von vorfabrizierten Eisenbetonelementen im Verbundbau ist die einzige, die sich direkt mit diesem Problem, das speziell als erwünschtes Thema der freien Arbeitssitzung gestellt wurde, abgibt. Die Verbundkonstruktion ist immer noch in einem Stadium der Entwicklung und wurde noch nicht allgemein angenommen.

Ogleich ein paar wenige Länder in den letzten Jahren eine provisorische Normierung eingeführt haben, sind die Bemessungsmethoden und die zulässigen Spannungen oft dem Ermessen des Entwerfers anheimgestellt.

Die verschiedenen grundsätzlichen Unterschiede, z. B. zwischen den amerikanischen und den deutschen Normen, zeigen, daß ein integraler Informationsaustausch und eine kritische Bewertung der verschiedenen Methoden eine höchst fällige Angelegenheit ist.

Die folgenden Punkte sollten eine Grundlage für eine ersprießliche Diskussion bilden:

1. Bester Schubsicherungstyp.
2. Zulässige Spannungen bei der Schubverbindung.
3. Wirkungen und, wenn überhaupt, Berücksichtigung des Schwindens, Kriechens und der Temperaturgradienten.
4. Relative Vorteile von vorfabrizierten und an Ort betonierten Verbundplatten, besonders im Hinblick auf die Kontinuität über den Stützen und auf eine mögliche Korrosion von Berührungsflächen und von ungeschützten Schubverbindungen.

VI1

Nuclear Power Stations in Great Britain

Les centrales nucléaires en Grande-Bretagne

Atomkraftwerke in Großbritannien

KURT BILLIG

Prof. Dr.-Ing., M.I.C.E., M.I. Struct. E., M. Am. Soc. C.E., M.I.C.E.I.
Great Britain

Government Programme

The 1953 Government White Paper described plans for the construction of nuclear power stations to develop 1500—2000 MW of electricity by 1965. The White Paper suggested that the programme was provisional and would be altered in many ways in the course of time and that new technical developments might perhaps lead to a more rapid improvement in the performance of stations than had been assumed. That this condition was wise is shown by the changes in output and in the programme during the last few years.

The first important change has been in the output of individual nuclear power stations. The White Paper made a conservative forecast that the output of a two reactor power station might increase from the 70 MW of Calder Hall to between 100 and 200 MW. This forecast has been overtaken by the design outputs of 275, 300 and 500 MW from the Berkeley, Bradwell, Hunterston and Hinkley Point power station. Aided by this, the overall programme has been increased and 5,000—6,000 MW are now to be installed by 1966.

The increase in output over Calder Hall has been achieved by straightforward engineering development. First by an increase in the size of the reactor and a corresponding increase in the amount of uranium fuel. Second by an approximate doubling of the amount of heat extracted from each ton of uranium. This increase in rating has been achieved by increasing the fuel element surface temperature from 410°C to about 425°C; by a 50 percent increase of the pressure of the carbon dioxide heat transfer gas and by improvements to the heat transfer surface. The overall result of this has been progressively to decrease capital costs per kilowatt.

Table 1. Industrial Power Stations in Great Britain
(Natural Uranium, Graphite-Moderated, CO₂-Cooled)

A. General Data

1. Location		Calder Hall Cumberland Chapel Cross Scotland	Berkeley Gloucestershire	Hunterston South Scotland	Bradwell Essex	Hinkley Point Somerset
2. Authority or Consortium responsible for design and construction		U.K. Atomic Energy Authority	Assoc. Electr. Indust. John Thompson	General Electric Simon Carves	Nuclear Power Plant Co.	English Electric Co., Babcock & Wilcox Taylor Woodrow
3. Completion of first reactor		May 1956	Mid 1960	Early 1961	Mid 1960	Mid 1961
4. Electrical output (total from 2 reactors)	MW	184 (4 reactors)	275	300	300	500
5. Heat output per reactor	MW	200	550	535	530	980

B. Fuel

6. Diameter of element	in.	1.15	1.10	1.15	1.15	1.10—1.15
7. Length of element	in.	40	19.2	24	36	36
8. Number of elements per channel	—	6	13	10	8	8
9. Diameter of channels	in.	3.61—4.16		4.0		3.85
10. Number of channels	—	1696	3275	3288	2575	4500
11. Weight per reactor	tonnes	130	250	251	240	370

C. Canning

12. Material	—	Magnox C	<i>Magnesium alloy Magnox A 12</i>			
--------------	---	----------	------------------------------------	--	--	--

13. Construction	—	extended surface, single-start helical		straight extruded fins	machined or ex- truded surfaces	30-start helical extruded fins
14. Wall thickness	in.	0.072		0.08		0.075
15. Maximum can temperature	deg. C.	408	425	454	450	430
16. Support of fuel elements	—	stacked	graphite struts with zirconium end brackets	graphite sleeves loaded with cartridge	stacked	stacked
<i>D. Moderator</i>						
17. Net size of moderator	ft. dia. × height	31 × 21	42 × 24	44.5 × 23	40 × 25.67	49 × 25
18. Overall size, including reflector	ft. dia. × height	36 × 27	48 × 30	50.5 × 28	45 × 31	53 × 29
19. Total weight	tonnes	1146	2134	2180	1910	2032
<i>E. Nuclear Data</i>						
20. Lattice, square pitch	in.	8.0	8.16	8.25	8.0	7.75
21. Maximum thermal neutron flux	n/cm ² /sec			2×10^{13}	2.76×10^{13}	2.5×10^{13}
22. Conversion factor	—			0.80	0.85	0.85
23. Excess reactivity in cold, unpoisoned state	percent	4.5	4.0	4.5	4.9	4.2
24. Specified minimum burn- up of fuel	MWD/tonne	3000	3000	3000	3000	3000
25. Mean fuel rating	MW/tonne	1.4		2.16		2.60
26. Central channel rating	kW	100	214	201	236	258
27. Number of control channels per reactor	—	112	150	208	120	132
28. Diameter of control channels	in.	3.25		3.5		3.2

Table I (cont.)

<i>F. Pressure Vessel</i>		C Calder Hall	Berkeley	Hunterston	Bradwell	Hinkley Point
29. Type of steel	—	Lowtem. Al-kill. mild steel	Si-killed mild steel	Coltuf 28	Low alloy steel	28/32 Si-killed boiler quality mild steel
30. Shape	—	Cylinder	Cylinder	Sphere	Sphere	Sphere
31. Dimensions	ft. dia. (× height)	37 × 70	50 × 80	70	66.75	67
32. Wall thickness	in.	2	3	2.88—3	3	3
33. Charged from	—	top	top	bottom	top	top
34. Supported by		A-frames	18 A-frames	Continuous skirt	24 rocking columns	Continuous skirt 30 ft. dia.
<i>G. Coolant</i>						
36. Mass flow	lb./sec	1964	6200	5640	5260	10,300
37. Gas pressure	p. s. i. g.	100	125	150	132	185
38. Inlet temperature	deg. C	140	160	204	180	180
39. Outlet temperature	deg. C	336	345	391	390	375
40. Number of inlet and out- let ducts	—	4	8	8	6	6
41. Diameter of ducts	ft.	4.5	5	5	5	6.5
<i>H. Circulators</i>						
42. Type	—	Centrifugal vari- able frequency induction motors	Single-stage axial a.c. induc- tion motors	Vertical shaft centrifugal d.c. motors fed by	Single-stage axial variable- frequency induc- tion motors fed	Single-stage axial squirrel- cage motors from
43. Control	—	Ward-Leonard type speed control	Scoop-control fluid coupling	grid-controlled rectifiers	from turbo- generator	turbo-alternator
44. Speed	r. p. m.		580/2900	200/1000	600/3300	750/3000

45. Control-rod drive	—	Synchronous motor and winch, 20 : 1 gearing	Variable-frequency induction motors	Variable-frequency induction motors	Variable-frequency induction motors	Variable-frequency synchronous motors
46. Power	MW	5.44	19.04	14.08	15.18	31.26

I. Heat Exchangers

47. Number per reactor		4	8	8	6	6
48. Dimensions	ft. dia. × height	17.25 × 77.33	17.5 × 70	20 × 73.5	19 × 82	21.5 × 90
49. H. P. steam temperature	deg. F	637	612	700	700	685
50. H. P. steam pressure	p. s. i. a.	210	320	590	765	650
51. L. P. steam temperature	deg. F	350	612	570	700	660
52. L. P. steam pressure	p. s. i. a.	63	77	160	210	180

J. Turbo-Alternators

53. Number per reactor	—	4	4	6	6 + 3 auxiliaries	6 + 3 auxiliaries
54. Individual rating	MW	23	85	60	52 and 20.5	93.5 and 33

K. Shielding

55. Biological concrete shield, thickness	ft.	7—8	8.5—10.5	9—10.5	9—10	7—9
56. Thermal steel shield, thickness	in.	6	Two 1½" plates and 1½" air gap	None	¼" sheeting and air gap	9" concrete
57. Total weight on foundations, per reactor	ton	33,000	55,000	44,700	76,600	88,000

Whilst these designs have been proceeding there has been a substantial development of our technological knowledge although in a rapidly developing field such as this, design has inevitably anticipated technology.

The First Series of Civil Power Stations

Table 1 gives a summary survey of the main technical data of the Calder Hall prototype and the four civil power stations forming the first series of the U.K. programme: Berkeley, Bradwell, Hunterston and Hinkley Point.

All these stations use natural uranium for fuel, graphite as moderator, and CO_2 as coolant. Each station has two reactors of equal power. The fuel rods are of $1\frac{1}{2}$ in. dia. positioned at a square lattice of 8 in. on an average. The canning material is a magnesium alloy, Magnox A 12; its wall thickness is approximately 2 mm. The maximum thermal neutron flux is about 2.5×10^{13} n/cm²/sec. The minimum burn-up of fuel is specified as 3000 MW-days/tonne. The steel used for the pressure vessel is of mild or low alloy steel quality; the maximum thickness of plate used is 3 in. and all plates are welded. The supports of the pressure vessel allow for slight movements in order to minimise thermal stresses. The number of heat exchangers per reactor is six or eight; and that of the turbo-alternators six or four. The thickness of the concrete biological shield varies between 7 and 10 ft. according to location. Thermal shields are of various types.

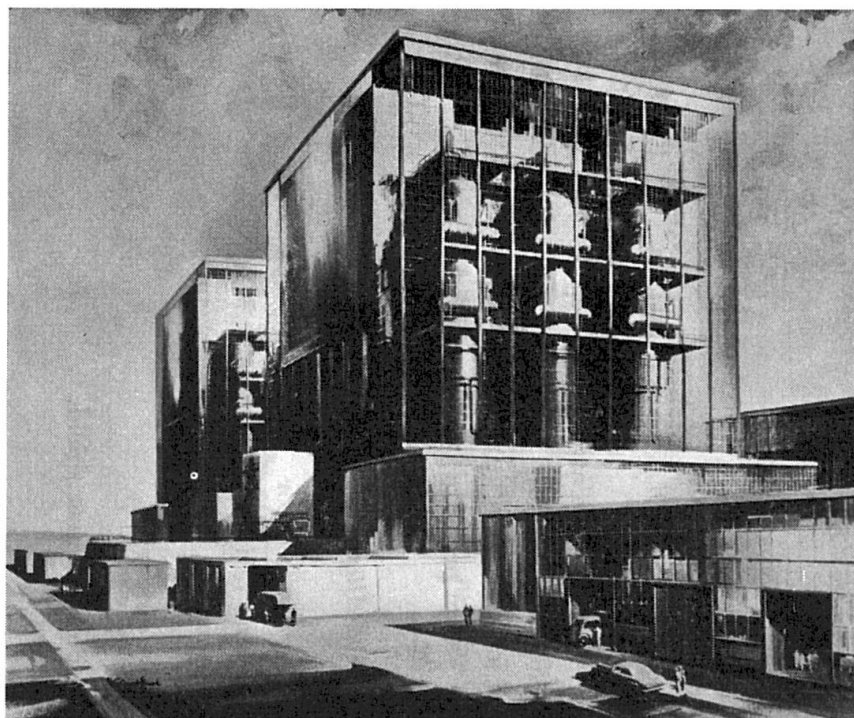


Fig. 1.

As a representative example of this type of nuclear power station, the 500 MW Hinkley Point Plant is illustrated here by a view of the plant when completed (fig. 1) and by a typical plan of the reactor building and its cross section (figs. 2 and 3). Fig. 4 shows one of the reactor buildings during construction at the beginning of 1959. At the time of writing the present report,

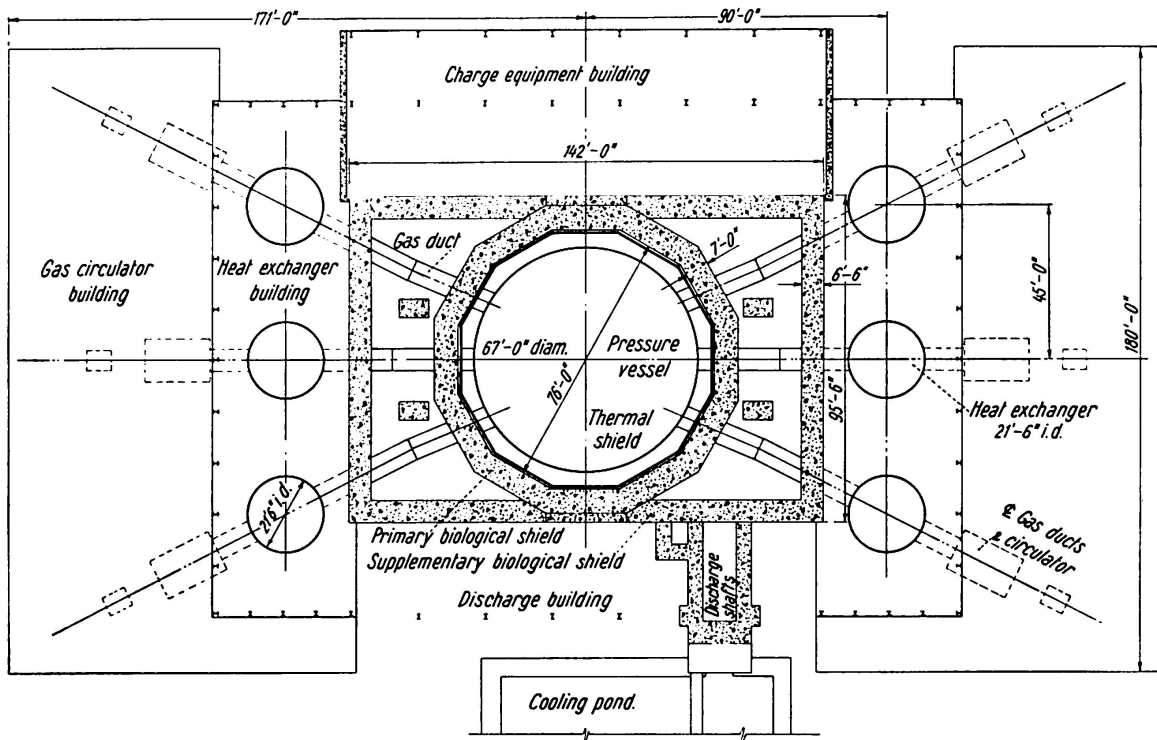


Fig. 2.

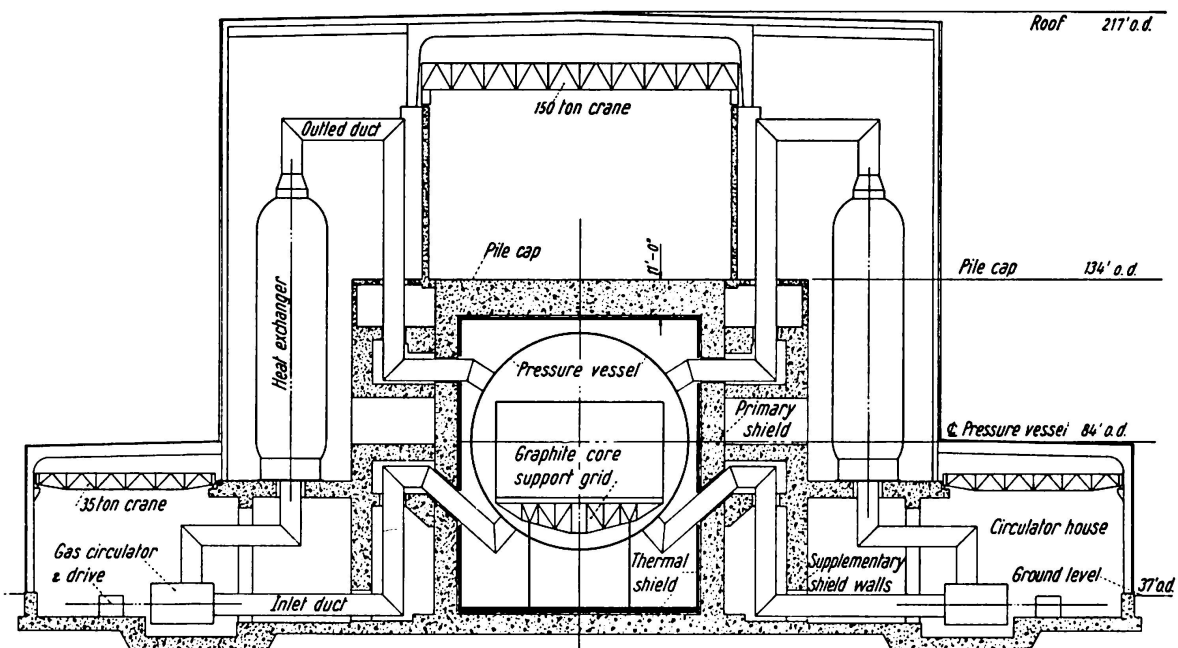


Fig. 3.

this nuclear power project is the largest in existence. It is designed and constructed by a Consortium comprising English Electric Co. Ltd., Babcock & Wilcox Ltd., and Taylor Woodrow Construction Ltd., with whom the author is associated.

The present type of gas-cooled reactor, though suitable for the generation of the base load component of the national power demand, will need further development to make it economically competitive for peak load operation. The development will be directed towards increasing the fuel element rating and thermal efficiency so as to bring down the size and cost of the larger units

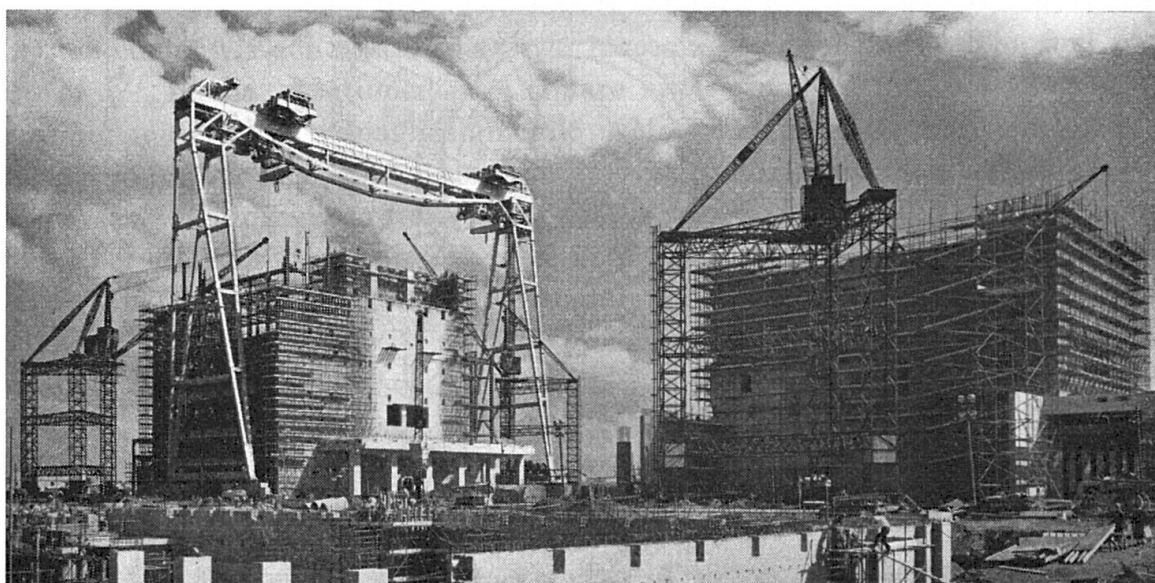


Fig. 4.

*Table 2. Capital Costs of Nuclear Power Stations
(in £ per kW) and Cost of Power (in pence per kWh)*

	Nuclear plant		Coal-fired
	275—300 MW	500 MW	plant
Capital costs in £ per KW	145	120 ¹⁾	45
Capital charges ²⁾ , incl. charges on initial fuel, in pence per kWh	0.51—0.52	0.41—0.42	0.11
Fuel replacement costs do.	0.13—0.19	0.13—0.19	0.37—0.48
Works operating costs do.	0.06	0.05	0.05
Total generating costs do.	0.70—0.77	0.59—0.66	0.53—0.64
¹⁾ This cost is likely to fall to £ 100—110 as a result of expected reduction of capital costs. ²⁾ Capital charges taken at 8%, representing 5% rate of interest and 20 years' life of power station.			

and make the small unit economically attractive. Indeed these objectives are common to most other reactor systems now under development.

An analysis of the cost of power from present-day nuclear stations and a comparison with that from conventional thermal power is given in table 2.

A second series of civil power stations is now being planned. The estimated figures of their electrical output are as follows:

Trawsfynydd, Merioneth	550 MW
Dungeness, Kent	650 „
Sizewell, Suffolk	650 „
Oldbury-on-Severn, Glos.	1000 „

which will add another 2850 MW to the 1400 MW of the first series of the U.K. nuclear power programme.

Future Reactors

During the past years, detailed design studies and research have been carried out on several promising types of liquid cooled reactors, such as the pressurised and boiling water reactors, and the liquid-sodium-cooled graphite-moderated reactor. Some of the problems which had to be carefully investigated in these projects were: temperature and pressure regimes, thermodynamic efficiencies, neutron economies, types of fuel, compatibility and safety problems, maintenance, and economics.

For technological as well as for economic reasons these types of reactors are not regarded to be suitable for large scale power plants in this country. Development work has therefore been concentrated on the two following lines: a) the development of the gas-cooled graphite-moderated reactor to the maximum of its considerable potentialities; and b) the possible advantages of a change to heavy water as a moderator.

The Advanced Gas-Cooled Reactor

The project on which U.K.A.E.A. development work has been mainly concentrated during the past few years has been called the advanced gas-cooled reactor (A.G.R.). The objective of the A.G.R. is to decrease capital costs per KW by a substantial amount — of the order of 30 percent — by increasing the surface temperature of fuel elements to about 600° C. By this means and by using clusters of smaller diameter fuel elements, average ratings should be increased to the region of 8 MW thermal per ton. To enable this increase of fuel element temperature to be obtained a change is being made from uranium metal fuel to a sintered uranium oxide fuel element. Sintered

UO₂ has a melting point of about 2400°C. This type of fuel is already being used in the Westinghouse PWR reactor and has been shown to have very good irradiation stability and burnups of up to 8000 MW-days per ton have been achieved.

Table 3 gives a comparison of the main parameters for three reactors of natural-uranium, graphite-moderated, and CO₂-cooled type. The three reactors which form definite milestones in the development of this type are the Calder Hall prototype, the Hinkley Point Station as the most progressed plant of the present series, and the experimental A.G.R. as the next step in our development work.

Table 3. Comparison of Main Parameters for CO₂-Cooled Graphite-Moderated Reactors

Item		Proto- type	Industrial power reactor Hinkley Point	Experimental advanced gas-cooled reactor Windscale
		Calder Hall		
1. Year of completion of first reactor	—	1956	1960	1961
2. Heat output per reactor	MW	100	980	100
3. Net electrical output per reactor	MW	35	250	28.5
4. Type of fuel	—	Natural uranium		U ₂ O
5. Distribution of fuel	—	8" square lattice		Cluster of thin rods
6. Number of fuel channels	—	1696	4500	253
7. Total weight of fuel per reactor	tonnes	130	370	12.3
8. Average fuel rating	MW/tonne	1.4	2.6	7.75
9. Minimum burn-up of fuel	MWD/tonne	3000	3000	5000
10. Maximum fuel temperature	deg. C	530	580	
11. Maximum can surface temperature	deg. C	408	425	600
12. Canning material	—	Magnox C and A 12		Beryllium
13. Graphite core, height	ft.	27	29	14
14. Graphite core, nominal diameter	ft.	35	53	15
15. Graphite core, total weight	tons	1146	2000	200
16. Pressure vessel, shape	—	cylinder	sphere	cylinder
17. Pressure vessel, dimensions	ft. dia. × height	37 × 70	67	21 × 60
18. Pressure vessel, wall thickness	in.	2	3	3
19. Gas pressure	p. s. i. g.	100	180	275
20. Diameter of main ducts	ft.	4.5	6.5	
21. Gas inlet temperature	deg. C	140	180	250 → 325
22. Gas outlet temperature	deg. C	336	380	500 → 575
23. Circulators, number per reactor	—	4	6	4
24. Power per circulator	H.P.	1495	3000	1200
25. Heat exchangers, number per reactor	—	4	6	4
26. Number of control rods	—	50	132	25
27. Thickness of concrete biological shield	ft.	7—8	7—9	9

At present, the Authority is pursuing a research study on the *High-Temperature Gas-Cooled Reactor*. They are attempting to develop impervious ceramic sheaths for a fuel element which is a ceramic — a mixture of graphite, uranium and thorium. A zero energy experiment is being built at Winfrith Heath. This will enable the nuclear properties of the reactor at high temperature to be studied.

Design of Reactor Structures

General Considerations

Many of the problems encountered in the structural design of nuclear power stations are similar to those which have been solved for the more usual thermal stations. Both involve heavy engineering and both present the designer with similar problems relating to turbine halls, cooling water systems and ancillary buildings. The essential difference involves the reactor unit, where new considerations call for a new approach to various aspects of design and construction. The principal components of the reactor unit are the pressure vessel, the biological shield and the steam-raising units.

The internal dimensions of the biological shield are decided by the size of the pressure vessel and the necessary clearances for erection, ducting and operation. The thickness of the concrete shield is carefully calculated to reduce all emergent radiations to a safe level. Openings occur in the biological shield for various charge and control tubes, inspection purposes and ducting. A thermal shield is introduced between the biological shield and the pressure vessel to protect the former from the full effect of radiations from the reactor. Cooling air passages, a few inches thick, are formed between the biological shield and the thermal shield to reduce temperatures to a reasonable design level.

Loading

In contrast to conventional industrial structures, the principal loads to be carried by reactor structures are those due to change in temperature, changes in moisture content, shrinkage and creep.

The usual type of gravity loads also play a considerable role but only in certain parts of the structure, such as the pile cap, the heat exchanger plinth, the equipment building and the reactor foundations.

The structure is designed to withstand the effects of self-weight of the structure, dead-weight of the plant and superimposed floor loads; loading due to heating from the reactor and ambient air; the effects of shrinkage and creep; wind loading and other lateral forces such as due to earthquakes.

Joints

From the point of view of thermal loads, buildings subjected to different ranges of temperature should be separated from each other to keep temperature stresses at a low level. For this reason, the charge and discharge buildings are usually separated from the central shield structure by full expansion joints while the buildings surrounding the heat exchangers are monolithically constructed with the secondary shields. Generally, there is also a complete joint between the primary and secondary shields from the foundation level upwards.

Preliminary Design

For practical reasons, a polygonal shape is usually adopted for the biological shield. Allowance may be made for this in the shield design, but where the polygon is 12-sided or more, the shape may be regarded as a cylindrical one for simplicity. The dimensions of the shield vary with the power of the reactor and the shape of the pressure vessel. However, for the type of industrial reactor described in this Paper, the height of the shield may be taken as, say, 100 ft. to pile cap level, the internal diameter as 70 ft., and the thickness of both the wall and roof as 8 ft.

In the preliminary design, the pile cap, the shield wall and the raft may be analysed quite separately. The pile cap is treated as a circular reinforced concrete slab. Fixed end moments are computed for both gravity and heating effects and the free radial deflection due to heating in the cap is estimated.

In the design of the shield walls, two separate aspects are considered: the shield expanding freely in the radial direction and the effect of restraints at the roof-wall and wall-raft junctions. The elastic equation governing the behaviour of the cylindrical shield wall due to these top and bottom restraints is first determined. The slope, moment and shear at any point up the height of the shield wall is then obtained in the usual way from the first, second and third derivatives of that equation. Finally, fixed end moments in the shield are computed for any required deflection at the top and bottom junctions.

The design of the raft, or individual foundations to the reactor, depends on gravity loads from the superstructure and on the nature of the subsoil. Effects of long-term settlement have sometimes to be considered. Allowance has to be made for stresses arising from heat soakage through the raft into the underlying ground, unless suitable protective measures are taken.

The relative stiffnesses of the pile cap, shield wall and raft are obtained by calculating the moments necessary to rotate through the same angle (a) the pile cap at its periphery; (b) the top or bottom of the shield wall; and (c) the raft at its junction with the wall. The ratios of these moments give the relative stiffnesses of the members. When the stiffness factors and fixed end moments are determined, it is then possible to obtain "balanced" moments for the connections and to complete the design.

Foundations

The loads of reactor structures to be carried on the subsoil are very substantial. In a typical example for a 250 MW unit, the total weight was of the order of 100,000 tons, and the major items were as follows:

Reactor	31,600 tons
Charge equipment building	9,800 „
Discharge building	10,000 „
Heat exchanger building	9,000 „
Foundation raft	35,600 „
Total live loads	6,200 „
Total	102,200 tons

Wherever possible nuclear power plants are therefore sited where good load-bearing rock strata is available within a reasonable depth. In such cases, the shield structure, pressure vessel, heat exchangers, blowers, and other equipment are usually carried on independent block or strip foundations, as the question of settlement does not arise.

However, under less favourable ground conditions it has been found necessary to carry the major items of the plant on a common raft foundation which, for a 250 MW reactor, may require a thickness of 12—15 ft. Although the full thickness may not be required at the outer portions of the reinforced concrete raft, the underside is usually kept level to facilitate construction and to allow for the provision of pits and ducts in the outer region of the foundation.

The raft is designed for gravity loads, temperature stresses and the most severe moments and shears transferred from the shield walls. Effects of immediate and long-term settlement and rotations should be checked.

The raft can be regarded as a flexible plate on a compressible sub-grade, and to arrive at an acceptable solution several designs based on different assumptions and methods were made:

a) *Grid of beams.* In the first approximation an analysis was carried out of a grid of beams, running in the directions of the two principal axes of the foundation. The design was based on the compatibility of the deflections of the two sets of beams where they cross each other. This led to a series of simultaneous equations; the unknowns in these equations being the deflections. Various patterns of soil reactions were assumed and the design was carried out for three types of pressure distribution. The deflected form of the raft under the influence of the external loads on the top and the soil pressure on the bottom was then compared with the deflected form of the ground under the same soil pressure conditions. The actual soil pressure distribution adopted for the final design was that for which the deflections of the raft approached nearest the deformation of the ground.

b) *Grid of beams on an elastic foundation.* This method utilised the same grid as method a) but instead of assuming a bearing pressure distribution, the contact pressure at any point is assumed to be proportional to the deflection at that point. The coefficient of proportionality (i.e. the modulus of sub-grade reaction) was assumed, in this particular design, to have a constant value of 200 tons/sq. ft./ft. over the central area, falling off towards the edges to a value equal to half of the maximum.

c) *Rigid central plate with four cantilever wings.* A third method was evolved in order to take into account the considerable stiffening effect of the shield walls on the central part of the raft, which is assumed to be completely rigid and to remain flat. The four separate cantilever slabs carrying the heat exchangers, the equipment and discharge buildings, are then analysed on the basis of an elastic subgrade, using values similar to those under b). While this approach is of necessity approximate, it is thought to give a more realistic solution to the problem since it takes into account the rigidity of the central shield structure.

d) *Plate on elastic foundations.* A rather more complex solution, treating the raft as a continuous plate was carried out, also on the basis of the same grid as the previous solutions. This method has the advantage of taking into account the torsional rigidity of the individual beams in addition to the bending resistance which alone was considered in the three preceding methods.

Thus a considerable effort was made to study the foundation problem, and the raft design in particular, because of the great importance attached to a satisfactory performance of the foundation. Uneven settlement must be prevented at all costs and displacement between the principal items of the plant must be minimised even under the most exacting loading conditions. The loads carried are extremely high: the weights are of the order of 100,000 tons, and the thermal loads are considerably greater than in normal industrial structures. By considering several different methods of design which lead to essentially similar results, sufficient assurance was obtained that our estimates of stresses, strains and deformations are reasonably correct. The results obtained by the various methods varied within ± 15 percent from the average.

Biological Shield

The biological shield is designed to withstand gravity loads due to the self-weight of the walls and roof and superimposed loads due to the maximum concentrations of machines and equipment on the pile cap. At the same time, severe temperature stresses have to be accommodated. During reactor operation heat is caused in the biological shield by the capture and slowing down of nuclear radiation and by the thermal radiation across the air space from the thermal shield. The intensity and distribution of temperatures through the shield vary from point to point up the wall and across the roof. They

remain, however, reasonably constant at any given level around the walls. The effect of these temperature variations is to produce strains which, due to restraints imposed at the roof-wall and wall-raft junctions, are accompanied by stresses in the shield.

The flow of heat through the raft is more indeterminate. Special thermal shields and cooling precautions are taken to restrict the heat flow into the raft and to improve the temperature conditions in the concrete foundations and underlying ground. The actual temperatures in the structures are dependent also on ambient temperatures and the design must take into account their seasonal variation. Calculations also cover the effects of drying shrinkage and heat of hydration.

The analysis of the primary shield is based on the investigation of a long cylinder restrained at both ends. It may be assumed that the radial expansion of the walls is unrestrained at all levels, as an expansion joint separates the primary and the supplementary shields.

Full consideration is given to the various conditions to which the reactor may be subjected, namely from the one extreme of reactor heating and ambient temperature rise to the other extreme of ultimate shrinkage and minimum temperature during a shut-down of the plant.

Moments and shears in the biological shield are computed on the basis of homogeneity. Checks are applied, as necessary, to establish the validity of this assumption.

The design allows for a range of deflections of the connection between the roof and wall. Heating, shrinkage and imposed loadings are taken into account in determining the degree of fixity of the shield wall with the pile cap. The treatment of the lower wall junction depends on the type of foundation

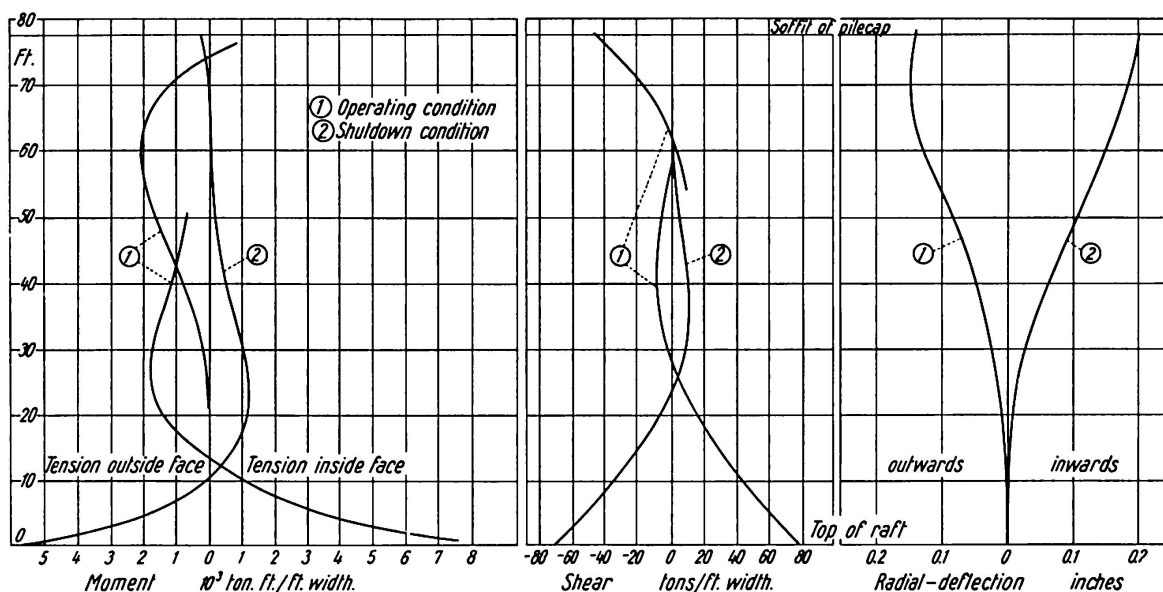


Fig. 5.

adopted. Limiting conditions are established and the design should permit the joint to take any intermediate position.

Bending moments and shear envelopes are next prepared for the shield wall. The wall is then designed for gravity loads and bending moments at the top, bottom and several intermediate positions, using concrete and steel stresses somewhat below the permissible values.

As soon as the quantity of steel reinforcement is known, it is possible to calculate the additional concrete and steel stresses due to the temperature gradient across the wall. These stresses are added to the main stresses determined previously and their total values should not exceed the maximum permissible values.

Fig. 5 shows a typical example of moment, shear and deflection curves for the design of a biological shield wall.

Acknowledgment

The author is indebted to U.K. A.E.A. for permission to use in this report extracts and summaries from the following publications:

"United Kingdom Atomic Energy Authority. Fourth Annual Report 1957—1958." H.M. Stationery Office, London, 1959.

"The Further Development of the U.K. Nuclear Power Programme." Sir John Cockcroft. James Forrest Lecture. Institution of Civil Engineers. London. March 1958.

"Some Experiences in the U.K.A.E.A. Industrial Group." Sir Leonard Owen. Atom. No. 30. Harwell. April 1959.

"Hinkley Point Nuclear Power Station." English Electric Co. Ltd., Babcock & Wilcox Ltd., Taylor Woodrow Construction Ltd.

Summary

The paper starts with giving the outlines of the U.K. nuclear power programme. A summary survey of the main technical data of the power stations at Calder Hall, Berkeley, Bradwell, Hunterston and Hinkley Point is given in form of a table, followed by a comparison of the cost of power from nuclear stations with that from conventional thermal plant. Development towards the advanced gas-cooled reactor and the high-temperature gas-cooled reactor is then described.

In the second part of the paper a typical design of a reactor structure is given in its outlines: general considerations, loading and joints. Several alternative design methods of the heavy raft foundations are discussed and the report closes with the structural analysis of the primary shield structure.

Résumé

L'auteur esquisse tout d'abord, dans ses grands traits, le programme de développement de l'énergie nucléaire en Grande-Bretagne. Il expose dans leur ensemble les caractéristiques techniques essentielles des centrales nucléaires de Calder Hall, Berkeley, Bradwell, Hunterston et Hinkley Point, sous forme de tableaux. Il compare ensuite les prix de revient de l'énergie produite par les centrales nucléaires avec ceux de l'énergie fournie par les centrales thermiques classiques. Il décrit l'évolution qui s'est manifestée dans le sens des réacteurs à refroidissement gazeux et des réacteurs à refroidissement gazeux sous hautes températures.

La deuxième partie de cette étude est consacrée à un projet de centrale à réacteurs: considérations générales, charges, exécution des joints entre les différentes parties de l'ouvrage. L'auteur examine enfin différentes variantes pour le calcul du radier lourd et continu, puis étudie la construction de l'écran principal.

Zusammenfassung

Die Arbeit erhellt zuerst die allgemeinen Umriss des Atom-Energie-Programms von Großbritannien. Eine zusammenfassende Darstellung der wesentlichen technischen Daten der Kraftwerke von Calder Hall, Berkeley, Bradwell, Hunterston und Hinkley Point wird in Tabellenform gegeben. Anschließend werden die Kosten von aus Nuklear-Stationen gewonnener Energie mit der aus konventionellen thermischen Kraftwerken verglichen. Sodann wird die Entwicklung in Richtung gasgekühlter Reaktoren und unter hohen Temperaturen gasgekühlter Reaktoren beschrieben.

Der zweite Teil der Arbeit behandelt die Projektierung einer Reaktorstation: Allgemeine Betrachtungen, Belastungen, Ausführung der Stöße zwischen den verschiedenen Gebäudeteilen. Es werden mehrere Varianten für die Berechnung der schweren, durchgehenden Fundamentplatte diskutiert und schließlich wird noch die Konstruktion der Hauptabschirmung behandelt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI2

Various Problems in the Design and Construction of Nuclear Reactor Structures

Problèmes divers que posent l'étude et la construction des centrales nucléaires

Verschiedene Probleme bei der Projektierung und beim Bau von Atomkraftwerken

KURT BILLIG

Prof. Dr.-Ing., M.I.C.E., M.I. Struct. E., M. Am. Soc. C.E., M.I.C.E.I.

Great Britain

It is not intended to discuss here such problems of power reactor design as achievement of chain reaction, stability and control, neutron economy, fuel technology, coolants, or radio-activity. These and similar subjects concern mainly the physicist, the chemist and the metallurgist. Neither is it intended to touch on problems connected with heat removal and heat transfer, power production, reactor control, or instrumentation. These are questions dealt mainly by the mechanical and electrical engineer. The present Paper is intended to give a summary survey on the various problems in the design and construction of nuclear reactor structures, that is, it will deal only with subjects which are the concern of the civil and structural engineer. Some of the principal problems discussed here deal with siting, containment, location of reactors underground, foundations, pressure vessel, reactor shielding, engineering considerations, research and development.

Siting

Some of the main factors in the siting of nuclear power stations are: the distance from the place of power requirements, a good supply of cooling water, good load bearing soil to carry the heavy loads of reactor structures, considerations of safety and public opinion on the hazards of nuclear radiation.

The three basic principles of protection from nuclear radiation are: distance,

time and shielding. The influence of distance is given by the inverse square law caused by radiation in all directions. Considerations of time may be due to the decay of the active material, or by restricting the time of exposure. Shielding as a means of protection must not be restricted to direct beams of radiation, but also take account of scattering. The degree of success of the protective measures taken should always be assessed by a stringent control system.

Containment

If a failure of the emergency shut-down system be postulated and a considerable excess of heat release over heat removal (caused by sudden rise of power or failure of cooling), the reactor fuel elements may melt and possibly release a radioactive cloud of fission products into the air. This cloud may drift downwind and contaminate a considerable area.

Although a double fault of the kind postulated is highly unlikely it cannot be entirely rejected as a possibility. Since the consequences of a serious accident in a populous area would be severe, reactors have either to be sited in nonpopulous areas or the less safe reactors provided with an external container which will prevent any significant escape of activity in the event of the most serious accident which could occur. The design of such reactor containers presents many interesting problems.

The magnitude of credible potential nuclear excursions is difficult to estimate, because any credible combinations of circumstances that might lead to a nuclear excursion will be specifically designed against.

However, disregarding consideration of any specific mechanisms that could lead to such an excursion, it appears reasonable to suppose that the excursion energy would not exceed that which would be just enough to melt all of the uranium fuel in the core. This energy may be considered as the maximum reasonable nuclear contribution to the post-accident internal pressure.

It is not suggested that melting of the entire core would be the actual mechanism whereby the core is disrupted, thereby terminating the nuclear reaction. Vaporisation of the highest-neutron-flux (central) portions of the core while the lower-flux regions are still in a solid state appears to be a more likely mechanism of disruption. The full-core melting model merely provides a convenient way of expressing a reasonable upper limit to the magnitude of a potential nuclear-excursion energy contribution.

Setting the design basis for a reactor enclosure represents a task quite unique in engineering experience. For here we are dealing with a structure designed for a function that it will almost certainly never be called upon to fulfill. This surrounds the specification of that function with quite unique uncertainties.

The containment vessel will provide highly reliable assurance that the

public will not be afflicted with a disaster even in the unfortunate event that the extremely improbable should happen.

A concern of the atomic industry in designing such enclosures is that, in view of the uncertainties surrounding the functional specifications, these should not be set with unrealistic pessimism. The direct and indirect costs of an enclosure represent a substantial contribution to the total cost of nuclear power plants, in addition to imposing inconvenient restrictions on plant layout.

In an attempt at finding a compromise solution between the costly provision of a separate containment vessel and the alternative extreme of making no provision for containment at all, the practicability of semi-containment is now being considered and discussed. According to this proposal, the biological shield shall be capable of being effectively sealed against a nominal pressure within a period of a few minutes, with a view to containing fission products subsequent to a pressure vessel failure.

The Location of Reactors Underground

At various occasions the positioning of reactors underground has been discussed and there is at least one project where an experimental reactor has actually been placed in solid rock, namely, at Halden, Norway. There is also a Swiss project, still in the design stage, in which the reactor, the primary heat exchangers and auxiliary reactor equipment are placed in one cavern while all secondary equipment, turbines, heat plant, electric supply and distribution plant, and control room are placed in a second cavern.

The main reasons for giving serious consideration to the underground location of reactors are probably three: first, the matter of containment; secondly, safety from the point of view of military operations; and thirdly, the appearance of the landscape after the power station has completed its service.

With regard to the problem of containment, it is believed that in solid rock satisfactory explosion resistance can be obtained. Solid rock is reasonably airtight and the inside rock faces of the hall can be lined with concrete and cracks in the rock firmly sealed. Any minor leakage which may occur will be considerably delayed if the rock cover above the reactor hall is of the order of 100 ft. or more. A thin gas-tight seal, in the form of a steel plate, can be added inside the hall if found to be necessary at a later date.

To satisfy the military safety of a nuclear power station, it would be necessary to base the whole station underground, including the control room — a layout which has been followed in the Swiss project.

From the point of view of the appearance of the site, it would be only necessary to place underground the reactor itself, while the steam-raising plant, turbines and ancillaries may be positioned above ground in the usual way. This layout is likely to result in the minimum additional cost.

In Norway, where excavation techniques in rock are highly developed, it has been found that the underground containment of a reactor differs very little in cost from that of a conventional building, and is considerably cheaper than the provision of a separate steel containment such as a spherical shell.

Foundations

A major factor that governs the design of reactor buildings is differential settlement, in particular any movement between the reactor itself and the gas blowers and between the gas blowers and the heat exchangers. Whereas the gas ducts are fitted with bellows to accomodate movement, the amount of movement that bellows, designed for these temperatures and pressures, can in fact accomodate is not large and is mostly absorbed by the thermal movements of the ducts themselves.

In the case of Berkeley the balance of movement available to the structural engineer for differential settlement is a total of $1\frac{1}{2}$ inches with a maximum settlement of the reactors relative to the blowers of $\frac{3}{4}$ inch. From soil mechanics reports and other information the engineers were satisfied that the differential settlement would lie within the limits prescribed by the bellows. Actual readings of settlement during construction show that the average settlement under the main reactor raft is 0.48 inch, and that the differential settlement does not exceed 0.41 inch up to November 1958. Nevertheless, it was decided to include in the design of the foundation for a settlement joint between the main raft under the reactor and the foundation supporting the blowers and the boilers.

Irradiation Effects on Metals

Broadly speaking, the abnormal conditions imposed on metals and alloys under nuclear reactor conditions are the effects of irradiation and, in some parts, unusual corrosion effects.

Most determinations of *creep* strength characteristics have shown little effect of irradiation. Experiments over a limited range have shown either no change or a slight decrease in creep strength after irradiation. However, the long-term creep resistance of high temperature alloys working near their upper limits of creep conditions have yet to be fully determined under strong irradiation.

Most metals become *hardened* by irradiation and the hardening may persist after the metal has been heated to temperatures at which most of the irradiation damage, as shown by other properties, has been annealed out. Many of the properties of metals which are changed by irradiation can be restored by annealing. However, irreversible damage such as accumulation of fission pro-

ducts in fuel metals, creation of new elements, physical cracking, or dimensional changes are not affected by annealing.

The general effect in soft metals is that irradiation *raises the elastic limit* considerably and reduces the rate of strain hardening. The yield stress in copper at room temperature is raised from almost nil to an appreciable figure by irradiation and the elongation to fracture is reduced.

Neutron irradiation may increase the tendency of a metal to fail with a *brittle fracture*. Such loss of ductility can be serious, particularly for instance, in the design of reactor pressure vessels. The embrittlement effect is most easily studied by measuring the effect of irradiation on the transition temperature of the metal, above which it will be ductile and below, brittle. In general, the effect of irradiation is to raise the transition temperature, thus giving a specimen a greater chance to fail by brittle fracture at room temperature, say. The influence of irradiation is markedly affected by temperature of irradiation and embrittlement effects are less at high temperature. This is again supported by the fact that it is possible to reduce the tendency to brittle fracture, after irradiation, by annealing.

Mild steel at normal temperatures is ductile, but at temperatures below the range -40°C to 0°C behaves as a brittle material. Research on certain alloy steels has shown that after a prolonged period of irradiation embrittlement may occur at temperatures perhaps 60°C higher than this, i.e., within the normal working range. A considerable amount of research is now being carried out to investigate the risk of embrittlement of mild steel under prolonged and strong irradiation.

Resistance of Concrete to Radiation Damage

An early indication that radiation damage in concrete is not very serious was given by the behaviour of the Oak Ridge reactor concrete shield, which, though unprotected by a thermal shield, suffered no apparent deterioration during the course of $5\frac{1}{2}$ years' operation. During this time the integrated dose of radiation at the shield surface amounted to $3 \times 10^8 \text{ r}$ and 10^{18} neutrons/ cm^2 . This behaviour was confirmed by a series of careful measurements carried out during 1953 to 1956 at Harwell. Forty-eight concrete specimens $2 \text{ in.} \times 2 \text{ in.} \times 8 \text{ in.}$, suitable for strength determination by transverse rupture, were prepared in a 1:3 Portland cement and $\frac{3}{8}$ in. aggregate mix. Some of these were broken as received, some were irradiated in the BEPO reactor, and some were kept as age controls. The blocks were irradiated in a thermal flux of about 10^{12} neutrons/ cm^2/sec , the fast flux being equal in magnitude; the gamma dose rate was about 10^6 r/hr . The total energy deposition was approximately 0.01 watt/cm^3 of concrete (density 2.2 g/cm^3). If it is assumed that the total energy deposition is correlated with the radiation damage suffered by

the materials, then by knowing the energy deposition per cm^3 in any given concrete shield, the probable radiation life may be deduced from the data given in the table which follows.

Table 1. Effects of Irradiation on the Rupture Strength of Concrete

- a) Blocks as received: Transverse rupture: 790, 920, 930, 940 and 1000 lb./in².
- b) Non-irradiated blocks, oven-tested for five months and subsequently checked for weight-loss and broken:
 - 2 blocks at 50°C, 1030 and 1220 lb./in², 2.2% weight loss.
 - 2 blocks at 100°C, 1030 and 1180 lb./in², 3% weight loss.
- c) Irradiated blocks, irradiation temperature approximately 50°C.

Block	Time of irradiation months	Thermal flux $10^{12} \times n / \text{cm}^2 \text{ sec}$	Integrated thermal flux $10^{19} \times n / \text{cm}^2$	Total rate of energy deposit. watts/cm ³	Weight loss per cent	Rupture stress lb./in ²
<i>Q</i>	2	1.1	0.5	0.011	2	1073
<i>R</i>	2	1.1	0.5	0.011	2.1	1076
<i>S</i>	6	1.2	1.6	0.012	2.4	918
<i>T</i>	6	1.2	1.6	0.012	2.6	810
<i>U</i>	12	1.3	3	0.013	2.2	810
<i>V</i>	12	1.3	3	0.013	2.6	940
<i>W</i>	24	1.4	7	0.014	—	734
<i>X</i>	24	1.4	7	0.014	—	627

(Observations by Chisholm-Batten)

These results suggest that there was no significant change in strength during the first year of irradiation (integrated thermal neutron flux approximately $3 \times 10^{19} \text{ n/cm}^2$), though the two-year blocks show what might be a significant decrease. There is no evidence of the loss by irradiation of significant quantities of water of hydration. It may be inferred from these figures that, for the majority of the reactors so far built, it is extremely unlikely that there would be any appreciable change in the properties of the shield due to radiation damage during the operational lifetime of the reactor. Radiation damage to concrete is, in fact, a less serious problem in practice than over-stressing due to nuclear heating. In this respect concrete is markedly superior to organic materials.

Pressure Vessel

In determining the thickness of the vessel allowances are made for nuclear heating, for corrosion, for the temperature rise and temperature gradients resulting from heat generation in the vessel, due to irradiation effects and

heat transmitted to the shell by radiation, convection or conduction and, finally, for transient temperature effects and conditions during graphite annealing. The efficiency of the joints is assumed not to exceed 90 percent.

Particular attention is given to the influence of the temperature of the vessel and pressure within the vessel on the support system and on the movement of the branches within the shielding system. Equally, the effect of the support system or other attachments on the pressure vessel is considered, and the safety of the whole system proved.

After erection the main vessel is stress relieved and this operation also covers all attachments and fittings welded to the vessel. Finally, the vessel is subjected to a pressure test in accordance with the requirements of Section 5 of B.S. 1500:1949. In the instrumentation of this test particular attention is given to the region of the support brackets and openings in the vessel.

A pressure vessel made of prestressed concrete was used for the French reactor at Marcoule. The vessel is a horizontal 10 ft. thick concrete cylinder closed at each end by a spherical cupola with its concave face turned towards the outside. The service pressure of the vessel is 15 ats. and the proof load for the acceptance test was specified as 30 ats. The prestressing units consist of cables each designed for a working load of 1200 tons, such as have frequently been used in dam construction.

The basic point of this proposal appears to be the use of the concrete thickness which is available for shielding purposes as a storage of strength by means of prestressing. Three elements of the reactor structure are mainly involved: the Pressure Vessel, the Thermal Shield and the Biological Shield, and these three parts are interdependent from the points of view of radiation, temperature and strength. In any new structural arrangement of these parts, the distribution and relation of all the three items are bound to change. Thus, even if a new arrangement may look extremely promising as from the point of view of strength, it may not be so from the point of view of temperature and radiation; that means that every new arrangement must be checked for these three factors: strength, temperature and radiation.

The prestressed concrete vessel is quite different from the conventional steel pressure vessel in many respects: in the type of steel used, in the method of its application, in the method of construction, and in the degree of safety provided. The cables consist of the usual 0.2 in. dia. high tensile wire of 90 ton ultimate strength and minimum ductility of 3 percent. To assure gas tightness of the vessel the concrete cylinder is lined with a welded steel sheet which forms a permanent formwork and is tied back into the concrete by numerous anchorages welded to the sheet.

The structure is designed for a proof pressure of 30 ats. internally. It has also been checked for the various stages of overloading. When the excess load has increased substantially beyond the proof load, the tensile resistance of the concrete is brought into play. Although the unit strength is relatively small,

the total tensile force resisted by the concrete is quite considerable in view of the great thickness of the vessel. Taking into account a tensile resistance of, say, 600 lb. per sq.in., the concrete vessel will not start cracking before the internal pressure exceeds the proof pressure by 50%, i.e., at 300% of the design pressure.

Reactor Shielding

The unique factors in a nuclear plant, which have the strongest influence on design and arrangement, stem directly from the fact that the nuclear process produces ionising particles and rays. This radiation can be biologically harmful to man, and shielding protection is therefore required.

The outward radiation from the core of a thermal reactor comprises a current of fast neutrons, a current of thermal neutrons, and a current of gamma photons. The duty of the reactor shield is to slow down the fast neutrons to thermal energy, by collision with atoms of light elements; to absorb thermal neutrons; and to absorb gamma radiation, for which purpose heavy elements are necessary.

Shielding around the reactor, gas circuits and other active plant must be designed to attenuate the radiation sufficiently to meet the specified requirements under all conditions. Particular attention must be paid to control radiation leakage at openings in the shield provided for cooling ducts and services.

For health reasons, the amount of radiation or "dose" that the human body is permitted to receive is limited. The maximum rate of dose permitted is known as the "maximum permissible level" or m. p. l. In the case of gamma radiation, one m. p. l. is 7.5 mrem per hour. In the case of neutrons, the flux corresponding to a dose rate of one m. p. l. is taken as 1200 thermal neutrons per cm^2/sec , or 30 fast neutrons per cm^2/sec , respectively.

A considerable amount of heat is generated within the shielding material by radiation in various ways: When a fast neutron is slowed down by scattering, part of its kinetic energy is transformed into heat and imparted to the nuclei of the shield. When a thermal neutron is captured in the shield, a gamma ray is liberated, and the absorption of this gamma ray releases energy, again in the form of heat.

Concrete of some form is widely used as the main biological shield in civil reactors. The temperature rise which can be permitted is thought to be about 30°C , which would correspond to an energy current entering the main shield of about 20 milliwatt per cm^2 . For typical power reactors, this figure would be exceeded by something like a factor of 5, and it is therefore necessary to introduce in front of the main shield a "thermal" shield. The thermal shield reduces the energy current into the biological shield to an acceptable level by

suppressing thermal neutrons and gamma currents; however, it will have little effect on the fast neutrons.

In addition to possessing high density, a high melting point, high atomic number, and a large neutron capture cross-section, a thermal shield should also be stable under irradiation, of good thermal conductivity, and cheap and easy to fabricate. Iron (in the form of steel or cast iron) was for long regarded as the obvious choice, since it possesses the required nuclear properties, and is easily incorporated into the mechanical structure of the reactor. A large number of substances could be used as neutron absorbers, but in practice the choice rests between boron- and cadmium-bearing materials.

Concrete is by far the most widely used material for the main biological shield. Its popularity is due to its cheapness, to its satisfactory mechanical properties, and most of all to the fact that it possesses many of the physical attributes of an ideal reactor shielding material. It is a mixture of hydrogen and other light nuclei, and nuclei of fairly high atomic number. It is therefore efficient both in absorbing gamma rays and in slowing down fast neutrons by elastic and inelastic scattering; and the hydrogen contained in the water of hydration of the set cement is sufficient for the rapid thermalisation of the intermediate energy neutrons. Its density can be controlled within wide limits, and it lends itself easily to monolithic construction, without the presence of heterogeneities and voids. Its principal disadvantage is the low value of the thermal conductivity which makes it difficult to extract the heat evolved in the shield as a result of the attenuation of the radiation; for a high-flux reactor the resulting temperature gradients can be large enough to constitute an important design problem.

A great deal of work has been done on conventional and special shielding concretes, and a wide variety of compositions are described in the literature. From a practical standpoint the following facts are important: Gammas, rather than neutrons, generally determine the shield thickness, even in high-density concretes. Shield thickness can therefore generally be reduced proportionately to the increase in concrete density; composition is usually unimportant. As far as the costs of materials for concrete are concerned, local variations of price are liable to be important; but superimposed on these variations is a general tendency for shields to become progressively more expensive as their density increases.

Structural concrete should not be exposed to radiation exceeding a flux of about 2×10^{11} MeV/cm²/sec. in order to ensure acceptable thermal stresses. This flux is about 100 BTU/hr/sq.ft. and would cause about a 30°C rise in the shield. Shielding should then reduce this radiation 10⁸-fold to biological tolerance level which has been defined above.

For preliminary design, heat generation in a concrete shield may be assumed to be caused entirely by gamma rays that are absorbed. H. S. DAVIES has shown that the differential equation describing the temperature distribution

caused by this heat generation is similar in form to the differential equation for determining loads, shears and moments in a beam having a length equal to the wall thickness. In this analogy, loads, shears and moments along the fictitious beam correspond to the heat generation rate, heat flux, and temperature distribution through the wall, respectively. The method can also be used for determining the most effective way for cooling a shield, since the heat flux removed at a sump is treated as a concentrated load acting upward on the fictitious beam.

The determination of the thickness of shield required is a laborious calculation. Removal and diffusion theory are used to determine the distribution of fast and thermal neutrons in the shield, and hence the currents leaking from the shield. The distribution of gamma radiation from the core and from (n, γ) capture in the shield is then determined, and hence the leakage gamma current. This analysis has to include the thermal shield, and is repeated until the thickness required for the desired radiation level of fast neutrons, thermal neutrons and gamma radiation at the shield surface is obtained.

Engineering Considerations

Shrinkage cracks that can be tolerated in high-quality concrete work — those which do not affect the structural strength or the æsthetic appearance of the finished work — are not such as will cause any hazard from the point of view of radiation leakage, especially as such cracks are hardly ever along a straight line.

It seems as though specifications have in the past been too tightly drawn, and that some relaxation could be made in the requirement for uniformity of density. This conclusion is confirmed by calculations, based on the assumption that an infinite plane isotropic emitter was shielded by an infinite plane slab shield, having an attenuation factor about equal to that of a reactor shield, i. e., approximately 10^8 . The calculations assumed that the radiation travelled in a straight line, and that it was exponentially attenuated without build-up; consequently they tend to overestimate the effect of the region of reduced density, which in practice would be somewhat blurred by multiple scattering. A comparison of the density changes observed near an actual construction joint and the predicted increase in dose shows that to all intents and purposes such density changes can be ignored. In short, it appears as though the standards set for good quality civil engineering are already sufficiently stringent for reactor shield construction.

The design of any hole through the shield should, if possible, be such that the liner for the hole does not need to be positioned with very high accuracy. Although it is quite feasible in casting monolithic concrete shields to work to tolerances as close as 0.01 inch for the lining-up of experimental holes, to do

so is expensive, because it calls for a rigid steel framework within the shield, or elaborate jiggling, together with a great deal of supervision. A cheaper method, which resulted in considerable saving in the construction of the PLUTO reactor shield at Harwell, is to leave oversize holes in the concrete, through which the liners are inserted when the concrete is set. After positioning the liners correctly, the surrounding annulus is pressure-grouted with steel-shot concrete. With this technique one can rely on having no shrinkage voids between the concrete and the liner tube.

In designing the sections of buildings contiguous to the reactor shielding it is always advisable to avoid conditions of restraint because the concrete shielding is subject to continuous thermal movement once the reactor is in operation.

Research and Development

In view of the rapid developments in the design and actual construction of reactor shielding, no experimental verification has yet been carried out of the various proposals for their analysis. To make good this omission, various measuring devices have been incorporated in the concrete shield of the last reactor built at Calder and in various units of the first series of industrial nuclear power stations. These instruments include thermocouples, strain gauges, moisture gauges and crack width indicators to determine the temperature distribution through the shield, the strains in the concrete and reinforcement, the amount of moisture remaining in the concrete during operation and the rate at which cracks open at selected construction joints.

The installation of the instruments had been, at that time, part of an ad hoc programme to take advantage of particular circumstances and it was carried out by the Building Research Station in collaboration with the Atomic Energy Authority. Since then the programme has been considerably broadened to embrace more fundamental research, including laboratory studies. At Hinkley Point, the English Electric, Babcock & Wilcox, Taylor Woodrow Consortium is supplementing the site instrumentation of the reactor shielding with a comprehensive laboratory investigation of the site concrete. This covers most of its fundamental properties, such as strength, load strain, modulus of elasticity, drying shrinkage strain, moisture movement and thermal expansion, including hygrothermal shrinkage. Instrument readings on the site are being taken during construction and will be continued during starting up the reactor and its operation. It is hoped that this full-scale experimental work, supported by the numerical results of the laboratory investigations, will lead to a reasonable picture of the temperature regime, deformations of the structure, and the stress distribution, and thus facilitate a logical analysis and design of similar structures in the future.

One of the principal limitations of the work on the full-scale reactor des-

cribed in the previous paragraph is imposed by the conditions of operation of the nuclear power stations. The behaviour of the shield at temperatures beyond those of normal operation can only be extrapolated from lower temperature values. Laboratory-scale experiments avoid this limitation, although scale work must inevitably introduce further complexity. Shrinkage, creep, and the time factor for temperature and moisture movements to reach equilibrium, for example, are functions of specimen dimension that cannot be truly simulated in scale-model work.

With the knowledge and experience available at present, model experiments can be carried out successfully to predict with reasonable accuracy the behaviour of structures under the usual external loads. Little has yet been achieved by model research probing into the influence of temperature and moisture. The instrumentation of several full-size reactor structures provides a unique opportunity of attempting the correlation of thermal and moisture behaviour of prototypes and their scale models. A programme of such model research has now been initiated and it is hoped that this work may lead to methods by which thermal and moisture behaviour of models may be interpreted in terms of the full-size structures.

In addition, the Building Research Station and various University Laboratories have embarked on a programme of fundamental research concerning Young's modulus and creep of concrete at high temperatures, and thermal properties of concrete for the various mixes and aggregates used.

References

- B. T. PRICE, C. C. HORTON, K. T. SPINNEY, "Radiation Shielding". Atomic Energy Research Establishment, Harwell. Pergamon Press. London 1957.
- B. L. GOODLET, "Nuclear Reactor for Power Generation". The Institution of Mechanical Engineers. London, March 1956.
- J. BELLIER and M. TOURASSE, "The Pressure Vessel of the Reactor at Marcoule". Bulletin d'Informations Scientifiques et Techniques. No. 20. Paris, August 1958.
- A. C. CHAMBERLAIN and W. J. MEGAW, "Safe Distances in Reactor Siting". A.E.R.E. HP/M. 109. Harwell, 1958.
- G. SEGE, "Containment-Vessel Design Basis for the Dresden Nuclear Power Station". Nuclear Engineering and Science Conference. Chicago, March 1958.
- D. R. R. DICK, "Berkeley Power Station with Particular Reference to the Design of the Reactor Building". The Structural Engineer. London, March 1959.

Summary

The Paper gives a summary survey on the special problems involved in the design and construction of nuclear reactor structures, i.e., problems which are the concern of the civil and structural engineer. Siting of nuclear power stations, including their location underground, is discussed. The setting of the design basis for a reactor containment represents a novel task in engineering. Foundation problems are due to the extremely heavy weight of reactor buildings. Structural materials used in a reactor require special properties, such as resistance to radiation and corrosion. Design of pressure vessels, including prestressed concrete vessels, are discussed and the complex problem of radiation shielding is dealt with but very briefly. Certain engineering aspects, such as shrinkage cracks and uniformity of shield concrete, dimensional tolerances and structural restraints are considered. Finally, the current programme of research and the latest development work is described.

Résumé

L'auteur expose dans leur ensemble les problèmes particuliers qui se posent à l'ingénieur de travaux publics dans l'étude et la construction des centrales nucléaires. Il traite la question de leur implantation y compris la disposition en souterrain. L'établissement des bases du projet d'un ouvrage pour réacteurs constitue un aspect nouveau de l'activité de l'ingénieur. Les problèmes des fondations résultent des poids très élevés des centrales. Les matériaux employés doivent satisfaire à des exigences particulières, telles que la résistance au rayonnement radio-actif et à la corrosion. L'auteur étudie les cuves, en particulier en béton précontraint; il n'aborde que brièvement le problème complexe de la protection contre le rayonnement radio-actif. Il étudie certains aspects particuliers de la question, tels que la fissuration due au retrait, l'homogénéité du béton employé comme écran, les tolérances de dimensions et les restrictions constructives. Enfin, il donne des indications concernant les programmes de recherche en cours et les études les plus récentes.

Zusammenfassung

Die Arbeit gibt eine zusammenfassende Darstellung der speziellen Probleme, die sich bei Projektierung und Bau von Reaktor-Stationen für den Bauingenieur ergeben. Das Aussuchen des Bauplatzes unter Berücksichtigung der Anordnung als Untergrundstation wird diskutiert. Die Aufstellung von Projektierungsgrundlagen für ein Reaktorgebäude ergibt sich als eine neue Aufgabe des Ingenieurwesens. Die Fundationsprobleme sind eine Folge der

sehr hohen Gewichte der Stationen. An die Konstruktionsmaterialien für Reaktorgebäude müssen besondere Anforderungen gestellt werden wie Widerstand gegen radioaktive Strahlung und Korrosion. Der Entwurf von Druckgefäßen einschließlich solcher aus vorgespanntem Beton wird behandelt, während das komplexe Problem der Abschirmung der radioaktiven Strahlung nur kurz und unter Vorbehalt gestreift wird. Es werden gewisse Einzelheiten betrachtet wie Schwindrisse und Homogenität des Abschirmungsbetons, Abmessungstoleranzen und konstruktive Einschränkungen. Schließlich werden Angaben über das laufende Forschungsprogramm und die jüngsten Entwicklungsarbeiten gemacht.

VI 3

Application de la précontrainte aux barrages-voûtes minces: Le barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)

*Anwendung der Vorspannung bei dünnen Bogen-Staumauern: Die Staumauer
von Turtmann im Wallis (Schweiz)*

*Application of Prestressing to Thin Arch Dams: the Turtmann Dam in
Valais (Switzerland)*

F. PANCHAUD

Prof., ingénieur, collaborateur au Bureau A. Stucky, Lausanne

1. Généralités et description du barrage

Le bassin de compensation de Tourtemagne en Valais fait partie de l'aménagement hydroélectrique du Val d'Anniviers¹⁾; les eaux qui sortent du glacier sont dérivées dans la vallée voisine de Zinal. La retenue de 850 000 m³ de capacité utile est créée par un barrage de 30 m de hauteur, qui ferme une gorge étroite traversant un verrou rocheux situé à 1 km environ à l'aval du pied du glacier de Tourtemagne (fig. 1).

Le barrage est constitué par une voûte cylindrique mince verticale de 1,20 m d'épaisseur et de 28,50 m de hauteur maximum, reposant sur un socle en béton encastré dans le fond de la gorge. Au niveau du couronnement, la longueur de l'ouvrage est de 115 m environ; sur la rive droite, la voûte se prolonge par un mur rectiligne de faible hauteur formant un barrage-poids de 30 m de longueur environ, de sorte que la longueur développée proprement dite de la voûte du barrage est de 85 m (fig. 2 et 3). La directrice de cette voûte est formée par une succession d'arcs de cercle dont les rayons croissent, de la clé vers les naissances, de 20 à 50 m. Sur le pourtour de l'encastrement, l'épaisseur de la voûte passe de 1,20 m à 3 m dans la partie supérieure du

¹⁾ Une description de cet aménagement a été publiée dans le Bulletin technique de la Suisse romande du 5 février 1955.

barrage et atteint 5,25 m à la base de l'ouvrage au niveau du socle. Une galerie de 1,20 m de largeur court sur le rocher de fondation sur le périmètre de l'encastrement. Un joint horizontal est prévu à travers le pied droit amont de la galerie dans la zone médiane du barrage. En outre, le pied aval de la même zone est muni de trois joints verticaux, badigeonnés par un produit bitumineux (fig. 2).

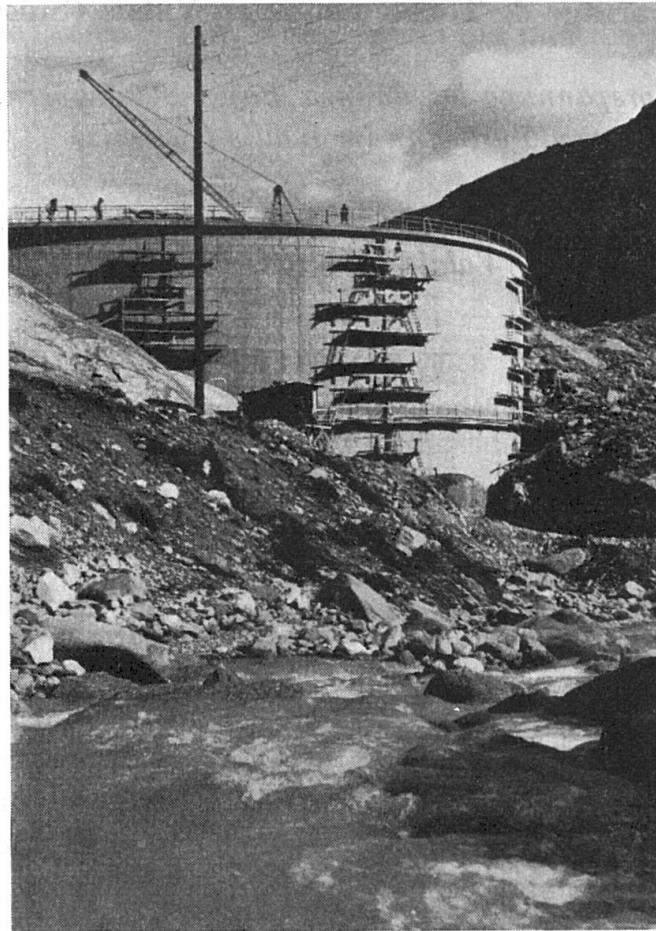


Fig. 1. Vue amont du barrage. On distingue les joints actifs verticaux encore ouverts.

Le climat auquel sera soumis le barrage est rigoureux: en hiver, le lac peut être entièrement vide, de sorte que la partie du barrage de 1,20 m d'épaisseur seulement subira un refroidissement intense; la température moyenne du béton pourra descendre à -15° , provoquant des contraintes de traction dans la voûte, capables de la fissurer. En été, la retenue peut se vider plusieurs fois au cours de la saison, imposant au barrage des alternances de refroidissement et d'échauffement.

La voûte étant verticale, lorsque le lac est vide, les arcs ne sont soumis à aucune compression et ne sont alors sollicités que par les seuls effets thermiques; en particulier lors des refroidissements, les arcs sont soumis à des tractions. Pour parer à ces inconvénients, on serait tenté de prévoir du béton

armé. A l'examen, l'application d'une armature passive n'apporterait qu'une amélioration discutable. On sait en effet que l'armature n'empêche pas la formation des fissures dans le béton, mais elle s'oppose seulement à leur ouverture. Par ailleurs, en présence d'une armature passive le retrait du béton engendre un état de traction interne supplémentaire pouvant atteindre 3 à 6 kg/cm² suivant que la densité d'armature varie de 0,5% à 1%. On a donc recherché une autre solution plus efficace qui consiste à précontraindre le

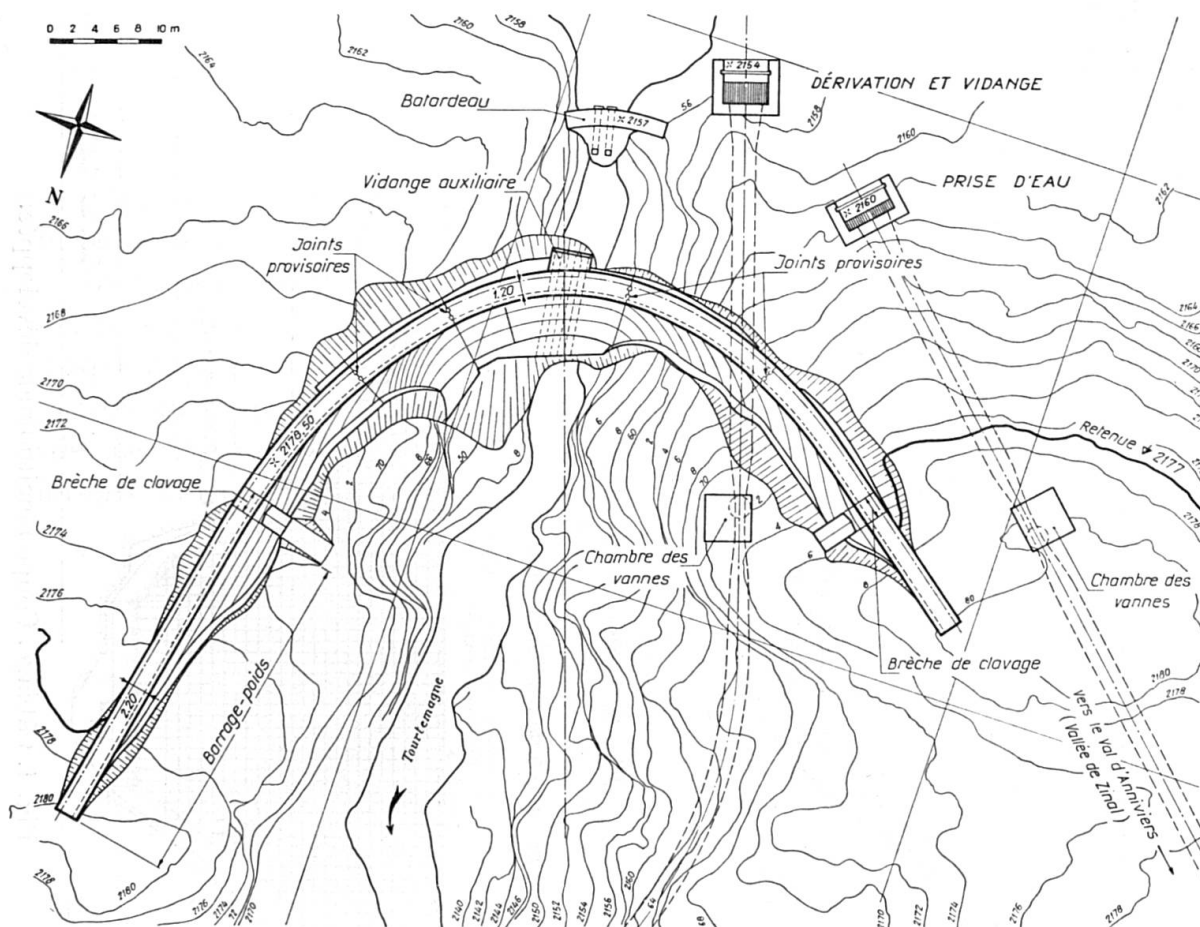


Fig. 2. Vue en plan du barrage.

béton dans les parties minces de l'ouvrage. Il peut paraître paradoxal de précontraindre une voûte normalement comprimée; dans notre cas particulier, la précontrainte n'est pas destinée à améliorer la résistance de l'ouvrage à la poussée de l'eau — largement assurée sans cela — mais à créer sur toutes les sections du barrage un effort normal de compression permanent, quel que soit le niveau de remplissage du lac; de ce fait, la précontrainte modérée doit être suffisante pour que les sections, toujours comprimées, ne risquent plus de se fissurer sur toute l'épaisseur du barrage. Du même coup, on limite les tractions résiduelles dues aux effets thermiques à des valeurs très modérées.

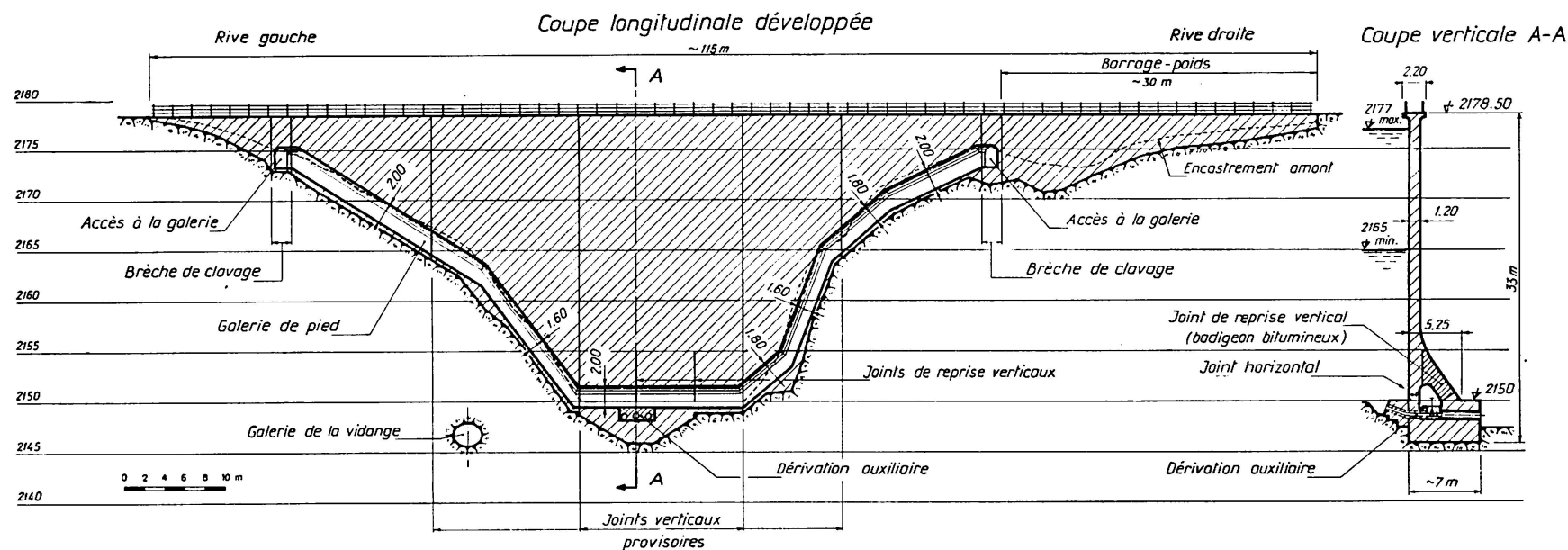


Fig. 3. Coupe longitudinale développée.

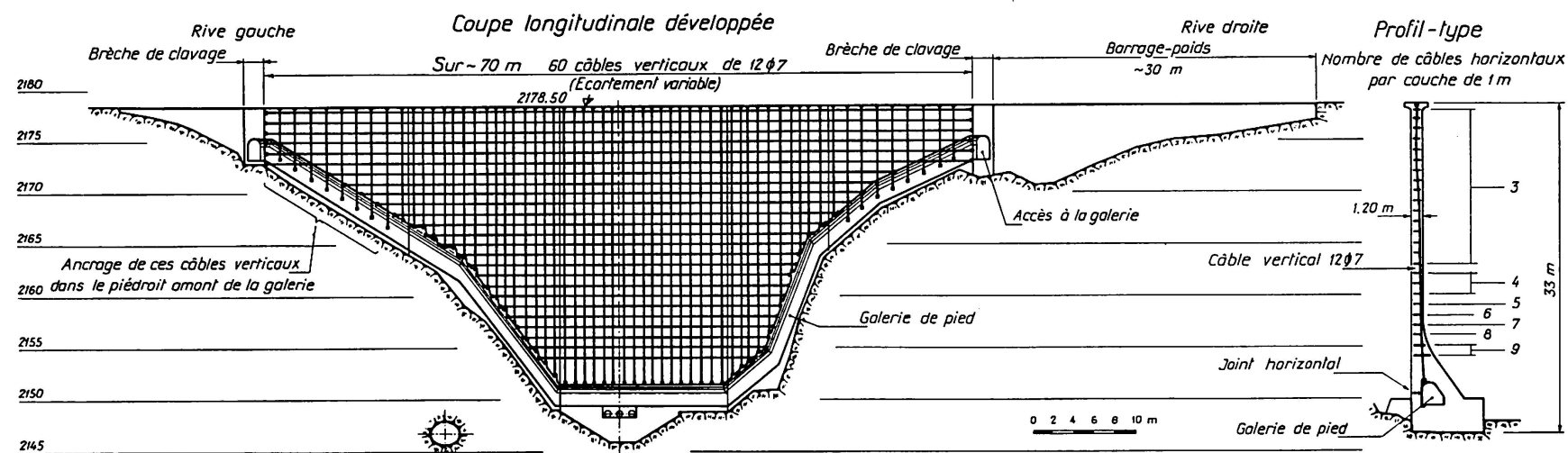


Fig. 4. Câblage. Coupe longitudinale développée.

2. Disposition de la précontrainte

La voûte est soumise à une précontrainte biaxiale grâce à un double système de câbles verticaux et horizontaux formés de 12 fils de 7 mm en acier à haute résistance (résistance à la rupture: 155 kg/mm^2 , limite apparente d'élasticité supérieure: 135 kg/mm^2). (Fig. 4.)

Le réseau des câbles verticaux partant du couronnement et aboutissant dans la galerie de pied comprime les sections horizontales de la voûte et permet de lutter contre les flexions résultant des effets de l'encastrement dans la fondation. Le tracé des câbles dans chaque section verticale a été choisi pour que dans ces sections aucune traction n'apparaisse quel que soit le remplissage du lac (fig. 13). Les câbles sont écartés de 1 m dans la zone médiane du barrage et de 1,50 m dans le voisinage des appuis. Pour ne pas entraver le bétonnage, les câbles verticaux sont passés dans des tubes posés dans le béton au moment du bétonnage (fig. 4 et 8).

La précontrainte horizontale est obtenue au moyen de câbles horizontaux incurvés suivant la forme des arcs et aboutissant dans les galeries de pied de chaque rive; munis de gaine, les câbles sont posés sur les arrêts de bétonnage horizontaux espacés de 1 m (fig. 7 et 8). Tandis que les précontraintes verticales ne provoquent que des déformations pratiquement compatibles avec les liaisons, la précontrainte horizontale exercée par les seuls câbles horizontaux

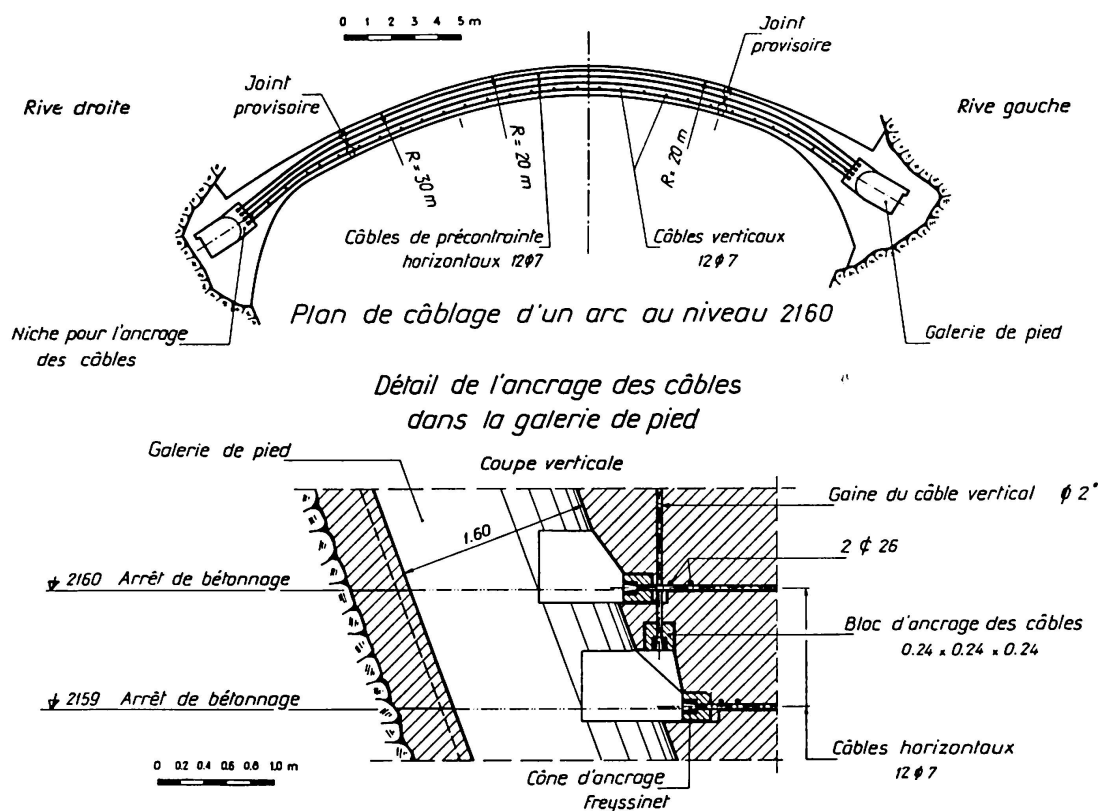


Fig. 5. Câblage horizontal. Détail de l'ancrage des câbles.

courbes, sans précautions spéciales, en tirant sur leurs extrémités à partir des galeries de rive, donne des tractions indésirables sur les massifs d'encastrement. En outre, en raccourcissant les arcs, cette précontrainte risquerait de produire un déplacement général vers l'aval de la voûte du barrage engendrant des flexions parasites importantes à la base de l'ouvrage, flexions qui s'ajouteraient aux flexions d'encastrement provenant de la poussée de l'eau. Pour supprimer ces inconvénients qui neutraliseraient une grande partie des effets favorables de la précontrainte, on a prévu 4 joints actifs verticaux provisoires partant de la fondation et découpant la voûte du barrage en 5 vous-

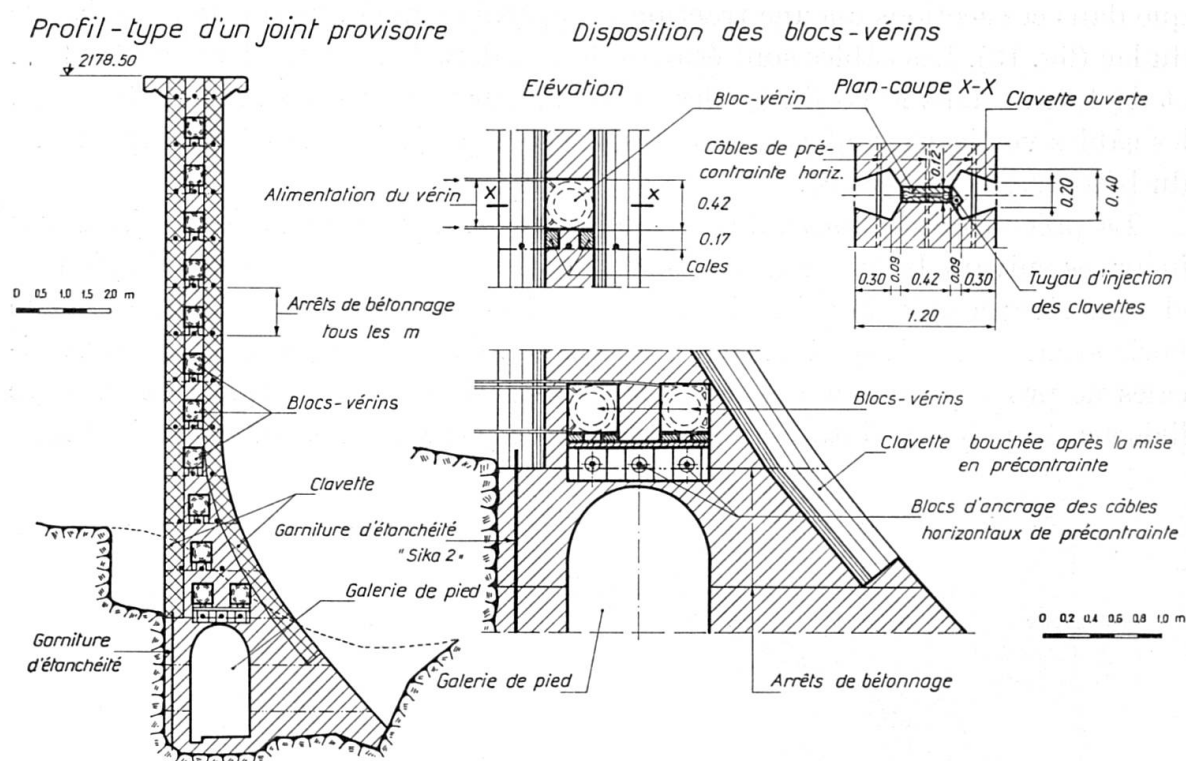


Fig. 6. Détail des joints actifs provisoires.

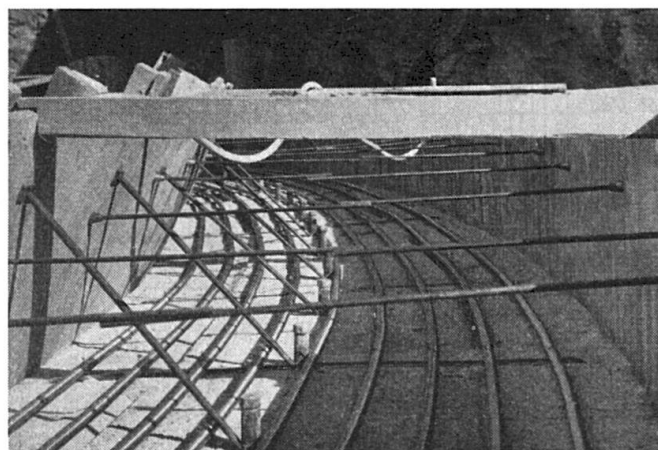


Fig. 7. Câbles horizontaux avant le bétonnage, dans la zone du pied du barrage.

soirs de 15 et 17 m de longueur. En outre, dans le voisinage du couronnement, on a laissé ouvertes deux brèches de clavage qui ne seront fermées qu'après la mise en précontrainte et en saison froide.

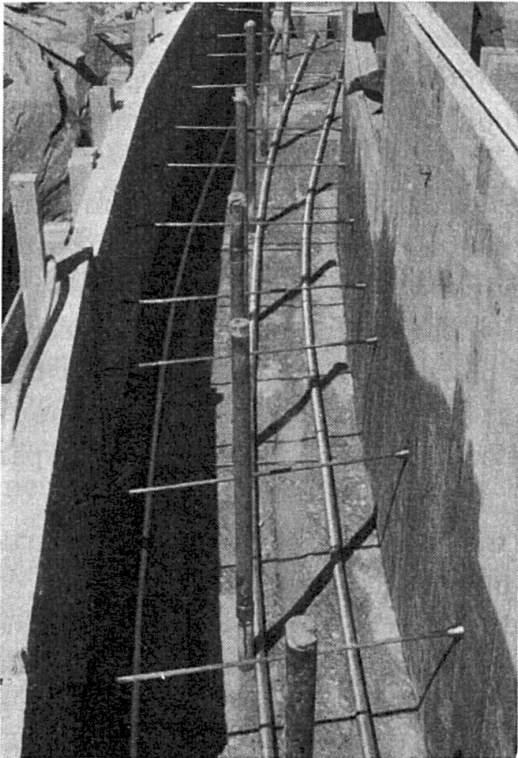


Fig. 8. Câbles horizontaux dans la partie mince du barrage. On distingue les tubes de passage des câbles verticaux.

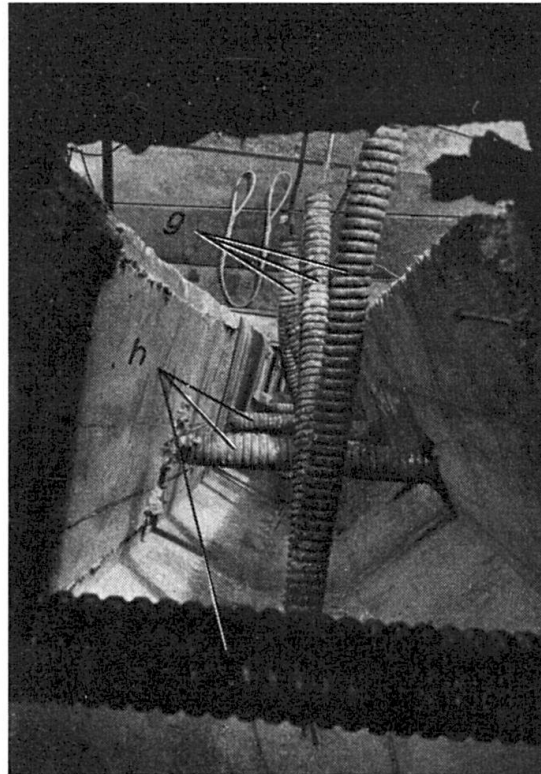


Fig. 10. Vue plongeante du logement de la clavette amont d'un joint actif. On distingue les câbles horizontaux (*h*) traversant la clavette et les gaines de protection des tubes d'alimentation des vérins plats (*g*).

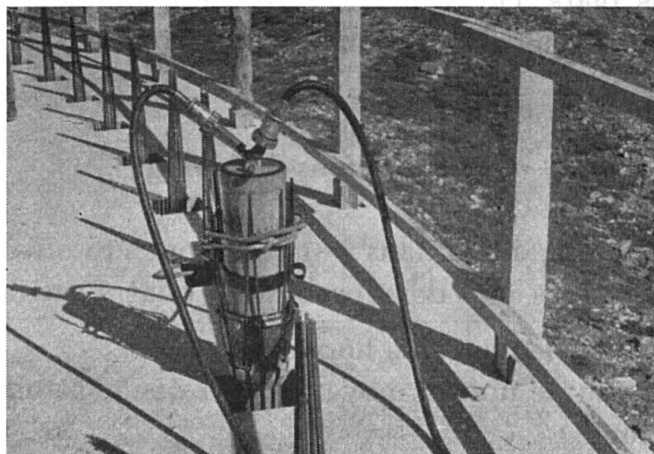


Fig. 9. Mise en tension des câbles verticaux à partir du couronnement.

Les joints actifs sont munis de vérins plats FREYSSINET de 42 cm de diamètre ce qui permet de compenser le raccourcissement des voussoirs dû à la précontrainte en ouvrant les joints actifs au fur et à mesure que l'on exerce la précontrainte horizontale (fig. 6). L'effort exercé par les vérins à chaque niveau a été choisi légèrement supérieur à celui produit dans la même section par les câbles horizontaux, de manière que sur les naissances une compression permanente s'oppose à tout effort d'arrachement des fondations. Cet effort supplémentaire doit cependant être limité, sinon on s'expose à un renversement des voussoirs du barrage vers l'amont.

On a procédé d'abord à la mise en tension des câbles verticaux du couronnement (fig. 9) et par tiers sur la longueur totale de l'ouvrage. La précontrainte verticale étant entièrement appliquée, on a passé à la mise en compression horizontale. L'opération s'est effectuée sans incident en coordonnant méthodiquement les efforts exercés par les vérins plats et les efforts provenant des câbles horizontaux. Les opérations ont été conduites par tranches de barrage de 3 m de hauteur à partir de la base de l'ouvrage jusqu'au sommet et par tiers de l'effort total.

La mise en compression terminée, on a maintenu les joints actifs ouverts pendant un certain temps pour que la température du barrages s'abaisse et atteigne la température de clavage prescrite, soit $+5^{\circ}$. Pendant ce temps, les joints sont restés actifs et la pression dans l'ensemble des vérins plats de tout le barrage a été maintenue constante entre des limites très étroites, grâce à un dispositif automatique compensant les effets de toute variation d'ouverture des joints. Chaque fois qu'un abaissement de la température produisait un raccourcissement du béton, soit une ouverture supplémentaire du joint et par conséquent une chute de pression des vérins plats, automatiquement le groupe d'alimentation du système rétablissait la pression prescrite.

Lorsque la température de clavage a été atteinte, on a procédé à la fermeture des joints actifs en bourrant avec du béton à haute résistance initiale les logements trapézoïdaux (fig. 6 et fig. 10) situés à l'amont et à l'aval encadrant la zone des vérins plats. On a procédé ensuite à l'injection des vérins plats avec du lait de ciment, ainsi qu'à l'injection du béton des clavettes.

3. Sollicitations du barrage

Les calculs des contraintes dans l'ouvrage ont été effectués en cumulant dans les combinaisons les plus défavorables les quatre cas de charge suivants:

- a) Le poids propre sur les sections horizontales,
- b) la poussée de l'eau, le niveau moyen de la retenue atteignant le couronnement de l'ouvrage,
- c) les efforts dus à la précontrainte dans les arcs et dans les murs,

- d) les variations de température correspondant aux états thermiques en fonction de la température de clavage fixée à $+5^{\circ}$; en hiver en particulier, lorsque le lac est vide les températures peuvent descendre à -15° sur les deux parements et lorsque le lac est plein $+1^{\circ}$ sur le parement amont et -15°C sur le parement aval.

Les effets de la précontrainte horizontale peuvent être assimilés à un effort normal centré puisque les arcs sont articulés au droit des joints actifs.

On a tenu compte des pertes de tension initiale dues au frottement des câbles dans les gaines en admettant un coefficient de frottement de 0,20. Les allongements des câbles observés lors des mises en tension, ont concordé avec les valeurs fixées à l'avance en partant de ce coefficient de frottement. Compte tenu des pertes de tension par retrait et fluage du béton et relaxation des aciers, la tension initiale dans chaque câble, prévue à 50 t derrière les cônes, tombent à 40 t dans les différentes sections. La précontrainte moyenne dans les arcs reste modérée, elle est de 10 kg/cm^2 dans les arcs voisins du couronnement et elle monte à 13 à 15 kg/cm^2 dans les arcs inférieurs.

Sur les graphiques (fig. 11 et 12) on a représenté les contraintes à la clé des arcs dans les différentes éventualités du lac plein et du lac vide en été et en hiver. Sur ces graphiques, on a représenté en hâchures l'effet de la précontrainte. On constate que grâce à la précontrainte aucune des sections des arcs n'est dangereusement sollicitée. Si les tractions n'ont pas entièrement disparu pour les arcs inférieurs, elles restent toujours accompagnées d'une compression importante simultanée sur l'autre arête, de sorte qu'une fissuration du barrage de part en part n'est plus possible.

Sur le graphique de la fig. 13, on a représenté les contraintes dans le mur

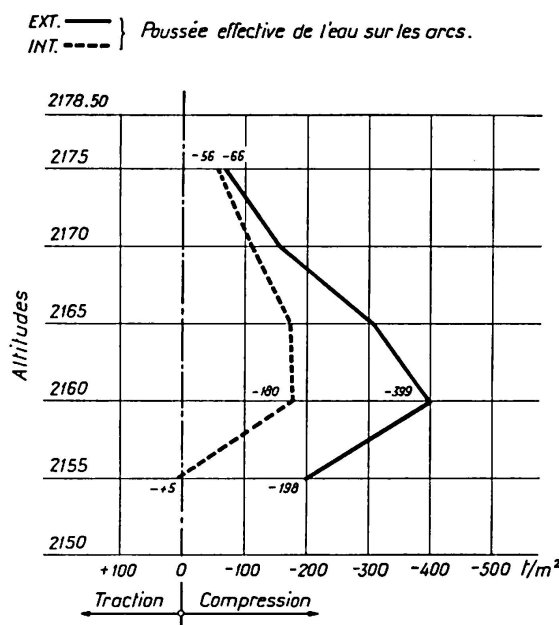
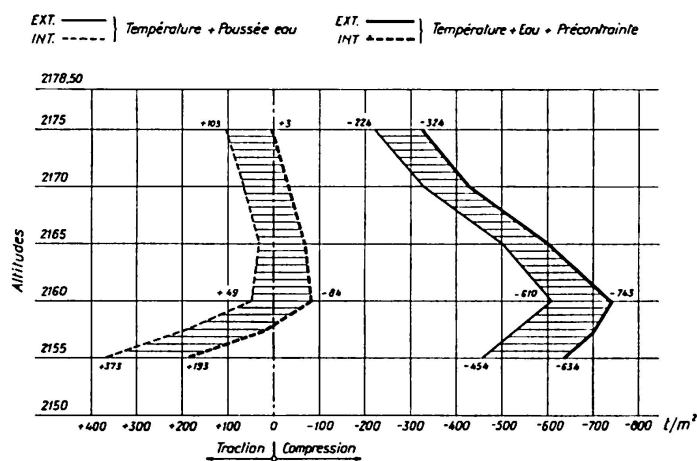
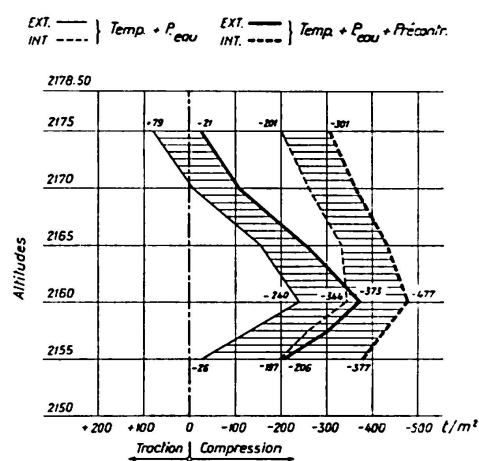


Fig. 11. Contraintes dans les arcs à la clé dues à la poussée de l'eau.

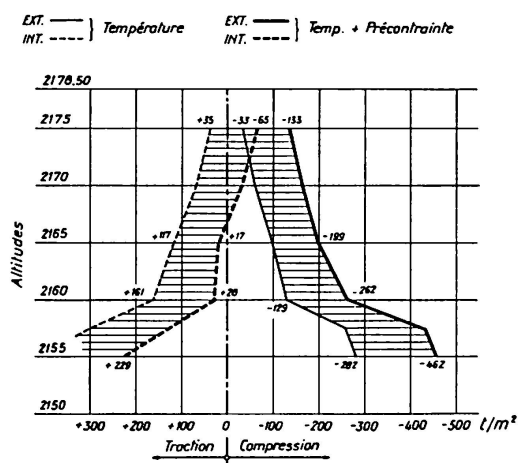
a) Lac plein - Hiver



b) Lac plein - Eté



c) Lac vide - Hiver



d) Lac vide - Eté

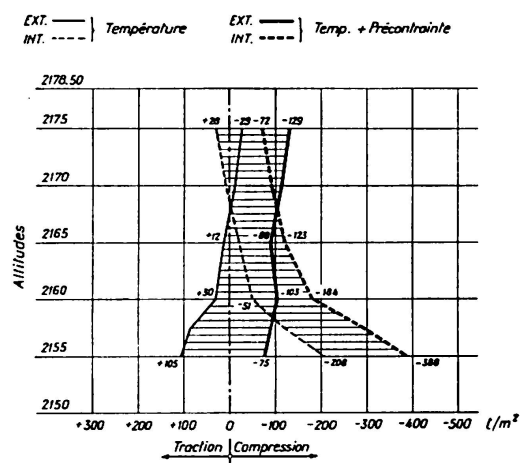


Fig. 12. Contraintes dans les arcs à la clé. Zone hachurée = effet de la précontrainte.

Amont ——— } Poids propre P. propre + Précontr.
Aval - - - - - }

Amont ——— } P. propre + Précontr. P. prop. + Préc. + Eau
Aval - - - - - }

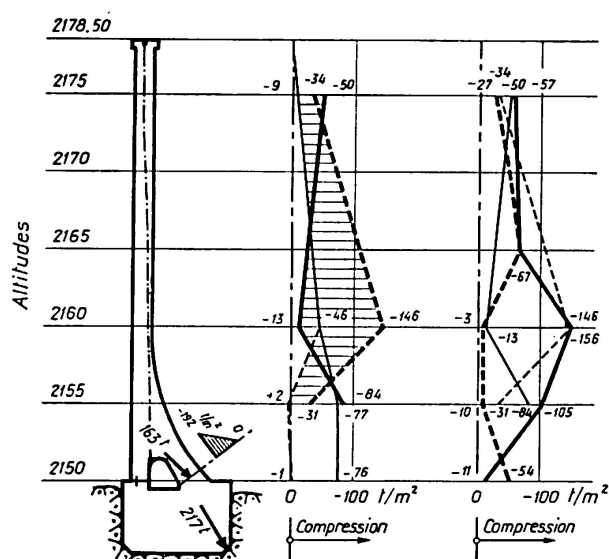


Fig. 13. Contraintes dans le mur médian.

médian, pour les deux cas du lac plein et du lac vide. Aucune traction ne se produit dans les sections horizontales.

4. Conclusions

La construction du barrage de Tourtemagne est une première application de la précontrainte aux barrages-voûtes minces.

Pour lutter contre les tractions dues aux effets thermiques intenses, la solution adoptée est techniquement plus satisfaisante que celle qui consiste à prévoir un renforcement des sections par des armatures passives. En effet, pour neutraliser des tractions toujours modérées de 10 à 15 kg/cm², la précontrainte est certainement plus efficace que tout autre système d'armature. Il s'agit de sollicitations en général modérées que l'on peut atténuer, sinon faire disparaître, au moyen d'un câblage de précontrainte relativement peu important.

Résumé

Le barrage de Tourtemagne, situé à l'altitude 2180, est une voûte cylindrique verticale de 28,5 m de hauteur et de 115 m environ de longueur au couronnement; son épaisseur est de 1,2 m. L'ouvrage est soumis à une précontrainte bidimensionnelle (horizontale et verticale) pour créer sur toutes les sections des compressions permanentes même lorsque le lac est vide. Les modalités de cette précontrainte ont été étudiées pour neutraliser la plus grande partie des efforts parasites consécutifs à l'hyperstaticité de l'ouvrage.

Dans les barrages-voûtes les compressions permanentes dans les arcs sont presque insignifiantes quand le lac est vide. Le refroidissement de l'ouvrage en hiver produit alors des contraintes de traction non compensées qui peuvent amener une fissuration des arcs. Lorsque le barrage a plusieurs mètres d'épaisseur cette influence est négligeable car les variations de température sont très faibles. Par contre, si le barrage est mince, comme c'est le cas pour le barrage de Tourtemagne, les abaissements de température en hiver lorsque le lac est vide peuvent entraîner des efforts de traction capables de fissurer la voûte de part en part, compromettant l'étanchéité de l'ouvrage. Pour prévenir la formation de ces fissures une armature de béton armé passive est inefficace. Par contre si l'on crée dans l'ouvrage des compressions permanentes par une précontrainte, on obtient le résultat cherché.

Zusammenfassung

Die Staumauer von Turtmann auf 2180 m ü. M. besteht aus einer senkrechten, zylindrischen Schale von 28,5 m Höhe und ungefähr 115 m Kronenlänge. Die Wandstärke beträgt 1,2 m. Das Bauwerk ist zweidimensional

(horizontal und vertikal) vorgespannt, um in allen Schnitten einen auch bei leerem See permanenten Druck zu erzeugen. Der Vorgang dieser Vorspannung wurde untersucht, um den größten Teil der Zusatzbeanspruchungen infolge der statisch unbestimmten Wirkung des Werkes zu neutralisieren.

In den Bogenmauern ist der permanente Druck bei leerem See praktisch unbedeutend. Die Abkühlung des Bauwerkes im Winter erzeugt eine Zugbeanspruchung, welche, unausgeglichen, eine Rissebildung im Bogen hervorrufen kann. Wenn die Wandstärke der Mauer mehrere Meter beträgt, ist diese Beeinflussung vernachlässigbar, denn die Temperaturunterschiede im Bauwerk sind sehr klein. Ist hingegen die Mauer sehr dünn, wie es bei der von Turtmann der Fall ist, können die Temperatursenkungen Zugbeanspruchungen hervorrufen, die imstande sind, im Bogen durchgehende Risse zu erzeugen und so die Undurchlässigkeit des Bauwerkes in Frage zu stellen. Eine schlaffe Bewehrung des Betons ist unwirksam, um die Rissebildung zu verhindern. Dagegen erreicht man das gesuchte Ergebnis, wenn man im Bauwerk mit Vorspannung einen permanenten Druck erzeugt.

Summary

The Tourtemagne Dam, situated at an altitude of 2180 m above sea level, consists of a vertical cylindrical shell, 28.5 m in height, 1.2 m thick, and with a length of about 115 m at the crest. The structure is provided with a two-dimensional prestress (horizontal and vertical) in order to obtain permanent compressive stresses in all sections, even when the impounding reservoir is empty. This prestress has been so devised as to neutralise for the most part the parasitic stresses due to the statically indeterminate character of the structure.

In arch dams the permanent compressive stresses in the arches are almost insignificant when the impounding reservoir is empty. Cooling of the structure in winter produces tensile stresses which are not compensated and which are liable to cause cracking of the arches. If the dam is several metres thick, this influence is negligible, because in that case the temperature variations within the structure are very small. On the other hand, if the dam is a thin one, as in the case of the Tourtemagne Dam, the falls in temperature that occur in winter, when the reservoir is empty, may produce tensile stresses capable of cracking the arch through and through, thus jeopardising the imperviousness of the structure. A non-tensioned reinforcement is ineffective in preventing the formation of these cracks. On the other hand, if permanent compressive stresses are produced in the structure by means of a prestress, the desired result will be achieved.

VI 4

Colorado River Bridge at Glen Canyon Dam, Arizona U.S.A.

Pont sur le Colorado au barrage de Glen Canyon, Arizona

Brücke über den Colorado-Fluß beim Glen Canyon-Damm, Arizona

ROBERT SAILER

Head, Bridges Section, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior,
Denver, Colorado, U.S.A.

The Colorado River Bridge, completed in February 1959, is a major feature of the Glen Canyon Unit of the Bureau Reclamation's Colorado River Storage Project in northern Arizona. The single-span, steel-arch structure has an overall length of 1,271 feet. It is the highest arch bridge in the world and the second longest of its type in the United States. The bridge spans the Colorado River about 860 feet downstream from Glen Canyon Dam, principal structure of the Storage Project, now under construction by the Bureau. The deck of the bridge is 700 feet above river level, crossing Glen Canyon, one of the spectacular canyons cut by the Colorado River.

The bridge, about 12 river miles downstream from the Arizona-Utah state line, serves as a vital link in the new highway to the remote dam site, extending between Flagstaff, Arizona, and Kanab, Utah, a distance of about 200 miles. As there are no rail facilities near the dam, the highway and bridge are essential to the transportation of construction materials and equipment by truck from the established railheads at Flagstaff and Marysvale, Utah, 135 miles and 200 miles, respectively, from the dam site. The 700-foot high dam and its 28-million-acre-foot reservoir are expected to be major tourist attractions, and the highway and bridge will provide access to the many recreational opportunities in the area.

Construction of the bridge began in January 1957, under a contract awarded to the joint-venture firm of Kiewit-Judson Pacific Murphy of Emeryville, California. The contract called for the firm to furnish and install 7,200,000 pounds of structural steel, 340,000 pounds of reinforcing steel, 100,000 pounds

of handrailing, and 2,650 cubic yards of concrete for bridge abutments, skew-backs, and deck.

First plans for the dam included the routing of the highway across the crest of the dam. However, the crest is more than 100 feet below the rim of the canyon; therefore, highway approaches designed to meet the curved crest and fulfill specifications provisions for curvatures, sight distances, and grades would have required a deep rock cut on one side and a tunnel on the other side of the canyon. In addition, the dam crest would have required widening to standard highway width; limited parking facilities parallel to and bordering the traffic lane would have created a traffic hazard. Another aspect considered in the early plans was that, until the dam was completed, the east and west segments of the highway could not be joined, and the full value of the highway during construction would not be realized. Also, a temporary vehicular bridge would have been required during construction of the dam.

Evaluation of these factors led to the conclusion that a permanent highway bridge across the river downstream from the dam and constructed in advance of the dam would best serve the needs of the construction program and other requirements as well. Several bridge sites were subsequently studied. As the shape of the canyon does not change for a considerable distance, both upstream and downstream from the dam site, final selection of the bridge site was made on the basis of geological considerations; that is, where the massive Navajo sandstone of the canyon walls and rim at the bridge site is free of visible geological joints.

Economic Studies of Various Types of Arches

Prior to the final design, various types of arches such as fixed arch with solid ribs, fixed arch with trussed ribs, and 2-hinge and 3-hinge arches were studied. The studies of the fixed arch, which were made first, showed that a solid rib structure was somewhat more economical than a trussed rib. However, the solid rib arch was much more flexible and amplification of dead load, live load, and wind stresses due to deflections increased the stresses materially. Further, in view of the narrow roadway width relative to the length of span, it was felt highly desirable to reduce wind effects, which were much smaller for the truss than for the solid rib. For this reason, studies on other types of arches were limited to truss-type structures.

The 2- and 3-hinge arches studied showed that the weight was practically the same and 14 percent less than the fixed arch. Since the weights were nearly the same for 2- and 3-hinge arches, the final selection of a 2-hinge trussed arch, with hinges in the bottom chord, was made because of greater rigidity than a 3-hinge arch, simplicity of details at the bearings, and fairly uniform chord sections.

Loading

The final design of the 2-hinged arch is shown on figs. 1 and 2. The design was made in accordance with the Specifications of the American Association of State Highway Officials. The 30-foot wide roadway was designed for 2 lanes of H 20-S 16 loading. The uniform live load on the 4-foot wide sidewalks was assumed as 60 pounds per square foot when designing the floor system and 35 pounds per square foot when designing the arches. In the transverse direction, a wind load of 75 pounds per square foot was assumed without live load on the bridge. The load was reduced to 25 pounds per square foot when combined with live load. The wind on the live load was assumed as 100 pounds per linear foot. For overturning and stability calculations, twice the uplift loads given in the specifications were used. Longitudinal wind loads were not considered in view of the shielded position of the bridge in that direction.

A temperature variation of 60°F. normal to 120°F. maximum and 0°F. minimum was assumed for the bridge.

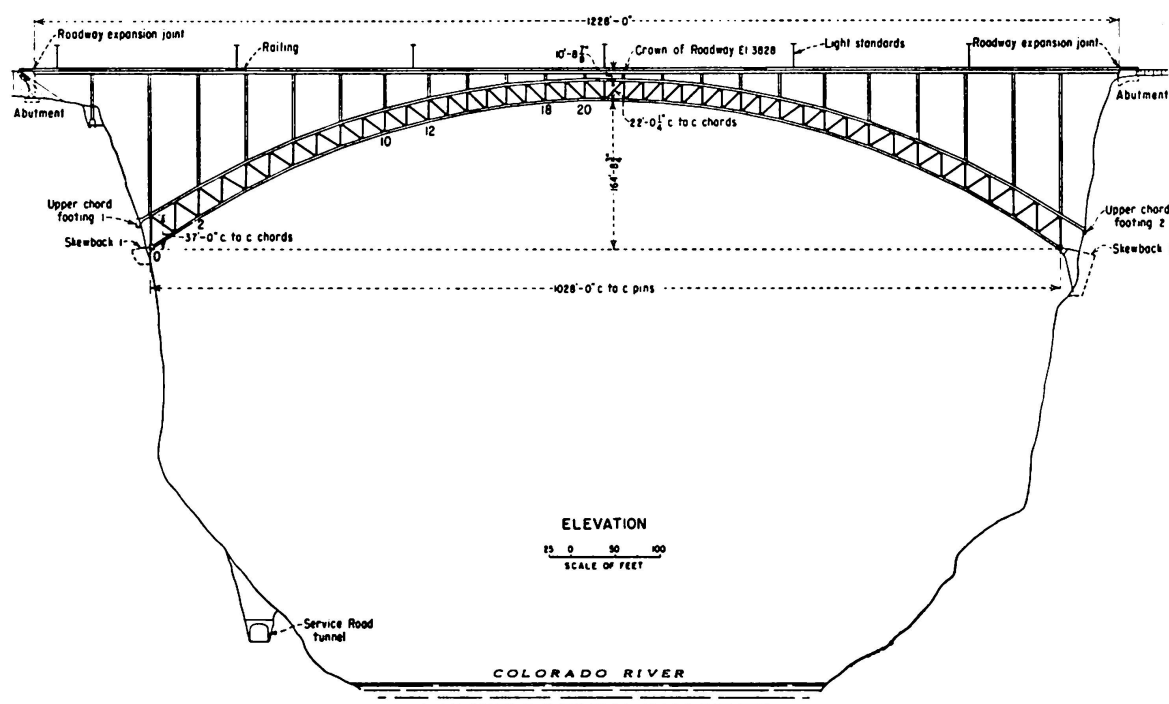


Fig. 1. Bureau of Reclamation drawing.

Floor System

The roadway is a 6-inch-thick reinforced concrete slab. The sidewalk slab is 4 inches thick. The roadway stringers are rolled wide-flange sections and continuous over the top of the floorbeams. Field splices of the stringers are at

about the $\frac{1}{5}$ point of the spandrel panels. The outside stringers are box sections and have a dual function. They support the sidewalk and also serve as chords the horizontal wind bracing of the floor system. A spandrel length of 44 feet is used at the crown of the arch. At the ends, where the columns are long, the spandrels were increased to 54 feet, which resulted in a saving in weight of 15 percent over a scheme with equal panels. Besides being economical, the increase improved the appearance of the spandrels and gave the paneling for the truss a more pleasing appearance.

Special attention was given to the interaction of floor system and arch, and details were developed so as to reduce secondary stresses. At the crown of the arch, the floor beams rest directly on the arch, and disk bearings were used to permit rotation longitudinally as well as transversely to the center line of the bridge. Special bracing connects this floor panel to the arch so that the floor system is held longitudinally at the crown. Proceeding from the crown to the skewbacks, the distance from floor to arch becomes greater, and the floor beams are supported on columns. As the column length increases, the effects of interaction diminish rapidly and disk bearings at the bottom of

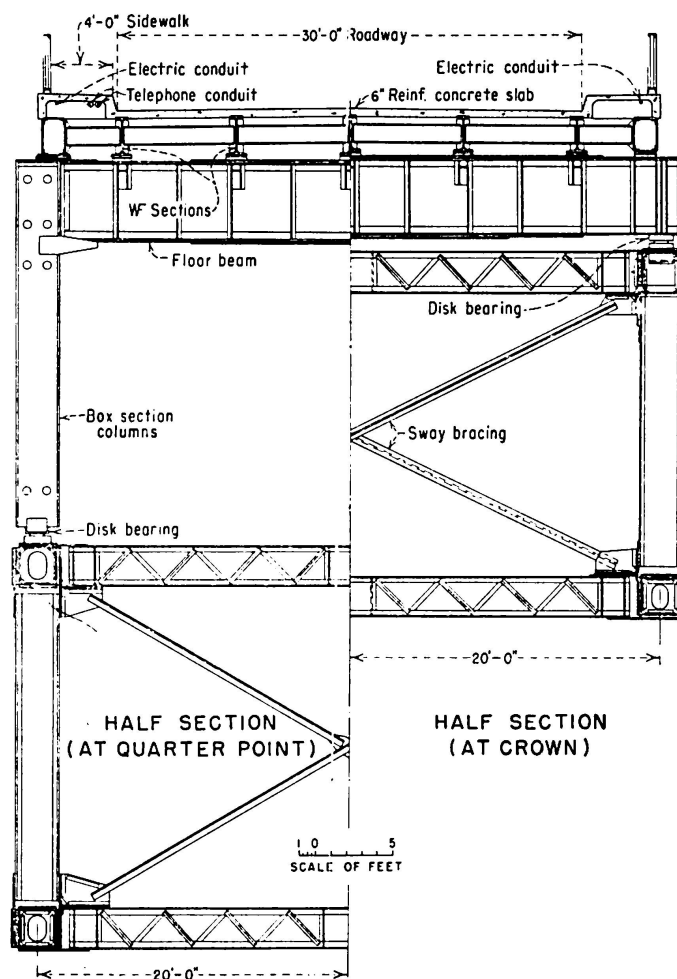


Fig. 2. Bureau of Reclamation drawing.

the columns were required only over the central portion of the arch span. On the long columns near the end, riveted connections were used. At the top of the columns hinge-type bearings were used throughout between floorbeams and stringers.

At the central portion of the arch span, transverse wind loads acting on the floor system can be readily transferred to the arch by the short steel columns which, together with floorbeams, form rigid portal frames. For the long columns at the ends of the span such frames are ineffective as far as transverse loads are concerned. For this reason, a horizontal wind bracing system was provided in the floor from abutment to panel Point 12. This system was designed primarily for wind stresses during erection, as in the final structure the monolithic concrete slab is effective in carrying transverse wind loads.

Expansion joints were provided at the abutments. The joints are of the finger type and allow for a total movement of 9 inches.

Arch Truss

The arch has a span of 1,028 feet from center to center of the pins and a rise of $\frac{1}{6}$ of the span. The truss is 37 feet deep at the skewbacks and 22 feet at the crown. Some studies were made as to the most economical proportions, but within the range investigated, no significant weight differentials were observed.

The arch was designed following the principles of the elastic theory. The deflections were so small that the stresses changed less than 2 percent. The truss chords of the arch are box sections having 30-inch webs and 30-inch cover plates riveted to corner angles. The largest section has a cross sectional area of 302 square inches. Access to the inside of the box chords is provided by manholes located near the field splices at the spandrel columns. A manganese-silicon steel, suitable for riveted work, was used in the chords. The principal chemical properties in percents are: carbon, 0.28 maximum, manganese, 1.60, silicon, 0.30 maximum, and copper, 0.20 minimum. The basic physical properties are 50,000 pounds per square inch yield point and 72,000 pounds per square inch ultimate tensile strength with small reductions for both values for material thicker than $\frac{3}{4}$ inch. The vertical and diagonal members of the arch are structural carbon steel and are I-sections made up of four angles and web plates.

The trusses are braced laterally by a *K*-type bracing system in the planes of the top and bottom chord. Sway frames are provided at all spandrel points. Bracing and sway frames are structural carbon steel. Field connections for trusses and bracing are field riveted; the much lighter field connections in the columns and floor are bolted with high tensile strength bolts.

Skewbacks

The skewbacks are concrete blocks 10 feet wide and are set approximately 16 feet into the canyon walls of the massive Navajo sandstone formation, fig. 3. Since the bridge is in the immediate vicinity of the dam, for which extensive foundation exploration by drilling had been made, only minor investigations for the skewbacks were necessary. The sandstone in the dry has an unconfined compressive strength varying between 4,900 and 6,500 pounds per square inch. The block was so designed that for the final conditions, the resultant reaction for any combination of load, produced no tension at the backface. The maximum bearing pressure did not exceed 200 pounds per square inch. To resist tension forces that might possibly occur during certain stages of erection with high transverse wind forces acting, $1\frac{1}{4}$ -inch dowels ranging in length from 15 to 30 feet, were provided at the rear face. To facilitate accurate setting of the large skewback bearing, rigid steel frames were designed to securely hold 12 long anchor bolts of $2\frac{3}{4}$ -inch diameter and the 7-foot square base plate. The base plate is the surface on which the 20-ton skewback bearing is set. The frames were placed on a horizontal construction joint of the concrete in the partially complete skewback where accurate measurements of distance and elevation could be readily made. After adjustments were made and the frame firmly bolted in place, the remaining concrete was placed embedding frame, bolts, and base plate solidly in the completed skewback block.

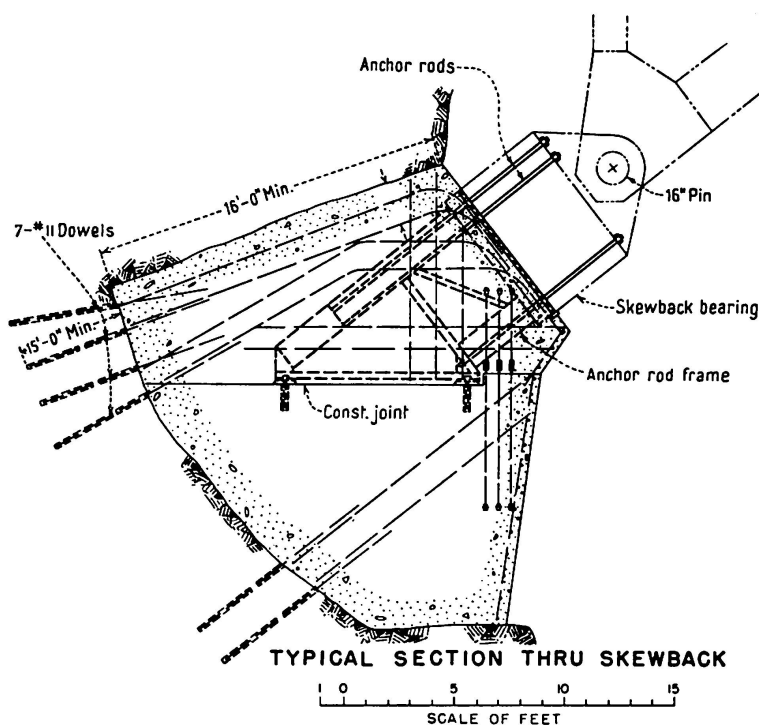


Fig. 3. Bureau of Reclamation drawing.

Erection

The bridge was erected by the cantilever method starting at the skewbacks and working progressively towards the crown. A cableway, having a span of 1,540 feet and a capacity of 25 tons was used to place the steelwork. The single column towers of the cableway could be tilted sideways by guy cables, thus permitting placing the individual steel members directly overhead of the final position. In addition, an auxiliary cableway for transporting men was installed 10 feet upstream from the bridge. This cableway had a capacity of 12.5 tons. The temporary tieback cables used for the cantilever method of erection led over steel towers 120 feet high to a concrete anchor block. The long spandrel columns of the bridge were used in this steel tower.



Fig. 4. Bureau of Reclamation photograph No. P-557-420-2438.

The tieback cables were moved forward from panel point to panel point as the erection progressed. Finally, tieback cables connecting to panel points U 9 and U 15 were used and the remaining arch built freely forward for 130 feet to the closure, figs. 4 and 5. Having two sets of tieback cables, the system was statically indeterminate, but by means of hydraulic jacks, proper stresses could be maintained accurately at all times.

The closure of the arch was made at the upper chord by driving a steel pin of 20-inch diameter. Having this pin in place made the structure a self-supporting 3-hinge arch, and the tieback cables were slacked off immediately. The next step was to convert the 3-hinge arch into a 2-hinge arch by means

of hydraulic jacks placed for this purpose in the bottom chord at the crown. The jacking load was computed taking into consideration the dead load of the arch and the loads of the erection equipment on the arch and safety net. The reaction on the arch from the slacked-off tieback cables was determined



Fig. 5. Bureau of Reclamation photograph No. P-557-420-2553.

by means of hydraulic jacks and the jacking load adjusted accordingly. The load so computed was 460,000 pounds. In addition, a temperature correction of 3,000 pounds per degree F. had to be made which brought the jacking load to a total of 560,000 pounds. The hydraulic jack, which had a capacity of 1,000,000 pounds, permitted trouble-free operation. Shims were inserted in a specially provided slot which held the member firmly in place while the blind connection was drilled. After drilling, the jacking operation was repeated, the shims removed, and the connection drift pinned and bolted. Finally, the connection was riveted.

The tieback cables and towers were then removed and the floor system erected. The erection proceeded from the center towards the abutments.

To protect the workmen, a safety net was hung below the arch, fig. 6.

All of the steelwork was erected in 7 months. The concrete deck was placed last. The contractor used metal forms, which were left in place. The contractor claimed the metal forms were more economical than wood forms that had to be removed. To avoid overstressing certain verticals and diagonals of the arch, restrictions had to be placed on the method of placing the concrete deck slab. First, a section about 200 feet long was placed at the center, followed by

similarly long sections at the ends. The slab sections at the quarter points were placed last. Using the cableway for transporting the concrete, these restrictions on placing the slab in sections caused little inconvenience. The entire concrete deck was placed in 12 working days.

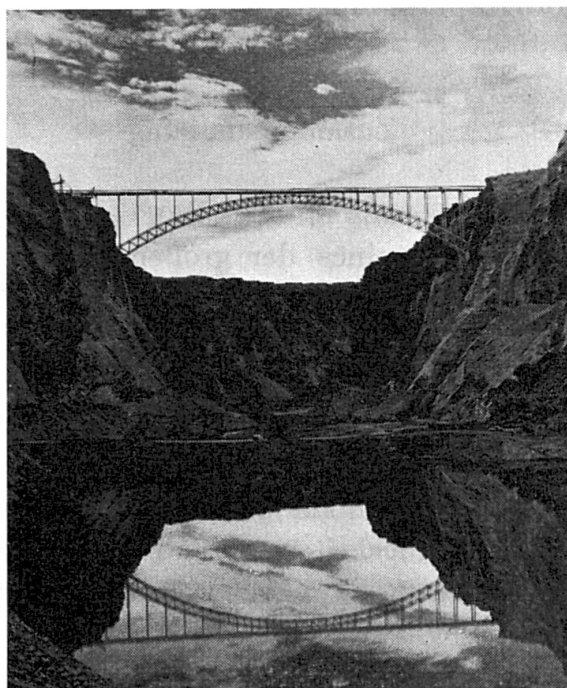


Fig. 6. Bureau of Reclamation photograph No. P-557-420-3325.

Summary

This paper describes the design and construction of the Colorado River Bridge, a major feature of the Glen Canyon Unit of the Bureau of Reclamation's Colorado River Storage Project in northern Arizona. The bridge is the highest arch bridge in the world and the second longest of its type in the United States. Construction of the bridge began in January 1957 and was completed in February 1959. Among the design considerations discussed in this paper are those for the loading criteria, floor system, arch truss, and skewbacks. A selection of drawings and photographs illustrate the text.

Résumé

L'auteur décrit l'étude et la construction de ce pont sur le Colorado, qui constitue l'une des caractéristiques essentielles de l'aménagement de Glen Canyon dans le projet de retenue du Colorado River dû dans le Nord-Arizona, au Bureau of Reclamation.

Il s'agit ici du plus haut pont en arc du monde et par la longueur, il se classe au deuxième rang de sa catégorie aux Etats-Unis. La construction a débuté en janvier 1957 et a été terminée en février 1959.

L'auteur aborde les questions essentielles de l'étude: critères de charge, constitution du tablier, constitution du treillis de l'arc et appuis. Un choix de croquis et de photographies illustre le texte.

Zusammenfassung

Es wird hier die Projektierung und der Bau der Brücke über den Colorado-Fluß beschrieben. — Sie ist eines der großen Merkmale der Glen-Canyon-Anlage im Colorado-River-Stauprojekt des Bureau of Reclamation in Nord-arizona.

Es handelt sich hier um die höchste Bogenbrücke der Welt und der zweitlängsten ihrer Art in den Vereinigten Staaten. — Der Bau der Brücke wurde im Januar 1957 begonnen und im Februar 1959 beendet.

Die vorliegende Arbeit behandelt die für die Projektierung maßgebenden Betrachtungen über Belastungskriterien, Fahrbahnaufbau, Bogenausfachung und Widerlagern. — Eine Auswahl von Zeichnungen und Photographien illustriert den Text.

VI5

Pont suspendu de Tancarville sur la Seine (France)

Hängebrücke bei Tancarville über die Seine

Tancarville Suspension Bridge over the Seine

A. DELCAMP

Ingénieur en Chef à la Société FIVES LILLE-CAIL. Professeur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures et à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics

I^o partie. Données générales du pont de Tancarville

Le pont suspendu de Tancarville sur la Seine a été décrit dans ses grandes lignes dans le bulletin n^o 18 de notre Association et je me bornerai à rappeler que les dimensions générales de cet ouvrage sont les suivantes:

Portée de la travée centrale suspendue	608 m
Portée de chacune des travées latérales suspendues	176 m
Longueur du viaduc d'accès	400 m
Hauteur des pylônes en béton armé	123 m
Largeur du tablier	16 m
Charge permanente au mètre courant	17 000 K
Surcharge au mètre courant	5 000 K
Tension maximum dans une nappe de câbles	8 000 T
Réaction verticale en tête de chacun des piliers	8 500 T

(voir fig. 1).

Le pont de Tancarville constitue un ensemble remarquable à de nombreux points de vue et marque un progrès important dans l'art de construire. Il est

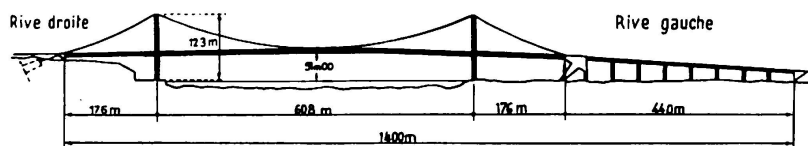


Fig. 1. Ensemble schématique.

l'œuvre commune d'une équipe constituée par les membres du bureau et les ingénieurs de la *Chambre de commerce du Havre*, les ingénieurs du corps des Ponts et Chaussées et ceux des Entreprises chargées des travaux à l'issue d'un concours international.

Le projet retenu pour exécution a utilisé, en vue d'une réalisation aussi économique que possible, les derniers progrès des techniques du béton armé, du béton précontraint et de la construction métallique en acier.

C'est une œuvre de haute technicité aux dimensions gigantesques puisqu'il s'agit d'un ouvrage à l'échelle mondiale avec la plus grande portée de l'Europe Continentale, et l'un des plus beaux de tous les continents par sa conception hardie et l'harmonie de ses proportions parfaitement adaptées au paysage.

Trois mots définissent exactement le caractère de cette œuvre :

Originalité : Dans la conception pour réaliser le pont suspendu le plus stable et le plus sûr du monde, dans les méthodes de calculs avec expérimentation sur modèles réduits pour leur contrôle, dans les innovations de construction.

Ténacité : Pour faire aboutir les projets, obtenir toutes les autorisations administratives, y compris un vote du Parlement, mettre sur pied le financement, enfin mener à bien des travaux encore jamais réalisés, sans faire appel au budget de l'Etat Français.

Efficacité : Pour tenir les délais en dépit de toutes les difficultés du fait du sol, des éléments extérieurs et des remous économiques.

II° partie. Principales innovations techniques du pont de Tancarville

La description détaillée de toutes les innovations techniques mises en œuvre, dépasserait les limites de cet exposé et je me limiterai à décrire et à commenter les plus remarquables :

I. Viaduc d'accès

Constitué par 8 travées comportant chacune 5 poutres de 50 mètres de longueur en béton précontraint. Ces poutres sont à section en forme de double té, reliées entre elles par un hourdis supérieur et 5 entretoises.

L'examen de la coupe transversale du tablier montre qu'on a recherché pour celui-ci la plus grande légèreté possible, dans le but de faciliter les opérations de levage. D'autre part, tenant compte des récents essais effectués sur des hourdis en béton précontraint, l'écartement entre poutres a été porté à 3,45 m pour une épaisseur de hourdis de 0,18 m.

La légèreté des poutres eu égard à leur portée, a nécessité une étude minutieuse de leur stabilité élastique et de leur résistance pendant les opérations de ripage à terre, de levage et de ripage sur les têtes des piles avant entretoisement définitif.

II. Massif d'ancrage Rive gauche

Au dessus du marais Vernier Rive gauche, l'ancrage a été réalisé par «massif poids». Il présente un volume sensiblement égal à celui de l'Arc de Triomphe de l'Etoile à Paris.

Le rôle essentiel de cet élément est de résister à l'effort de traction des câbles du pont suspendu, dont l'intensité peut atteindre 16 000 tonnes et qui s'exerce à une hauteur de 45 mètres environ au-dessus du sol.

Le massif d'ancrage est constitué par deux voiles relativement minces disposés dans les plans verticaux des faisceaux des câbles du pont suspendu. Ces voiles s'épaississent dans la zone d'ancrage des câbles et suivant trois contreforts rayonnant autour de cette zone, l'un vers le haut, supportant la sellette d'appui des câbles et l'articulation du tablier métallique, le second formant une béquille d'appui sur le caisson arrière, le dernier enfin se présentant sous la forme d'une béquille inclinée dont la largeur diminue au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'articulation avant du type Freyssinet et dont la direction matérialise le cheminement des efforts principaux dans le massif. Les deux voiles parallèles sont réunis par diverses entretoises et, à l'arrière, par une caisse à lest.

La précontrainte a été largement utilisée pour conférer au béton la résistance aux efforts subis par les deux voiles dans leur plan, efforts ayant été déterminés par une étude analytique très complexe.

III. Massif d'ancrage Rive droite

Le massif d'ancrage a été réalisé à flanc de coteau dans une roche calcaire tendre présentant de nombreuses failles. Le rocher a été consolidé par des injections de ciment. Le massif est constitué essentiellement par deux grands tirants de 49,50 m de longueur en béton précontraint, réunis à leur partie arrière par une puissante traverse en béton armé.

La liaison entre les câbles du pont et ceux des tirants se fait par culots, tiges filetées (3 par câble) et pièces relais en acier moulé.

IV. Pylônes en béton armé

Ces pylônes sont encastrés à leur base, et s'appuient sur de larges caissons descendus jusqu'au bon sol à 19 m de profondeur Rive droite et 28 m sur la Rive gauche.

Ils ont 123 mètres de hauteur et comprennent chacun deux montants évidés de section rectangulaire dont les dimensions sont: sens longitudinal du pont: 4,65 m, sens transversal variable de 6,57 m à la base à 3 m au sommet.

Les montants sont reliés au niveau du tablier par une poutre de 3,50 m de hauteur et de 2,20 m de largeur; entre cette poutre et la base, les montants

sont solidarisés par un voile de 0,60 m. En tête, une grande entretoise de 15 mètres de hauteur et 80 cm d'épaisseur relie les montants. Le vide intérieur est de 1,20 m $\times$ 1,20 m sur toute la hauteur.

La forme des pylônes a été étudiée pour qu'ils permettent d'une part, sans solution de continuité, le passage du tablier métallique dont ils assurent appui au vent et, d'autre part pour qu'au sommet des montants, les charges, apportées par les câbles, soient centrées sur les montants.

Les pylônes ont été montés sans échafaudages s'appuyant sur le sol. Tous les coffrages étaient suspendus et les engins de levage prenaient appui sur les parties déjà exécutées et montaient en même temps que le béton. Le personnel, et les matériaux, étaient hissés le plus haut possible au moyen d'ascenseurs rapides.

Lorsque le pont sera en service, le déplacement en tête des pylônes atteindra dans les circonstances les plus défavorables 41 cm, avec une contrainte maximum à la base du béton de 98 kg/cm².

Ces pylônes constituent le record du monde de leur catégorie.

V. Travées suspendues

Pour des raisons que nous examinerons plus loin, le tablier a été réalisé avec des poutres de rigidité continues au droit des pylônes (voir fig. 2), solidarisé aux câbles porteurs au milieu de la travée centrale (nœud central) et fixé à une extrémité sur le massif d'ancrage rive gauche par articulation. L'autre extrémité est libre sur massif rive droite et prend toutes les dilatations sur 960 mètres de longueur.

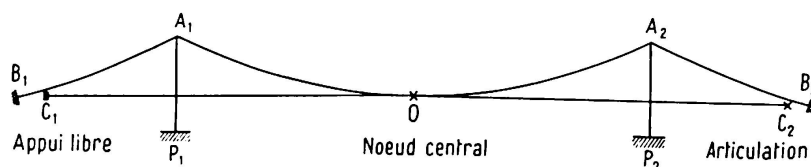


Fig. 2. Schéma des calculs.

Les 2 câbles porteurs, qui se présentent sous forme hexagonale de 55,6 cm de hauteur et 56,4 cm de largeur, sont constitués chacun par un faisceau de 56 câbles élémentaires de 72 mm de diamètre, continus d'un ancrage à l'autre sur 1'060 m de longueur. Dans les travées latérales, chaque câble porteur comporte 4 câbles élémentaires en supplément.

Chaque câble élémentaire est constitué de 169 fils de 4,7 mm en acier 150/160 kg/mm², travaillant au maximum à 50 kg/mm².

La couverture du tablier mixte acier-béton a été constituée par une tôle plane de 10 mm et une dalle de béton armé de 9,5 cm d'épaisseur. La liaison tôle-dalle a été réalisée, pour la première fois, à ma connaissance, par des

goujons verticaux soudés, innovation à la fois économique et de mise en œuvre très rapide. Les armatures de la dalle sont fixées sur ces goujons.

La création du nœud central, la continuité des poutres de rigidité au droit des pylônes et la fixation du tablier à une extrémité sur le massif d'ancrage rive gauche, ont entraîné une complication des calculs statiques de l'ouvrage.

En effet, pour un pont suspendu ordinaire, l'ensemble hyperstatique câble et poutre, comporte une seule inconnue hyperstatique: Q , la poussée dans le câble.

Pour le pont de Tancarville, la présence du nœud central introduit une discontinuité dans le câble et dans la poutre sous l'action des surcharges; les poussées Q_G et Q_D dans le câble, de part et d'autre de ce nœud central sont différentes, une partie de la poussée étant transmise aux ancrages par la demi-poutre entre nœud central et appui fixe sur ancrage. D'autre part, les moments sur pylônes M_G et M_D donnent deux inconnues supplémentaires, qui, avec les deux poussées conduisent à un système de 4 inconnues hyperstatiques: Q_G , Q_D , M_G , et M_D .

Pour les divers cas de surcharges, la résolution numérique de ce système est extrêmement compliquée et le choix des cas de surcharges les plus défavorables très difficile à fixer.

Toutefois, pour le pont de Tancarville, une méthode de calculs a pu être mise au point permettant de résoudre les équations avec un petit nombre d'approximations et de s'adapter rapidement au calcul électronique pour tous les cas de surcharge envisagés, à partir d'un petit nombre de constantes faciles à calculer (voir pour tous détails l'étude de M. L. CHADENSON, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées: Essais sur les théories aérodynamiques relatifs aux Ponts suspendus et leur application au pont de Tancarville: Annales des Ponts et Chaussées n° 1 et n° 2 1957).

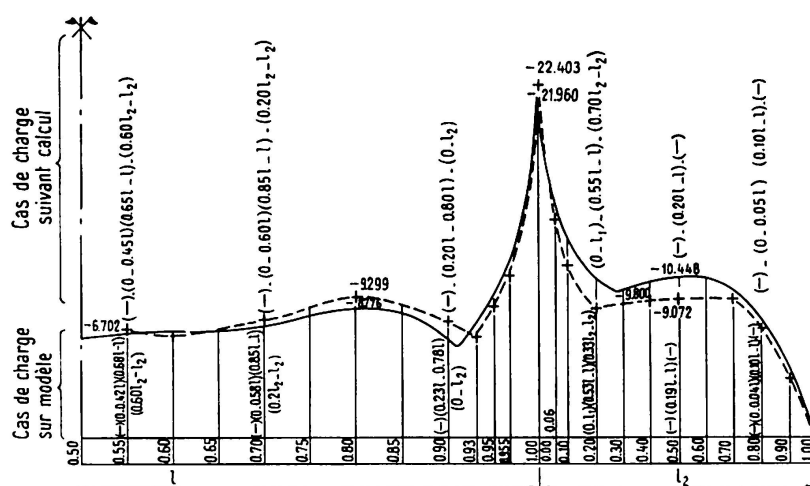


Fig. 3. Courbes des moments de flexion.

Légende: ——— Résultat du calcul.
 + Résultat sur modèle.
 - - - Courbe enveloppe d'après modèle.

L'Administration des Ponts et Chaussées (M. NAUD, Inspecteur Général, M. PREMPAIN, mort accidentellement d'un accident de voiture en se rendant au chantier, M. LIZE et M. HUET, Ingénieurs en chef, MM. DREUX et DUPRAY, Ingénieurs des Travaux Publics de l'Etat) a tenu à vérifier les résultats des calculs à l'aide d'un modèle réduit au $1/100^{\circ}$ pour l'échelle des longueurs.

Le tablier et les pylônes ont été réalisés en bois à fibres parallèles sans nœuds (spruce) les EI ont été conservés en similitude, avec masselottes pour rétablir le rapport des poids, d'autres masselottes, amovibles, représentant les surcharges. Des balances installées aux deux extrémités des câbles et à l'extrémité rive gauche du tablier ont permis de mesurer les poussées.

Les moments de flexion dans les poutres ont été définis à l'aide de mesures de courbures par curvimètre et les déformations verticales ont été relevées avec un niveau.

Ces mesures ont permis de contrôler, avec une excellente approximation les poussées, les moments de flexion et les flèches. Fig. 3 donne la comparaison entre les calculs et les résultats, d'après modèle réduit, il montre bien la bonne concordance entre les calculs et les essais sur modèle réduit.

III^e partie. Efforts du vent s'exerçant sur les ponts suspendus

La tenue au vent des ponts suspendus a toujours été la grande préoccupation et le souci constant des spécialistes de ce type d'ouvrage. Plusieurs catastrophes depuis celle du pont de Dryburgh Abbey (Ecosse) en 1818, jusqu'à celle du pont de Tacoma (U.S.A.) en 1940, ont bien démontré que le problème de la stabilité au vent des ponts suspendus était complexe et difficile à analyser.

Toutefois, en ce qui concerne le pont de Tacoma j'ouvrirai tout de suite une parenthèse, car il était bien connu depuis longtemps, et, notamment à la suite des travaux du professeur français PIGEAUD, remontant à 1925, que raisonnablement la hauteur des poutres devait être de l'ordre de $1/100^{\circ}$ de la portée (Tacoma $1/300^{\circ}$) et la largeur de l'ordre de $1/30^{\circ}$ de la portée (Tacoma $1/75^{\circ}$).

En France d'ailleurs, les accidents furent très rares, car les directeurs successifs du Service Central d'Etudes du Ministère des Travaux publics, surent se montrer très prudents pour l'approbation des projets qui leur furent soumis (au cours des récentes années: MM. PIGEAUD, GRELOT et ROBINSON) et leur action fut très efficace.

C'est ainsi que pour le pont de Tancarville, la commission technique de concours réunissait avec les membres de la *Chambre de Commerce*, les représentants des Ponts et Chaussées, MM. GRELOT et NAUD, Inspecteurs Généraux, ROBINSON et PREMPAIN, Ingénieurs en Chef.

I. Rappel des études principales sur la stabilité des ponts suspendus

Aux U.S.A., les principaux travaux de recherches furent menés par VON KARMAN, STEINMAN, MODJESKI, AMMANN et BLEICH.

En Angleterre, les recherches furent nombreuses pour la mise au point du projet du grand pont suspendu sur la Severn.

En Allemagne, ce fut pour le pont de Cologne (voir notamment n° 7 de Juillet 1958 de la Revue Stahlbau, BARBRÉ et IBING), que les études furent faites.

En U.R.S.S., nous citerons les travaux de VLASSOV (1940) et de GOLDENBLATT (1947).

En France, les études du professeur ROCARD (Dynamique générale des vibrations et instabilité en mécanique: automobiles, avions et ponts suspendus), et de M. CHADENSON (Annales des Ponts et Chaussées n° 1 et n° 2 de 1957).

Les uns et les autres ont analysé les phénomènes complexes qui résultent de l'action du vent sur les ponts suspendus: oscillations de flexion et oscillations de torsion.

II. Oscillations verticales de flexion

Les oscillations de flexion correspondent à des vibrations en phase des deux nappes de câbles. Elles comportent deux gammes distinctes.

- a) Les oscillations antisymétriques dans lesquelles la figure déformée du tablier est symétrique par rapport au point central de la travée (nombre pair de sinusoides).
- b) Les oscillations symétriques dans lesquelles la figure déformée est symétrique par rapport à un axe vertical passant par le point milieu de la travée (nombre impair de sinusoides).

Les premières s'effectuent sans allongement du câble, mais avec déplacement horizontal relatif du câble et de la poutre, les secondes au contraire avec allongement du câble, mais sans déplacement horizontal du câble par rapport à la poutre.

Ces oscillations par elles-mêmes ne peuvent conduire à une destruction de l'ouvrage, il y a intérêt néanmoins à avoir une fréquence aussi élevée que possible.

Pour cela, il faut agir à la fois sur la rigidité de la poutre et créer des points fixes au milieu de la travée (nœud central) et sur appui d'extrémité.

En effet, la formule de la fréquence est donnée par la somme de deux termes, le premier dépend uniquement du câble (inversement proportionnel à la flèche f), le 2e contient au numérateur I (moment d'inertie), il y a donc intérêt à avoir un pont rigide pour majorer la fréquence.

D'autre part, avec la fixation de la poutre à une extrémité, les oscillations

d'ordre impair qui font intervenir les déformations élastiques de la poutre avec déplacement du nœud central sont très rapidement amorties.

Reste les oscillations qui n'entraînent pas de déplacement du nœud central; elles ont des fréquences d'ordre pair, la première donnée par $n=2$; or, n intervient sous la forme suivante, dans la formule de la fréquence:

$$N^2 = \frac{g}{8f} n^2 + \frac{EI}{mL^4} 4\pi^2 n^4.$$

avec

g	= accélération de la pesanteur
f	= flèche du câble
I	= moment d'inertie de la poutre
m	= masse au mètre courant de pont
L	= portée de la travée.

Ainsi, la fixation du point central, double la fréquence du câble et quadruple celui de la poutre, d'où l'intérêt fondamental au point de vue aérodynamique du nœud central.

III. Oscillations de torsion

Dans les oscillations verticales de flexion tout se passait comme s'il s'agissait d'un câble unique supportant une poutre de rigidité et la moitié du poids du tablier, les câbles vibraient en phase. Si au contraire, les 2 câbles vibrent sur le même mode mais en opposition de phase, il se produit une torsion du tablier, alors que l'axe longitudinal au milieu du tablier reste immobile. Comme pour la flexion verticale, il se produit des oscillations symétriques et anti-symétriques, tout au moins avec milieu de câble libre.

1. *Etudes américaines.* Dès avant l'accident du Tacoma à la suite d'essais, la formule suivante avait été vérifiée, donnant le moment de torsion:

$$T = C_\theta \gamma b \frac{V^2}{2g}$$

avec:

θ	= inclinaison du tablier,	b	= largeur du tablier,
C_θ	= coefficient de torsion fonction de θ ,	V	= vitesse du vent,
γ	= densité du fluide en mouvement,	g	= accélération de la pesanteur.

Pour améliorer la stabilité, il fallait modifier la portance en fonction de l'inclinaison du tablier et plusieurs solutions dont je reparlerai plus loin furent préconisées, en particulier un masque latéral le long des poutres de rigidité.

Mais, c'est à la suite de l'accident de Tacoma que l'aérodynamicien VON KARMAN se livra à des études approfondies sur l'instabilité au vent des ponts suspendus. Il mit en évidence l'influence des tourbillons alternés qui entourent le corps baignant dans le vent.

Ces tourbillons apparaissent derrière l'obstacle sous la forme de séries d'enroulements symétriques mais décalés qui exercent sur l'obstacle des réactions latérales alternées. Le phénomène peut se vérifier avec une automobile se déplaçant sur une route saupoudrée de neige, ou bien hydrauliquement avec un fer Γ plongé dans l'eau.

STEINMAN, à la suite de nombreuses observations, a établi des critères donnant une bonne probabilité de stabilité.

Ce critère est donné par la formule:

$$R \sqrt{\frac{K}{B}} \quad \text{dans laquelle:}$$

$$R = \text{rapport } \frac{\text{fréquence poutre}}{\text{fréquence câble}}, \quad B = \frac{4l^2}{p},$$

$$K = \frac{\pi^2 n^2}{L^2} Q + \frac{\pi^4 n^4}{L^4} E I, \text{ avec:}$$

n = (nombre pair) ayant ici valeur 2, L = portée du pont (travée unique)

Q = poussée dans le câble, l = $1/2$ largeur du pont,

I = moment d'inertie de la poutre, p = poids au mètre linéaire du $1/2$ pont.

STEINMAN en a déduit un chiffre minimum au-dessous duquel le pont ne se trouve pas dans la gamme des ponts stables.

2. *Etudes russes.* Le professeur VLASSOV de son côté a élaboré en 1940 une théorie des oscillations des ponts suspendus avec comme fréquence des oscillations de flexion verticale:

$$N_f^2 = \frac{n^2}{4} \left(\frac{2 E I n^2 \pi^2}{L^4 m} + \frac{g}{8f} \right),$$

dans laquelle:

I = moment d'inertie du tablier,

m = masse du tablier au mètre courant,

f = flèche du câble,

L = longueur du tablier,

g = accélération de la pesanteur,

n = nombre de demi-ondes.

Pour les oscillations de torsion:

$$N_t^2 = \frac{b^2 n^2}{16 r^2} \left[\frac{4 E I_\omega n^2 \pi^2}{m L^4 b^2} + \frac{g}{4f} + \frac{2 k \gamma V^2}{n^2 \pi^2 m g} \right],$$

avec:

b = largeur du tablier,

r = rayon d'inertie polaire de sa section,

I_ω = moment d'inertie vertical de sa section,

γ = densité du fluide en mouvement,

V = vitesse du vent,

K = coefficient numérique positif fonction du coefficient de torsion de la section du tablier.

La fréquence de torsion croît donc d'une part, avec la vitesse du vent et, d'autre part avec la constante de torsion.

3. *Etudes françaises.* A la suite des travaux du professeur ROCARD et de M. CHADENSON, il a pu être vérifié par analyse mathématique l'existence de forces latérales s'exerçant du fait des tourbillons sur l'obstacle dans le sens d'une portance.

La force résultante est verticale, elle excite les oscillations de flexion verticales, mais comme elle n'est pas appliquée au milieu du pont, elle va exciter également des oscillations de torsion.

Il est à remarquer que les oscillations antisymétriques sont supprimées si l'on fixe le câble, au milieu de la travée à la poutre, car il faudrait un cisaillement général et que, de plus, le rectangle du tablier devienne un parallélogramme, ce qui est impossible.

Pour les oscillations symétriques, la pulsation de torsion pour le mode « n » est donnée par une formule qui se déduit de celle de flexion par l'addition d'un terme faisant apparaître le coefficient de torsion du tablier.

On a pu vérifier expérimentalement que les vibrations symétriques trouvent dans les tourbillons alternés une excitation résultante pour la demi-sinusoïde non équilibrée.

IV. *Couplage des oscillations de flexion et de torsion*

Ainsi les tourbillons alternés sont capables d'exciter à la fois la flexion et la torsion, mais ces 2 modes s'installent en principe avec des fréquences assez différentes et comme pratiquement elles se synchronisent avec une des fréquences propres du pont, il est peu probable que les tourbillons de sillage seuls arrivent à créer des vibrations flexion-torsion couplées. Si l'on considère le pont oscillant, on est conduit à remarquer que des forces aérodynamiques beaucoup plus importantes que les réactions des tourbillons s'exercent sur le tablier. Pour le démontrer, on a été conduit à assimiler le tablier à une aile d'avion et à expliciter la théorie du «flutter».

Les conclusions qui ont pu être tirées des calculs très complexes qui ont été faits montrent que le danger de rupture provient bien du couplage des oscillations de flexion et des oscillations de torsion sous l'action des forces aérodynamiques qui se développent sur le tablier qui oscille.

Des essais en soufflerie ont été effectués par le professeur ROCARD dans le Laboratoire de physique de l'Ecole Normale Supérieure à Paris, avec une installation construite spécialement à cet effet, comportant une section elliptique utile de 120×80 cm. Ils ont donné les résultats suivants:

- Fréquence de la 1re oscillation de flexion ($n = 1$): 15 par minute.
- Fréquence de la 1re oscillation de torsion: 62 par minute.

La détermination théorique de la vitesse critique de mise en auto-oscillation par flexion-torsion, ayant montré, d'autre part l'importance de la rigidité du

tablier à la torsion, il a été procédé des vérifications sur modèle réduit du terme $K \times G$, dans lequel:

K = constante de torsion,

G = coefficient d'élasticité de cisaillement de l'acier du tablier ($^{4/10}$ ° de E).

Le modèle utilisé par les Etablissements *Baudin-Chateauneuf*, à qui fut confiée cette étude, était à l'échelle de $1/20$ ° avec une longueur représentant 10 travées du pont. Une extrémité étant encastrée, on applique à l'autre extrémité un couple de torsion matérialisé par des poids placés à l'extrémité d'un bras de levier.

Trois types d'essais ont été effectués: sans contreventement inférieur (a), avec contreventement inférieur simplement boulonné (b) et avec contreventement inférieur soudé (c).

Ils ont donné les résultats suivants:

Le terme $K \times G$ passe de 1 (cas a) à 5,8 (cas b) puis à 50 (cas c) avec une bonne concordance avec les résultats des calculs, correspondant à des vitesses critiques respectives de 58 m/s (cas a), 100 m/s (cas b) et 260 m/s (cas c). Ces chiffres sont à rapprocher de la vitesse critique de Tacoma, correspondant à un tablier sans rigidité transversale de 20 m/s.

IV° partie. Dispositions envisagées ou réalisées pour améliorer la stabilité aérodynamique des ponts suspendus

I. Solutions américaines

A la suite des recherches théoriques et des expérimentations, les techniciens américains, STEINMAN en particulier, ont préconisé les améliorations suivantes:

- Mise en place de masques latéraux modifiant la portance en fonction de l'inclinaison du tablier qui oscille.
- Platelage supérieur du tablier permettant le passage de l'air, soit latéralement, soit au centre de la chaussée par grillages.
- Raidissement de la suspension au moyen de suspentes obliques supplémentaires en diagonale, entre les suspentes verticales et précontraintes.
- Augmentation de la hauteur des poutres de rigidité.

II. Solution Tancarville

Les dispositions adoptées par les Américains n'ont pas paru décisives aux réalisateurs du pont de Tancarville qui ont tenu à utiliser à fond les renseignements donnés par les calculs et les essais:

1. Constitution d'une section transversale présentant une forte résistance à la torsion au moyen:
 - a) D'un contreventement inférieur puissant et rigide de *Saint-André*.
 - b) D'un platelage supérieur béton-acier fixé très rigidement sur les longérons, entretoises et poutres de rigidité.
2. Création d'un nœud central robuste, avec fixation du tablier à une extrémité et continuité des poutres de rigidité au droit des pylônes, assurant encastrement à la torsion.
3. Entretoises d'extrémités sur les deux culées à âme pleine double de $16\text{ m} \times 6\text{ m}$ assurant une très grande rigidité à la torsion des deux abouts du tablier.
4. Poutres de rigidité robustes dont la hauteur atteint $\frac{1}{100}^{\circ}$ de la portée.

Pratiquement, avec ces dispositions la vitesse critique du vent qui pourrait amener le couplage des oscillations de flexion et de torsion est supérieure à 200 m/s (720 km/heure) alors que la plus grande vitesse de vent observée pendant les travaux n'atteignait que 140 km/heure et qu'au cours des plus grandes tempêtes observées en France, par courtes rafales, le vent maximum n'a jamais dépassé 220 km/heure.

V° partie. Détails de construction des pièces spéciales de liaison du pont de Tancarville

I. Nœud central

L'effort maximum à transmettre est de 1500 T par côté. Il passe des câbles dans le tablier par l'intermédiaire de colliers spéciaux en acier moulé (voir fig. 4).

Chaque collier est constitué par deux demi-coquilles de 6,00 m de longueur.

La demi-coquille inférieure, munie de joues verticales, est fixée par boulons (192 boulons de 40 mm), sur les âmes verticales de la membrure supérieure de la poutre de rigidité. La demi-coquille supérieure est fixée sur la demi-coquille inférieure par 68 boulons de 45 mm.

Les faces intérieures de ces pièces ont été soigneusement usinées pour un appui correct des câbles périphériques, compte-tenu du renflement du faisceau de câbles, obtenu par l'intermédiaire de cales d'épaisseurs variables. Ces cales empêchent tout glissement, elles reçoivent les efforts à transmettre par frottement des câbles sur les surfaces en contact, et les transmettent au collier par des oreilles butées dans les alvéoles de ce collier. Elles ont une longueur de 3,70 m et des épaisseurs variables de 5 à 10 mm (7 cales par faisceau de câbles).

En outre, dans l'axe horizontal de la nappe, une 8e cale, sans oreilles, est destinée seulement à renfler le faisceau et à jouer le rôle du coin, en cas de glissement éventuel, elle constitue une sécurité supplémentaire.

L'usinage de ces cales de section très compliquée a été particulièrement délicat.

II. Appuis du tablier sur pylônes et culées

Les appuis du tablier pour la résistance aux diverses sollicitations ont donné lieu à des études originales et à la construction de pièces en acier moulé et forgé de formes compliquées.

a) *Appuis sur pylônes.* Pour les forces verticales, les appuis sont réalisés par des bielles en acier moulé de 5,20 m de longueur entre axes susceptibles de transmettre chacune un effort de 550 tonnes.

L'appui au vent est réalisé par une surface sphérique de 800 m/m de diamètre en acier moulé, entraînant une garniture en acier inoxydable dans un évidement de la traverse en béton armé du pylône (voir fig. 5).

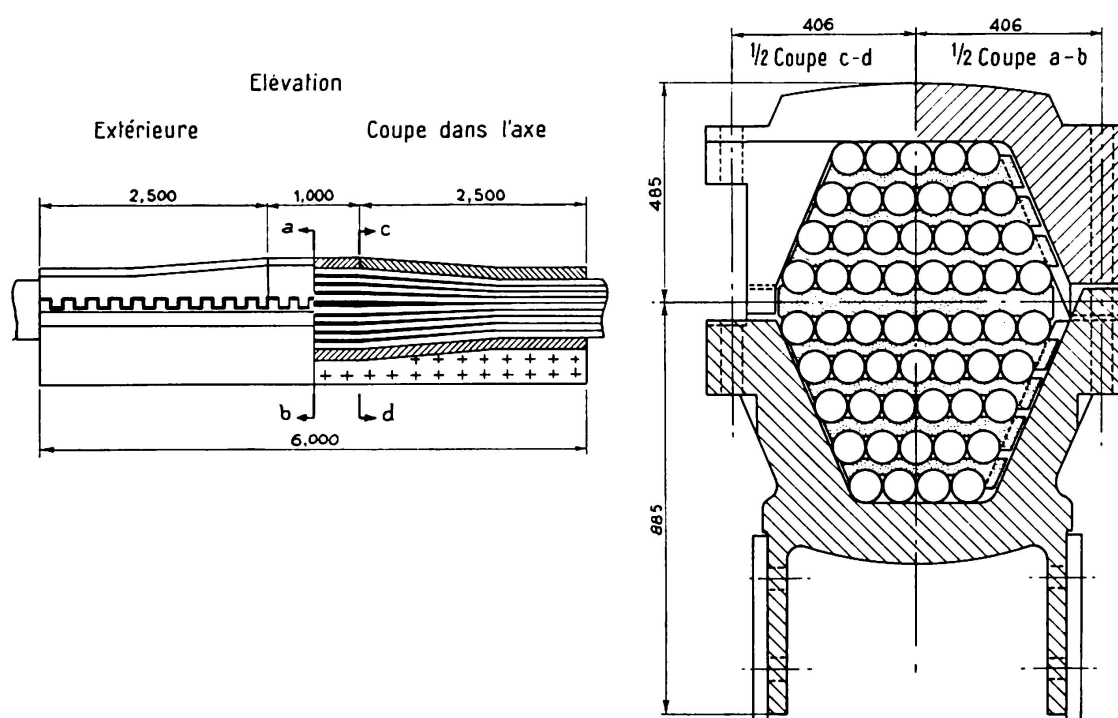


Fig. 4. Nœud central.

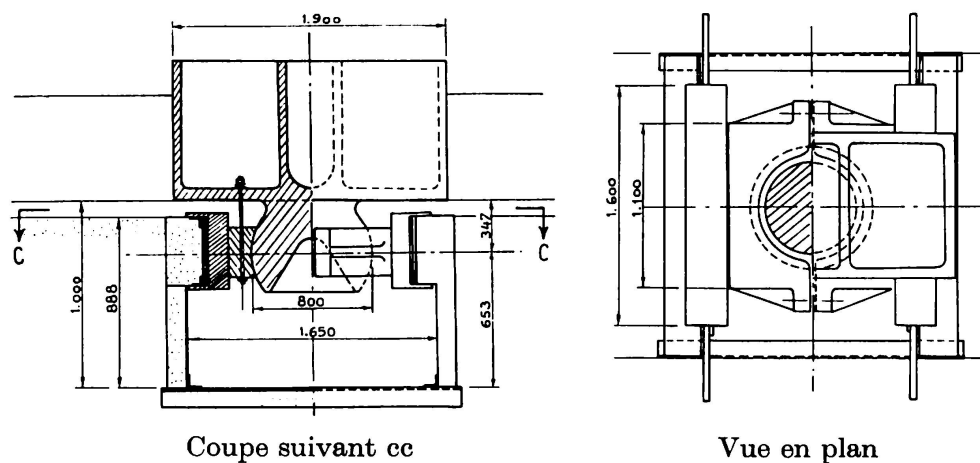


Fig. 5. Appui au vent sur pylône-Coupe dans l'axe-Elévation extérieure.

b) *Appuis sur culée rive droite.* Les appuis sous la charge verticale sont réalisés par deux bielles en acier moulé de 5,50 m de longueur.

L'appui sous la réaction du vent est constitué par une surface sphérique de 300 mm de diamètre pouvant se déplacer dans une gaine en acier moulé, elle-même mobile par l'intermédiaire de garnitures, en acier inoxydable, dans une échancrure du béton de la culée rive droite.

c) *Appuis sur massif d'ancrage rive gauche.* L'appui dans le plan vertical est réalisé par un gros axe de 700 mm de diamètre situé au niveau du centre de gravité de la section des membrures des poutres de rigidité. L'effort maximum à transmettre est de 1500 tonnes par appui. Chaque axe repose à l'intérieur d'un coussinet en acier chrome-aluminium.

L'appui au vent transversal est disposé à la partie haute du tablier à 0,32 m au-dessous de la tôle de platelage, dans l'axe longitudinal de l'ancrage.

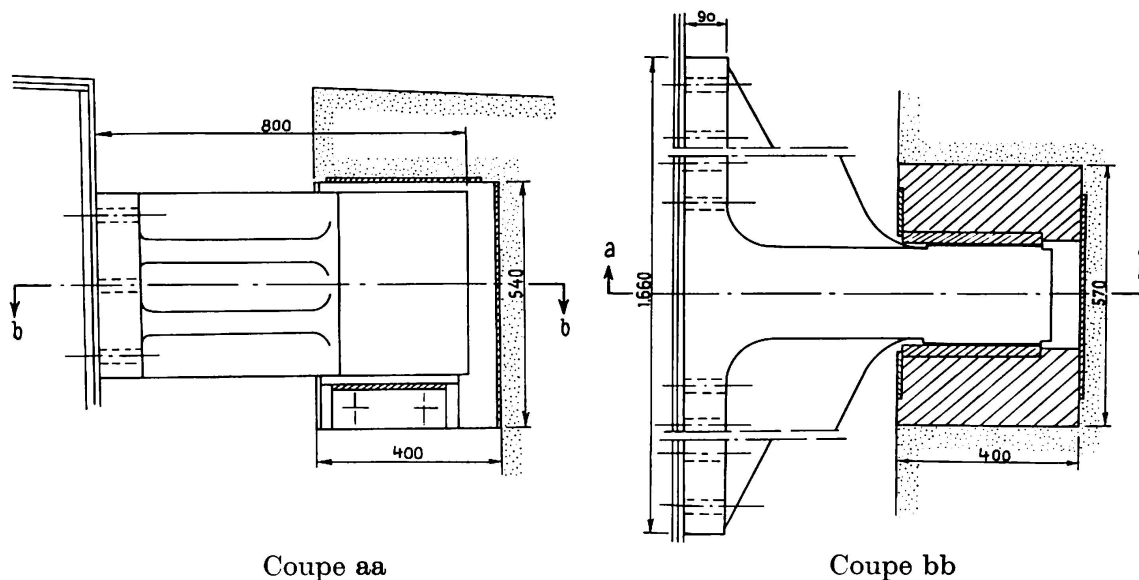


Fig. 6. Appui au vent culée RG.

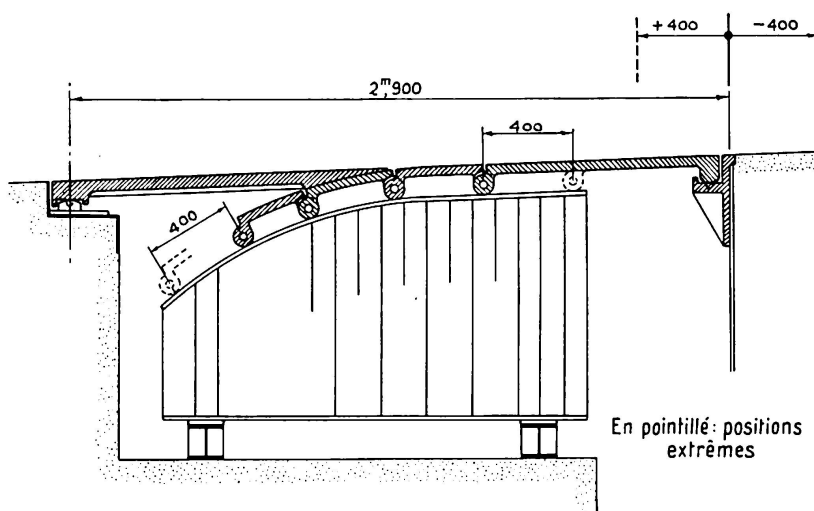


Fig. 7. Joint de chaussée RD.

Il est constitué par une pièce en acier moulé coulissant entre deux flasques en acier doux fixées elles-mêmes sur la maçonnerie (voir fig. 6).

III. Joints de chaussée

Aux deux extrémités du tablier suspendu, la continuité de la surface de roulement de la chaussée est assurée par un dispositif en acier moulé (voir fig. 7).

Rive gauche, les plaques de jonction suivent les déformations angulaires du tablier, sans déplacement longitudinal important puisque le tablier est ancré sur le massif d'ancrage.

Rive droite, au contraire, les déplacements longitudinaux correspondent à ceux d'une travée de 960 mètres de longueur, soit sous l'action des variations de température ± 400 m/m.

Résumé

L'auteur, qui a donné dans le bulletin n° 18 de notre Association la description générale de cet important ouvrage qui met en œuvre simultanément les techniques les plus récentes du béton armé, du béton précontraint et de la construction métallique, se propose dans la présente contribution de fournir des indications détaillées sur les innovations techniques réalisées à *Tancarville*.

Il fera le point des études et recherches expérimentales entreprises dans les divers pays pour lutter contre les efforts du vent qui s'exercent sur les ponts suspendus et qui posent des problèmes très délicats pour les grandes portées. Il en déduira une série de dispositions envisagées, ou déjà réalisées, pour améliorer la stabilité des très grands ponts suspendus, tant par les techniciens américains que par les réalisateurs du pont de *Tancarville* sur la Seine près du *Havre* (France).

Dans une dernière partie, Monsieur DELCAMP fournit quelques détails de construction des pièces spéciales de liaison entre câbles, tablier et appuis, de réalisation originale.

Zusammenfassung

Der Verfasser gab in den «Mitteilungen» Nr. 18 unserer Vereinigung eine allgemeine Beschreibung von diesem wichtigen Bauwerk, zu dessen Erstellung man gleichzeitig die neuesten Methoden des Eisenbetons, des vorgespannten Betons und des Stahlbaues benützte, und gibt in diesem Beitrag detaillierte Hinweise über die in *Tancarville* realisierten technischen Neuerungen.

Er wird die in den verschiedenen Ländern gemachten Studien und Versuche für Maßnahmen gegen die bei Hängebrücken auftretenden Windbeanspruchun-

gen, die bei großen Tragweiten sehr heikle Probleme stellen, vergleichend auswerten. Daraus wird er zur Verbesserung der Stabilität von sehr großen Hängebrücken eine Reihe von vorgesehenen oder schon realisierten Maßnahmen — teils von amerikanischen Ingenieuren, teils von den Erbauern der Brücke von Tancarville über die Seine bei Le Havre (Frankreich) — ableiten.

In einem letzten Teil beschreibt Herr DELCAMP einige in neuer Bauweise realisierten Konstruktionsteile: Verbindungen bei Kabel, Hauptträger und Unterstützungen.

Summary

The author has already given, in Bulletin No. 18 of our Association, a general description of this important structure in which the most modern techniques in reinforced concrete, prestressed concrete and steel construction are employed simultaneously. In the present paper, he provides detailed information regarding the technical innovations in the design of the *Tancarville* bridge.

He reviews the experimental investigations and researches undertaken in various countries to counteract the wind forces acting on suspension bridges, which give rise to very difficult problems in the case of long spans. He then enumerates a series of arrangements based on this work, which have been suggested, or have already been adopted, for the purpose of improving the stability of very large suspension bridges, both by American engineers and by the designers of the *Tancarville* bridge over the Seine, near *Le Havre* (France).

In the final section of this paper, Monsieur DELCAMP gives some constructional details regarding special components, of original design, for connecting the cables, the deck and the bearings.

VI 6

The Development of Asphalt Surfacing for Steel Bridge Decking

Développement des revêtements en asphalte pour tabliers métalliques

Die Entwicklung von Asphaltbelägen für Stahlfahrbahnplatten

J. J. TROTT

D. S. WILSON

B. Sc., A. Inst. P.

Road Research Laboratory, Department of Scientific and Industrial Research,
United Kingdom

Introduction

At the request of the Joint Consulting Engineers for the proposed new bridges over the rivers Forth and Severn, the British Ministry of Transport and Civil Aviation asked the Road Research Laboratory to make tests to help to decide on the choice of a surfacing that would be sufficiently impervious to protect the steel decking from rust and corrosion, and that would be durable, non-skid and of a thickness not exceeding 2 in. It was desirable to test the possible surfacings on the full-scale and steel panels 9 ft. long by 7 ft. wide of a construction similar to that of the then proposed decking were placed in the carriageway of the Colnbrook By-pass on Trunk Road A. 4. This road carries more than 40,000 tons of traffic per day and some of the test panels were subjected to this traffic for periods of up to six years.

The tests began in 1949 and continued until the end of 1957, resulting in a surfacing considered satisfactory for the bridge decking described. Table 1 shows in chronological order the types of test made and gives brief details of the results. Preliminary experiments indicated that a 1½-in. layer of stone-filled mastic asphalt was sufficient, but that special care was necessary to prevent entry of water at the boundaries. Experiments were then made to devise methods of keeping the water out. The dynamic strains generated in the steel plate by heavy moving vehicles showed that the proposed surfacing made a significant contribution to the rigidity of the steel plate under winter conditions, but its contribution was negligible at summer temperatures. This paper describes all these experiments in detail.

Table 1. Time-Table of Tests on Mastic Asphalt Surfacing

Nov. 1949	4 panels set in roadway: 1-in., 1½-in., 2-in., smooth panels 1½-in. chequered panels	
Feb.-March 1950	Load Tests to 12½ tons	No cracks produced in any surfacing
Jan.-April 1950	Panels inspected	Cracks started at junctions, and at sides. Crack between 1- and 1½-in. sections. No cracks on surface proper
Nov. 1950	2-in. and chequered panels taken up, surfacing remov- ed, 15-ft. panel put in, treated for waterproofing as described in text	Rust 7-in. in from edges, otherwise bond still intact
Mar. 1951	Panels inspected	Fine cracks in 1-in. surfacing over stiffeners
Mar. 1952	Panels inspected	Cracks widening – new ones forming
May 1953	Panels inspected	Cracks ¼-in. wide in 1-in. surfacing
July 1954	1½-in. and 1-in. surfacing panels removed, inspected	1-in. panel cracks ⅛-in. wide down to steel. 1½-in. panel ⅛-in. wide crack over centre stiffener — did not penetrate to steel
July 1954	Panels instrumented with strain gauges, and replaced in roadway. Static load tests carried out. Panels resurfaced as before	Rigidity of both panels approx. the same
July 1954	Dynamic strain measure- ments carried out, at dif- fering temperatures	Strain found to be highly dependant on temperature
1955	Laboratory studies of mastic asphalt	E_{mastic} found to be dependant on frequency and temperature
July 1956	15-ft. panel taken up and inspected	Sealing compound found successful. Mastic bond had failed

First Full-Scale Test, 1949

A preliminary test showed that good adhesion was obtained between mastic asphalt and a steel plate when the steel was sand-blasted and painted with bituminous paint, which was made from 18—25 penetration bitumen cut back to an easy brushing consistency with solvent naphtha.

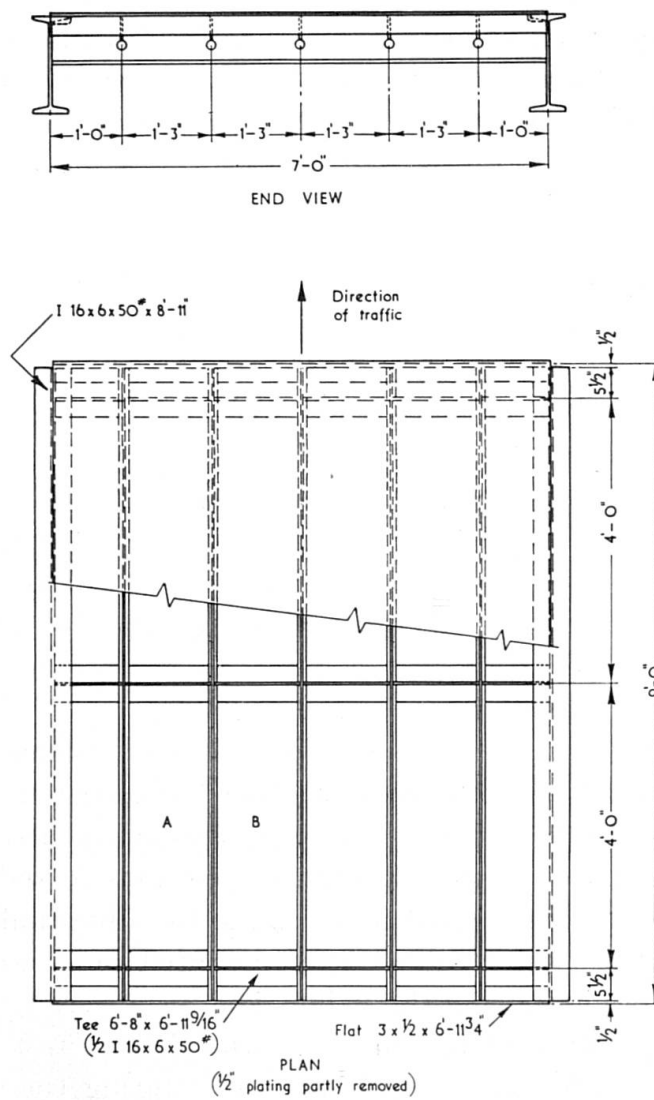


Fig. 1. Deck Panels for First Surfacing Test.



Fig. 2. Panels in Position Prior to Surfacing.

For the full-scale tests, four panels, each 9 ft. long by 7 ft. wide, were laid in the road (see fig. 2). Three of the panels had smooth deck plates while the fourth had a chequered plate which was included because it was feared that the surfacing might "push" on a smooth plate. The four plates were sand-blasted and painted as described, and then placed in the carriageway with their ends supported on concrete beams. The levels of the panels were stepped to permit thicknesses of surfacing of 1 in., $1\frac{1}{2}$ in. and 2 in. to be laid on the three smooth plates and a $1\frac{1}{2}$ -in. surfacing on the chequered plate. Fig. 2 shows the panels in position before surfacing. Steel plates 12 in. wide covered the gaps between the sides of the panels and the road. The panels were sited on the braking side of a bus-stop and thus received maximum traffic forces. A proprietary brand of mastic asphalt was selected as suitable; this was supplied and laid by the Limmer and Trinidad Lake Asphalt Company Limited. The material complied in general with B.S. 1447, Table 1, Col. 3, but the penetration of the 50/50 mixture of Trinidad Lake asphalt and asphaltic bitumen was in the neighbourhood of 10. The penetration of the soluble portion of this binder was about 20. 40 per cent of granite chippings were added, as indicated in B.S. 1447. $\frac{1}{2}$ inch coated granite chippings were rolled into the surface of the mastic to provide a non-skid surface.

Loading tests were made on these panels on two occasions — 2nd February and 1st March, 1950 — to determine whether the surfacings would crack due to the deflection of the decking under the maximum design wheel load of $12\frac{1}{2}$ tons. The load was applied in turn at positions A and B (see fig. 1) on each panel. The load was applied to the plate by a hydraulic jack through a section of 14-in. wide solid rubber tyre mounted on a wooden block, and released rapidly by unscrewing the valve. The tests were repeated twice each day and the temperature of the mastic at the time of test varied between 1 and $4\frac{1}{2}^{\circ}\text{C}$. The mastic surface did not crack during these tests. Since the stiffness of the decking on the proposed bridge is greater than that of the

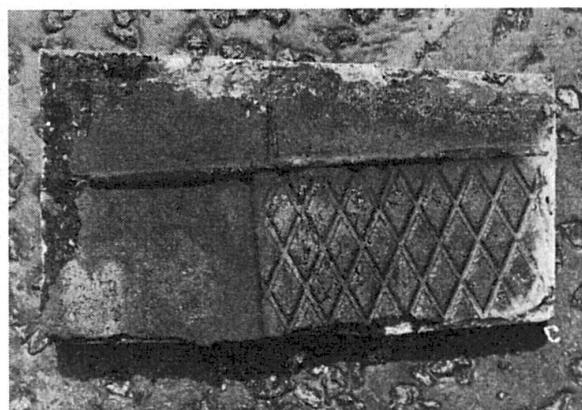


Fig. 3. The Underside of the $1\frac{1}{2}$ -in. Surfacing Removed From the Junction of the Smooth and Chequered Plate Panels.

$\frac{1}{2}$ -in. plate used in the tests, it can safely be concluded that any local deflections of the decking plates occurring under maximum design loads will not cause the surface to fracture.

By January, 1950, three weeks after opening to traffic, cracks began to appear at the junction of the panels and the side plates, and, by April, 1950, the side plates on all the sections, except that with a 2-in. surfacing, were outlined by cracks. A crack also appeared between the 1-in. and $1\frac{1}{2}$ -in. sections, no cracks were detected in the surfacing proper, although on that with a 1-in. surfacing, cracks appeared to be working in from the edges. In June, 1950, patches were cut from all sections and showed that rusting was occurring at the edges of the plates near the cracks. This spread under the bituminous

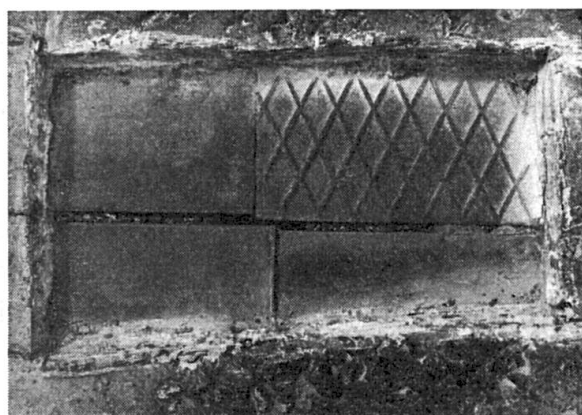


Fig. 4. Deck Plate on the Smooth and Chequered Plate Panels After Removing the $1\frac{1}{2}$ -in. Surfacing. Rusting Can Be Seen Round the Edge of the Plates.

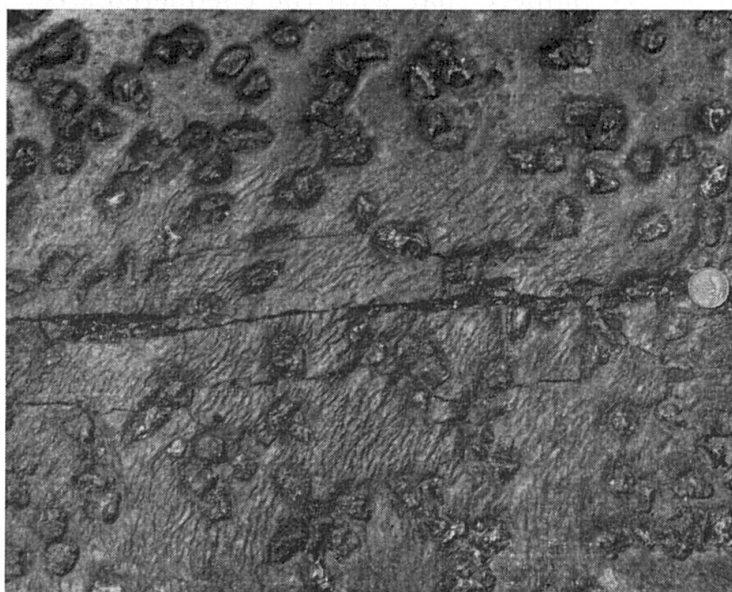


Fig. 5. Pushing of the 1-in. Mastic Asphalt Surfacing on the Side Plate Due to the Bond Being Broken Between the Surface and the Steel.

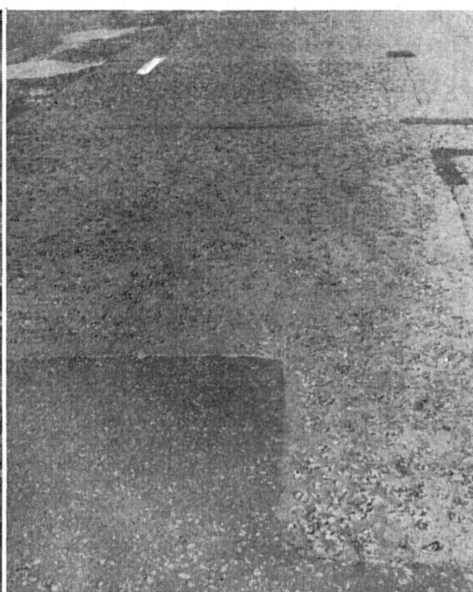


Fig. 6. View of the Surface on the Panels, Showing the Cracking Round the Side Plates.

paint and caused failure of the bond between the surfacing and the deck plate (see figs. 3 and 4). Where the bond had failed, traffic caused "pushing" of the asphalt (see fig. 5); the general appearance of the surfacing is shown in fig. 6.

These tests showed that:

- a) A stone-filled mastic asphalt surfacing $1\frac{1}{2}$ in. thick was sufficient to withstand the traffic.
- b) Although the priming coat of bituminous paint gave a reasonable bond between the asphalt and the sand-blasted steel plate, it afforded no protection once the surface became cracked.
- c) Precautions were necessary to prevent ingress of water at the boundaries of the panels.
- d) The chequered plate offered no advantage over the smooth plate.

Investigation of Methods of Protecting the Steel Deck and of Sealing the Edges of the Mastic Asphalt

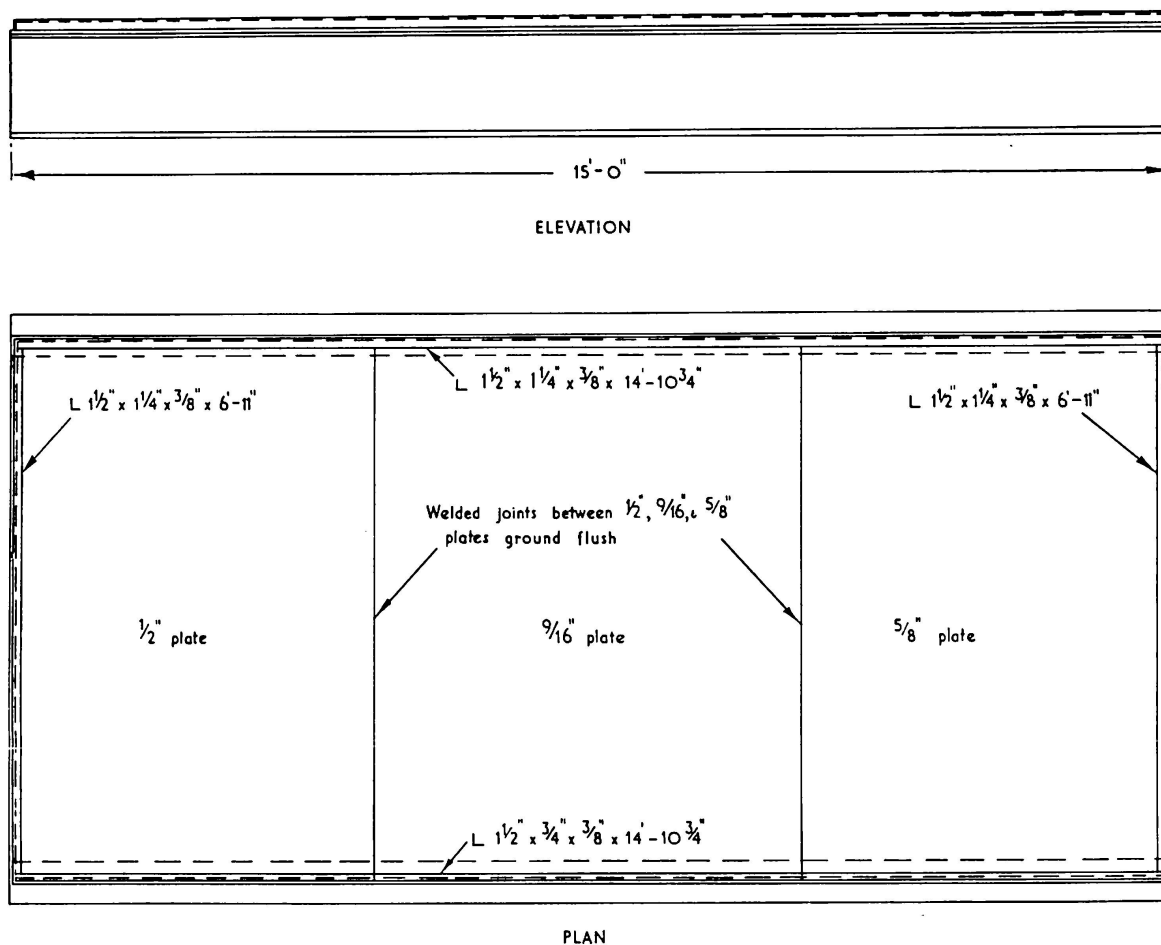
Laboratory tests showed that the bituminous paint alone did not protect the steel against moisture: better results were obtained when red lead priming was applied before the bituminous paint. When this technique was tried on a deck panel 15 ft. by 7 ft., it was found that the red lead would not dry out when applied in a thick coat. Consequently, the surface was sprayed with metallic zinc to a thickness of 0.001 in. and then primed with bituminous paint.

The large panel was similar in construction to those described earlier. Angle-iron was welded along its edges as shown in fig. 7 in order to contain the asphalt. Two of the existing panels, namely that with the chequered steel plate and that carrying the 2-in. mastic asphalt surfacing, were taken out of service and replaced by the 15 ft. by 7 ft. plate in November 1950. Two methods of laying the surfacing were employed and the methods used to seal the edges are shown in fig. 7. The panel was subjected to traffic and weathering for $5\frac{1}{2}$ years and was removed for inspection in July, 1956. The surfacing was removed near to the corners to inspect the sealing and the results were as follows:

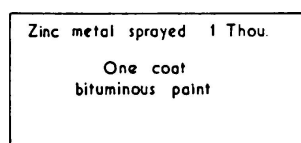
Corner A. The edge here was formed by $1\frac{1}{2}$ in. by $1\frac{1}{4}$ in. angle and was filled with a proprietary rubber/bitumen sealing compound. The joint was found to be perfect.

Corner B. The edge here was formed from either $1\frac{1}{2}$ in. by $1\frac{1}{4}$ in. or $1\frac{1}{2}$ in. by $\frac{3}{4}$ in. angles and filled with damp-proof mastic. There was an obvious construction joint between the two courses of mastic and this was filled with dust and dirt. Little adhesion occurred between the damp-proof mastic and the angle-iron: the latter showed signs of rusting.

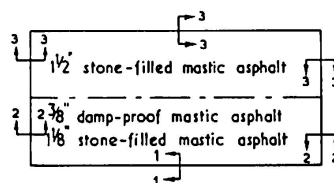
Corner C. The construction was as for *B*. The joint between the two mastic layers was more pronounced and showed evidence of pushing. The adhesion



PROPOSED PROCEDURE FOR ASPHALT SURFACING



PAINTING DIAGRAM
Note:-
Top surface cleaned of rust and scale by sandblasting before painting



SURFACING DIAGRAM

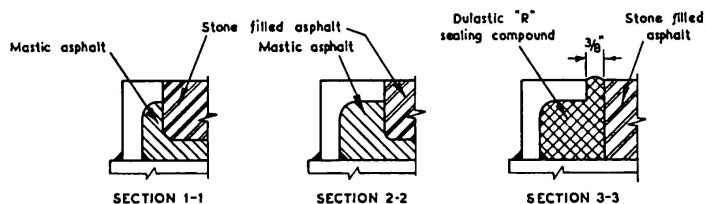


Fig. 7. Panel Used for Second Experiment.

to the angle-iron was poor and water had entered, causing some corrosion of the angle. The steel deck plate was undamaged.

Corner D. The construction was as for *A*. The joint appeared perfect but droplets of water were found in three small pockets (1 to 2 sq.in.) under the mastic. They caused some discoloration but the zinc film was intact and the deck plate undamaged. There was no evidence to indicate how the water had reached the small pockets.

No rusting of the deck plate occurred at any of these points.

Performance of 1-in. and 1 $\frac{1}{2}$ -in. Surfacing Under Prolonged Trafficking

The two panels carrying respectively 1-in. and 1 $\frac{1}{2}$ -in. surfacings of mastic asphalt and which had been installed in the road in 1949, were inspected at intervals until July, 1954, when they were removed for inspection after 4 $\frac{1}{2}$ years' service. By March, 1951, fine cracks had formed over the three central stiffeners in the 1-in. panel, and, by July, 1954, these cracks were $\frac{1}{8}$ in. wide at the surface and a penknife blade penetrated over $\frac{1}{2}$ in. By this time, a small crack, $\frac{1}{16}$ in. wide, had formed over the central stiffener of the 1 $\frac{1}{2}$ -in. panel.

When the panels were removed and inspected, the following observations were recorded:

Panel with a 1-in. Surfacing of Stone-filled Mastic Asphalt

The cracks formed over the stiffeners are shown in fig. 8. On stripping the surfacing it was found to be cracked right through over the three central stiffeners for nearly the whole distance between the transverse supports. The



Fig. 8. General View of Bridge Panels After 2 $\frac{1}{2}$ yr. with 1-in. Surfacing in Foreground. Note the Pronounced Cracks Over the Three Central Stiffeners and Incipient Cracks Over the Outer Stiffeners.

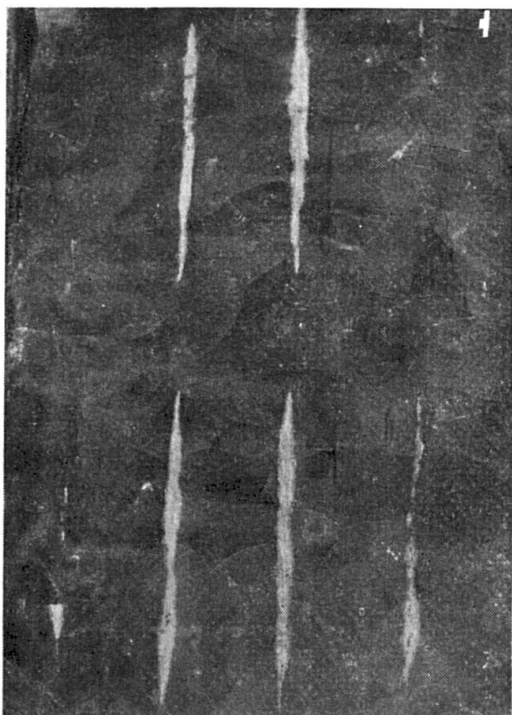


Fig. 9. The Steel Deck-Plate After Removal of 1-in. Surfacing. Note the Corrosion After $4\frac{1}{2}$ yr. Owing to Water Penetrating Through the Cracks Shown Above.



Fig. 10. The 9 ft. By 7 ft. Deck Plate After Removal of the $1\frac{1}{2}$ -in. Surfacing. Note Absence of Any Corrosion After $4\frac{1}{2}$ yr., Due to Cracking; and Also the Very Considerable Corrosion Where the Mastic Asphalt Had Not Adhered Properly Over the Front and Centre Portions of the Plate.

cracks over the outer stiffeners were found to be in the form of a "vee", the point of the "vee" just touching the steel over a short distance. Where the cracks penetrated to the steel, and all around the edges of the panel, water had entered and caused considerable rusting. Fig. 9 shows the extent of this corrosion and also shows that, over the main area of the panel where the adhesion to the mastic had remained good, no penetration of water had occurred and hence no rusting. The considerable crack over the central transverse support did not extend through the surfacing and no water had penetrated to the steel.

Panel with $1\frac{1}{2}$ in. Surfacing of Stone-filled Mastic Asphalt

There was a fairly well defined crack about $\frac{1}{16}$ in. wide over the central stiffener and a very short, faint crack over each of the two adjoining stiffeners. None of these cracks penetrated to the steel plate. As with the 1-in. surfacing, water entered all around the edges of the plate and caused considerable corrosion, particularly at the west end of the panel (on which traffic first runs). Approximately a quarter of the whole area had no adhesion between the

mastic asphalt and the steel. Here the plate was extensively rusted and the mastic asphalt was widely cracked over its underside. The cracks were filled with rust and slime, but did not penetrate to within $\frac{1}{2}$ in. of the top surface. No cracks were detected in the region where the adhesion to the steel was good. Fig. 10 shows a photograph of the steel plate after the $1\frac{1}{2}$ -in. surfacing had been removed.

Contribution of the Mastic Asphalt to the Rigidity of the Steel Deck

The difference in the performance of the 1-in. and $1\frac{1}{2}$ -in. surfacings under prolonged trafficking indicated that the surfacing might be making an appreciable contribution to the rigidity of the steel plate. To determine this contribution, dynamic strain measurements were made on the two panels while subjected to moving-wheel loads under varying conditions of speed and road-surface temperature. The steel plates were cleaned and thirteen resistance strain gauges were attached to each plate at the positions shown in fig. 11.

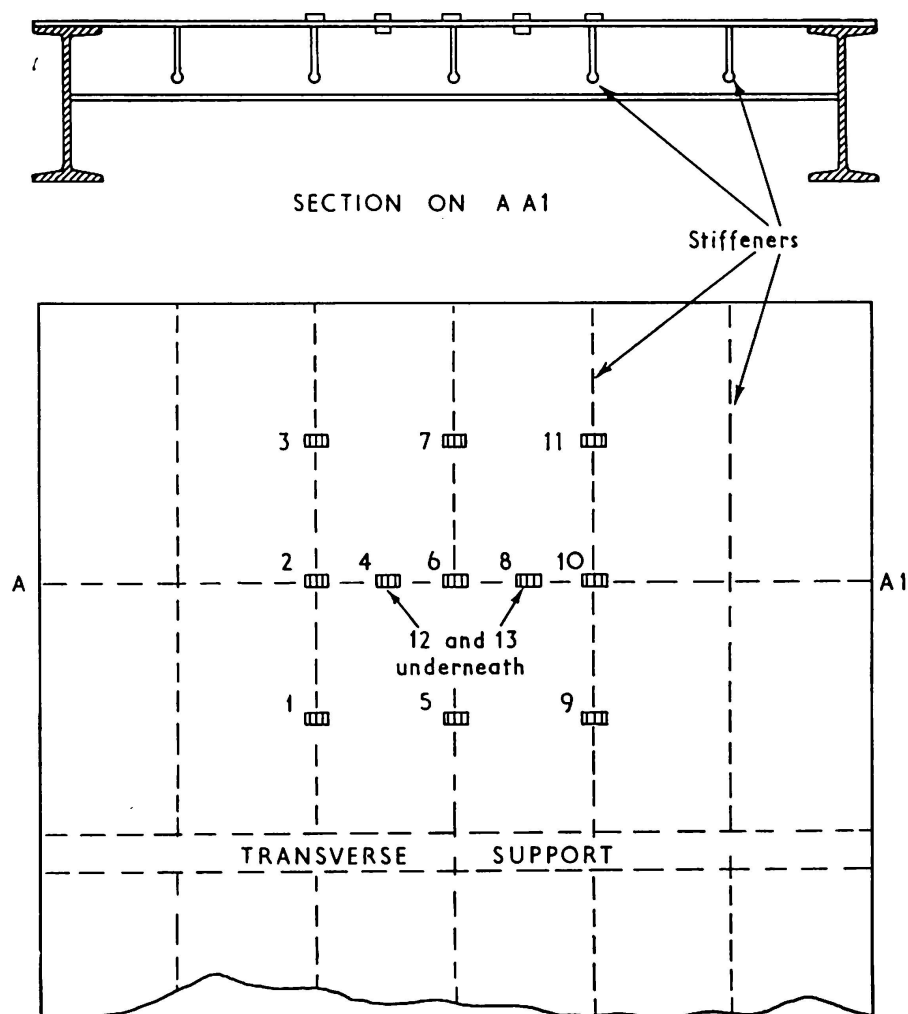


Fig. 11. Portion of Deck Plate Showing the Positions of Strain Gauges.

Gauges 1 to 11 were used on the upper surface of the steel and gauges 12 and 13 were attached to its under side. The strain gauges were of the foil type and were cemented to the steel by an epoxide resin. A thermocouple was also attached to each steel plate to measure the temperature of the asphalt surfacing.

Preliminary tests on the steel plates before resurfacing. The two panels were replaced in the carriageway of the Colnbrook By-pass and static tests were made before resurfacing with mastic asphalt. The hydraulic jack was used as in the earlier tests, but the load was applied through a rubber disc 11 in. in diameter. The jack system had to be employed because it was not practicable to run a loaded vehicle across the sections. The positions at which the tests

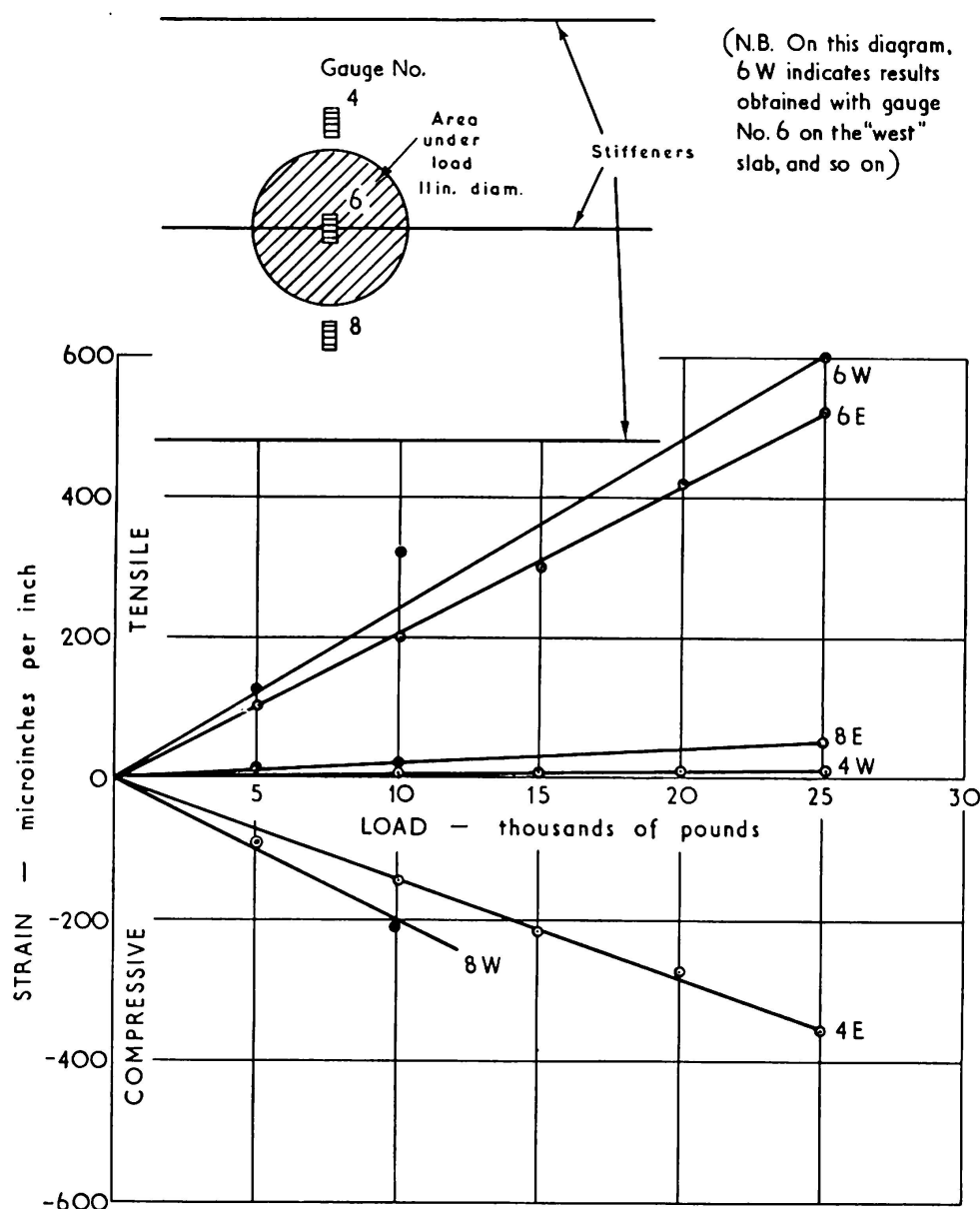


Fig. 12. Results of Static Tests on the Bare Steel Plate With Centre of Load Over Gauge No. 6.

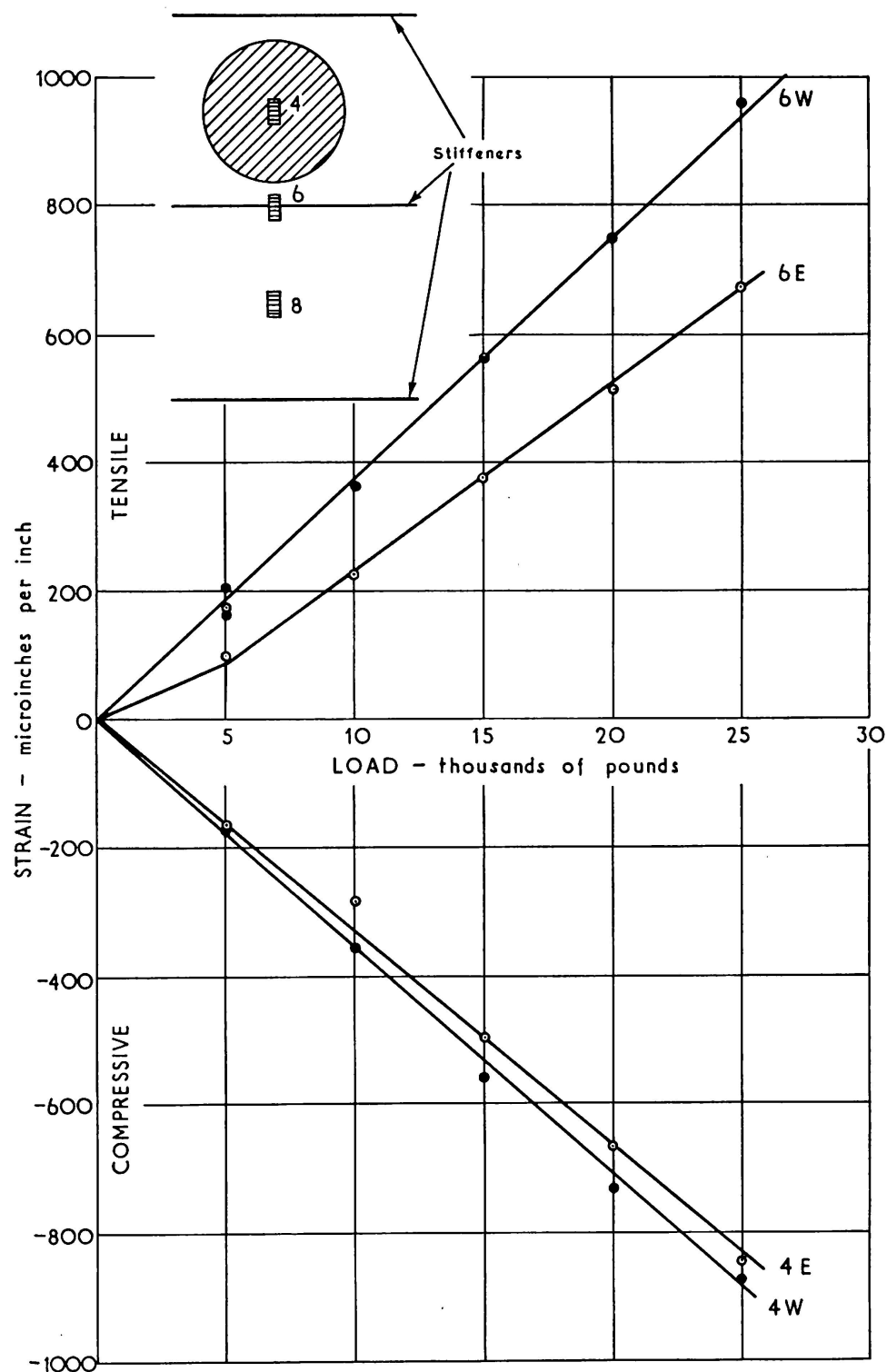


Fig. 13. Results of Static Tests on the Bare Steel Plate With Centre of Load Over Gauge No. 4.

were made are shown in figs. 12 and 13, one test being made directly over the central stiffener and the other midway between two stiffeners. Figs. 12 and 13 show the measured strains plotted against applied load. Linear relationships occurred between strain and load in all cases, hence these diagrams could be used to determine the strain in the steel at a load equal to that applied by each wheel when tests were made later with a moving vehicle. The largest tensile strains in the transverse direction occurred at gauge No. 6 on both panels, this gauge being that placed across the stiffener. As figs. 12 and 13 show, the rigidity of the panels (marked "East" and "West") was approximately equal, particularly having regard to the variations that might occur in producing the complicated welded structures.

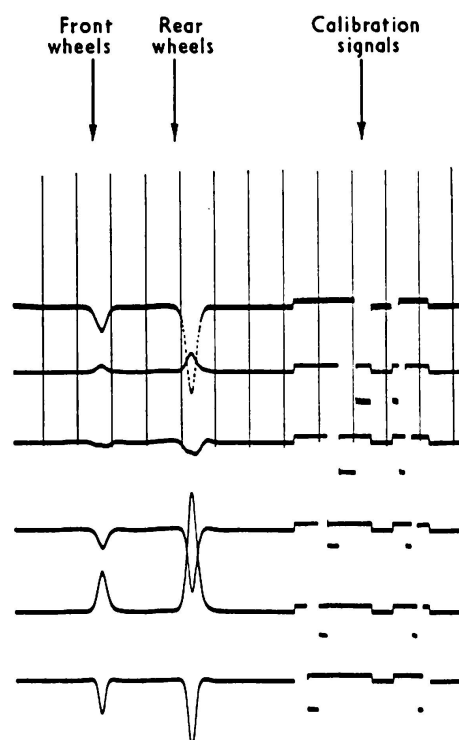


Fig. 14. Dynamic Strain Record. Vehicle Travelling at Creep Speed (About 3 mile/h).

Resurfacing of the panels. Surfacing similar to those used in the earlier tests were laid on top of the steel decking plates after the initial strain measurements had been made. The east panel had a surfacing 1 in. thick, while that on the west panel was $1\frac{1}{2}$ in. thick. The temperature of the steel was observed during the laying process and the maximum recorded was 108°C , which was considered unlikely to damage the resistance strain gauges.

Dynamic strain measurements with surfacings in place. Between July, 1954, and March, 1955, a series of dynamic strain measurements was made on three separate occasions when the plate temperatures were respectively 0°C , 8°C and 30°C . A heavy vehicle was specially loaded to give a single rear-wheel load of 11,000 lb. and was run over the panels at various speeds. The position

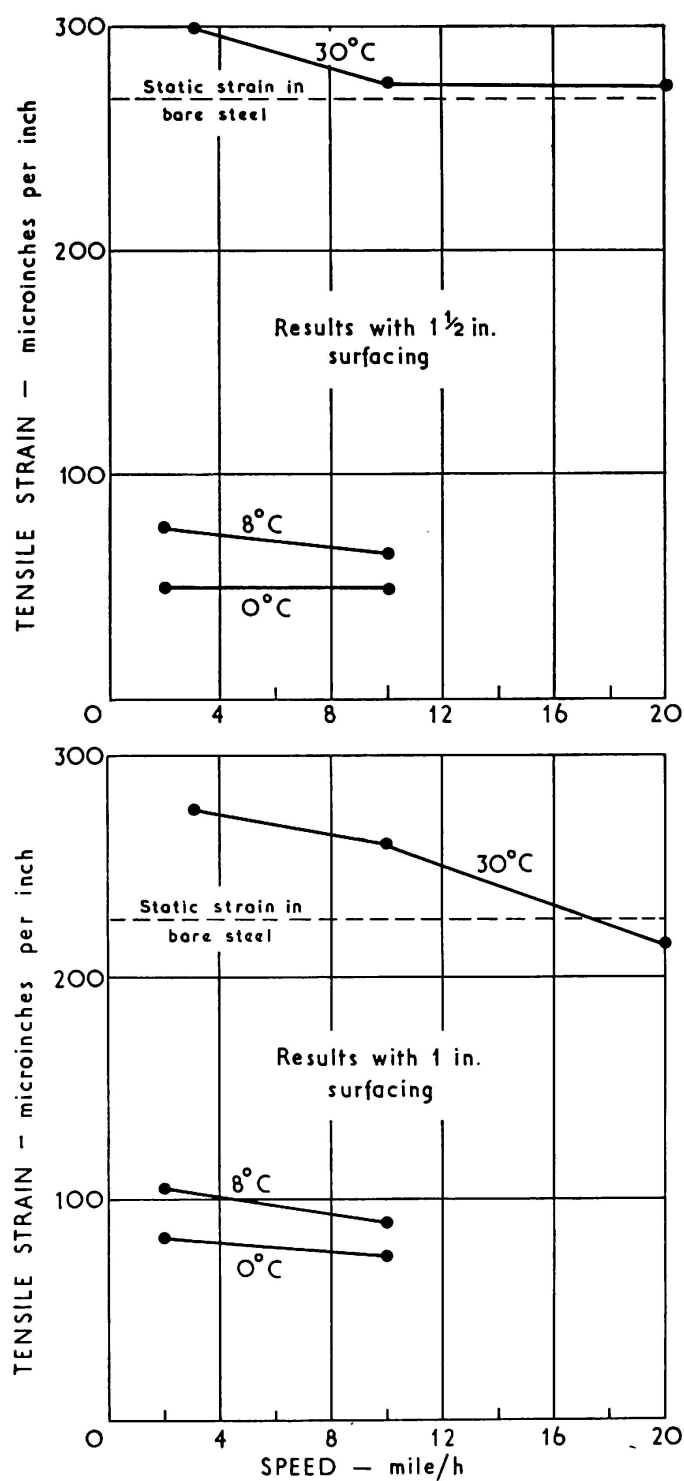


Fig. 15. Effect of Vehicle Speed and Temperature on the Dynamic Strains in Bridge Panels Caused By a Wheel Load of 11 000 LB.

of the centre line of the loaded wheel was judged by eye in relation to chalk marks on the panels. Selected strain gauges were connected to a six-channel recording galvanometer and measurements of strain were made during each run. The strains recorded by gauge No. 6 over the central stiffener were found to be the largest in each case, and, consequently, were used to compare the performance of the panels under different conditions of vehicle speed and temperature of surfacing.

The waveform of the recorded strain did not vary with vehicle speed, but the duration of the strain was, of course, inversely proportional to the speed. A typical set of records is shown in fig. 14.

Values of the peak tensile strain recorded by gauge No. 6 in each test run are shown in fig. 15 plotted against the vehicle speed, separate curves being shown for the three surfacing temperatures studied. Separate sets of curves are shown for each panel, and each diagram shows the tensile strain deduced from the static tests at a load equal to that applied by the rear wheel of the moving lorry, i.e. 11,000 lb. The distribution of strain occurring under the load applied by the jack to a rubber disc 11 in. in diameter and that applied by the vehicle tyre having an elliptical contact area about 12 in. by 8 in. will not be identical. The static strains have been included in fig. 15 merely as a yardstick by which to judge the strains recorded under the moving vehicle. The fact that, at 30°C, the dynamic strain recorded with, say, a surfacing 1½ in. thick, was actually greater than that recorded statically, with the load applied to the bare steel, therefore, has no significance.

Both sets of diagrams on fig. 15 show much larger strains in the steel when the surfacings were at a temperature of 30°C than at 0 and 8°C. The diagrams indicate that at 30°C, the surfacings made only minor contributions to the rigidity of the steel plate, whereas at the lower temperatures, their contributions were appreciable. If it is assumed that the strains measured in the static test were directly comparable with the dynamic values, it would appear that, at 0°C, the 1½-in. surfacing contributed about 80 per cent as much as the steel plate to the overall rigidity, while the contribution of the 1-in. surfacing was 60 per cent. If the mastic asphalt behaved elastically under the stresses and rates of loading applied by the moving vehicle, it would be expected that the elastic modulus would be higher at the low temperature than at 30°C. Tests on bituminous materials have indicated that the change of modulus corresponding with this temperature change may be of the order of three to four times greater and this would largely explain the recorded differences in strain at summer and winter temperatures.

The trafficking tests which lasted 4½ years showed a difference in the performance of the 1-in. and 1½-in. surfacings. It is possible that summer temperatures only applied for a small proportion of the period of test and, at lower temperatures, as fig. 15 shows, there was a difference in the strains generated in the steel plates by vehicles travelling over the two thicknesses of surfacing.

The greater strains generated in the plate under the 1-in. surfacing may possibly account for its inferior performance, plus the fact that any crack generated in the surfacing had a smaller thickness to travel through than was the case with the $1\frac{1}{2}$ -in. layer.

Conclusions

The tests described in this paper show:

1. A 1-in. thickness of stone-filled mastic asphalt would be too thin for use on the deck of the proposed bridge. Cracks would probably form over the longitudinal stiffeners and permit water to penetrate through to the steel plate.
2. A $1\frac{1}{2}$ -in. thickness of stone-filled mastic asphalt behaved satisfactorily for 5 years under heavy traffic. Cracks formed in it but did not penetrate through to the steel. These tests were made with a steel plate $\frac{1}{2}$ in. thick; thus it is reasonable to expect that a $1\frac{1}{2}$ -in. surfacing would behave well on the plate proposed for the bridge.
3. Special construction is necessary to keep water out of the edge joints. Angle-iron at the edges of the deck plates, filled with rubber/bitumen sealing compound together with a surfacing of $1\frac{1}{2}$ in. of stone-filled mastic asphalt gave a joint that withstood heavy traffic for at least 6 years.
4. When angle-iron was used with a two-course surfacing consisting of stone-filled mastic asphalt overlying $\frac{3}{8}$ in. of damp-course mastic, the resistance to the ingress of water at the edges was not so good as that given by (3).
5. It was found advantageous to sand-blast the steel plate, spray it with metallic zinc, and to prime it with bituminous paint to minimise rusting and corrosion and to improve the bond between the surfacing and the plate.
6. Strain measurements made on the steel decking plates under heavy moving vehicles showed that the asphalt surfacing $1\frac{1}{2}$ in. thick made a significant contribution to the overall rigidity of the decking in winter, but under summer temperatures it contributed practically nothing to the rigidity.
7. The tensile strains generated in the steel appeared to be independent of the speed within the range of 2 to 20 miles per hour at which the heavy vehicle travelled across the surface.

Acknowledgements

The work described in this paper was carried out as part of the programme of the Road Research Board of the Department of Scientific and Industrial Research. The paper is published by permission of the Director of Road Research. Thanks are due to the various officers who took part in these tests, notably Mr. F. H. P. WILLIAMS who made the first series of full-scale tests.

Thanks are also due to the Joint Consulting Engineers for the Severn

Bridge, Messrs. MOTT, HAY and ANDERSON and FREEMAN, FOX and Partners, who co-operated throughout the work and to the Limmer and Trinidad Lake Asphalt Company who gave valuable advice and assistance.

Summary

The paper describes full-scale tests undertaken to select suitable bituminous surfacings for the steel decking on the proposed bridges over the rivers Severn and Forth.

The tests were made on steel panels inserted into the carriageway of a trunk road carrying about 40,000 tons of traffic daily.

A surfacing of stone-filled mastic asphalt was tested in thicknesses of 1, 1½ and 2 inches. Precautions were taken to keep water out of the edge joints, and to prevent rusting of the plate, and these are described. The minimum thickness of surfacing necessary to withstand 5 years of heavy trafficking was found to be 1½ inches.

Strain measurements, made on the steel deck plates under standard wheel loads are described.

It was found that the contribution of the asphalt surfacing to the rigidity of the deck plates depended upon the temperature at which the tests were carried out. Under winter conditions (0°C) the surfacing contributed about 80 per cent to the rigidity of the steel plate for the 1½ in thickness and 60 per cent for the 1 in thickness.

At temperatures of 0 to 8°C, dynamic strains under the 1½ in asphalt were only about 70 per cent of those measured under the 1 in thickness. This may account for the differences of performance under traffic.

Under summer conditions (30°C) the contribution of the surfacings to the stiffness of the deck was negligible.

Résumé

Les auteurs exposent les essais en vraie grandeur qui ont été effectués en vue du choix de revêtements bitumineux appropriés pour les tabliers métalliques des ponts projetés sur les rivières Severn et Forth.

Ces essais ont été exécutés sur des panneaux métalliques qui ont été incorporés à la chaussée d'une grand'route devant assurer un trafic quotidien de l'ordre de 40 000 tonnes.

Un revêtement asphaltique a été essayé dans les épaisseurs de 1, 1,5 et 2"; des dispositions ont été prises pour assurer l'étanchéité des joints sur les bords et empêcher la corrosion des tôles métalliques. Les essais ont montré qu'un revêtement destiné à supporter un trafic lourd pendant cinq années doit avoir une épaisseur de 1,5" au minimum.

Il a été également procédé à des mesures tensométriques sur le tablier, sous l'influence des charges de roue normales; on a constaté que le concours apporté par le revêtement dépend de la température sous laquelle les essais sont effectués. Dans les conditions hivernales (0°C), un revêtement de 1,5" contribue pour 80% environ à la rigidité du tablier; la part prise par un revêtement de 1" est de l'ordre de 60%.

Sous des températures de 0 à 8°C , les dilatations mesurées dues aux contraintes du trafic, pour une épaisseur de revêtement de 1,5", n'atteignent que 70% de celles qui se produisent avec une épaisseur de 1". Ceci peut expliquer les différences du comportement sous le trafic. Dans les conditions d'été (30°C) la contribution des revêtements à la rigidité du tablier est négligeable.

Zusammenfassung

Die Abhandlung beschreibt die Durchführung verschiedener Prüfungen in Naturgröße, um geeignete bituminöse Beläge für die Fahrbahnplatten der projektierten Stahlbrücken über die Flüsse Severn und Forth zu finden.

Die Tests wurden auf Stahl-Blechen, wie sie für die Ausbildung der Fahrbahn verwendet werden sollen, ausgeführt, welche in einen Straßenkörper, der ungefähr 40 000 t täglichen Verkehr trägt, eingebaut wurden.

Ein Asphalt-Belag wurde in den Stärken von 1, 1,5 und 2 Inches geprüft, wobei Maßnahmen zur Dichtung der Fugen und Verhinderung der Korrosion getroffen wurden. Die minimale Belagsstärke, welche einem 5 jährigen Schwerverkehr standhalten soll, wurde mit 1,5 Inches ermittelt.

Es sind auch die Dehnungsmessungen auf der Stahlplatte infolge Standardradlasten beschrieben, wobei gefunden wurde, daß die Mitwirkung des Belages von der Temperatur abhängig ist, bei welcher die Versuche durchgeführt werden. Bei Winter-Verhältnissen (0°C) trägt ein Belag von 1,5 Inches etwa mit 80% zur Steifigkeit der Platte bei und ein solcher von 1 Inch mit ungefähr 60%.

Bei Temperaturen von 0 bis 8°C waren die gemessenen Dehnungen infolge von Verkehrsbeanspruchung bei 1,5 Inches Belagsstärke nur 70% derjenigen, die bei 1 Inch gemessen wurden. Dies mag die Unterschiede des Verhaltens unter Verkehrslast erklären. Bei Sommertemperaturen (30°) ist die Mitwirkung des Belages an der Steifigkeit der Fahrbahn vernachlässigbar.

VI 7

Buckling Tests on Plate Girders

Essais de voilement sur poutres à âme pleine

Beulversuche an Vollwandträgern

KONRAD BASLER

BRUNO THÜRLIMANN

Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, U.S.A.

1. Introduction

At present the design of plate girder webs is based on the classical buckling theory. According to this theory sudden lateral deflection of the web should occur when the buckling load is reached. It is well known that, for a column, this load practically coincides with its ultimate load. Plates, however, exhibit a post-buckling strength. This holds especially to the webs of plate girders as recent tests have shown, Ref. [1] to [5]. Specifications recognize the inherent post-buckling strength by assigning relatively low factors of safety. This practice is rather disquieting for these safety factors are determined arbitrarily without due recourse to the actual load carrying capacity of plate girders. It has been pointed out repeatedly that there exists a lack of information concerning their strength, e. g. Ref. [6]. It becomes apparent that answers to the following two problems are required:

What is the carrying capacity of plate girders?

Does the classical buckling theory furnish any significant predictions concerning the actual behavior of plate girder webs?

In order to study the strength of plate girders beyond the computed web buckling load, a number of full-size girders were tested at Fritz Engineering Laboratory. It is expected that the results, together with a theoretical study, will lead to general predictions of the static load carrying capacity of thin-web plate girders. A comprehensive report on the experimental investigation is being prepared.

The scope of this report is to present the most significant test results. These

results will show that the classical buckling theory is unable to predict the behavior of plate girders fabricated according to standard shop practices. Furthermore, they will show that this theory can not be used as a basis for ultimate load predictions.

2. Design of Test Girders

A careful review of the pertinent literature and an analysis of the different problems involved preceded the design of the girders, Ref. [10]. For proper appreciation of the test results it is helpful to state the considerations which led to the design of the girders and describe the manner in which they were tested.

Of all possible parameters influencing the carrying capacity of plate girders, the investigation was restricted to the following four: (1) shape of the compression flange, (2) slenderness of the web, (3) ratio of shear to bending stress, and (4) spacing of the transverse stiffeners. Since a girder necessarily contains all four parameters, it was obvious that a single test on a single girder would not show experimentally the relative influence of these parameters. This necessitated conducting a number of tests where only one parameter was varied in order to obtain clear evidence of its influence. Testing conditions were chosen such that all undesired influences could be eliminated. Thus, the possibility of lateral torsional buckling of the girder was avoided by adequate lateral bracing. The loading and reaction points were clearly separated from the test section. Finally, the dimensions of the girders were chosen such that conventional material sizes and standard fabrication methods could be used.

These considerations resulted in the design of seven test girders illustrated in fig. 1. The parametric values, the actual dimensions, and the yield stress of the material are listed in table 1. Each girder consisted of a test section and two end sections with a heavier web. Thus failure was forced to occur somewhere in the test sections, which were subjected to clearly defined loadings. The test sections of girders No. 1 to 5, referred to as bending girders (fig. 1 a), were subjected to pure bending. On the other hand, the center of the test sections of girders No. 6 and 7, referred to as shear girders (fig. 1 b), was under pure shear. In this way the two most extreme loading conditions were produced.

Fig. 1 c shows the three cross sections selected to get an appropriate variation of the first parameter, the shape of the compression flange. This figure, together with the information in table 1, allows a comparison between the bending girders. Girder No. 2, a conventionally designed plate girder, is flanked on one side by girder No. 1 with a plate-like top flange, and on the other side by girder No. 3 with a tubular top flange. Girders No. 4 and 5 are identical with girders No. 2 and 3 except for an increase in the web slenderness ratio from $b/t=185$ to $b/t=388$.

By subdividing the test section into two short and one long panel, a varia-

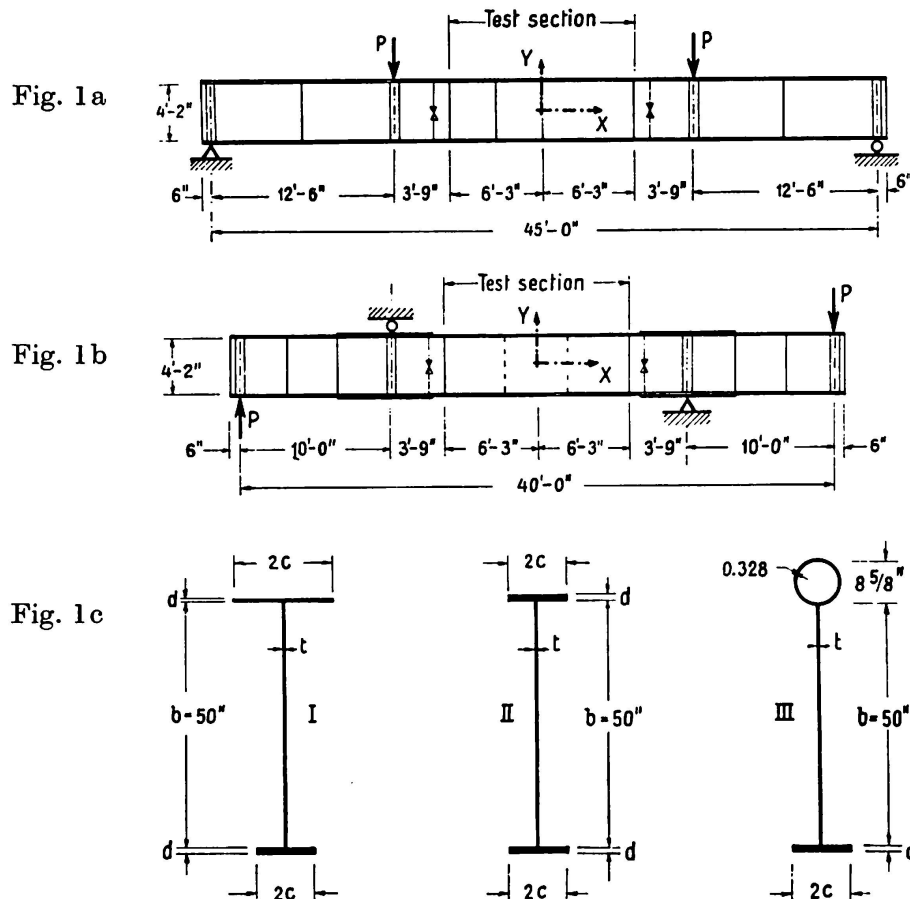


Fig. 1. Bending Girders No. 1 to 5 (Fig. 1a). Shear Girders No. 6 and 7 (Fig. 1b). Cross Sections I, II, III (Fig. 1c).

Table 1. Summary of Girder Properties

Girder No.		1	2	3	4	5	6	7
Parameters								
Type of cross section (Fig. 1c)		I	II	III	II	III	II	II
Web slenderness	$\beta = b/t$	185	185	185	388	388	259	255
Loading condition	$\zeta = \tau/\sigma$	0	0	0	0	0	∞	∞
Panel ratio	$\alpha = a/b$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.50
Dimensions in inches								
Top flange	width	2c	20.56	12.19	8.625	12.16	8.625	12.13
	thickness	d	0.427	0.769	0.328	0.774	0.328	0.778
Bottom flange	width	2c	12.25	12.19	12.19	12.19	12.25	12.13
	thickness	d	0.760	0.774	0.770	0.765	0.767	0.778
Web thickness	test sect.	t	0.270	0.270	0.270	0.129	0.129	0.193
	end sect.	t	0.382	0.507	0.492	0.392	0.392	0.369
Cover plates	width						11.19	11.19
	thickness						0.510	0.510
Yield stress in ksi			35.4	38.6	35.5	37.6	35.5	36.7

tion in stiffener spacing was obtained for the bending girders. It was anticipated that a first test would produce failure in the long panel. Upon reinforcing, a second test would lead to failure in one of the short panels. For shear loading two equal girders (No. 6 and 7) with different initial stiffener spacings, $a/b = 1.50$ and 1.00 , respectively, were built. After a first failure of girder No. 6, additional stiffeners were added to obtain ratios of $a/b = 0.75$ and 0.50 for further testing.

At loading and supporting points the stiffeners consisted of T -sections (ST 8 WF 25). All intermediate stiffeners were made of $4" \times 1/4"$ plates welded continuously to both sides of the web and to the compression flange. However, all stiffeners were purposely cut short one inch from the tension flange in order to study the influence of such a detail on the strength of the girder. The results of this detail investigation are published in Ref. [11]. Lateral bracing of the girders along the compression flange was provided by 10 ft. long pipes attached to the stiffeners by means of pins. The tension flange was only braced at the loading points. The bracing system is illustrated in fig. 2 showing a bending girder ready for testing.

The steel for all girders conformed to the ASTM 373-56 T Specification of the American Society of Testing Materials. It is commonly used for welded structures and corresponds closely to the ST 37.12 steel used in continental Europe. A special effort was made to procure material for the different component plates with the same yield stress. Listed in table 1 is the static yield stress of the compression flange material of girders No. 1 to 5. For the shear girders No. 6 and 7, the static yield stress of the web is given. In tests under static loading, as in the present investigation, the static yield stress is of significance. It is defined as the yield stress obtained at zero strain rate.

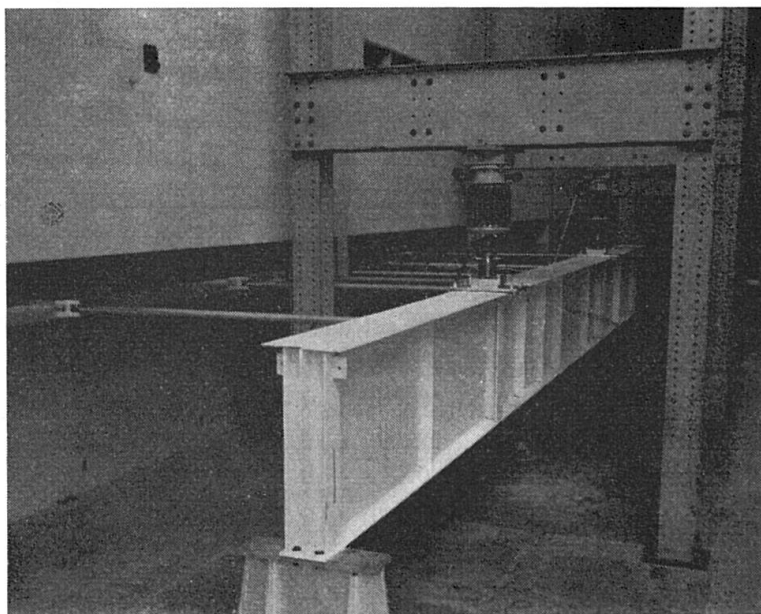


Fig. 2. Test Set-up for Bending Girders.

3. Testing Procedure and Results

The testing history of a girder is best illustrated by its load-deflection curve of which fig. 3 is an example. Plotted as abscissa is the midspan deflection of girder No. 4 as observed by an engineer's level. The applied jack load P is the ordinate. A second ordinate indicates the computed extreme fiber stress in the top flange corresponding to the load P . The numbered circles in the graph mark the loading sequence at which measurements were taken. Also plotted is the theoretical elastic deflection v_{th} taking into account the bending as well as the shearing deformation. The correspondence with the measured values is noteworthy.

The testing of each girder began by applying equal increments of load until the ultimate load was believed to be almost reached. For girder No. 4 this was load No. 13 at $P = 108$ kips. After unloading the girder, this load was repeated ten times (indicated by 10×108 in fig. 3) resulting in no increase of deformation. Next, the girder was loaded to its ultimate load and failure. For girder No. 4, this was caused by a sudden lateral buckling of the top flange in the long panel. This portion of the flange was then reinforced by welding a $4" \times 1/4"$ plate along both edges of the top flange over the entire length of the longer panel (fig. 4). A sufficient increase in lateral rigidity of the flange was obtained such that no further lateral deflection occurred. In a second test, which began with load No. 25 and ended with load No. 31, attention was directed to the two short panels. With a shorter stiffener spacing the lateral braces were closer together and a different type of failure could be anticipated. After pronounced yielding of the compression flange in the left-hand panel, the flange actually snapped through into the web without twisting whatsoever. Fig. 4 shows the test section after both tests were completed.

In order to illustrate the behavior of the web in the course of testing, figs. 5 and 6 have been prepared. In both figures the location of the plotted observations are fixed by a coordinate system, X , Y , Z , as defined in the nomenclature and fig. 1.

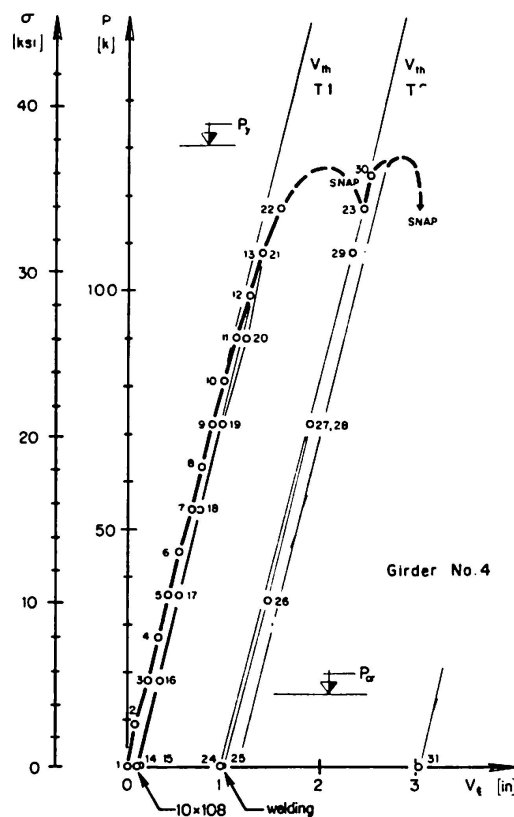


Fig. 3. Load-Deflection Curve of Girder No. 4.

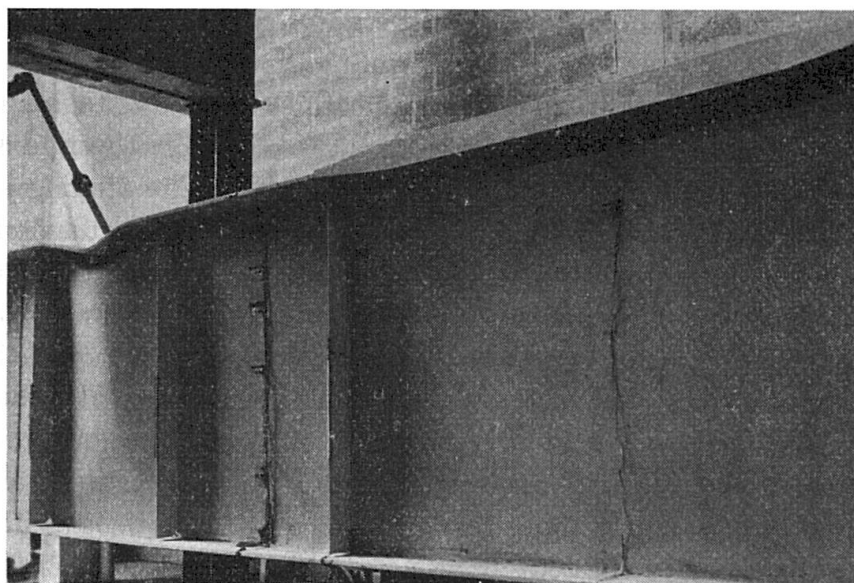


Fig. 4. Test Section of Girder No. 4 After Testing.

Lateral web deflections in the test section are shown in the upper portion of fig. 5. These deflections, w , are plotted in the direction of the X -axis at their respective locations for four different load numbers (1, 5, 9, 13; compare with fig. 3). By representing the web deflections and flange distortions to a scale 12 times that in which the test section is shown and connecting the test points with straight lines, the deflection surface of the web can easily be visualized. The graph shows that the initial distortions, load No. 1, dominated the shape of the deflection surface so strongly that the buckling mode expected according to the buckling theory could not develop. The additional web deflections up to the ultimate load are of the same order of magnitude as the initial ones, i. e. about $\frac{1}{2}\%$ of the web depth.

In the lower portion of fig. 5 is shown the entire deflection history of three selected web points located below the top flange at a distance of one-fifth of the web depth. After the first unloading, a change in residual stresses usually caused deflections at zero load which were slightly different from the initial ones. However, upon reloading within the previous load range, no change in these additional permanent deflections occurred. As explained previously, the girder was loaded 10 times up to 108 kips between load No. 14 and 15. It should be pointed out that whenever the critical load, P_{cr} , was passed, no sudden increase of web deflection could be observed.

The web strains, as measured by electrical strain gages visible in fig. 4, are plotted in the upper portion of fig. 6. Below the stress and strain scales the outline of the girder and the strains predicted by ordinary bending theory are shown in thin lines. The dots indicate measured values and corresponding test observations are connected by the heavier lines. It becomes quite apparent that at higher loads the web portion in compression ceased to carry its full

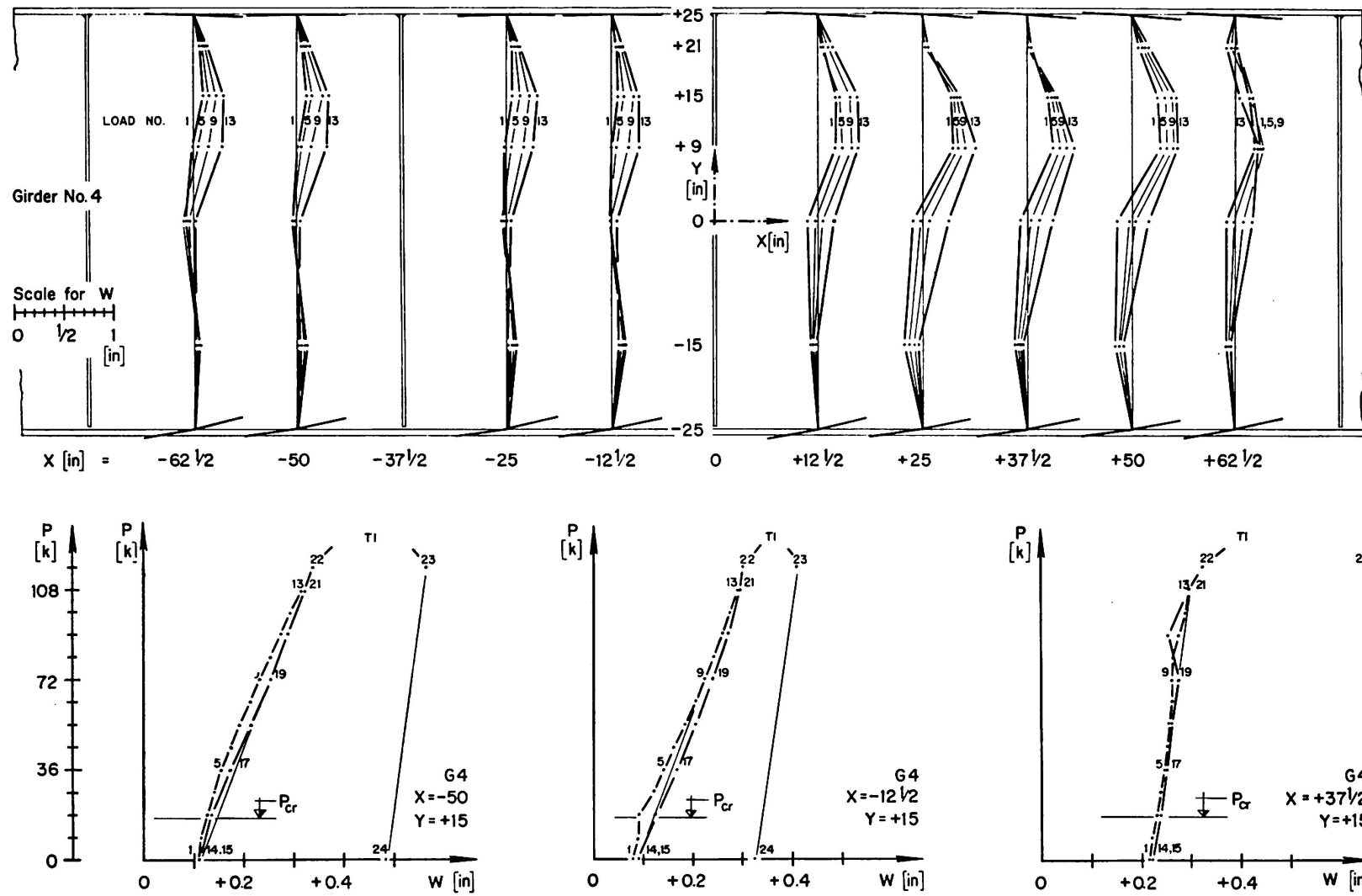


Fig. 5. Web Deflections of Girder No. 4.

share of stress according to beam theory. By deflecting laterally, as illustrated in the previous figure, the web reduced its direct or membrane stresses. At the same time, transverse plate bending stresses were created. This becomes evident by studying the load-strain chart for a particular web point as shown in the lower left-hand portion of fig. 6. The difference between a strain reading on the far side of the web surface ($Z = -1/16$) and the near side ($Z = +1/16$) is a measure of the bending stresses. Their average ($Z = 0$) is the membrane strain plotted in the upper graph. Observing the behavior of the strain around the critical load P_{cr} , no sudden deviation (bifurcation) was measured although this should be expected according to the classical buckling theory.

Finally, in the last graph of fig. 6, the measured strains in the extreme fibers of the top and bottom flanges are compared with the predictions of the beam theory. The actual stresses in the top flange exceeded these values by a few percent. This is not surprising because the top flange was forced to compensate for the incomplete participation of the adjacent web portion in carrying the applied moment. Since the part of the web in compression contributed relatively little to the moment of inertia of the section, the flange was able to compensate for the considerable drop in web stresses by a small increase in its own stress.

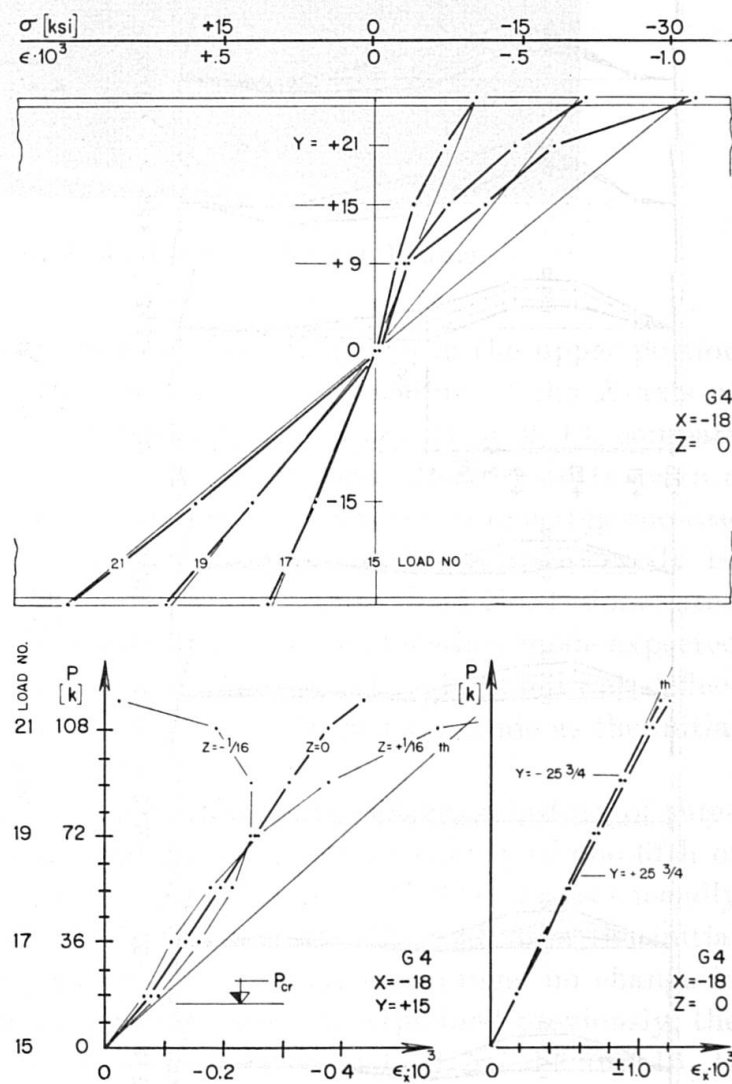


Fig. 6. Bending Strains in Girder No. 4.

Table 2 summarizes the fifteen ultimate loads obtained in testing the seven girders. The failures of the bending girders No. 2 to 5 in a first test, T_1 , were due to lateral buckling of the compression flange within the long panel as just described for girder No. 4. Upon reinforcing, as indicated pictorially in the third column of table 2, failure in test T_2 was forced into a short panel by

buckling locally, i. e., local crippling of the pipe flange for girders No. 3 and 5, and twisting of the flange for girder No. 2. The two failures produced on each girder did not overlap and thus the two tests furnished truly independent results.

Girder No. 1 had a wide top flange with a width to thickness ratio $2c/d = 48$. In the first test *T* 1 the top flange deformed into a wave pattern in accordance with the classical buckling theory. After reducing the flange width by flame

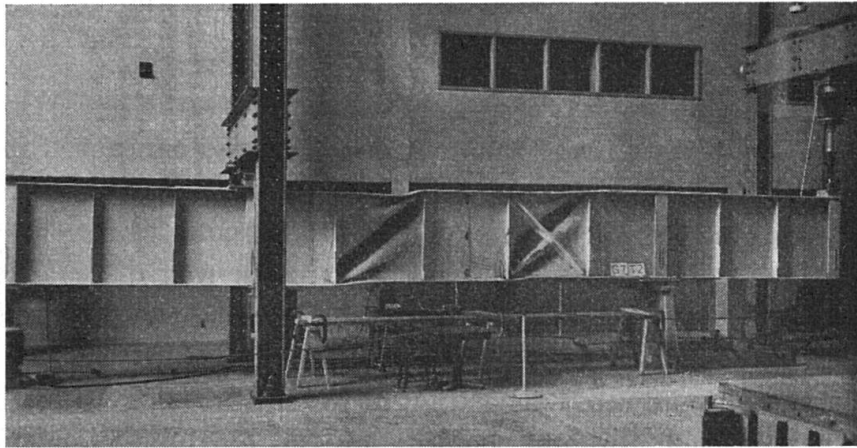


Fig. 7. Shear Girder No. 7 After Testing.

Table 2. Summary of Critical Loads P_{cr} , Yield Loads P_y , and Ultimate Loads P_u .

Girder	Test No.	Condition	Theoretical		Exper.
			P_{cr} (kips)	P_y (kips)	P_u (kips)
1	T 1	$2c = 20.6''$	70.1	130.9	81
	T 2	$2c = 13.6''$	41.9	100.8	72
2	T 1		74.1	148.8	135
	T 2				144
3	T 1		82.1	115.6	130
	T 2				136
4	T 1		15.3	130.1	118
	T 2				125
5	T 1		17.0	104.9	110
	T 2				124
6	T 1		27.4	193.3	116
	T 2		51.9		150
	T 3		97.6		177
7	T 1		37.6	196.0	140
	T 2				145

 = reinforced panel

cutting to $2c/d=32$, the girder was reloaded in a second test $T2$. Failure occurred again by excessive twisting of the top flange.

In the shear tests of girders No. 6 and 7 yield bands developed along tension diagonals. Fig. 7 shows a photograph of girder No. 7 after the second test. The right hand panel was reinforced by a compression diagonal after failing in a first test. Three ultimate loads for three different stiffener spacings were obtained from girder No. 6 as indicated in table 2.

The last three columns of table 2 list two theoretical and one experimental load P . The line of action of P is shown in fig. 1a and 1b. The three loads are defined as follows:

P_{cr} , the critical load, is the web buckling load. It was computed in the usual manner (Ref. [7], [9]) by taking a buckling coefficient $k=23.9$ for bending or $k=5.34+4/\alpha^2$ for shear provided $\alpha \geq 1$. In computing the P_{cr} of the shear girders the influence of bending stresses was disregarded. In the cases where the neutral axis did not coincide with the middle of the web depth the computation proceeded according to Ref. [8].

P_y , is the yield load computed according to the beam theory. For the bending girders it initiated nominal yielding at the extreme fiber of the compression flange. At midspan of the shear girders, yielding was first reached at the neutral axis. For these two girders P_y was computed with the maximum shear stress equal to $\sigma_y/\sqrt{3}$, where σ_y was the yield stress of the web material.

P_u , the ultimate load, is the highest observed jack load which could be maintained on a girder and hence was observed at zero straining speed. The maximum registered load in the process of testing was sometimes slightly higher depending on the rate of straining.

4. Ultimate Versus Critical Loads

In order to visualize the strength of the girders beyond the computed critical load, figs. 8 and 9 were prepared. Ultimate loads anywhere between 15% and 800% above the conventionally computed critical loads were obtained. This should be evidence enough that the load carrying capacity of an ordinary transversely stiffened plate girder can not be based on the web buckling load. There is no consistent ratio between the ultimate load and the web buckling load.

Certainly, the conditions of the tested web panels differed in two ways from the assumptions on which the buckling computations were based. First, the web was not truly plane initially. As explained in the discussion of figs. 5 and 6, this fact made it impossible to determine experimentally the web buckling load. Second, the actual boundary conditions differed from the assumed simply supported ones. Considering for a moment the bending girders,

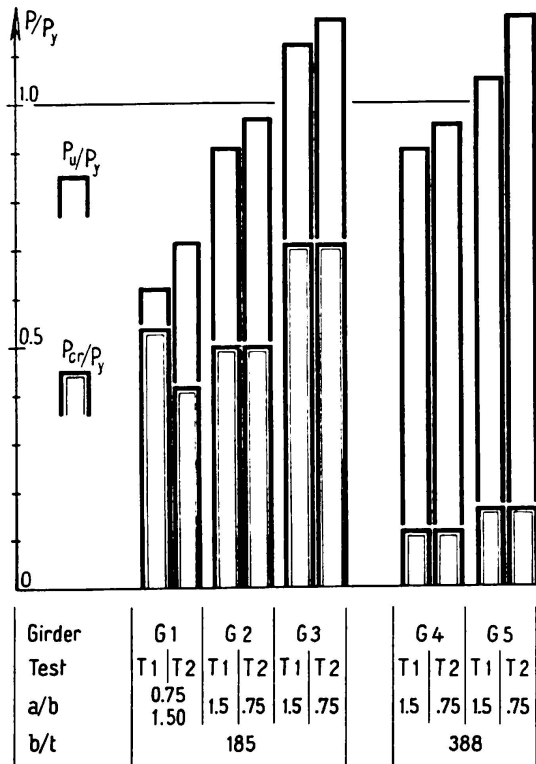


Fig. 8. Comparison of Ultimate and Critical Loads of Bending Tests.

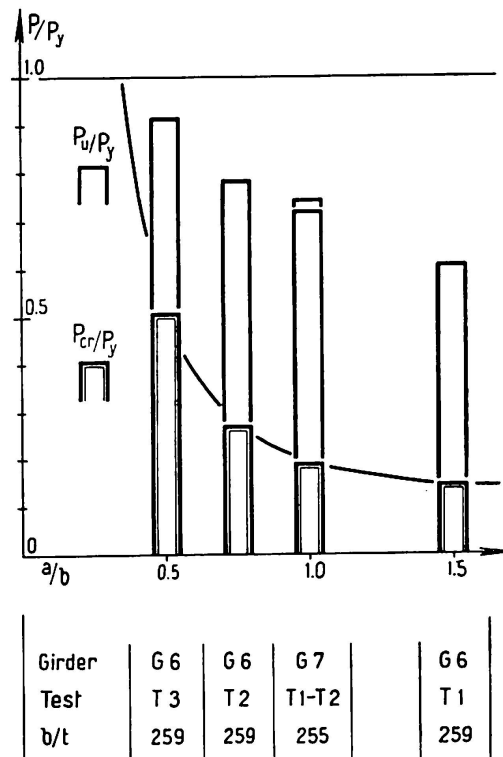


Fig. 9. Comparison of Ultimate and Critical Loads of Shear Girders.

all three panels within the test section became critical at nearly the same load such that a panel could get little restraint at its loaded edges. However along the flanges the boundary conditions for girders No. 2 to 5 were more favorable, approaching full restraint. It can be shown, however, that for an aspect ratio $\alpha \geq 0.5$ the error in choosing pinned instead of totally fixed boundaries along the unloaded edges leads to an increase of less than 100% in the critical buckling load. Incidentally, this holds for all loading cases, such as bending, shear, compression, or their combinations. The above mentioned percentage includes possible beneficial effects of stiffener spacings which do not coincide with the half wave length of the unstiffened plate. Making use of all these refinements in the computation of P_{cr} would not correct the inconsistency between the observed ultimate loads and the critical loads.

5. Discussion

a) Girders in Pure Bending

In reviewing fig. 6, showing the web strains of a bending girder, attention was directed to the post-buckling strength of the web plate. This phenomenon is generally advanced as an explanation for the strength beyond the critical load. It should be noted, however, that even if the web plate had no post-

buckling strength at all the load could still be increased beyond P_{cr} . In this case the web forces would be transferred to the flange thus compensating for the moment resistance lost in the web.

Considering these facts, the ultimate loads obtained from the bending girders shall be studied now. The first group, composed of girders No. 1, 2 and 3, varied only in the shape of the compression flange. All three girders had the same web thickness, web depth, stiffener spacing and loading condition. Nevertheless, their ultimate loads differed greatly. Girder No. 1 was designed such that the critical stress σ_{cr} in the top flange was just slightly above σ_{cr} for the web. Since the flange plate had free edges, it could not transfer forces to other elements. Hence, it collapsed soon after P_{cr} was reached which led to failure of the entire girder. The top flange of girder No. 2 was built with the same cross sectional area as all other bending girders but proportioned such that plate buckling could not occur before strain hardening. Ultimate load was reached when the flange started to buckle laterally. Girder No. 3 had a tubular top flange with equal bending rigidities in all directions and excellent local buckling characteristics. Its use resulted in ultimate loads beyond the yield load. In the second group of tests, girders No. 4 and 5 duplicated girders No. 2 and 3 respectively, except for the web slenderness which was doubled. This increase led to computed critical loads which were only one quarter of the corresponding values for girders No. 2 and 3. Nevertheless, the corresponding ultimate loads, as seen in fig. 8, were practically the same. Hence, it must be concluded that, at least in this range, the web slenderness ratio does not affect the strength.

b) Girders in High Shear

In the shear girder tests the ultimate loads also exceeded the critical loads considerably (fig. 9). As in the case of bending the web was able to rearrange its forces. At high shear, tension diagonals developed and the girders acted similar to a truss (fig. 7). However, this action is entirely different from the assumptions on which the buckling theory is based. Therefore, the theory is also unable to predict the carrying capacity of girders subjected to shear.

c) General Considerations

It has been pointed out repeatedly that a web panel should not be considered as an isolated element. It is framed by the flanges and transverse stiffeners, referred to as the supporting frame. The presence of this frame allows the web to change the stress pattern predicted by the beam theory to a more favorable one. Besides the web's own post-buckling strength, this transfer is the important and governing contribution to the post-buckling strength of conventionally designed plate girders. It is therefore of utmost importance to investigate the strength of this supporting frame. A study, now being

undertaken, shall include these considerations in the analysis of the static strength of plate girders.

6. Acknowledgements

This investigation has been carried out in the course of research on "Welded Plate Girders" at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, U.S.A. Professor W. J. ENEY is director of the Laboratory.

The project is sponsored jointly by the American Institute of Steel Construction, the Pennsylvania Department of Highways, the U.S. Bureau of Public Roads and the Welding Research Council. It is supervised by a committee under the chairmanship of Mr. E. L. ERICKSON, Chief, Bridge Division, U.S. Bureau of Public Roads. The help of Messrs. B. T. YEN and J. A. MUELLER in conducting the tests is gratefully acknowledged.

7. References

1. G. WÄSTLUND and ST. BERGMANN, "Buckling of Webs in Deep Steel I-Girders". Report of the Institution of Structural Engineering and Bridge Building, Stockholm.
2. CH. MASSONNET, «Recherches expérimentales sur le voilement de l'âme des poutres à âme pleine». Bulletin du Centre d'Etudes, Tome 5, 1951; pp. 67—240, ou A.I.P.C., Publ. pré-l., 4e Congrès Cambridge-Londres, 1952; pp. 539—555.
3. CH. MASSONNET, «Essais de voilement sur poutres à âme raidie». A.I.P.C., Mém., Vol. 14, Zurich, 1954; pp. 125—186, ou Acier, No. 2, février 1955; pp. 3—12.
4. E. LONGBOTTOM and J. HEYMAN, "Experimental Verification of the Strengths of Plate Girders Designed in Accordance with the Revised British Standard 153: Tests on Full Size and on Model Plate Girders". The Institution of Civil Engineers, Great George Street, Westminster, London S.W. 1, Struct. Paper No. 49, 1956; pp. 463 to 486.
5. K. C. ROCKEY and F. JENKINS, "The Behavior of Web Plates of Plate Girders Subjected to Pure Bending". Structural Engineer, Vol. 35, No. 5, 1957; pp. 176—189.
6. G. WINTER, "Post-Buckling Strength of Plates in Steel Design." I.A.B.S.E., F. Rep., 1952; p. 268.
7. F. BLEICH, "Buckling Strength of Metal Structures" (Book). McGraw-Hill Company, New York, London, and Toronto, 1952.
8. F. STÜSSI, C. F. KOLLBRUNNER und W. WANZENRIED, «Ausbeulen rechteckiger Platten unter Druck, Biegung und Druck mit Biegung». Inst. f. Baust. a. d. ETH, Mitt. Nr. 26, Verlag Leemann, Zürich, 1953.
«Tabellen der Beulwerte k ». Schweizer Stahlbau Verband, Zürich, Mai 1953.
9. Deutscher Normenausschuß «DIN 4114, Blatt 1 und 2». Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin W 15 und Köln, 1952 und 1953.
10. B. THÜRLIMANN, "Strength of Plate Girders". A.I.S.C. National Engineering Conference, Proceedings 1958, American Institute of Steel Construction, 101 Park Avenue, New York 17, New York.
11. K. BASLER and B. THÜRLIMANN, "Plate Girder Research". A.I.S.C. National Engineering Conference, Proceedings 1959, American Institute of Steel Construction, 101 Park Avenue, New York 17, New York.

8. Nomenclature

a	Distance between transverse stiffeners.	X, Y, Z	Coordinates (in inches), as shown in fig. 1.
b	Depth of girder web.	$\alpha = a/b$	Panel length to panel depth (aspect ratio).
c	Half the flange width.	$\beta = b/t$	Web depth to web thickness (slenderness ratio).
d	Thickness of flange.	ϵ	Strain.
t	Thickness of web.	σ	Normal stress, positive if tension.
v	Girder deflection.	τ	Shear stress.
w	Lateral web deflection.	$\zeta = \tau/\sigma$	Ratio of maximum values of shear to normal stress at center line of girders.
P	Load, defined in fig. 1a and chapter 3.		
T	Test (e. g. $T 2$ is "second test").		

Subscripts

cr = critical, y = yield, u = ultimate, th = theoretical.

Conversion factors

Force: 1 kip [k] = 1000 pounds [lbs] = 454 kilograms [kg].
 Length: 1 foot [ft] or ['] = 12 inches [in] or ["] = 30,5 centimeters [cm].
 Stress: 1 kip per square inch [ksi] = 0.703 kilograms per square millimeter [kg/mm²].

Summary

Fifteen ultimate load tests carried out on seven fullsize plate girders show that the classical buckling theory for webs is unable to predict the carrying capacity of such members. The reason for this lies in the fact that a web panel in a plate girder is surrounded by flanges and stiffeners which participate in the functions of the web.

Résumé

Quinze essais de charge sur sept grandes poutres à âme pleine montrent que la théorie classique du voilement pour les âmes n'est pas en mesure de déterminer la résistance limite de ces éléments.

La raison réside dans le fait que l'âme est entourée d'ailes et de raidisseurs verticaux prenant part aux fonctions de l'âme.

Zusammenfassung

Fünfzehn Tragversuche, ausgeführt an sieben großen Vollwandträgern, zeigen, daß die klassische Beultheorie für Trägerstege nicht in der Lage ist, die Tragfähigkeit solcher Konstruktionsteile zu bestimmen. Der Grund liegt in der Tatsache, daß ein Stegblech eingerahmt ist von Flanschen und Querstreifen, welche an den Funktionen des Steges teilnehmen.

VI 8

Die Verwendung von Stahlbetonfertigteilen bei Brücken in Verbundbauweise

The Use of Precast Reinforced Concrete Members in the Construction of Mixed Bridges

L'emploi de pièces préfabriquées en béton armé dans la construction de ponts mixtes

E. GIBSCHMANN
Prof. (UdSSR)

In der Praxis des Brückenbaues haben in der UdSSR Tragwerke aus Stahlträgern oder Fachwerken, die mit Stahlbetonplatten verbunden werden, eine breite Verwendung gefunden.

Wie bekannt, ermöglicht eine solche Bauweise eine wesentliche Einsparung an Stahl, da die Platte einen Teil der gemeinsamen Arbeit, die sie zusammen mit den Hauptbalken leistet, übernimmt.

Um den Bau solcher Brücken zu beschleunigen und deren Ausführung zu industrialisieren, wurde vorgeschlagen, die Stahlbetonplatte als Fertigteil auszubilden.

Die Verwendung von Stahlbetonfertigteilen in Verbundkonstruktion hat auch andere Vorteile: Verringerung der Einflüsse des Schwindens und Kriechens des Betons; Erleichterung der Herstellung der Stahlbetontafel im Winter.

Deshalb haben die Verbundkonstruktionen aus Stahlbetonfertigteilen im Bau von Autobahnbrücken und Straßenbrücken eine sehr große Verbreitung gefunden.

Brücken dieser Art sind in einer großen Zahl als einfache, durchlaufende und als Gerberträger konstruiert worden.

Eine weitere Anwendung finden die Verbundkonstruktionen aus Fertigteilen in Versteifungsbalken von Hängebrücken und Brücken kombinierter Systeme.

Eine große Stadtbrücke in Moskau, mit Platten aus Fertigteilen gebaut, hat durchlaufende Hauptträger von $72,6 + 108 + 72,6$ m Spannweite (Fig. 1).

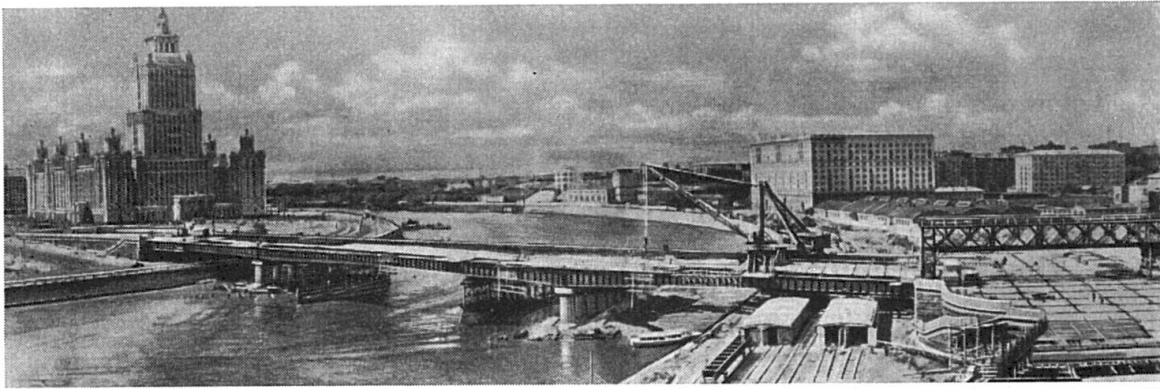


Fig. 1.

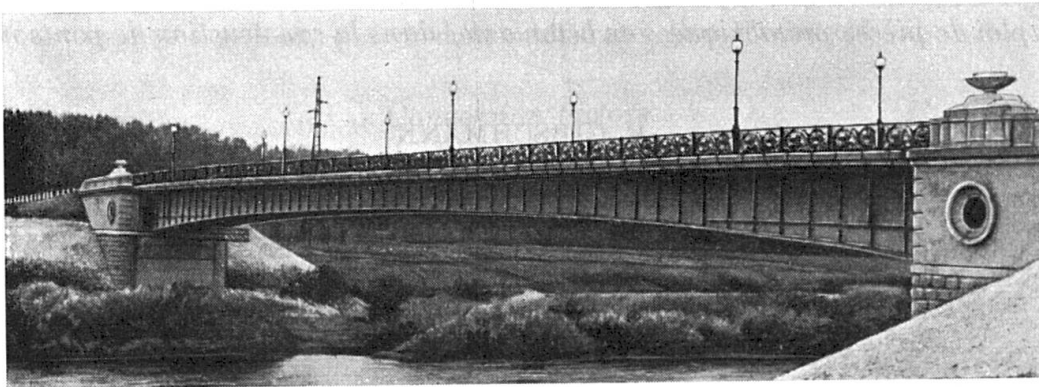


Fig. 2.

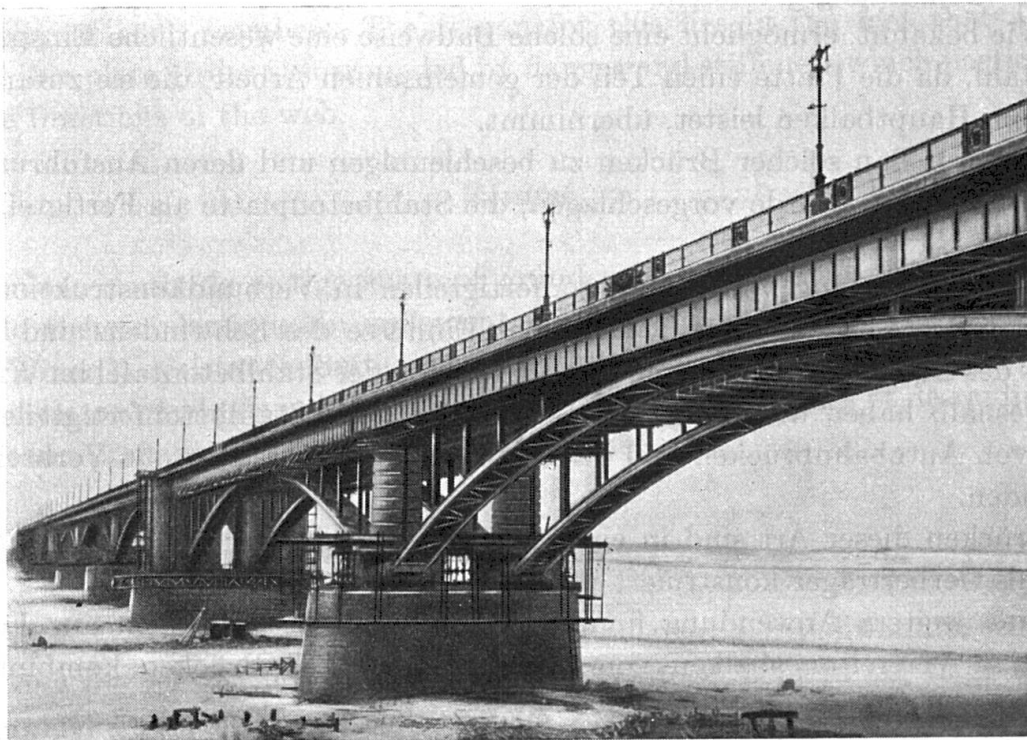


Fig. 3.

Eine andere Straßenbrücke von etwa 100 m Spannweite, deren Stahlbetonplatten während eines strengen Winters hergestellt wurden, zeigt Fig. 2.

Eine große Stadtbrücke kombinierten Systems von 140 m Spannweite und eine Hängebrücke von 180 m Spannweite (im Bau), beide mit Versteifungsbalken in Verbundbauweise aus Fertigteilen, sind in Fig. 3 und 4 ersichtlich.

Außer der Einlagerung der Stahlbetonfahrbahnplatte in das Gerüst der Stahlbalken wurden in eine Brücke mit kontinuierlichen Balken auch untere Stahlbetonplatten eingefügt. Solche Platten, die man in die Druckzonen des Untergurtes der Stahlbalken einlagert (Fig. 5), erlauben eine zusätzliche, wesentliche Einsparung an Stahl. Diese unteren Platten wurden auch aus Fertigteilen hergestellt.

Es kommen zwei Arten des Verbundes zwischen der Stahlbetonplatte aus Fertigteilen und den Stahlträgern zur Anwendung:

- a) Mittels Verbundglieder, die einbetoniert werden.
- b) Mittels Schweißverbindung.

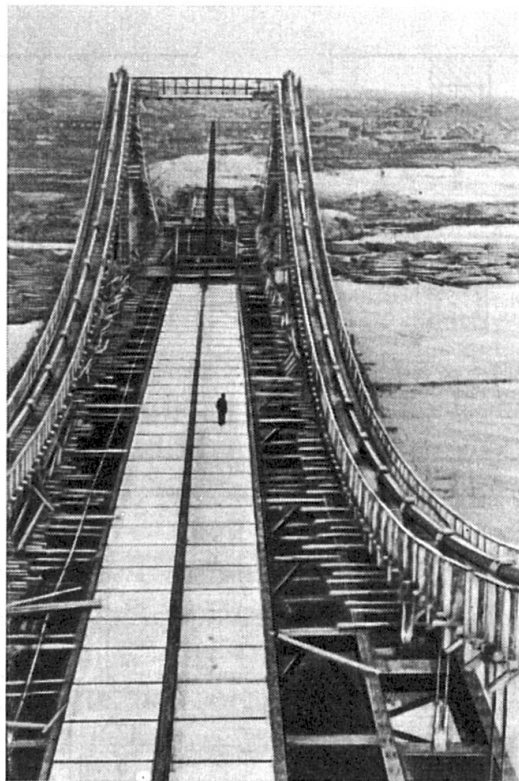


Fig. 4.

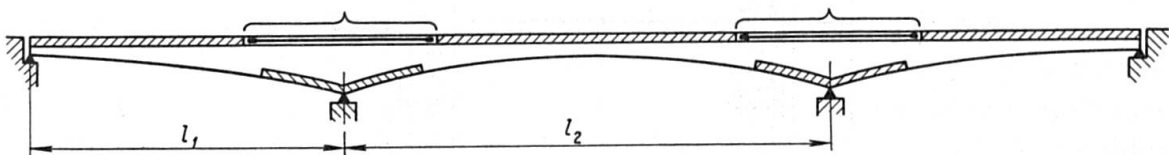


Fig. 5.

Bei der ersten Art der Verbindung werden an die Obergurte der Stahlträger starre Dübel oder schlaaffe Bindeelemente angebracht. Die Plattenfertigteile werden mit Aussparungen, Rillen oder Fugen versehen, in welche die

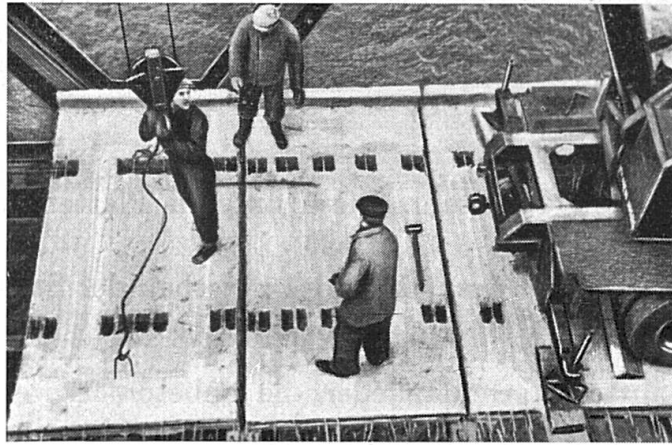


Fig. 6.

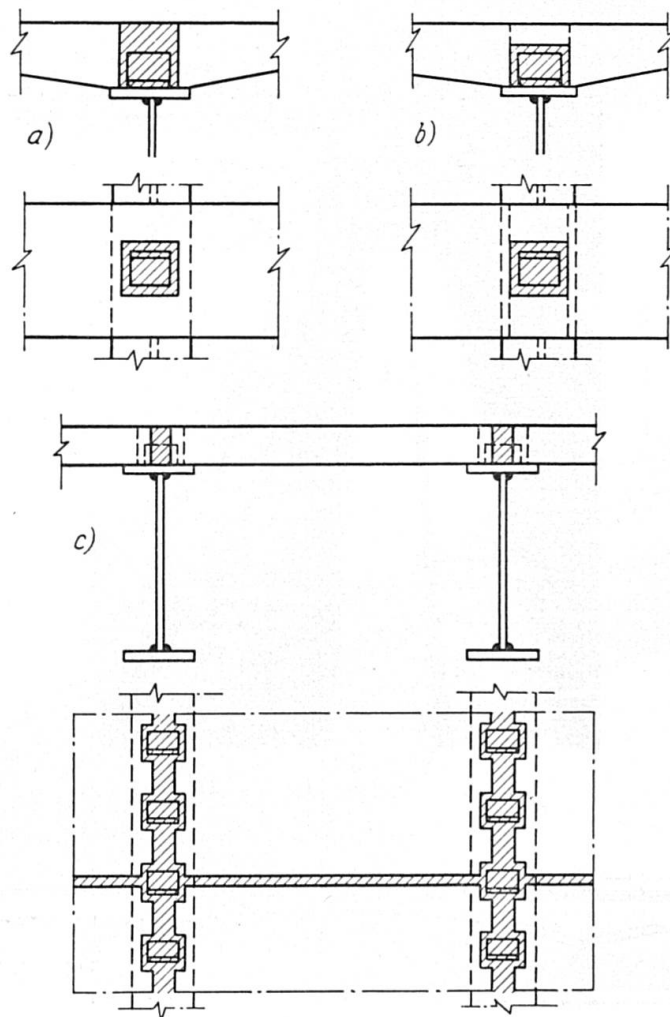


Fig. 7.

Dübel oder Bindeelemente der Stahlträger passen. Der Verbund entsteht nach dem Erhärten des Betons.

Fig. 6 und 7 zeigen Fertigplatten mit Aussparungen. Starre Dübel der Stahlträger lagern sich in die Aussparungen der Fertigplatten. Zwischen den nebeneinanderliegenden Platten und über den Stahlträgern entstehen Hohlräume, in die sich die Verbunddübel und Anschlußisen der Stahlbetonplatte einlagern.

Die Hohlräume zwischen den Fertigteilen und die Aussparungen der Platten sowie die Querstöße der Fertigteile werden schließlich ausbetoniert. Um die Scherspannungen des in die Hohlräume verlegten Betons besser auf den Beton der Fertigteile zu übertragen, haben diese Hohlräume eine zahnartige Form im Grundriß (Fig. 7). Das Einbetonieren der Fugen und Aussparungen hat sehr sorgfältig zu geschehen, um eine gute Qualität des Verbundes und der Plattenquerstöße zu sichern.

Die Verbundweise von Druckplatten aus Fertigteilen mit dem Untergurt durchlaufender Hauptträger ist auf Fig. 8 ersichtlich.

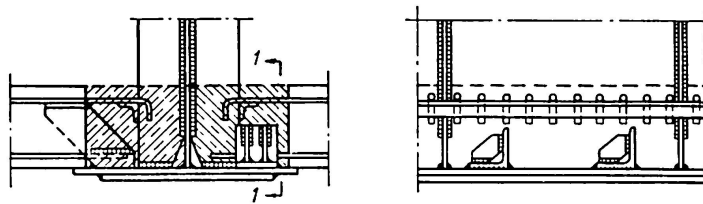


Fig. 8.

An der Oberfläche des Untergurtes sind starre Dübel angeschweißt. Die Fertigplatten sind mit Anschlußisen, die in die Hohlräume zwischen dem Stehblech des Stahlträgers und den Längskanten der Platten hineinpassen, versehen. Nach dem Ausbetonieren dieser Hohlräume erreicht man den nötigen Verbund.

In der UdSSR wurden zur Untersuchung der Verbundkonstruktionen, insbesondere solche mit Stahlbetonplatten aus Fertigteilen, eingehende Forschungsarbeiten unternommen. Die Untersuchung der Arbeit der Bindeelemente unter Belastung zeigte, daß mit starren Stahldübeln in Verbindung mit schlaffen Bindeelementen die besten Erfolge erzielt werden. Es ist auch festgestellt worden, daß eine Verankerung der Stahlbetonplatte gegen Abreißen von den Gurtungen die Tragfähigkeit der Verbundkonstruktionen erhöht.

Bei der zweiten Art der Verbindung werden die Plattenfertigteile mit besonderen, mit dem Beton sicher verbundenen Stahleinlagen versehen.

Nach dem Verlegen der Platten an ihren Ort werden diese Stahleinlagen mit den Gurten verschweißt. Die Stahleinlagen können als einzelne Dübel oder als ununterbrochene Anschlußglieder aus Flach- oder Profilstahl ausgebildet werden.

Bei einer einfachen Konstruktion, die bei der ersten Brücke dieser Art zur Anwendung kam, wurden in die Fertigplatten Rohr- und Winkelstahldübel einbetoniert. Nach dem Verlegen der Platten wurden die Dübel mit den Obergurten der Stahlträger verschweißt (Fig. 9).

Bei einem Verbund mittels ununterbrochener Anschlußglieder werden diese mit dem Beton sicher verbunden und nach dem Einlegen der Platten mit den Gurten der Stahlträger zusammengeschweißt. Um die Verbindung zu verbessern, können starre Dübel oder schlaife Bindeelemente zusätzlich verwendet werden (Fig. 10).

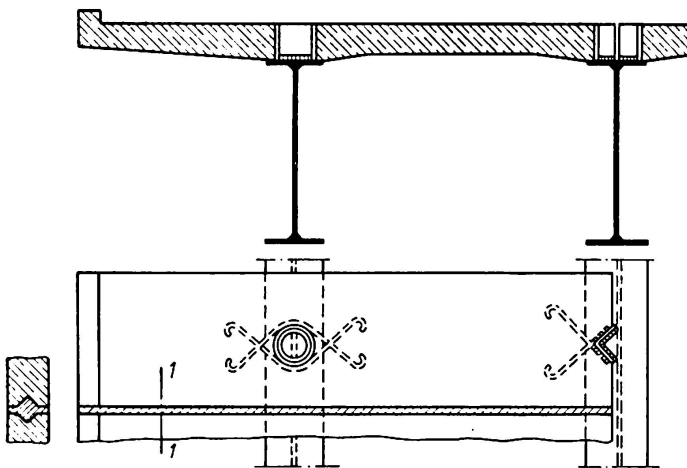


Fig. 9.

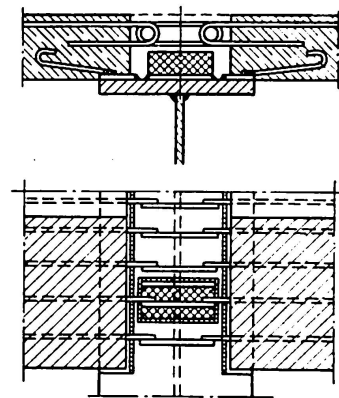


Fig. 10.

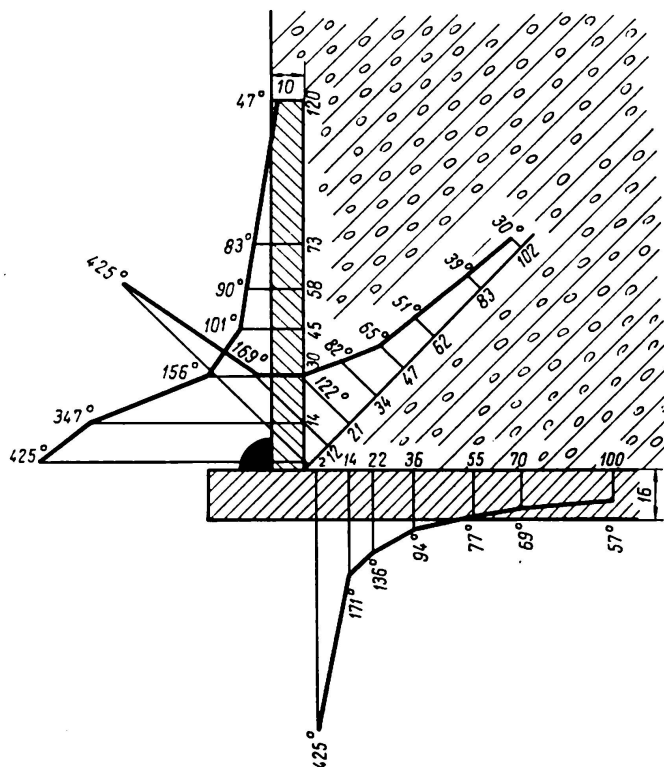


Fig. 11.

Die hohe Temperatur, die beim Schweißen entsteht, kann den Beton in der Umgebung der Stahleinlagen beschädigen.

Es wurden deshalb Untersuchungen gemacht, um die Wärmeeinwirkung in solchen Verbindungen zu ermitteln.

Diese Untersuchungen zeigten, daß die Temperatur der Betonoberfläche, bei einer Stahleinlage von 10-mm-Blech, auf etwa 400° ansteigt. Die Temperatur nimmt längs der Stahleinlagen und im Innern des Betons rasch ab (Fig. 11). In einer Tiefe von 10 mm beträgt die Temperatur nur noch 200°. Der Beton unter den Stahleinlagen wurde von der Erwärmung nicht beschädigt.

Ungünstige Auswirkungen des Schweißens sind die Wärmeverlängerungen der Stahlelemente. Die Folge davon ist eine Zerstörung der Haftung zwischen dem Beton und den Stahleinlagen; die Stahlteile verbiegen sich und lösen sich vom Beton.

Es ist zweckmäßig, die Schweißnähte so weit als möglich vom Beton entfernt anzubringen und sie möglichst dünn zu machen, um diese schädlichen Einflüsse zu vermindern. Eine Verbindung mit solchen «hinausgeschobenen» Schweißnähten ist in Fig. 10 dargestellt.

Die Stahleinlagen müssen auch die Möglichkeit haben, sich bei Erwärmung frei verlängern zu können, ohne auf den Beton Spannungen auszuüben.

Experimentelle Untersuchungen an ausgeführten Brücken bestätigten eine gute Zusammenarbeit der Stahlbetonplatten aus Fertigteilen mit den Stahlträgern.

Die Spannungen und Durchbiegungen der Verbundträger aus Fertigteilplatten verlaufen gleich wie bei Verbundträgern mit am Ort betonierten Platten.

Als Ergebnis theoretischer Ausarbeitungen sind einfache und genügend genaue Methoden zur Berechnung des Einflusses von Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen auf den Spannungszustand statisch bestimmter und unbestimmter Verbundbalken vorgeschlagen worden. Es wurden in der UdSSR mehrere Brücken in Verbundbauweise mit Stahlbetonplatten aus Fertigteilen gebaut.

Die beim Bau solcher Brücken gemachten Erfahrungen beweisen die Wirtschaftlichkeit und technische Zweckmäßigkeit einer verbreiteten Anwendung solcher Konstruktionen im Autobahn- und Stadtbrückenbau.

Zusammenfassung

In der Praxis des Straßen- und Stadtbrückenbaues in der UdSSR haben Tragwerke, die aus einer Stahlbetonplatte in Verbundbauweise aus Fertigteilen bestehen, eine breite Verwendung gefunden.

Bei solchen Brücken werden zwei Arten des Verbundes von Stahlbeton-

platte aus Fertigteilen mit den Stahlträgern verwendet: mittels Einbetonieren von Verbundgliedern oder durch Schweißen.

Bei durchlaufenden Trägern ist es zweckmäßig, in den Strecken mit negativen Momenten zusätzliche untere Stahlbetonplatten in die Druckzone einzuführen.

Die Ergebnisse der Ausführungen und der experimentellen Untersuchungen von Verbundbrücken mit Stahlbetonplatte aus Fertigteilen beweisen die Wirtschaftlichkeit und technische Zweckmäßigkeit dieser Konstruktionen.

Summary

In the construction of road bridges, as practised in the U.S.S.R., an extensive use is made of structures of mixed construction. The decks are built with a slab of precast reinforced-concrete panels associated with steel beams.

The connection of the beams and the precast parts may be effected by concreting or by welding.

In continuous-beam bridges, additional slabs are employed resting on the lower flanges of the beams where the moments are negative (lower zone in compression).

Various scientific experiments and the building of bridges of mixed construction have demonstrated that steel used in conjunction with precast concrete gives reliable structures and enables considerable economies to be made in labour and materials.

Résumé

Dans la pratique de construction de ponts-routes en URSS, on trouve un large emploi d'ouvrages de construction mixte; les tabliers sont exécutés avec une dalle en pièces préfabriquées en béton armé, associée avec des poutres en acier.

La liaison des poutres et des pièces préfabriquées peut être réalisée soit par bétonnage de pièces d'attache, soit par soudage.

Dans les ponts à poutres continues, on utilise des dalles supplémentaires reposant sur les semelles inférieures des poutres là où les moments sont négatifs (zone inférieure comprimée).

Diverses expériences scientifiques et l'exécution de ponts de construction mixte ont montré que l'association acier-béton préfabriqué donnait des constructions sûres et permettait une sérieuse économie de matériaux et de main d'œuvre.