

Vla: Expansion joints in the bridge deck

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

VIa 1

Survey of Expansion Joints and Bearings in Britain

Recherches sur les joints de dilatation et les appuis mobiles en Grande-Bretagne

Untersuchungen über Dilatationsfugen und bewegliche Auflager in Großbritannien

W. BLACK

Road Research Laboratory, Great Britain

H. C. ADAMS

Ministry of Transport, Great Britain

1. Introduction

A programme of road improvements was begun in Britain in 1952 and has accelerated rapidly in recent years. It has resulted in the construction of many new bridges. In the previous 50 years the majority of road bridges were of spans of less than 50 ft. whereas now a considerable proportion of all bridges built are of 100 to 200 ft. span, and there is a significant number of bridges of even larger spans.

It is this large increase in construction of bridges of 100 ft. to 200 ft. span which has emphasised problems in design and construction of joints and bearings. The simplest of treatments of expansion joints consisting of laying a continuous surfacing over a very thin gap filled with compressible fibre board, is in the main satisfactory for spans of less than 40 ft., for spans in excess of 200 ft., joints such as the toothed joint have proved reliable if, at times, expensive; but many different designs have been tried to achieve a simple, satisfactory and economic joint for bridges of intermediate lengths.

The purpose of the present survey is:

- 1.1. To study the temperature movements which must be accommodated by joints and bearings.
- 1.2. To compare the effectiveness of various joints and bearings in common use.
- 1.3. To recommend the most suitable form of joints and bearings which can accommodate various loads and movements for different types of structure.

2. Study of Temperature Movements of Bridges

Some work has begun on items 1.1 and 1.2 and results of the survey to date are outlined below.

Movements of the expansion joints are being measured on a number of bridges for comparison with meteorological data. The bridges have been selected to represent a number of different types of construction.

Changes in the length of the Hammersmith Flyover have been recorded continuously by measurements at the expansion joint since mid-1962. The Flyover has a free length of 2,043 ft. and all the movement is carried to one expansion joint. On four other bridges simple movement gauges are attached at the expansion gap. These gauges are read weekly and record the movement of the bridge from a fixed datum point, as well as the range of movement which occurred during the week. It is planned to fit autographic recorders to these and other bridges as soon as reliable instruments have been developed. The results of measurements made on the Hammersmith Flyover and on three of the other four bridges, are given in Figs. 1 and 2.

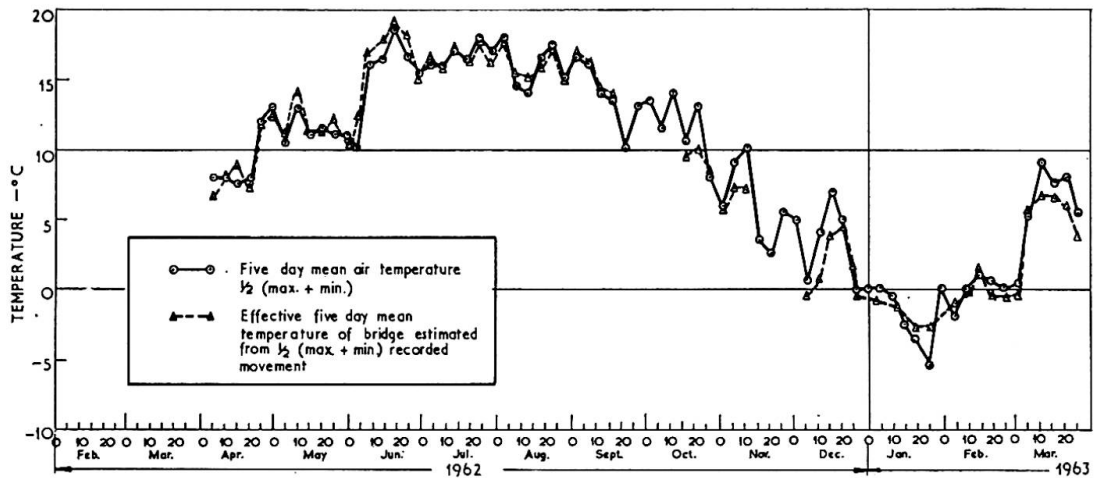


Fig. 1. Comparison of five day mean air temperatures and effective five day mean temperatures of the Hammersmith flyover, estimated from recorded movements at the expansion joint.

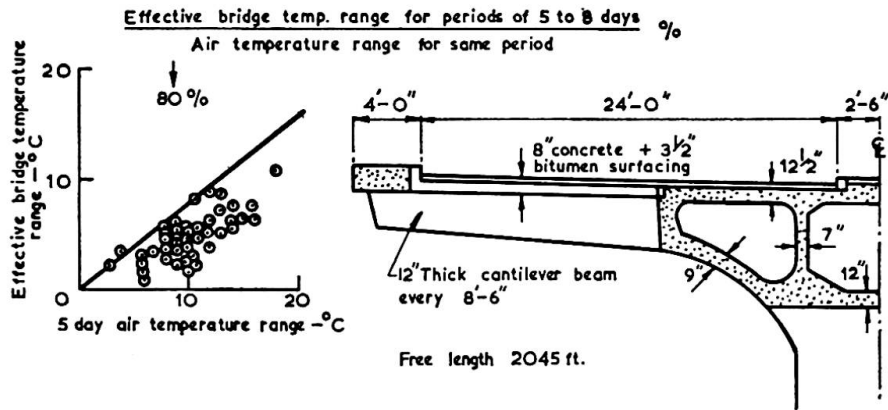
In Fig. 1 a comparison was made of the five-day mean air temperatures at Kew, the nearest Meteorological Station to Hammersmith ($1\frac{1}{2}$ miles distant), and the effective five-day mean temperature of the bridge. The effective five-day mean temperature was estimated on the following assumptions:

1. Free length of bridge, $l = 2,043$ ft.
2. Thermal coefficient of expansion, $\gamma = 12 \times 10^6$ per $^{\circ}\text{C}$.
3. All changes in length are due to temperature changes only.

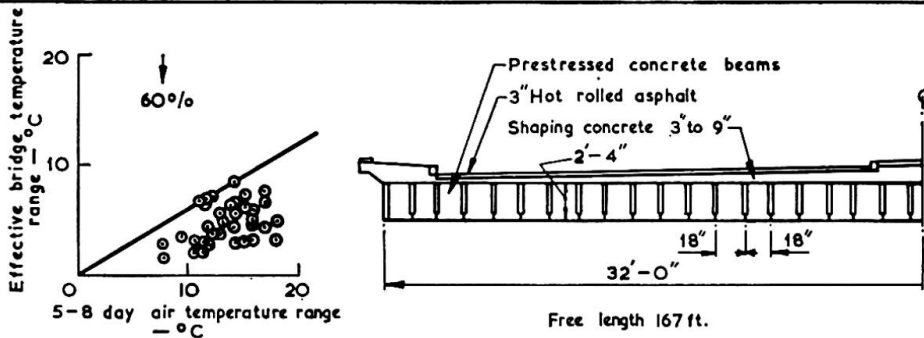
The effective bridge temperature range was then calculated as

$$\frac{\Delta l}{l x} \quad (1)$$

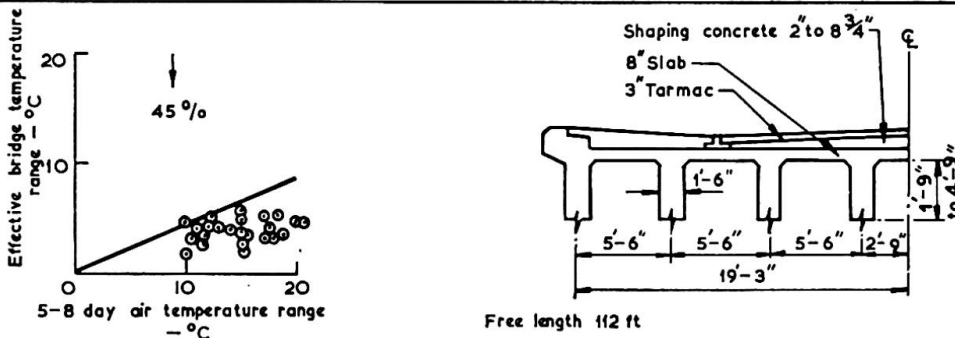
and the result was superimposed on the measured five-day mean temperatures in Fig. 1. This diagram shows that the seasonal and weekly fluctuations of the five-day mean effective bridge temperatures closely follow the five-day mean air temperatures. The agreement is good when it is considered that the effective temperature of the bridge is not necessarily the same as the air tem-



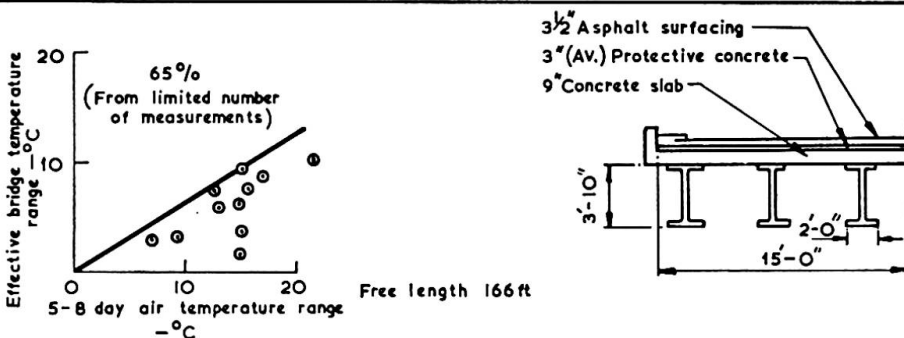
(a) Hammersmith flyover - Prestressed concrete box section



(b) Huntercombe Spur bridge - Prestressed concrete slab



(c) Haversham bridge - Reinforced concrete T beam



(d) South Mimms flyover - Composite construction, welded girders R.C. deck slab

Fig. 2. Comparison of 5 to 8 day air temperature ranges with the 5 to 8 day effective bridge temperatures for various bridges.

perature. A few measurements made on a bridge of more massive construction suggests that this relation is likely to be general. This would enable the probable range of five-day mean movements to be computed from published five-day mean air temperatures.

For British conditions for instance, the maximum range of 5-day means observed at Kew, in the South of Britain is 27°C , and at Aberdeen in the north it is 21°C for the same period. Hence the changes in length between periods of five days can be estimated from average values quoted for coefficients of thermal expansion and the free length of the structure.

Superimposed on the movement due to the five-day mean temperatures variation is that due to the diurnal temperature cycle. This diurnal movement does not correlate so well with ambient temperature, because the high frequency fluctuations are influenced to a greater extent by the size and nature of the structure.

Some assessment of the weekly range of temperature changes can be gained from Fig. 2. In this figure, the effective bridge temperature range for periods of 5 to 8 days was plotted against air temperature range for the same period, for four bridges. These results showed that the maximum effective temperature range of these bridges for the 5 to 8 day periods considered was from 45 per cent to 80 per cent of the 5 to 8 day air temperature range. Analysis of weekly air temperature ranges is not complete, but the minimum value must be at least equal to the maximum daily range of temperature, which, for instance, is 21°C at Kew. An estimate of the minimum effective temperature range can then be derived by adding to the maximum range of 5-day mean air temperatures, taken over many years, the fraction of the daily range of temperature, as given in Fig. 2. Thus for a concrete beam and slab type bridge at Kew, the minimum effective temperature range is $(27^{\circ} + 21^{\circ} \times 45/100)^{\circ}\text{C} = 36^{\circ}\text{C}$. The corresponding figure for Aberdeen is 30°C . For the light box section shown in Fig. 2a, the minimum effective temperature ranges at Kew and Aberdeen are 44°C and 38°C respectively. The significance of these figures in relation to a survey of joints is that a joint filler in a light bridge at Kew of 100 ft. span would suffer the same extension as the joint filler in a more massive bridge at Aberdeen of 150 ft. span.

Some measurements of the transverse movement of the Huntercombe Spur Bridge, Fig. 2b, relative to the abutment are being made. Between November, 1962 and April, 1963, the greatest movement measured was 0.024 in., which is equivalent to an effective temperature difference between the bridge and the abutment of $2\frac{1}{2}^{\circ}\text{C}$.

3. The Effectiveness of Various Joints in Common Use

A limited number of the more common joints are discussed which have been inspected during the part of the survey completed. The period of detailed

observation has been too short for firm and final conclusions to be reached and the results of the survey are amplified from the experience of the Bridges Branch of the Ministry of Transport over the past 35 years.

The qualitative assessment of performance of joints was based on the following requirements:

- 3.1. It should allow unrestricted movement of the bridge so as to relieve stresses due to temperature, creep, shrinkage and loading, unless the bridge is designed to accept the temperature stresses.
- 3.2. It should give a good riding quality and generate neither noise nor vibration due to traffic.
- 3.3. It should have a life at least equal to the life of the surfacing and, preferably, the life of the bridge.
- 3.4. It should have provision for easy replacement, if its life is less than the life of the bridge.
- 3.5. It should either be water-tight, or have provision for carrying away water and grit.

Fig. 3a and 3b. These illustrate a type of joint having many minor variations consisting of tiles or plates bridging a gap and covered with the surfacing. Invariably in the past, these types of joints have given trouble. When a bent copper strip was used as the gap-bridging material, the metal strip cracked, the surfacing material fretted and infiltration of surface water often damaged the fabric of the bridge. However, this joint is still being experimented with and after two years' service in the North of England, including the very cold winter of 1962/63, no cracking has occurred above any of the joints designed as in Fig. 3a. None of these bridges has a free length greater than 60 ft. Several joints designed as in Fig. 3b have withstood 5 winters without any visible cracking, although many of the joints do allow some water to pass through. The maximum length of bridge with this joint is 120 ft.

Fig 3c. In this joint a high quality concrete plinth was brought to the surface at the joint and the top $1\frac{1}{2}$ inches of joint was filled with a polysulphide rubber. This type of sealer can make a very strong bond with the concrete; spalled concrete edges are more common with this sealer than with those which do not bond so well to the concrete.

Figs. 3d, 3e and 3f. The use of angles with the vertical leg turned upwards has given very serious trouble and these joints are no longer accepted by the Ministry of Transport. Large numbers of joints of this type have had to be replaced. There are, however, numerous cases where these have been tried with various modifications in recent years. Several examples of the simplest type shown in Fig. 3d, composed of a compressed butyl-rubber strip between $3\text{ in.} \times 4\text{ in.} \times \frac{3}{8}\text{ in.}$ angles, failed rapidly. The deformation in the vertical leg amounting in some cases to $\frac{1}{2}\text{ in.}$ over a length of 1 ft. A number of other cases designed as in Fig. 3e still with $\frac{3}{8}\text{ in.}$ angles but the vertical leg only

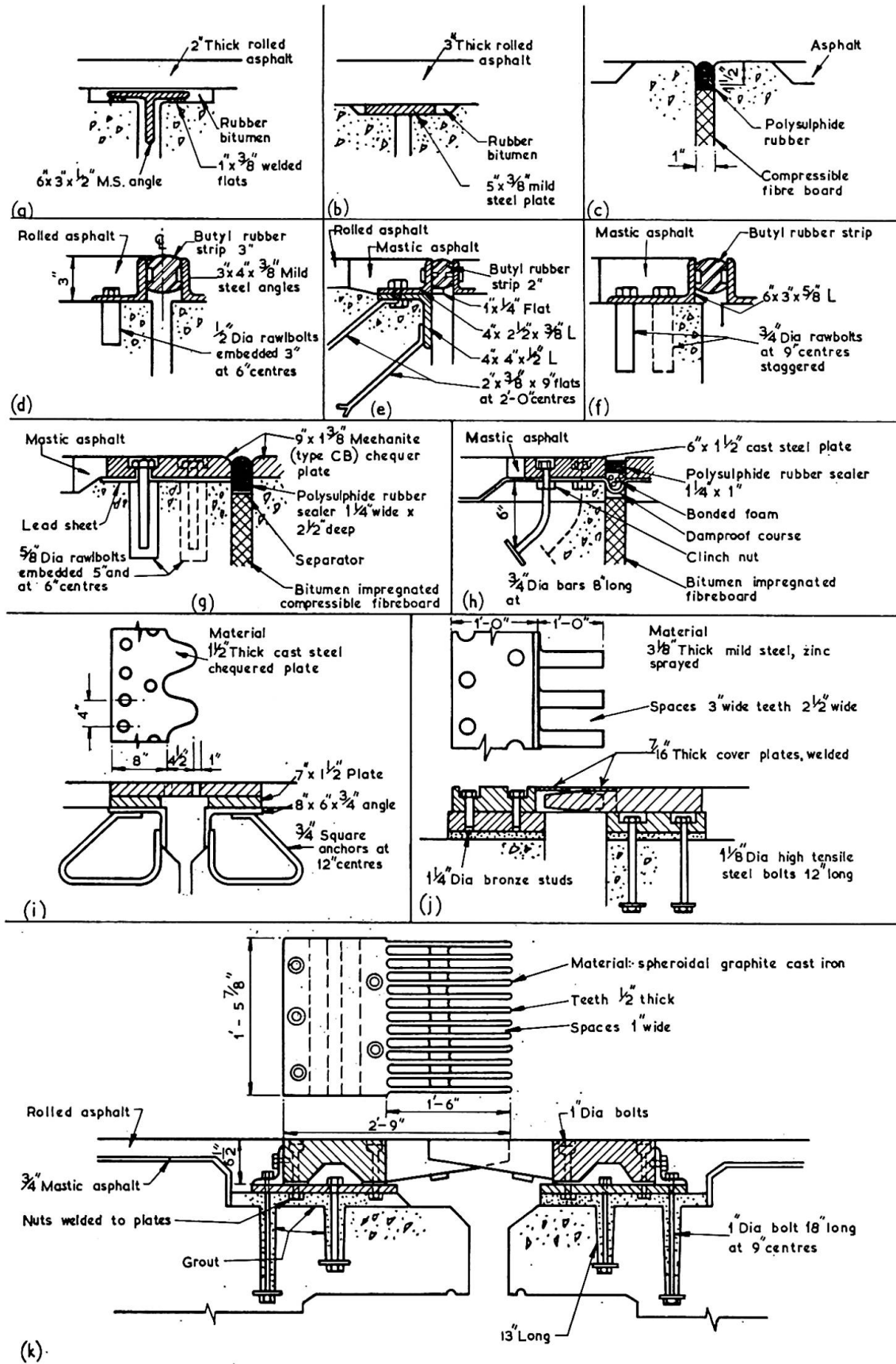


Fig. 3. Examples of joints.

2½ in. high have shown signs of deformation after two years of service. So far the deformation is not greater than ¼ in. over a 5 ft. length in the worst case seen. Two examples of the 6 in. × 3 in. × ⅝ in. as in Fig. 3f are satisfactory after 2 years' service, but several others have failed by extrusion of the lead sheet and loosening of the Rawlbolts. Angles braced with triangular fillets at frequent intervals have been tried; a few examples using 6 in. × 3 in. × ½ in. braced angles show no signs of deformation after 2 years. Both of these latter types will be examined at intervals to determine their effective life. Most of the joints of this type allow some surface water to pass through. Joints in Fig. 3d—3f are used for bridges having lengths between 60 ft. and 200 ft.

Fig. 3g and 3h. These joints comprising thick steel or mechanite plates, held down with substantial bolts, are becoming increasingly popular for bridges between 80 ft. and 200 ft. in length. The bolt heads are well recessed and protected with a bitumen filling. If the joint between the plates is left open the gap is sloped back gradually below the plates so that any loose material dropping into the opening may fall clear. A drainage channel is then required: these channels soon get filled with grit and require frequent rodding. In most cases seen to date, however, the joint is sealed. No perfect sealing material has yet been found, but initially at least, polysulphide rubbers have been shown to give a good bond to steel or cast iron and after two years' service satisfactory bond is still achieved. For good bond, the joint must be clinically clean, the metal not galvanised and the sealer needs to be poured at a suitable temperature to the manufacturers' instructions. Fig. 3h illustrates the use of clinch nuts as levelling devices. These enable heavy plates to be set up accurately before grouting beneath them.

Fig. 3i, 3j and 3k. These illustrate examples of toothed joints used to accommodate the temperature movements of free bridge lengths of 300 ft., 800 ft. and 2,043 ft., respectively. Very little trouble has been reported from toothed joints and, so far, there is no criterion for judging whether an economic as well as an effective joint is achieved in any given case.

The examples in the figures were chosen to illustrate several features. A wide range of materials are used including mild steel, cast steel and spheroidal graphite cast iron. Simple plate joints may be flame cut. Thicker teeth such as in Fig. 3j may be either machined from the solid or fabricated by welding. Lighter joints are commonly held down with anchor bars embedded in concrete, as in 3i, but heavier joints invariably use holding down bolts of a minimum diameter of 1 in. Joint 3j employs bronze set screws to hold down the cover plates, which is uncommon. But there is at least one example of joints working loose after 20 years due to corrosion of holding down bolts. In that case, replacement of the bolts would have been simple but for the fact that the sockets into which they were screwed were also corroded beyond repair. One problem of toothed joints is the provision of an adequate drainage system.

Even 6 in. diameter channels quickly silt up and, if access to the channel is not easy or maintenance infrequent, defacement of piers or abutments occurs, bearings are corroded and water may enter the fabric of the bridge. A type of joint which is fairly common, but has not yet been included in the survey, is the one in which the expansion gap is covered by a plate fixed to one side and sliding on a metal surface on the other. Previous experience has shown that thicknesses of plate, sections of angle and size and number of anchor bolts for securing the plate to the angle on the one side of the joint, which gave satisfactory service before 1939, are now inadequate because of the great increase in weight and frequency of the heavier vehicles on the public highway. It has been found essential to thicken up the sliding plate very considerably and to secure it with two rows of very substantial anchor bolts. It has been found that more efficient registering of the plate on the angles is obtained by reducing the area of contact and confining this to a number of small areas. Again first-class workmanship is essential. The use of inadequate sections has led to the bursting of the holding-down bolts, and to undesirable noise and vibration as the vehicles pass over the joint. Many joints fail because bolts are inadequately secured against loosening by vibration.

4. Notes of Bearings

In old bridges, failure of two types of bearings was not uncommon. The plain steel bearings corroded rapidly and became ineffective; the multiple roller bearing failed prematurely because of the difficulty of maintaining even loading of the rollers. Neither of these types of bearing are in common use now. In plain bearings, copper strips bearing on steel have been tried, but cold welding of asperities between the metals has occurred in some cases so that there is little improvement from the use of copper. A qualitative assessment can be made of the performance of bearings in terms of the degree to which they achieve the following desirable characteristics:

- 4.1. They should give adequate support.
- 4.2. They should permit rotation and translation in the direction and to the extent which the designer requires. They should not permit any movement in other directions.
- 4.3. They should have a predictable performance as it ages.
- 4.4. They should require no maintenance and last the life of the bridge or be easily replaceable.

During the present survey no serious case of bearing failure has been detected and hence no new guidance can be given on the choice of bearings on grounds of serviceability. The choice of the type of bearing depends largely on four factors namely, cost, loading, available headroom, resistance to move-

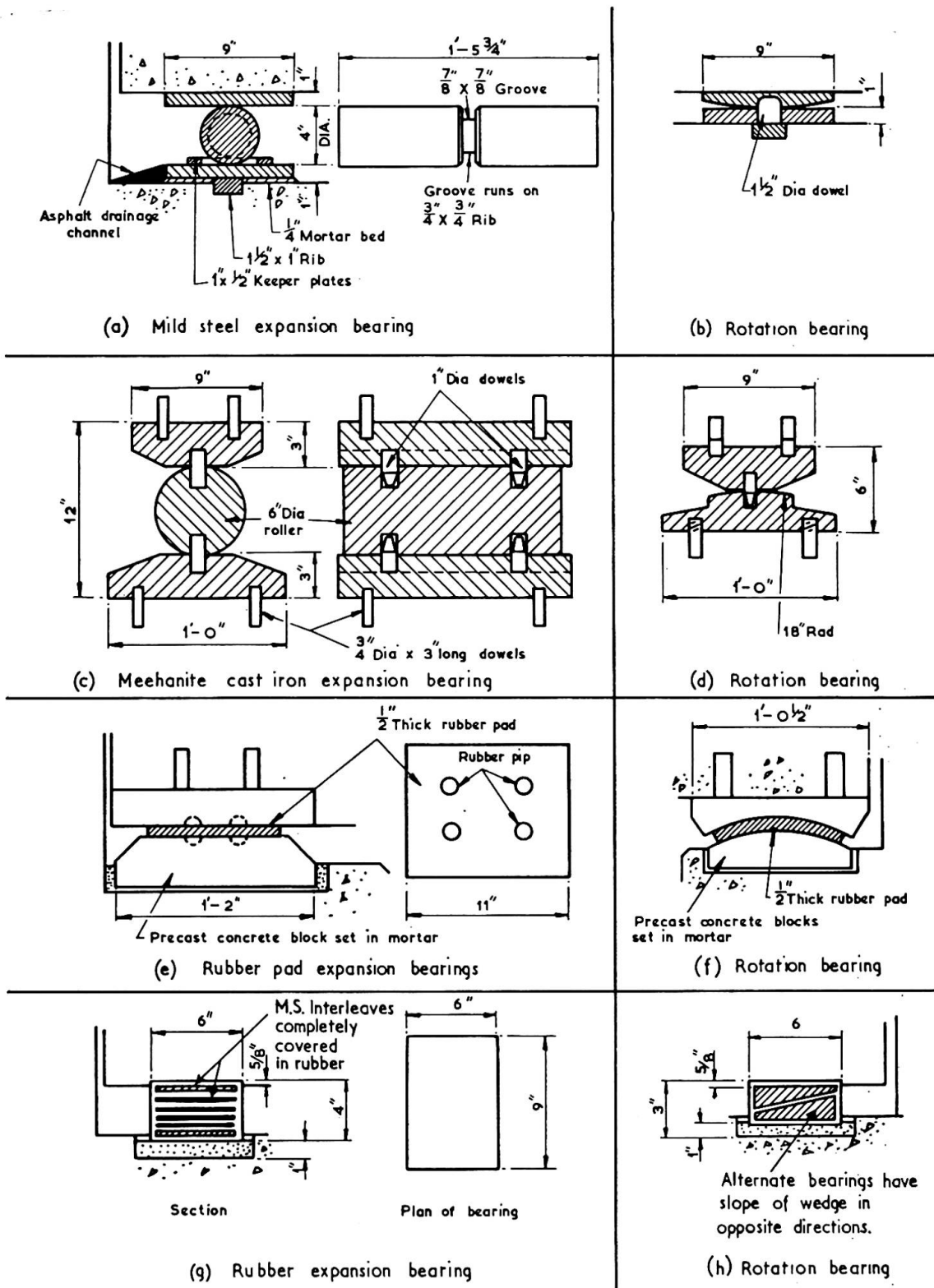


Fig. 4. Examples of expansion and rotation bearings for bridges up to 200 ft. free length.

ment. True costs are difficult to evaluate, whilst the two latter factors may be interconnected. Lack of headroom may require a very slender bridge and in that case low friction bearings may be required even on a short span to limit the moments applied by the bearings to the bridge deck. On the other hand, where a more massive bridge is designed, plain bearings may be satisfactory if the structure can accept the loading applied by the bearings during expansion.

A few examples of bearings commonly used on motorway bridges up to say 200 ft. span are illustrated and discussed below.

Fig. 4a and 4b. Simple mild steel rollers and rockers of the type shown in Figs. 4a and 4b were in common use some years ago. Corrosion protection was by coating with water repellent grease. For larger spans, mild steel rockers are still commonly used and are frequently encased in grease boxes.

Fig. 4c and 4d. Since mechanite cast iron has better corrosion resistance than mild steel, these rollers are becoming increasingly popular, and are replacing those shown in Figs. 4a and 4b. Location of the rollers can be either by dowels, as shown, or by an integral tooth cast either on the end of the rollers or on the plates. It is common practice to use rollers only at the expansion gap and to use rockers, 4d, on intermediate piers. The piers then have concrete hinges at their base to allow for movement at the bearings.

Fig. 4e and 4f. For short span bridges, simple rubber pad bearings are being widely adopted. The example shown has rubber locating dimples but in many cases pads are used without any means of location. The pads may also be glued in position.

Fig. 4g and 4h. Rubber bearings composed of laminations of rubber (or other elastomeric materials) and steel are also being widely adopted. The steel interleaves may be either exposed or encased in rubber, as shown, for corrosion protection and for reduction of the surface stresses which cause cracking of the rubber. One type of rotation bearing is shown. Alternate bearings are placed with the slope of the wedges in opposite directions.

The use of rubber bearings is a recent innovation, and considerable development is taking place of a variety of different types. It is, therefore, too soon to assess their relative merits or durability, but it is felt that in these early stages some provision should be made to facilitate their replacement in the event of premature failure. In an attempt to achieve minimum standards of serviceability and life, rules for the use of rubber bearings in highway bridges have recently appeared in Britain as the Ministry of Transport Memorandum No. 802. By the time this paper is published, a form of rubber bearing, in which the rubber is confined laterally by a steel cylinder, known as a pot bearing, will have been installed in several bridges in Britain. This bearing can accept heavy loads, and has low rotational stiffness. Steel rollers or a disc of polytetrafluoroethylene may be interposed between the top of the pot and a stainless steel plate to accommodate translational movement.

Summary

This paper gives the preliminary results of a survey of expansion joints and bearings in Britain, being undertaken by the Road Research Laboratory.

The magnitude of the movement to which joints and bearings are subjected in bridges is being measured, and an attempt is made to correlate the results with the expected temperature range and the type of structure. A number of joints and bearings have been examined, and the paper summarises the main features of their performance.

Résumé

On rapporte ici les premiers résultats obtenus par le Road Research Laboratory au cours des recherches qu'il poursuit sur les joints de dilatation et les appuis mobiles en Grande-Bretagne.

On a mesuré les déplacements des joints et des appuis dans divers ponts, et on tente de rapporter ces mesures aux variations de température attendues, selon les différents types de construction. Plusieurs sortes de joints et d'appuis sont étudiées, et on présente brièvement les principales caractéristiques de leur comportement.

Zusammenfassung

Die Verfasser berichten über die ersten Ergebnisse einer vom Road Research Laboratory in England durchgeführten Untersuchung an Dilatationsfugen und beweglichen Auflagern.

Bei verschiedenen Brücken wurde die Bewegung der Fugen und der verschieblichen Auflager gemessen, und es wurde versucht, die Größe der Bewegung in Funktion des Temperaturverlaufs und des Brückentyps darzustellen. Der Beitrag enthält überdies eine kurze Beschreibung der gebräuchlichsten Fugen- und Lagerkonstruktionen, die in bezug auf ihre Eignung geprüft werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa 2

L'expérience des joints de chaussée dans les ponts-routes français

Erfahrungen bei Fahrbahn-Dehnfugen an französischen Straßenbrücken

Experience with Expansion Joints in the Decks of Road Bridges in France

G. GRATTESAT

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,

Chef du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics, Paris, et

LES INGÉNIEURS DU S.C.E.T.

Pour contribuer à l'étude entreprise par l'A.I.P.C., une enquête a été effectuée auprès des Ingénieurs ayant à surveiller et à entretenir les ponts français, c'est-à-dire essentiellement les Ingénieurs des Ponts et Chaussées et de la Société Nationale des Chemins de Fer Français. Le présent rapport résume les résultats généraux de cette enquête.

Il convient de noter d'une part que l'attention a été spécialement portée sur les ouvrages les plus courants (de quelques mètres à une centaine de mètres de longueur dilatable), d'autre part, qu'il a été surtout insisté dans cette enquête sur les dispositions qui ont donné lieu à des désordres, comme le demandaient «les commentaires relatifs au Thème VI».

I. Les joints à tôle glissante

Le problème des joints de chaussée s'est posé au moment de la construction des premiers ponts à poutres et des grands arcs métalliques, dans la deuxième moitié du 19^e siècle. Divers dispositifs ont été imaginés dont quelques-uns sont encore en service. Le dispositif le plus courant, qui s'est rapidement généralisé à cause de sa simplicité, est le joint à tôle glissante qui a été utilisé jusqu'en 1961 dans de très nombreux ouvrages.

1. Description du joint (voir fig. 1)

Le joint comporte (avec quelques variantes de détail) une tôle striée fixée en général à la partie mobile, glissant sur une tôle lisse ancrée dans la partie fixe (en général à la partie supérieure du mur garde-grève de la culée).

L'espace libre entre la partie fixe et la partie mobile est calculé en tablant sur un écart de température de $\pm 27^\circ$. Pour les ponts en acier ceci correspond sensiblement à une dilatation ou une contraction linéaire de $\pm 0,0003$. Pour les ponts en béton armé, il faut évidemment y ajouter la contraction linéaire due au retrait. Il faut aussi tenir compte, le cas échéant, des rotations dues aux charges ou au vent, du fluage du béton, etc.

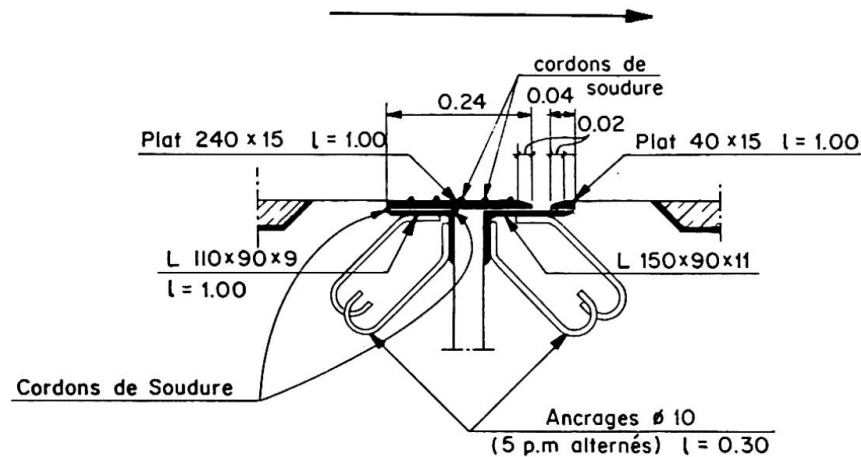


Fig. 1.

2. Inconvénients constatés

L'enquête a montré que ce type de joint présente de nombreux inconvénients: il ne donne satisfaction que dans à peine 10% des cas signalés.

2.1. Inconvénients pour les usagers

2.1.1. Le joint est souvent très bruyant au passage des véhicules. Cet inconvénient est particulièrement sensible en ville où ce bruit incommode les habitants des maisons voisines.

2.1.2. On note souvent un choc désagréable pour l'utilisateur au passage du joint.

2.2. Désordres constatés dans le joint

2.2.1. Dans certains cas, le béton dans lequel sont ancrés les éléments métalliques du joint a été désagrégé.

2.2.2. Le plus souvent les cornières ont été arrachées à la suite de la cassure de leurs attaches à leurs aciers d'ancrage.

2.2.3. Dans certains cas c'est la tôle de recouvrement qui s'est elle-même arrachée. Ceci se produit aussi bien pour les tôles fixées par soudure que pour les tôles fixées par vis ou par rivets.

Ces désordres ont provoqué quelques accidents matériels et en tous cas, ont exigé des réparations difficiles et coûteuses.

2.3. Accessoirement, il a été souvent noté que l'étanchéité de ce joint est très mauvaise et que les infiltrations d'eau ont produit des taches sur les parements, ainsi qu'une rapide oxydation des abouts des travées métalliques.

3. Causes des désordres constatés

3.1. Le mauvais fonctionnement de ce type de joint provient essentiellement de sa conception. La tôle de recouvrement est mal appliquée sur la tôle sur laquelle elle doit glisser. Elle peut donc se déformer sous l'effet de la température, auquel s'ajoute l'effet de la rotation éventuelle de l'about du pont.

3.2. Mais les désordres proviennent essentiellement des efforts violents et des chocs produits par la circulation. Ce sont ces chocs répétés qui entraînent la désagrégation du béton et l'arrachement des éléments métalliques.

Les inconvénients de ce joint ne sont d'ailleurs apparus que dans un passé récent, lorsque la circulation routière est devenue beaucoup plus dense, plus rapide et plus lourde: jusque là, le problème ne se posait pas et, maintenant encore, ce type de joint donne satisfaction lorsqu'il se trouve sur un itinéraire à circulation faible ou modérée (moins de 4000 véhicules par jour environ). Enfin, il est très net que le claquement du joint est beaucoup plus fort au passage des véhicules très rapides et que les principales détériorations sont constatées au droit des voies réservées aux poids lourds.

4. Conclusion

A cause de ces inconvénients, ce type de joint n'est plus utilisé pour les ouvrages neufs. Mais les désordres constatés comportent des enseignements valables pour d'autres types de joints.

4.1. Ancrages

Les ancrages des cornières dans le béton subissent des efforts très importants et doivent être particulièrement robustes. Lorsque les aciers d'ancrage sont verticaux ou horizontaux, il est prouvé que le dispositif se dégrade rapidement, soit par cassure des attaches de ces aciers aux cornières, soit par désagrégation du béton détruisant le scellement: ces aciers doivent donc être placés obliquement, généralement à 45° .

Ces ancrages sont constitués soit d'aciers ronds terminés par des crochets, soit de fers plats. Dans les deux cas, ils doivent être très longs pour intéresser un volume de béton suffisant, et la couture du béton de la zone d'ancrage avec le reste du tablier doit être particulièrement soignée. La soudure des ancrages sur les cornières est à surveiller spécialement: elle est à faire de préférence en atelier, les éléments de cornières avec leurs ancrages arrivant tout préparés sur le chantier.

Les ancrages sont disposés en général en quinconce suivant deux files, l'une étant fixée à l'aile horizontale de la cornière et l'autre à son aile verticale. L'espacement entre ces deux files, mesuré dans un plan vertical, doit être au moins de 10 à 15 cm.

Dans le sens transversal au pont, l'espacement des ancrages successifs ne doit pas être trop grand. Les résultats obtenus montrent que, pour les aciers ronds, cet espacement e (entre un acier d'une file et l'acier le plus proche de l'autre file) doit être voisin de:

$$e = 5(\varphi - 6).$$

e étant exprimé en cm, et φ , diamètre des aciers d'ancrage, en mm (formule empirique valable pour $10 \leq \varphi \leq 16$).

4.2. Il est difficile de bien remplir de béton le volume situé sous la cornière, surtout lorsque le ferrailage est dense: La mauvaise qualité du béton est quelquefois à l'origine des dégradations.

4.3. L'expérience montre que l'épaisseur de la tôle de recouvrement est importante pour la tenue du joint et qu'on a mis quelquefois des tôles trop minces par rapport à leur largeur: Cette épaisseur doit être calculée avec une grande marge de sécurité.

4.4. Il semble ressortir de l'enquête que cette tôle résiste mieux lorsque la circulation se fait dans le sens de la flèche indiquée sur la fig. 1.

4.5. Enfin, l'expérience de ce joint montre qu'il y a un gros intérêt à scinder la tôle de recouvrement en éléments discontinus dans le sens transversal au pont. On comprend en effet que l'application de cette tôle sur la cornière dépend du profilage de la tôle qui est d'autant meilleur que sa longueur est plus faible. Ce découpage de la tôle en éléments discontinus a en plus l'avantage de faciliter l'entretien et la réparation du joint.

II. Les joints à ressort

Pour supprimer les inconvénients constatés dans le type précédent et qui tiennent en grande partie à la fixation rigide de la tôle de recouvrement et des cornières, un nouveau type de joint a été étudié et généralisé pour les ouvrages d'assez grande portée, sous l'impulsion de M. le Professeur ROBINSON, à partir de 1950.

Un exemple de ce joint est installé au nouveau pont de la Guillotière à Lyon depuis 1958.

1. Description du joint (voir fig. 2)

La différence essentielle de ce joint par rapport au précédent est que la tôle de recouvrement n'est plus fixée à une cornière, mais qu'elle est appliquée

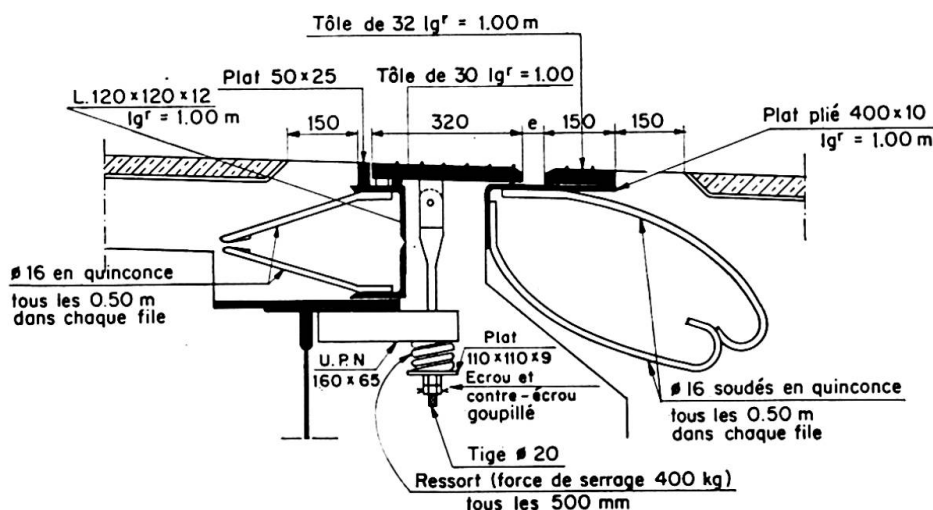


Fig. 2.

sur les deux bords du joint au moyen d'une tige de rappel tendue par un ressort.

Depuis les premières expériences, quelques perfectionnements de détail y ont été apportés: la tôle de recouvrement qui était au début une tôle striée, est maintenant constituée par une tôle plus épaisse dont la glissance est supprimée par le dépôt de quelques cordons de soudure.

Le frottement de cette tôle sur la cornière, qui se faisait par un petit plat soudé, est maintenant réalisé par un simple cordon de soudure. A l'autre extrémité de la tôle, l'appui sur la cornière a été simplifié.

Ce type de joint a été repris par beaucoup de projeteurs qui lui ont apporté quelques variantes. L'une de celles-ci consiste à remplacer les ressorts par des rondelles «Belleville» placées dans des boîtes à graisse pour les protéger de l'oxydation.

2. Résultats obtenus

Ce type de joint s'est révélé beaucoup plus satisfaisant que le précédent et les résultats obtenus sont bons dans plus de la moitié des cas recensés. Les quelques déboires notés ont été les suivants:

Quelquefois le joint est bruyant et un choc se produit au passage des véhicules.

Quelques cas de déformation dans les éléments métalliques ont été constatés.

Il arrive que le revêtement de la chaussée forme un bourrelet ou inversement s'arrache en produisant une petite tranchée le long du joint.

Enfin, ce joint n'est pas étanche.

3. Analyse des inconvénients constatés

3.1. Bruits et chocs

Les bruits et les chocs proviennent essentiellement d'une mauvaise application de la tôle de recouvrement sur ses appuis. Pour les atténuer, l'expérience montre qu'il faut prendre de grandes précautions.

3.1.1. Au départ, le réglage du joint doit être excellent. Les cornières ou les plats pliés formant appuis de la tôle doivent être très fortement ancrés dans le béton et doivent suivre exactement le profil en travers de la chaussée. Des précautions spéciales sont à prendre au bétonnage de cette zone délicate. Par exemple, on peut prévoir des trous d'évacuation d'air dans les cornières pour obtenir un bon remplissage.

3.1.2. La tôle de recouvrement doit être coupée dans le sens transversal au pont en éléments relativement courts (de l'ordre de 1 m). C'est la seule manière d'obtenir une application convenable de cette tôle sur les cornières.

3.1.3. L'épaisseur de la tôle doit être assez forte, en rapport avec l'ouverture maximale du joint. En général, le bord de cette tôle est taillé en biseau pour atténuer le ressaut au passage des véhicules: ce biseau ne doit pas être trop allongé pour ne pas affaiblir la tôle.

3.1.4. La force des ressorts de rappel est un élément très important. Dans les premières réalisations, cette force était insuffisante, de l'ordre de 350 kg par mètre de joint. L'expérience montre qu'il faut porter cette force aux environs de 800 kg/m. Chaque élément de tôle doit être fixé par 2 ou 3 ressorts.

De plus, ces ressorts doivent être serrés au maximum pour empêcher tout mouvement de la tôle dans le sens vertical.

3.1.5. Il semble ressortir de l'enquête qu'il y a avantage à placer la tôle de manière que les roues l'abordent en premier du côté de son appui semi-fixe. Même pour les chaussées à double sens de circulation, cette disposition est facile à réaliser lorsque la tôle est coupée en éléments de petite longueur.

3.2. Les dégradations du revêtement

3.2.1. Pour éviter les bourrelets et les tranchées, il semble qu'il y ait avantage à interposer un petit épaulement de béton entre les éléments métalliques et le béton bitumineux de la chaussée. Cette petite bande de béton peut être rendue étanche au moyen d'un enduit superficiel.

3.2.2. Les dégradations de la chaussée proviennent souvent, aux extrémités du pont, d'un tassement du remblai derrière la culée. Dans le cas d'une route à forte circulation, notamment d'une autoroute, il convient de prévoir une « dalle de transition », c'est-à-dire une dalle de béton armé placée sous la chaussée et appuyée d'une part sur la culée et d'autre part sur le remblai stable.

3.2.3. Il est essentiel, bien entendu, que le tapis bitumineux soit d'excellente qualité au voisinage du joint.

3.3. Étanchéité

3.3.1. Pour éviter les inconvénients des infiltrations d'eau dans le joint, il convient d'abord d'évacuer ailleurs la plus grande partie des eaux de ruissellement. Il faut donc placer des gargouilles dans les caniveaux à l'amont du joint et d'autre part, relever la chape d'étanchéité le long du joint, ce qui est facile lorsqu'il est bordé par un petit élément de béton.

3.3.2. Il faut néanmoins toujours prévoir des chéneaux et des gargouilles pour empêcher les eaux qui s'infiltrent dans le joint de couler sur les parements.

4. Conclusion

Ce type de joint présente une amélioration très nette par rapport au précédent. Son prix est aussi plus élevé. Il s'emploie donc essentiellement dans les ouvrages importants. Pour qu'il donne satisfaction, il faut cependant prendre des précautions d'abord dans sa conception (ses divers éléments doivent être largement dimensionnés pour résister aux efforts brutaux qu'il subit) et surtout dans son exécution (montage, réglage et bétonnage).

Enfin, le projet de l'ouvrage doit être établi de manière que sa visite et son entretien soient faciles.

III. Joints recouverts d'un revêtement bitumineux

Pour atténuer les inconvénients (bruits et chocs) des joints métalliques, un certain nombre d'Ingénieurs ont recouvert ces anciens joints d'un revêtement bitumineux. Les résultats obtenus ayant été bons dans beaucoup de cas, d'assez nombreux ouvrages nouveaux ont été construits sans interruption du revêtement de la chaussée au droit du joint.

1. Description

Ce type de joint comporte de nombreuses variantes.

1.1. Pour soutenir le revêtement, l'espace entre les éléments de béton peut être rempli d'une matière plastique capable de subir des déformations relativement grandes, ou encore d'une feuille de cuivre malléable pliée, comportant dans son pli une corde bitumée ou un produit plastique.

1.2. Pour des ouvertures plus grandes, le revêtement est supporté par une tôle qui peut être fixée sur un de ses bords, mais dont l'expérience a prouvé qu'il était préférable qu'elle reste libre des deux côtés (voir fig. 3).

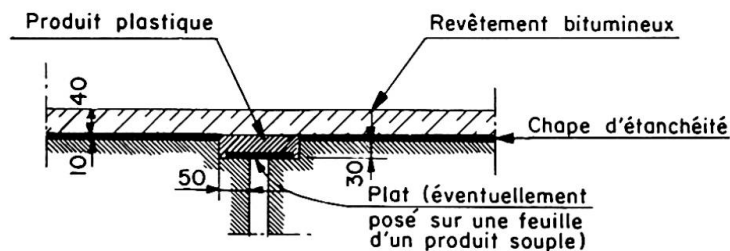


Fig. 3.

1.3. Le revêtement lui-même peut être continu ou bien peut comporter, sur une largeur de quelques centimètres, un produit bitumineux spécial (placé entre deux cornières) susceptible de grandes déformations relatives.

2. Résultats obtenus

2.1.

D'une manière générale, ce système a donné satisfaction, du moins pour les portées moyennes. Les bruits et les chocs ont été supprimés ou très atténués. Dans les anciens joints à tôle glissante ainsi recouverts, aucun arrachement de tôle ou de cornière ne s'est produit.

2.2.

La résistance de l'élément soutenant le revêtement doit être déterminée suivant l'ouverture maximale du joint: quelques déboires ont été signalés dans le cas d'un joint s'ouvrant de quelques centimètres et recouvert par une tôle trop mince et par suite trop déformable.

2.3.

Le problème principal pour ce genre de joints est celui de la tenue du revêtement de la chaussée.

2.3.1. Quand le revêtement recouvre un joint métallique qui se trouve en saillie par rapport au niveau supérieur de la dalle sous chaussée, c'est-à-dire lorsque l'épaisseur du revêtement est réduite au droit du joint, il risque de se produire un bourrelet et une déformation du revêtement.

2.3.2. Quand le revêtement est posé directement sur une tôle relativement large, quelques décollements ont été signalés.

2.3.3. Dans la plupart des cas, il se produit une fissuration du revêtement par temps froid. Cette fissuration ne présente aucun inconvénient tant qu'elle reste limitée. C'est certainement cette fissuration qui doit déterminer le domaine d'emploi d'un tel système: malheureusement, sur ce point, l'enquête n'a pas donné de résultats très nets. Il semble cependant qu'on puisse admettre ce type de joint pour des longueurs dilatables atteignant 50 m (son emploi a même été signalé exceptionnellement pour des longueurs supérieures).

2.3.4. Il ne semble pas intéressant de remplacer le revêtement normal par une petite bande de produit spécial dans laquelle se concentrent les déformations: cette méthode a donné plus de déboires que la précédente.

2.4. *Étanchéité*

2.4.1. Il ne faut évidemment pas compter sur l'étanchéité du revêtement qui n'est pas étanche par lui-même et qui, au surplus, se fissure au droit du joint.

2.4.2. Il n'est pas prudent de poursuivre la chape d'étanchéité au-dessus du joint car elle serait alors exposée à se déchirer.

2.4.3. Il semble cependant assez facile d'obtenir une bonne étanchéité pour ce type de joint au moyen d'une feuille de cuivre ou en enrobant la tôle sous chaussée dans un produit plastique.

3. *Conclusion*

Ce système paraît très intéressant par le confort qu'il apporte à l'utilisateur et par l'atténuation des efforts qu'il procure aux éléments de l'ouvrage.

Il reste à déterminer jusqu'à quelle longueur dilatable il peut être employé sans inconvénients trop graves pour la tenue du revêtement: ceci dépend des caractéristiques de ce revêtement et de son ancrage sur la couverture du pont.

Là encore, sur les voies à circulation rapide, il convient de prévoir une dalle de transition au raccordement avec le remblai.

IV. Joints ouverts

Une autre solution pour résoudre le problème de la tôle de recouvrement, a consisté à la supprimer purement et simplement et à laisser le joint ouvert.

Dans ce cas, le revêtement est interrompu et tenu sur ses bords au moyen d'une cornière ou d'un élément de béton.

1. Inconvénients

1.1. Lorsque la circulation est rapide, il peut se produire des chocs en cas de dénivellation des deux bords de la coupure.

1.2. Ce système présente des dangers pour les piétons et les animaux.

1.3. Le fonctionnement du système peut être empêché par les cailloux qui se coincent dans le joint.

2. Conclusion

Ce système paraît séduisant par sa simplicité et son prix. Mais il ne présente guère d'avantages par rapport au précédent et il ne doit être employé qu'avec discernement.

V. Joints utilisant le caoutchouc

On a pensé depuis plusieurs années et surtout depuis le développement des appareils d'appui en néoprène, à utiliser dans les joints les qualités du caoutchouc: élasticité, amortissement des chocs, étanchéité. Divers systèmes ont été envisagés, mais jusqu'ici leur utilisation est restée assez limitée.

1. Procédés utilisés

1.1. Quelques ingénieurs ont cherché à améliorer les joints métalliques classiques et notamment les joints à ressort en appuyant les parties métalliques de ces joints sur des feuilles de caoutchouc. Les résultats obtenus semblent prometteurs: les bruits et les chocs ont été fortement atténués.

1.2. Un joint en service depuis 5 ans à Lyon, sous une circulation de l'ordre de 30 000 véhicules par jour, est constitué d'une feuille élastique pincée entre des plats métalliques boulonnés sur les bords du joint. Le vide entre les plats est colmaté par une substance plastique.

L'étanchéité de ce joint est bonne et son fonctionnement a donné satisfaction (fig. 4).

1.3. Plusieurs types de joints comportent une feuille de caoutchouc attachée à des éléments métalliques et supportant directement la circulation. Il s'est avéré qu'une seule feuille de caoutchouc était insuffisante. Un système breveté est constitué d'une feuille couvre-joint posée sur une fourrure souple appuyée sur des cornières de part et d'autre du joint. Le couvre-joint est tenu sur ses bords par serrage entre les cornières et des plats vissés. Employé dans la région parisienne sur plusieurs ouvrages à trafic lourd, ce joint, d'un prix relativement élevé, a donné satisfaction dans la mesure où les ancrages et le réglage ont été exécutés avec soin.

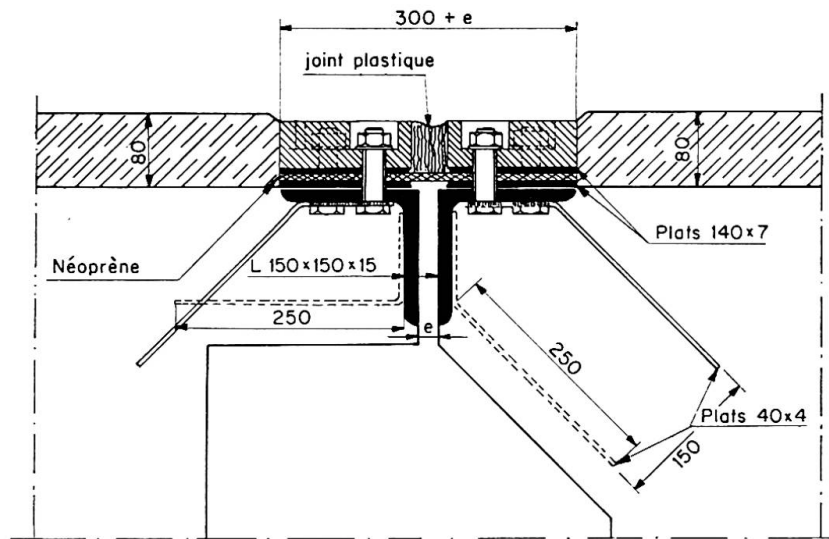


Fig. 4.

1.4. Des systèmes de principe différent comportent des profilés de caoutchouc de forme spéciale pris en compression entre les pièces métalliques formant joues du joint.

2. Conclusion

Il semble que l'utilisation du caoutchouc soit amenée à se développer largement dans les joints de chaussée. Mais les expériences faites jusqu'ici sont trop peu nombreuses et de trop courte durée pour qu'il soit possible d'en tirer des conclusions définitives.

VI. Ouvrages de grande portée

1.

Dans les ouvrages de grande portée (plusieurs centaines de mètres), le joint à tôle de recouvrement était le plus souvent remplacé par des joints à peigne comportant des dentelures de faible largeur. Ces joints ont donné en général satisfaction. On peut citer notamment celui du pont de Rognonas (pont suspendu de 200 m de longueur dilatable) comportant un dispositif breveté constitué de bielles en acier moulé à section rectangulaire pivotant autour d'axes disposés suivant le profil en travers de la chaussée.

Un inconvénient quelquefois signalé des joints à peigne est le danger qu'ils peuvent présenter pour les cyclistes.

2. Pont de Tancarville

Le pont suspendu de Tancarville comporte un tablier continu de 960 m de longueur. L'ouverture calculée pour le joint varie de 0,10 m à 37° à 0,70 m à -17° (les constatations faites sur l'ouvrage confirment sensiblement les

calculs préalables). Le joint de chaussée, dont l'étude détaillée est faite par ailleurs, comporte essentiellement un tapis métallique articulé appuyé sur des chevêtres à profil circulaire et des plaques de jonction fixées aux maçonneries.

Ce joint a donné toute satisfaction depuis sa mise en service en 1959.

VII. Prolongement du joint dans les trottoirs

Lorsque la dalle sous chaussée se prolonge sous le trottoir, le joint y est en général laissé ouvert. C'est au niveau du platelage du trottoir que se pose le problème de la continuité.

Quelquefois le joint est laissé ouvert à ce niveau. Ceci peut entraîner des dangers pour les piétons et le joint risque d'être bloqué par des cailloux.

On utilise encore assez souvent dans les trottoirs le type classique de joint à tôle glissante; ce type donne le plus souvent satisfaction étant donné qu'il n'y est pas soumis aux efforts et aux chocs dus à la circulation.

Quelques exemples ont été donnés de revêtement continu au-dessus du joint ou de joints en caoutchouc qui paraissent eux aussi donner satisfaction.

Il est important que l'étanchéité du joint de trottoir soit assurée ou tout au moins que l'évacuation des eaux soit convenablement étudiée pour éviter que les parements vus soient salis ou dégradés.

Il est également important que le joint se retourne le long de la bordure entre la chaussée et le trottoir. Il a été signalé à plusieurs reprises, lorsque cette partie avait été laissée vide, des éclatements des bordures dus au coincement des cailloux dans cet intervalle.

Conclusions

Les Ingénieurs français se sont toujours efforcés de concevoir des dispositions simples et économiques pour la réalisation des joints de chaussée des ponts courants.

Depuis quelques années, il est apparu que le joint classique comportant une simple tôle glissante n'était plus adapté à des itinéraires à circulation intense, rapide et comportant une forte proportion de poids lourds.

Il ressort de l'enquête effectuée que les systèmes susceptibles de donner satisfaction sont les suivants:

Pour les ouvrages de petite portée, il y a intérêt à maintenir la continuité du revêtement au-dessus du joint. Ceci semble pouvoir être admis jusqu'à des longueurs dilatables atteignant une cinquantaine de mètres.

Pour les longueurs dilatables plus grandes, c'est, parmi les systèmes simples, le joint à ressort qui est le plus indiqué. Toutefois, la conception et l'exécution de ce type de joint nécessitent une grande attention.

Pour les longueurs dilatables allant jusqu'à une centaine de mètres, on peut aussi obtenir de bons résultats avec les joints utilisant le caoutchouc.

Enfin, pour les très grandes portées, le type de joint utilisé au pont de Tancarville apparaît actuellement comme le meilleur.

Il ressort également de cette enquête que tous les types de joints simples présentent des inconvénients plus ou moins graves et qu'on n'est jamais absolument sûr de la réussite. Les échecs tiennent d'ailleurs souvent à de petits détails. Il est donc indispensable d'étudier à temps et de contrôler avec soin la conception et l'exécution de ces éléments. Il faut noter également qu'il est très difficile de les améliorer quand ils n'ont pas été établis correctement au départ.

Des recherches restent donc à poursuivre dans ce domaine: elles se justifient par le souci d'assurer la sécurité et de diminuer les dépenses d'entretien et aussi par la nécessité d'éviter les inconvénients des réparations trop fréquentes et d'améliorer le confort des usagers.

Résumé

Le rapport donne les conclusions d'une enquête effectuée en France sur les joints de chaussée des ponts-routes, à l'occasion du 7e Congrès. Les types anciens de joints ne sont plus adaptés à la circulation actuelle et présentent de graves inconvénients. Quand c'est possible, il y a intérêt à maintenir la continuité du revêtement de la chaussée au droit du joint, et cela semble pouvoir être admis pour des longueurs dilatables atteignant plusieurs dizaines de mètres. Au-delà, il convient de choisir un type de joint à ressort, ou un joint utilisant le caoutchouc dont l'emploi se développe. Les grands ouvrages nécessitent des joints spéciaux plus coûteux.

Des détails sont donnés sur les différents types de joints utilisés, sur les désordres constatés et sur les précautions à prendre pour leur conception et leur exécution.

Zusammenfassung

Der Bericht gibt die Schlußfolgerungen aus einer anlässlich des 7. Kongresses der IVBH in Frankreich durchgeführten Untersuchung über die Fahrbahn-Dilatationsfugen an Straßenbrücken. Die alten Ausführungsarten der Fugen genügen den Anforderungen des heutigen Verkehrs nicht mehr und weisen schwere Unzulänglichkeiten auf.

Wenn immer möglich, ist es zu empfehlen, den Fahrbahnbelag über die Dilatationsfuge hinüberzuführen. Diese Ausführung scheint für Dilatationslängen bis zu einem Mehrfachen von 10 m zulässig zu sein. Darüber hinaus soll eine Fugenausbildung mit Feder gewählt werden. Auch die Anwendung

von Kautschuk entwickelt sich immer mehr auf diesem Gebiet. Die großen Bauwerke benötigen spezielle Konstruktionen, die wesentlich aufwendiger sind.

Es werden genaue Angaben gemacht über die verschiedenen, heute angewendeten Fugenausbildungen, die daran festgestellten Mängel und die bei ihrer Konstruktion und Ausführung zu beobachtenden Vorsichtsmaßnahmen.

Summary

The report gives the conclusions of a survey carried out in France on the expansion joints in the decks of road bridges, in connection with the 7th Congress. The old types of joints are no longer suitable for the present road traffic and suffer from serious drawbacks. When it is possible to do so, it is advantageous to maintain the continuity of the surfacing of the bridge deck at the joint, and this would appear to be permissible for expansible lengths of up to twenty, thirty or more metres. Beyond such lengths it is advisable to adopt a spring type of joint, or a joint in which rubber is used, which is being employed to an increasing extent. Large structures necessitate special joints which are more expensive.

Details are given of the various types of joint employed, the disturbances observed and the precautions that must be taken in their design and construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa 3

Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen

Expansion Joints in Bridge Decks

Joints de chaussée

M. ELLINGER

F. CICHOCKI

Österreich

Die an Brückentragwerken auftretenden Winkelverdrehungen, Längenänderungen und fallweise auch Höhenänderungen werden an den Brückenden gegen die unbeweglichen Widerlager mittels Dilatationskörper ausgeglichen.

Meist sind diese Dilatationskörper aus Stahl, bestehen aus Verankerungen einerseits am Tragwerksende, andererseits am Widerlager; darüber befindet sich ein Gleitkörper aus Stahl, der auf der einen Seite durch Messingschrauben in die Verankerung verbunden ist und auf der anderen Seite senkrecht zur Linienberührung gleiten kann.

Beim Sandstreuen im Winter ist es unvermeidlich, daß einzelne Sandkörner in die Gleitfuge eindringen; es entstehen Spannungen in den Messingschrauben, die meist zum Bruch führen. Wir haben daher bei neueren Konstruktionen die Messingschrauben durch Niederhaltungen aus Stahlfedern ersetzt; solche Konstruktionen sind korrosionsanfällig und schwer zu warten.

Die Brückenbauabteilung der Stadt Wien hat nun auf Grund dieser Erfahrungen eine neue Dehnfugenkonstruktion für Dehnwege bis etwa ± 30 mm entwickelt. Die Leitgedanken dazu waren:

1. Ausführung in Stahlguß (möglichst unempfindlich gegen Korrosion und Gewährleistung einer langen Lebensdauer).
2. Verzicht auf Niederhaltung durch Messingschrauben oder Stahlfedern.
3. Ausführung im Prinzip analog schwerer, befahrbarer Schachtdeckel.

Aus diesen Voraussetzungen ergab sich eine Dehnungsfugenkonstruktion für Brückenfahrbahnen, wie sie schematisch in Fig. 1 dargestellt ist. Der Gleitkörper wurde bewußt schwer (rund 100 kg/m oder 120 kg/Stück) gewählt, einerseits drehbar, andererseits in Linienberührung gelagert. Nach sorgfältigem Versetzen der einzelnen Teile liegt der Gleitkörper ruhig und es kann auf jede Niederhaltung verzichtet werden. Sand, der in die Fugen eindringt, wird in kurzer Zeit durch die Stoßwirkung zermahlen, ohne daß es zu irgendwelchen Unzukömmlichkeiten kommt, die Wartung der Konstruktion ist denkbar einfach.

Diese Art der Ausbildung kam in Wien bei der Heiligenstädter Brücke über den Donaukanal auf der Seite des 19. Bezirkes erstmalig zur Ausführung. Seit der Eröffnung der Brücke am 16. Dez. 1961 hält sie dem starken, schweren Verkehr stand; es konnte nichts Nachteiliges festgestellt werden. Es sei noch darauf hingewiesen, daß vorerst, um Erfahrungen zu sammeln, einige Abschnitte auf dieser Brücke mit Niederhaltung ausgeführt wurden, die sich in der Praxis tatsächlich als überflüssig erwiesen haben.

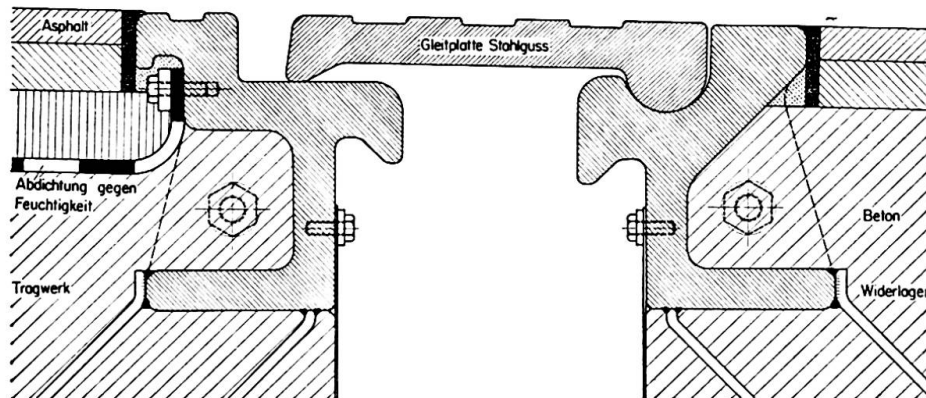


Fig. 1.

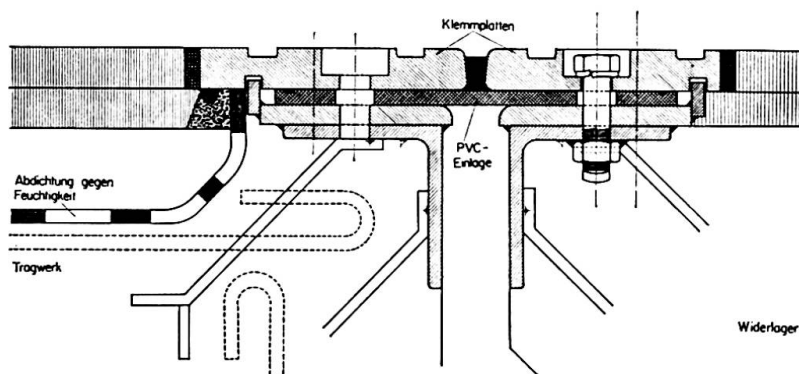


Fig. 2.

Während diese Konstruktionen mit Gleitkörpern bis zu einem Dehnweg bis etwa ± 30 mm Verwendung finden, werden größere Dehnungen vielfach mit Fingerkonstruktionen überbrückt.

Alle diese Dilatationskörper haben den Nachteil, daß in die Fuge zwischen Tragwerk und Widerlager Oberflächenwasser eindringt, dessen unschädliche Ableitung wegen der Enge des verfügbaren Raumes schwierig ist, so daß stets erhebliche Erhaltungskosten entstehen.

Es wurde nun für kleine Bewegungen (bis etwa ± 5 mm) eine Dilatation entwickelt, bei der die Dehnfuge mit einer zwischen Klemmplatten befestigten PVC-Einlage überbrückt wird, wodurch das Eindringen von Oberflächenwasser zur Gänze verhindert wird (Fig. 2).

Auch diese Dilatationen sind bei der Heiligenstädter Brücke (auf der Seite des 20. Bezirkes) seit Dezember 1961 in Betrieb und haben sich, soweit ein so kurzer Zeitraum ein Urteil zuläßt, voll bewährt.

Für Dilatationen größerer Bewegungen ist geplant, vorgespannte elastische Fugenübergänge, System «RUB», zu verwenden. Die auftretenden Verschiebungen werden durch vorgespannte elastische Dehnkörper aus Neoprene-Hohlkörpern aufgenommen. Diese Dehnkörper werden beidseitig in mit Nuten versehene, hochkant stehende, gefräste Stahllamellen eingeklebt. Pro Dehnkörper können Verschiebungen von 20 mm in Längs- und ± 10 mm in Querrichtung der Brückenachse aufgenommen werden. Die Stahllamellen liegen auf wechselseitig angeordneten, an den Randkonstruktionen befestigten Knaggen auf. Die Dilatationskörper an der Fahrbahnplatte bzw. am Widerlager bestehen aus zwei zusammengeschnittenen ungleichschenkeligen Stahlwinkeln. Um ein Eindringen von Sand, Feuchtigkeit und dgl. zwischen Dehnkörper und Dilatationskonstruktion zu verhindern, wird die Randlamelle des Dehnkörpers mit dem Randwinkel dicht verschweißt; diese Schweißnaht wird jedoch so schwach gehalten, daß sie bei einer späteren Reparatur leicht ausgekreuzt werden kann. Um ein Hochsteigen bzw. Ausweichen der Stahllamellen zwischen den elastischen Neoprene-Schläuchen zu verhindern, werden in Abständen Zentrierbolzen angeordnet. Außerdem werden im Fahrbahnbereich die Neoprene-Schläuche in zwei horizontale Ebenen eingeklebt, um Kippbewegungen der Stahllamellen auszuschalten (Fig. 3).

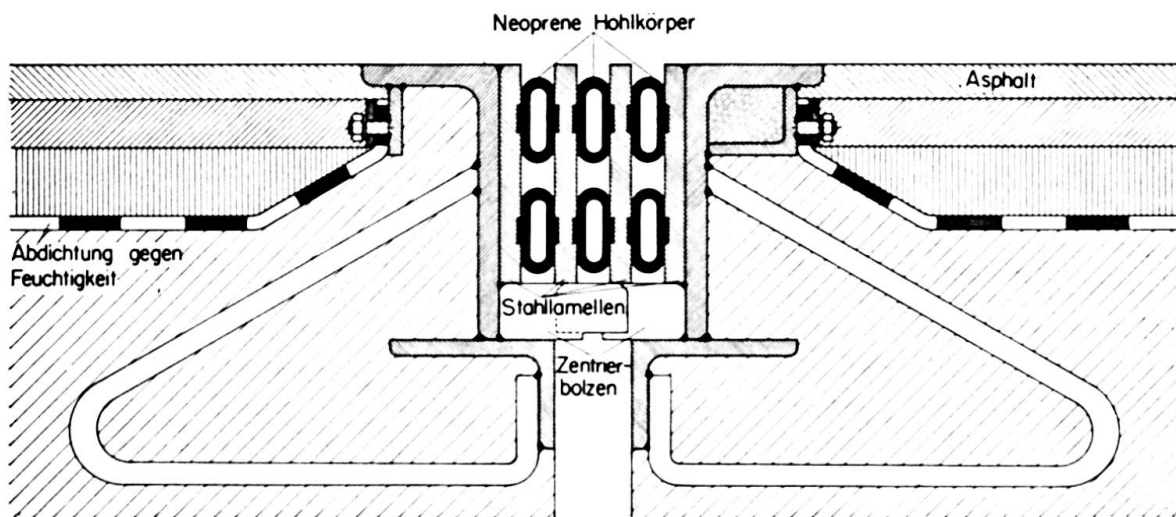


Fig. 3.

Aus fertigungstechnischen Gründen und zur Vereinfachung der Auswechslung bei notwendigen Reparaturen werden die Dilatationspakete (Neoprene-Schläuche und Stahllamellen) der Länge nach alle zwei Meter stumpf gestoßen. Zur Dichtung der Stöße wird Schaumgummi (Moltopren) eingeklebt und gleichzeitig gequetscht. Die Herstellung der Stoßverbindungen erfolgt im Werk; die

Dilatation wird in ihrer gesamten Länge komplett zusammengebaut auf die Baustelle geliefert.

Bei einer Anordnung von mehr als fünf Neoprene-Schläuchen hintereinander ist es notwendig, einen Ausgleichshohlkasten mit einer eigenen Zentriervorrichtung zwischen zwei Lamellenpaketen anzuordnen. Es ergibt sich daher der maximalste Dehnweg einer solchen Dilatation mit $2 \times 5 \times 20 = 200$ mm.

Montagevorgang: Die Übergangskonstruktion wird zusammengebaut und auf die maximale Zusammendrückung vorgespannt geliefert. Die Vorspannung erfolgt durch Spannschrauben, die einreguliert werden können. Die Konstruktion wird mit einer angeschraubten besonderen Montagevorrichtung in die vorgesehenen Aussparungen im Brückentragwerk eingebaut. Nach erfolgter Einjustierung wird bis unter die Spannschrauben betoniert, nach dem Erhärten des Betons werden diese gelöst und die Dehnfugenkonstruktion auf volle Höhe einbetoniert.

Nach Abbinden des Betons wird die Montagevorrichtung abgebaut. Diese Art von Dilatationen ist wasserdicht; es ist keine Entwässerung erforderlich; es ergeben sich keine Stoßgeräusche beim Überrollen durch Fahrzeuge; die Dehnpakete lassen sich verhältnismäßig leicht auswechseln.

Die Überbrückung der großen Dehnwege an den Tragwerksenden kann auch dadurch gemildert werden, daß durch geeignete Konstruktionen der Dehnweg auf zwei Dilatationskörper aufgeteilt, somit halbiert wird.

Bisher wurde das Prinzip durch den Einbau einer maschinellen Einrichtung bewirkt; so wurde bei der Reichsbrücke über den Donautrom in Wien die Bewegung an der Übergangskonstruktion dadurch verringert, daß zwischen Tragwerk und Widerlager eine mittels Scherenkonstruktion zwangsläufig geführte Platte eingebaut wurde.

An Stelle einer großen Fuge entsteht dadurch auf jeder Seite der Platte eine Fuge der halben Größe.

In neuerer Zeit wurde eine Lösung dieses Problems dadurch angestrebt, daß das Brückentragwerk selbst auf hydraulischem Wege so zentriert wird, daß es sich nur symmetrisch zur Brückenmitte bewegen kann. Die Dehnwege teilen sich dabei je zur Hälfte auf die beiden Übergänge an den Widerlagern auf.

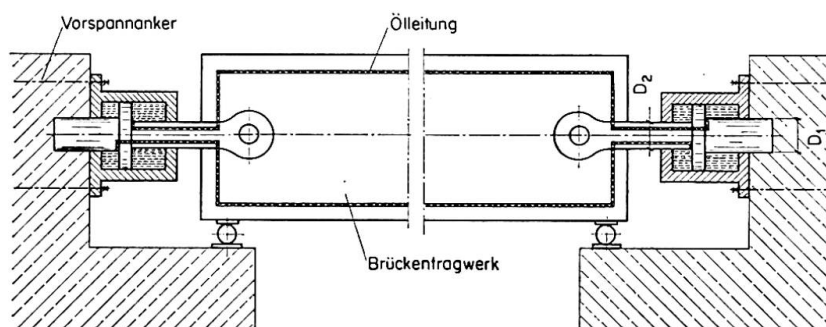


Fig. 4.

Die Einrichtung besteht nach der Prinzipskizze (Fig. 4) aus zwei zwischen Widerlager und Brückentragwerk eingebauten Hydraulikzylindern, welche durch die mit der Brücke verbundenen Kolben in zwei Kammern geteilt werden. Die Kammern sind durch Leitungen wechselseitig miteinander in Verbindung, wie es in der Abbildung angedeutet ist.

Bei der praktischen Ausführung werden die Leitungen zweckmäßig durch die durchbohrte Kolbenstange geführt. Dann können die Leitungen auf der Brücke fest verlegt werden. Die Wirkung besteht darin, daß ein einseitiges Verschieben der Festhaltepunkte nicht möglich ist, weil dadurch die Preßflüssigkeit zusammengedrückt würde, während bei einem symmetrischen Verschieben die Flüssigkeit von einer vorderen Kammer an einem Widerlager in eine rückwärtige Kammer am anderen Widerlager fließt oder umgekehrt, je nachdem ob das Tragwerk kürzer oder länger wird.

Zum Ausgleich der Temperaturkräfte, welche in diesem hydraulischen System dadurch entstehen, daß der kubische Ausdehnungskoeffizient des Öles eine andere Volumenänderung zur Folge hat als die Volumenänderung bei Temperaturänderungen in Rohrleitung und Kolben, sind die Kolbenstangen in den beiden Kammern der Zylinder nicht von gleichem Durchmesser. Dadurch wird gleichzeitig mit der Verschiebung eine geringe Volumenänderung hervorgerufen, welche die Ungleichmäßigkeit kompensiert.

In Fig. 5 ist eine eingleisige Eisenbahnbrücke über die Drau von 428 m Länge bei Bleiburg im südlichen Österreich gezeigt, bei welcher eine solche Konstruktion eingebaut ist.

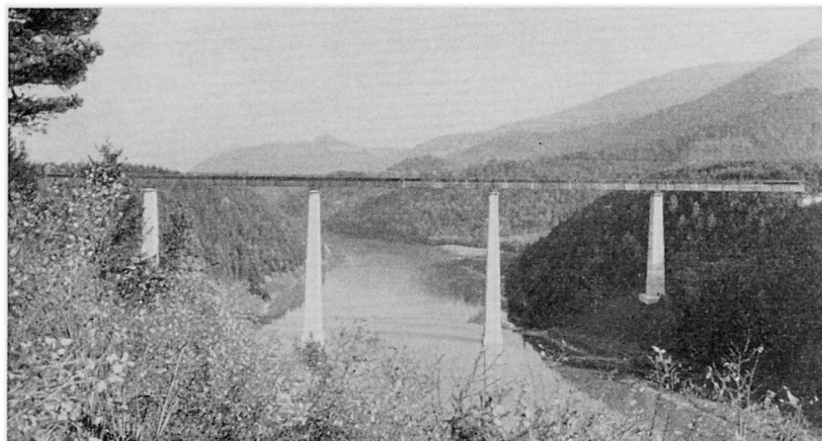


Fig. 5.

Im übrigen soll noch darauf hingewiesen werden, daß diese Konstruktion auch eine Aufteilung der Horizontalkräfte, welche auf die Brücke in Längsrichtung wirken, ermöglicht. (Z. B. aus Bremswirkung von Fahrzeugen.) Die Kräfte werden über die Kolben je etwa zur Hälfte auf die Widerlager übertragen.

Zusammenfassung

Es werden zwei von der Stadt Wien entwickelte Dehnfugenkonstruktionen dargestellt, die erste für Dehnungen bis etwa ± 30 mm, die zweite bis ± 5 mm.

Für größere Bewegungen sind elastische Fugenübergänge System «RUB» geplant, die Bewegungen bis zu 200 mm ermöglichen.

Für die Jauntalbrücke (eine Bahnbrücke aus Stahl) wurde eine Sonderkonstruktion entwickelt, wobei die Dehnungen durch eine Zentrierung der Brücke auf hydraulischem Weg gleichmäßig auf die beiden Endfugen verteilt werden.

Summary

The authors describe two types of expansion joints developed by the Municipality of Vienna, one for movements up to approx. 30 mm, the other one for movements up to ± 5 mm.

For larger movements, elastic expansion joints operating on the "RUB" System are projected (Fig. 3). These joints allow movements up to 200 mm.

For the "Jauntal" Bridge (a Railway Bridge in steel) a special design has been developed allowing the expansion to be distributed equally over both the end joints by centering the bridge hydraulically.

Résumé

Les auteurs décrivent deux dispositifs pour joints de chaussée mis au point par la Ville de Vienne, l'un pour des dilatations ne dépassant pas environ 30 mm, l'autre jusqu'à ± 5 mm.

Pour des dilatations plus élevées, on envisage d'utiliser des joints «RUB» comportant des profilés de caoutchouc et permettant des dilatations atteignant 200 mm.

Pour le pont sur la vallée de la Drave (un pont-rail métallique), on a mis au point un dispositif spécial permettant, à l'aide d'un centrage hydraulique du pont, de répartir les dilatations également sur les deux joints de culée.

VI a 4

Der wasserdichte elastische Fahrbahnübergang

A Waterproof, Elastic Covering Joint for Roads

Le joint de chaussée élastique et étanche

O. ROTT

Dipl.-Ing., VE Projektierungsbetrieb für Autobahnen, Berlin, DDR

1. Vorgeschichte

1.1. Herkömmliche Übergänge und deren Nachteile

Die bisher verwendeten beweglichen Fahrbahnübergänge sind entweder ausschließlich aus Stahl gefertigt oder — wie in letzter Zeit — Stahlkonstruktionen, zwischen deren Teile elastische Stoffe eingebaut sind. Alle bisher bekannten rein stählernen Übergänge, wie Gleitblech-, Finger- oder gegliederte Auszüge bedürfen einer besonderen Entwässerung und einer sorgfältigen Wartung, da Fall- oder Streugut die Übergänge verlegen. Während der Frostzeit neigen sie alle, so sie durchnäßt oder von Schneematsch versetzt sind, zur Vereisung oder Verklemmung. Bei Gleitblechauszügen kommt die Erschütterung der Fahrzeuge hinzu. In den letzten Jahren sind Gliederketten mit eingebauten elastischen Gelenken und sandwichartige Stahl-Elast-Konstruktionen entworfen und angewendet worden; diese zu beurteilen erscheint verfrüht.

1.2. Nutzbarmachen der Elaste für Fahrbahnübergänge

Die Bemühungen des Berichtstatters, einen Übergang zu entwickeln, der die aufgezeigten Mängel nicht hat, führten in den Jahren 1956/57 zu Entwürfen von Übergangskonstruktionen aus Gummi und Stahl. Die ersten Entwürfe in dieser Richtung sahen vor, einen Elast zwischen tragende Stahlteile einzubauen und so ein Fugenelement zu bekommen, das in Richtung der Brücke leicht verformbar und für die Verkehrslasten infolge der Stahllamellen auch hinreichend tragfähig und wasserdicht sein sollte. Fig. 1. Dieser Entwurf stieß aber auf Schwierigkeiten, da der Verklebung von Gummi und Stahl zu wenig

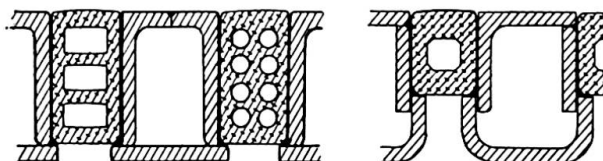


Fig. 1. Elasthohlleisten zwischen tragenden Stahllamellen.

Vertrauen entgegengebracht wurde und die Verklebung nur bei Verwendung des Überganges im Druckbereich hinreichend beständig ist. So verblieb die Vulkanisation als dauerhafte, verlässliche und korrosionsbeständige Verbindung zwischen dem Metall und dem Elast, die sowohl auf Druck als auch Zug oder Schub sehr lange Zeit beansprucht werden kann, ohne daß dabei die Wasserdichtheit leidet. Dieser Konstruktionsgedanke erforderte eine neue Gestaltung der Übergangsteile — Fugenteile —, um die Preßwerkzeuge — Heizformen — in einer einfachen und leicht zu handhabenden Ausführung zu erhalten.

2. Entwicklung des Überganges

Nach der Größe des Bewegungsspieles gibt es eine große Anzahl kleiner Brücken mit einem Spiel bis ± 10 mm; der Fahrbahnübergang für diese Brücken soll aus *einem* Element bestehen. Für Brücken mit einem Dilatationsspiel bis ± 30 mm mögen Doppel- oder Dreifachelemente dienen. Alle übrigen Brücken mit einem Spiel über ± 30 mm — die verhältnismäßig selten sind — erhalten zusammengesetzte Übergänge.

2.1. Der Erfindungsgedanke — die Verbundkonstruktion

Der Abstand der Stahlwangen in den Fugenteilen ist wesentlich größer gewählt worden als bei der sandwichartigen Konstruktion üblich ist. Der Hohlraum im Elast — im Gummi — blieb aus Fertigungsgründen nach unten offen und der Gummiteil erhielt zur Verstärkung und Erhöhung der Tragfähigkeit für vertikale Lasten eine Stahlblecheinlage. So entstand eine *Gummi-Metall-Feder*. Der Elast trägt durch die Vulkanisation *im Verbund* mit den Stahlteilen. Hier werden erstmalig Gummimetallfedern für die Übergänge im Brückenbau verwendet. Der Übergang ist *wasserdicht* und die Oberfläche der Fahrbahn *ohne Unterbrechung*. Dieser neuartige Übergang zeigt bei hoher Verkehrsbelastung eine sehr geringe Verformung; er nimmt die Bewegung aus dem Temperaturspiel ohne erheblichen Widerstand auf. In Fig. 2 ist der Querschnitt dieses Überganges dargestellt. Zwischen den beiden Stahlwangen (a) liegt die Gummi-Metall-Feder; sie besteht aus einem Gummiteil (b), in den eine Blechschale (c) eingebettet ist. Sowohl die Stahlwange als auch die Blechschale sind mit dem Gummi durch Vulkanisation fest verbunden. Die Blechschalen sind nach der quadratischen Parabel gebogen. Der Gedanke, die Parabel im Scheitel etwas auszuweiten, etwa nach $y = Cx^{2,3}$ oder $y = Cx^{2,4}$, ist nicht weiter verfolgt worden, da die gewonnene Federkennlinie ausreichte.

Bei schiefen Brücken zerlegt sich nach Fig. 3 die Bewegung aus der Dilatation (d) in eine Bewegung senkrecht zum Übergang (a) und in Richtung des Überganges (v). Durch letztere Bewegung entsteht eine leichte Verzerrung des Elementes. Damit die Blechschale dieser Verzerrung nachkommen kann, erhält

sie seitliche Einschnitte. Zur besseren Verankerung im Gummi kann der Rand des Einschnittes gebördelt werden.

2.2. Aufbau der drei Elemente des Überganges

Die Fahrbahnübergänge sind 135 mm, die Gehbahnübergänge 75 mm hoch; beide sind über dem Gummiteil 120 mm breit. Die Stahlwangen sind geschweißt oder aus Profilstahl gefertigt. Außenseitig sind kleine Steifen angeschweißt (vgl. Fig. 2). Die Länge der Übergangsteile sind von den Fertigungsmöglich-

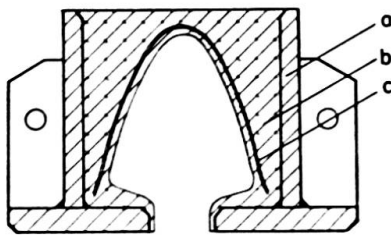


Fig. 2. Aufbau der Gummimetallfeder.

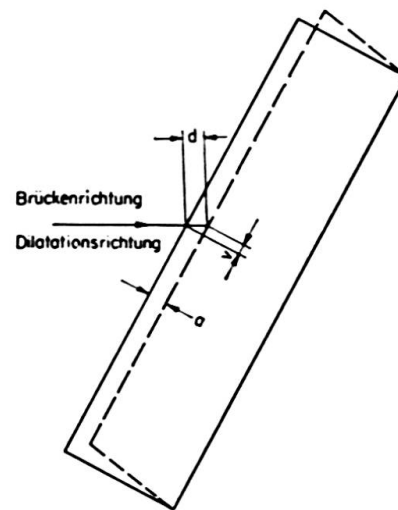


Fig. 3. Beanspruchung schiefer elastischer Übergänge.

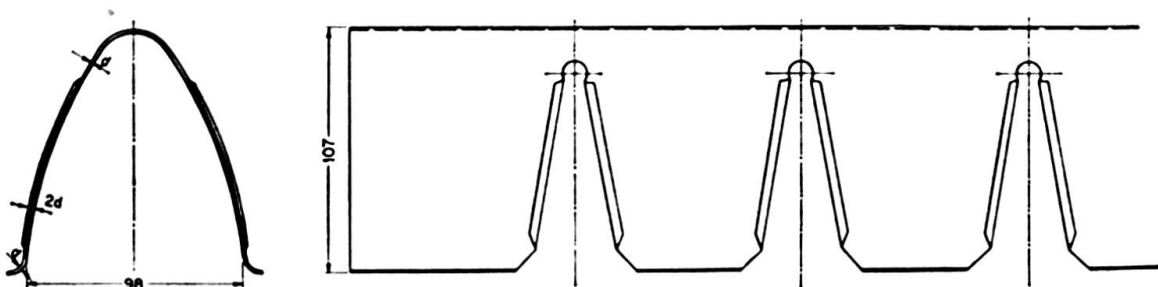


Fig. 4. Form der Blecheinlage für schiefe elastische Übergänge.

keiten des Gummiwerkes abhängig. Bisher sind diese nur in der Nennlänge von 1250 mm hergestellt worden. Die Blechschalen sind in Fahrbahnelementen 1,25 mm und in Geh- und Radbahnelementen 0,8 mm dick. Die Schlitze sind, wie Fig. 5 zeigt, im Schenkel der Blechschale in etwa 150 bis 200 mm Abstand gegenüberstehend vorzusehen.

Die Verbindung der Fahrbahnelemente mit den Rad- oder Gehbahnelementen stellt ein Schrammbordelement her. Es hat im Gummiteil eine Breite von 144 mm. Seine Wangen greifen über die Wangen des Fahrbahnelementes, mit dem sie verschraubt werden, seine Länge beträgt 250 mm. Das Schrammbordelement ist eine Sonderanfertigung; es wird nach dem Kreuzungswinkel

und der Schrammbordhöhe hergestellt; seine seitlichen Schlaufen umschließen den Schrammbordstein. Fig. 6. Der Gummikörper erhält keine Blechschale, dafür aber mehrere Aussparungen, um eine leichtere Verformbarkeit zu haben.

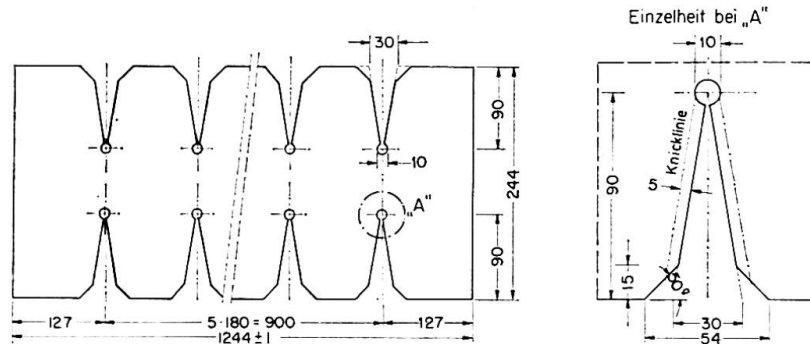


Fig. 5. Zuschnitt der Blecheinlage für schiefe elastische Übergänge.

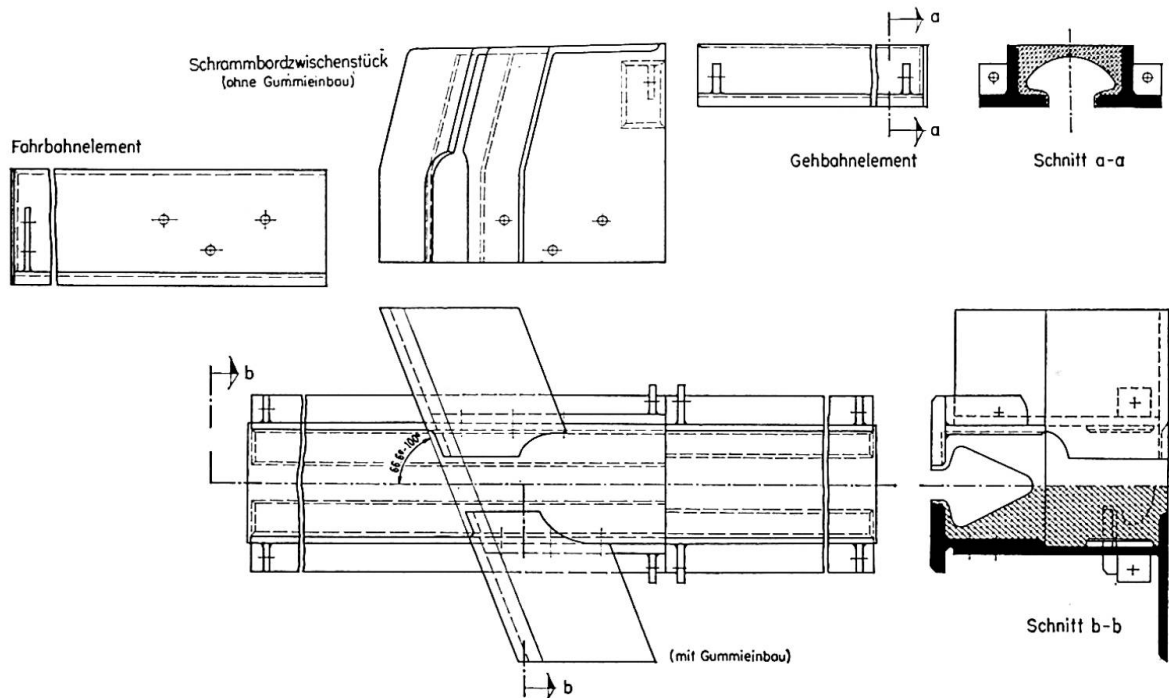


Fig. 6. Das Schrammbordzwischenstück.

Die Stoßfuge zwischen den Elementen ist mit einer Dichtungsscheibe aus weichem Gummi, die eingeklebt wird, zu dichten; die Elemente sind hierauf zusammenschrauben. Als Kleber wird ein Karosseriekleber verwendet.

Die Wangenteile der Elemente sind aus unlegiertem, normalberuhigtem Baustahl mit einer Zugfestigkeit von 38 kp/mm^2 anzufertigen. Für die Blecheinlage genügt ein Feinblech aus unlegiertem Baustahl mit der gleichen Zugfestigkeit.

Der elastische Stoff der drei Elemente ist Neoprene oder Buna. Die physikalischen Werte des vorwiegend verwendeten Buna-Gummis sind:

		Fahr- u. Geh- bahnelemente	Schrammbordelemente Dichtungsscheiben
Reißfestigkeit	kp/cm ²	110	100
Bruchdehnung	%	220	400
bleibende Dehnung	%	10	28
Shorehärte	°	70 ± 4	60 ± 4
Rückprallelastizität	%	35	30
Kerbzähigkeit	kp/cm ²	15	15
Kältebeständigkeit:			
Gefrierpunkt	°C	-55	-55
Grenze, bei der der Gummi noch arbeitet	°C	-30	-40

Die mehrteiligen Fahr- oder Gehbahnelemente erhalten symmetrische Mittelwangen. Sie können als zwei- oder dreiteilige Elemente gefertigt werden. Den Querschnitt eines dreiteiligen Elementes zeigt Fig. 7. Die zugehörigen Schrammbordelemente sind in gleicher Art gebaut; sie erhalten ebenfalls Mittelwangen.

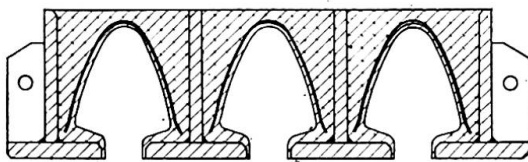


Fig. 7. Querschnitt eines dreiteiligen Elementes.

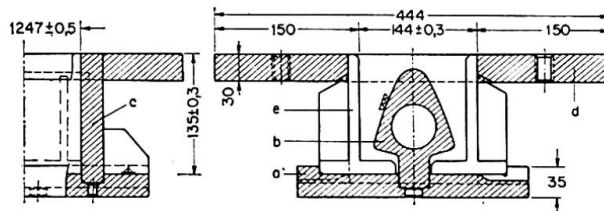


Fig. 8. Preßwerkzeug — Heizform — für Fahrbahnelemente.

3. Die Preßwerkzeuge und die Herstellung der Elemente

Die drei Elemente für die Fahrbahn, die Gehbahn und den Schrammbord werden in besonderen Vulkanisationsformen — Preßwerkzeugen — gefertigt. Das Preßwerkzeug für einfache Fahrbahnelemente zeigt Fig. 8. Es besteht aus einer Grundplatte (a), dem Kern (b), den beiden Stirnblechen (c) und dem Rahmen (d). Die Längsseiten des Vulkanisationsraumes bilden die Wangenteile, die Bestandteile des Fahrbahnelementes sind. Die Vulkanisation erfolgt bei ungefähr 150°C und 30 atü in der beheizten Presse. Die Vulkanisationsform für das Gehbahnelement ist ähnlich gebaut. Die Form für das Schrammbordelement ist nicht so einfach wie die beiden soeben beschriebenen Formen, da in dieser Form ein Gummimetallteil hergestellt wird, der nach dem Kreuzungswinkel und der Schrammbordhöhe veränderlich ist. Zu dieser Form gehören einige auswechselbare Teile.

4. Laboratoriumsversuche

Es wurden 500 mm lange Versuchsstücke mit verschieden dicken Einlagblechen, und zwar 0,8 mm, 1,0 mm, 1,25 mm und 1,5 mm hergestellt und glei-

chen Prüfungen unterworfen. Zunächst erfuhren die Versuchsstücke auf der 20-t-Amslermaschine vertikale und horizontale statische und dann in gleicher Art am 10-t-Zug- bzw. Druckpulser dynamische Beanspruchungen. Bei den statischen Versuchen ist auch die Hysterisis der Gummistahlkonstruktion beobachtet worden. Die vertikale Belastung des Probestückes geschah sowohl in der Nullstellung als auch in den Extremstellungen, wobei das Probestück vorher 10 mm zusammengedrückt oder 10 mm auseinandergezogen wurde. Durch Belastungsproben an unterkühlten (-30°C) sowie stark erwärmten Probestücken ($+40^{\circ}\text{C}$) erfuhren diese Versuche eine Ergänzung. Abschließend erfolgten die Bruchversuche.

Die vertikale Belastung wurde langsam und stufenweise aufgebracht; verwendet wurde bei voller Belastung ein Stempel 100×200 mm, Fig. 9a, und halbseitiger Belastung ein Stempel 50×200 mm, Fig. 9b.

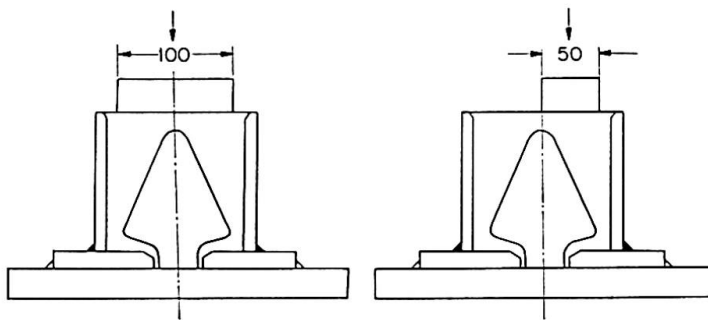


Fig. 9a. Vertikale Belastung mittig (Versuchsanordnung).

Fig. 9b. Vertikale Belastung seitlich (Versuchsanordnung).

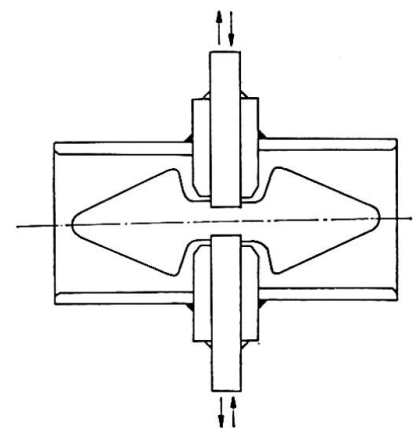


Fig. 9c. Horizontale Belastung.

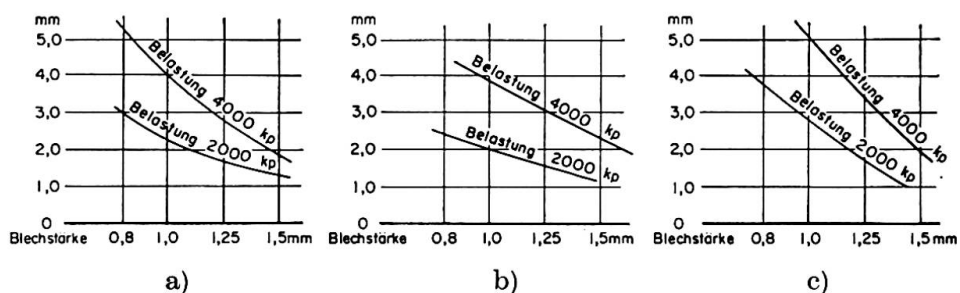


Fig. 10. Verformung unter vertikaler Belastung bei verschiedener Blechstärke.

- Fahrbahnübergang in Nullstellung.
- Fahrbahnübergang um 10 mm zusammengedrückt (-10 mm).
- Fahrbahnübergang um 10 mm auseinandergezogen ($+10$ mm).

Die Verformungen zeigen Fig. 10a in der Nullstellung sowie in den beiden Extremstellungen Fig. 10b und c in Abhängigkeit von der Dicke der Blecheinlage.

Die auftretenden Kräfte für die horizontale Verformung sind — nach der Versuchsanordnung Fig. 9c — für die Amplitude von 5 mm und 10 mm gemes-

sen worden und in Fig. 11a für das Zusammendrücken, in Fig. 11b für das Auseinanderziehen des Fahrbahnüberganges angegeben. Fig. 11c zeigt den Kraftaufwand für verschiedene Bewegungsphasen bei Blecheinlagen verschiedener Dicke. Bei Gegenüberstellung der vertikalen und horizontalen Lasten und Verformungen ergaben sich die notwendigen Blechdicken; für schwerste Lasten genügt eine Dicke von 1,25 mm. Die Kraft für die Verzerrung der Versuchsstücke, wie sie bei schiefen Übergängen auftritt, ist gering. Die beiden Temperaturversuche zeigten, daß das Fahrbahnelement bis zu diesen Temperaturen gebrauchsfähig bleibt.

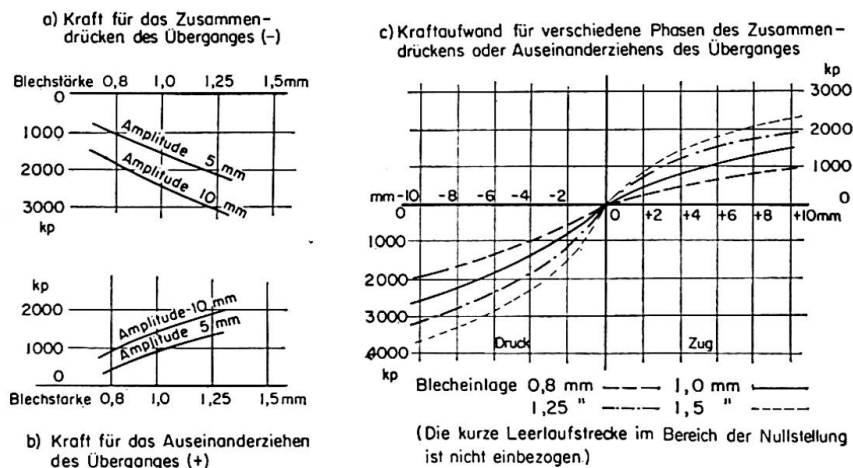


Fig. 11. Verformung unter horizontaler Belastung bei verschiedener Blechstärke.

Nach den statischen Versuchen sind an denselben Versuchsstücken die dynamischen Erprobungen kurzzeitig durchgeführt worden. Sie gehen infolge der Zeitraffung unter veränderten Bedingungen vor sich, so daß ihre Deutung schwierig ist. Nach 3750 Belastungen bis 4000 kp auf einer Fläche von 100×200 mm im Laufe einer halben Stunde ließ der darauffolgende statische Versuch keine Veränderung der Probe erkennen. Die weitere Dauerprüfung erfolgt in Funktionsmustern. Die horizontale Verformung hängt hauptsächlich vom Temperaturspiel ab; sie geschieht langsam und bewegt sich entsprechend den Tagesschwankungen in einem kurzen Bereich. Das Spiel über die ganze Amplitude, also von -10 mm bis $+10$ mm wird sehr selten, d. h. nur in Jahresintervallen eintreten. Die Erprobung ist darnach gewählt. Auf dem Zug- bzw. Druckpuls erfuhr der Fahrbahnübergang bei einer Amplitude von 5 mm in einer halben Stunde 3750 Lastwechsel jeweils im Zug- als auch im Druckbereich. Nach jeder dieser Beanspruchungen wurde das elastische Verhalten durch einen Belastungsversuch überprüft. An den Versuchsstücken wurden keine Veränderungen festgestellt. Die Beanspruchung durch zweimal 3750 Lastwechsel erscheint hinreichend, da diese den Temperaturtagesschwankungen von mehr als 20 Jahren entspricht.

Schließlich ist an den so vielfach beanspruchten Versuchsstücken noch der

Bruchversuch unternommen worden. Die Last ist mittig aufgebracht und stufenweise um 200 kp je Minute erhöht worden. Es zeigte sich, daß bis 2200 kp die Einsenkung des Stempels 50×200 mm ungefähr proportional der Kraft verläuft, dann aber wesentlich rascher zunimmt. Die ersten bleibenden Verformungen traten bei einer Dicke der Blecheinlage von 1,25 mm bei 2800 kp auf; sie nahmen zu, ohne daß das Versuchsstück zerstört wurde. Bei 10000 kp hatte sich der Druckstempel zwar 30 mm tief in das Probestück eingedrückt und den Gummi an drei Stellen eingerissen; ein Durchschneiden des Versuchsstückes ist nicht eingetreten.

Die Alterung und der Abrieb sind nicht geprüft worden. Die Beständigkeit der Autoreifen und sonstiger im Verkehrswesen verwendeter Gummiteile gleicher Qualität geben einen hinreichenden Anhalt für die Alterungsbeständigkeit des Gummis.

Das zugelassene Bewegungsspiel eines Elementes beträgt ± 10 mm. Bei Brücken unter 60° Kreuzungswinkel nehmen die Elemente ein etwas vermindertes Bewegungsspiel auf; es beträgt bei 60° Schiefe noch ± 10 mm und fällt bei 45° Schiefe auf ± 7 mm ab.

5. Entwurfsbearbeitung

Der elastische Fahrbahnübergang, gleichgültig ob einfach oder mehrfach, überträgt eine horizontale Kraft auf die Kammermauer und das Widerlager. Diese Kraft ist aus dem Diagramm 11c zu entnehmen und in die statische Berechnung einzubeziehen. Die erforderlichen Sonderlängen werden durch Zersägen der Elemente oder in der vorgesehenen Länge mittels Einbauteilen in der Heizform hergestellt. Der Übergang kann der jeweiligen Querneigung durch Einlegen keiliger Zwischenfelle angepaßt werden. Fig. 12a zeigt einen Anschluß des Fahrbahnelementes, Fig. 12b den des Gehbahnelementes. Danach trägt eine stählerne Unterkonstruktion den elastischen Fahrbahnübergang. Mehrfache Übergänge sind nach Fig. 7 zu entwerfen.

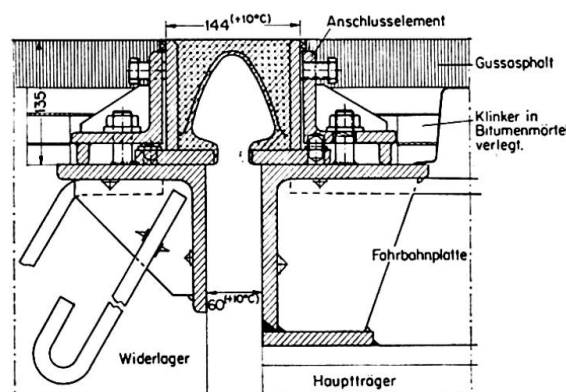


Fig. 12a. Anschluß des Fahrbahnüberganges an die Unterkonstruktion.

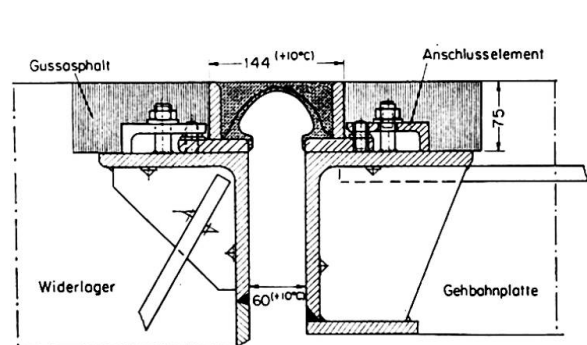


Fig. 12b. Anschluß des Gehbahnüberganges an die Unterkonstruktion.

6. Montage

Der Einbau des elastischen Fahrbahnüberganges kann unter Anleitung von Bauarbeitern und Bauhilfsarbeitern ausgeführt werden. Die augenblickliche Temperatur des Brückenüberbaues ist zu beachten. Die Fahrbahnelemente sind bei höheren Temperaturen mit Schraubzwingen etwas zusammenzudrücken, bei niederen Temperaturen zu spreizen. Die Brückendichtung und die Fahrbahndecke sind an die Fahrbahnübergänge anzuschließen.

Zusammenfassung

Der *wasserdichte elastische* Fahrbahnübergang gibt für das Temperaturspiel senkrecht zur Fugenebene eine *leichte Verformbarkeit* neben einer ebenfalls leichten Bewegungsmöglichkeit in Fugenrichtung und hat für Verkehrslasten eine große *Tragfähigkeit* neben geringer Verformung. Konstruktiv ist dies durch eine Gummi-Stahl-Feder gelöst, die im Vulkanisationsverfahren hergestellt wird. Das Spiel eines Elementes beträgt ± 10 mm. Bei größeren Dilatationen werden zwei, drei oder mehrere Elemente eingebaut.

Hier werden *erstmalig* Gummimetallverbindungen, -federn, im Brückenbau verwendet. Gummi und Metall tragen *im Verbund*. Die Übergänge sind *wasserdicht* und geben eine Fahrbahn, die in der Oberfläche durch keine Fuge *unterbrochen* ist. Funktionsmuster liegen bereits drei Jahre unter stärkstem Verkehr und haben sich sehr gut bewährt.

Summary

A *waterproof, elastic* covering joint for roads is described which is of suitable ductility, in a direction perpendicular to the joint plane, to cope with movements caused by fluctuations in temperature. It also exhibits a marked expansibility in the direction along the joint and a considerable *bearing capacity* for traffic loads, with a minimum of deformation. This constructional solution is due to the application of a composite rubber and steel-spring joint manufactured by vulcanisation. The free movement of an element amounts to $\pm \frac{3}{8}$ inches (± 10 mm). For greater expansions two, three or more elements are inserted. For the above-mentioned purpose, connections in which rubber and steel springs are employed in combination are being used for the *first time* in bridge building. These covering joints are waterproof, and ensure a carriage-way in which the surface is not interrupted by the joints. Prototype samples have already been subjected to extremely heavy traffic loads for three years without any failures being observed.

Résumé

Le joint de chaussée élastique et étanche assure, pour le jeu provoqué par les variations de la température perpendiculairement au plan du joint, outre la possibilité d'un mouvement assez facile dans la direction du joint, une grande force portante sans subir de déformation importante. La solution est trouvée par l'application d'un ressort en caoutchouc-acier traité par vulcanisation. Le jeu d'un élément est de ± 10 mm. En cas de jeu plus important on a recours à deux, trois éléments ou davantage.

C'est ici pour la première fois que l'on applique dans la construction des ponts des combinaisons de caoutchouc et de métal, formant ressorts. Caoutchouc et acier supportent les efforts solidairement. Les raccords sont étanches à l'eau et donnent au tablier une surface où aucun joint n'apporte de solution de continuité. Soumis à la circulation la plus dense depuis plus de trois ans, les modèles d'essai ont donné toute satisfaction.