

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: IVb: Design and erection of prefabricated 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: 16.01.2026

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

IV b 1

Survey Report

Rapport de synthèse

Zusammenfassender Bericht

GUIDO OBERTI

Prof., Torino

1. Foreword

The purpose of this Report is to give an extensive worldwide review of the present state of structural prefabrication. Its completeness, however, is somewhat impaired for the following reasons:

1. As already implied in the title, the Report is limited to ordinary or prestressed concrete elements (with or without hollow brick) having a structural function.
2. The information it contains is based on the National Reports submitted by a restricted number of countries, viz.: Belgium, East Germany, France, Great Britain, Holland, Hungary, Italy, Spain, Sweden, Switzerland and U.S.A.

Nevertheless, it is assumed that this Report presents a comprehensive and adequately complete picture of structural prefabrication in the world. This is justified because the conclusions drawn for a given country may usually also be applied to other countries having a similar social and economic structure and also because prefabrication in the majority of the above-cited countries has reached a higher level of development to be striven for by those countries where this technique is, at present, but little used.

At any rate, this Report examines the design and erection of prefabricated structures in various countries and analyzes the relation between in-situ and precast techniques.

This relation is most critical in those countries which have a high standard of social and economic development, for the following reasons. The development of any kind of activity involving both labor and machinery brings about a gradual increase in the use of machinery and a decrease in the use of labor. This decrease, however, is offset by an improvement in the workers' skill, since the simple and laborious manual operations are, generally speaking,

replaced by mechanized equipment whose operation and maintenance are entrusted to the worker¹).

From an economic standpoint, prefabrication prevails in highly developed countries where the salary scales (and hence the cost of labor) are high and the cost of mechanical equipment is low. However, a comparison between the civil construction and other industrial activities shows that the former has not followed the development rate of the latter, for reasons mainly due to its peculiar nature.

Therefore, along with the most significant and interesting cases of advanced construction technique in each country, there is frequently found a very artisan aspect in the construction activity at the same time.

Technical and organizational difficulties, not found in other industrial activities, have in some countries prevented technical development in the building industry, so that it is out of date and inadequate with relation to their economic expansion.

2. Prefabrication in Housing²)

The crisis in the building sector in those countries is actually due to the economic expansion which, on the one hand, because of full employment, causes a shortage and a high cost of labor and, on the other hand, gives rise to a large and urgent demand for houses, workshops, viaducts, etc.

Prefabrication is therefore needed for two reasons. Firstly, it reduces labor (hence, the larger cost saving) and, by advancing the laborers to the level of industrial workers, it discourages them from transferring to other activities. Secondly, because it is suitable for large-scale planning, prefabrication makes it possible to carry out, within a short time and with a limited number of skilled workers, the urgent building projects required by the economic expansion.

Because of its specific nature, housing is perhaps the sector which poses the greatest problems in organizing and rationalizing to a well-defined prefabrication plan. Nevertheless, there is everywhere a definite trend towards prefabrication, but the level and extent of this technique in the different countries varies in accordance with local conditions.

Structural prefabrication in the housing sector usually concerns:

1. *Wall panels* having almost generally a load-bearing function. They are made of lightly reinforced concrete containing cavities, hollow bricks or

¹⁾ As a general rule, by industrializing the civil construction industry, prefabrication promotes development of this sector of activity, and is therefore to be considered as the guide line for any present and future evolution trends of the construction technique.

²⁾ This Section comprises residential housing proper (apartment houses) and buildings for schools, offices, hospitals, etc., where the technological features are similar to residential housing.

light weight materials. The panels, when placed in position, are usually already provided with door and window frames, facings, ducts, etc.

2. *Floor panels* of reinforced or prestressed concrete, often containing hollow bricks or tiles. The panels are frequently delivered complete with both flooring and ceiling finishes applied.
3. *Beams and columns.*
4. *Staircase flights.*
5. *Foundations.*

It is appropriate to describe briefly the present trend in prefabricating these elements both in regard to their design and production.

As to design, one notices a trend towards total prefabrication, aiming at members which are complete with finishes, facings, frames, etc., in order to reduce as much as possible conventional work on the site. In other words, it is clear that in housing the cost saving due to prefabrication is obtained in the finishing operations rather than in the structure of the building.

There is also an increasing tendency to utilize the load-bearing capacity of nearly all the prefabricated members (including wall panels).

It is necessary, however, to consider whether this trend, at least at the present time, is more rational from both an economic and structural point of view compared with the classic solution involving a load-bearing frame and closing walls (whether prefabricated or otherwise) and for tall buildings to ascertain whether the overall factor of safety is of the same order in both constructional systems.

As far as the technological and production aspects are concerned, it must be pointed out that prefabricated members are usually manufactured in special sites. These may be small workshops near the construction yard or real factories, equipped with industrially organized fixed facilities (involving form-work, tensioning benches, steam curing equipment, etc.) capable of serving a number of construction yards situated even within a large radius.

It is worth mentioning that prefabrication in the housing field, at present, tends towards the latter type of setup. This requires that the construction jobs using prefabrication must necessarily be of considerable size, so as to make possible a satisfactory amortization of the factory facilities.

Prefabrication in housing therefore is, and will continue to be, applied to public projects and large private construction jobs³⁾.

The above considerations are based on the housing situation in some of the following countries.

Belgium. The large number of interesting buildings reported show a

³⁾ This means that real estate companies will have to join forces in order to get the considerable means required for large-scale housing projects. Contractors will have to do likewise to enable them to face this new condition of the housing industry.

remarkably wide use of the prefabrication technique. Of particular interest are the reinforced concrete frames for school buildings up to 3 stories in height.

East Germany. Prefabrication in housing is steadily expanding. Statistics show that it increased from 33% in 1960 to 67% in 1962 of the total housing construction.

The prefabricated members may be divided into three classes:

- a) members weighing up to 750 kg. For example, outside wall elements of less than story height which are superimposed on one another in two rows;
- b) members weighing up to 2000 kg. The outside wall elements are of story height;
- c) members weighing up to 5000 kg. The outside wall elements, of story height, form 5 to 6 m long walls and contain door and window frames, ducts, etc.

France. Housing prefabrication started some fifteen years ago and is therefore highly developed and widely used. In 1953, the number of prefabricated apartments built was 5000, whereas in 1959 it increased to 60,000. The early small and simple workshops are now replaced by fixed industrial establishments costing up to 2 million dollars each.

The output of these establishments (up to 4 apartments a day) makes possible an amortization rate on the fixed plants of 10% of the cost of the apartments.

Great Britain. Heavy prefabricated concrete members are fairly well used. They are mostly grids of beams and columns forming the frame of the building, to which wall panels are later added for closing purposes. Of special interest is the use of prefabrication in school buildings and recent developments in multistory housing.

Holland. Along with the usual heavy prefabrication systems and those of partial prefabrication there is a trend to produce housing walls *in situ*, using movable formwork and pumped concrete.

This method, which under certain aspects is the opposite of the prefabrication concept, is nevertheless worth mentioning since it represents a system requiring a minimum of labor and construction equipment.

Italy. Prefabrication in housing has only recently been introduced, the first undertakings using mostly French patents. However, 4 contractors have now under construction in Milan a housing project costing 130 million dollars.

Sweden. The general trend is to use partial prefabrication, employing the conventional housing construction procedure and single prefabricated members.

However, there are a few prefabrication methods, one of which is the "Skarnes Heavy System" involving inside load-bearing walls, and the other is the "Gothenburg" system which makes use of a load-bearing frame consisting of prefabricated beams and columns slotted to allow mutual insertion.

U.S.A. Although European type apartment houses are seldom built, prefabrication (mainly for school, office, hospital, etc., buildings) presents an

interesting system producing the horizontal members at ground level and raising them by the well-known "lift slab" method.

3. Prefabrication in Industrial Building

Industrial construction⁴⁾ almost everywhere has long accepted the prefabrication technique, with an easiness and readiness greatly superior to those of the housing sector.

The reason is that in this case it is possible to formulate a prefabrication plan on a mass-production basis for the large number and few types of elements which are required and because of the smaller incidence of the finishing operations which makes prefabrication practically feasible. Prefabrication may take place at the building site or in a large manufacturing plant.

In the first case, the main load-bearing beams and other secondary members (trusses, floors, etc.) are prefabricated at the base of the building, using equipment designed to meet the particular site requirements.

In the second case, the members are prefabricated on an industrial scale in factories which are capable of supplying a large variety of parts meeting nearly all the requirements of an industrial construction.

This trend is important and is likely to increase in the building industry with the contractors engaged in assembling industrially prefabricated members. The transportation and lightness requirements of these members encourage a wide use of prestressing.

A general survey of prefabrication in the industrial building field shows greater uniformity in both design and construction site technique than in the housing sector.

In what follows we shall therefore for each country point out only the procedures that deserve mention for their unusual nature and importance from a technical and construction site viewpoint or for the concepts involved.

Belgium. Use is made of advanced prefabrication systems.

Of special interest is the Preflex system which uses a Differdange H-beam provided with concrete encasement. The manufacturing process is as follows.

A steel reinforcement cage is welded to the bottom flange of the steel beam. The beam is subjected to bending by external loading and, while loaded, concrete is cast round the cage and accelerated curing applied. On release of the load, the beam tends to return to its original position and compresses the concrete slab which is bonded to it.

At the end of this process the beam consists of a steel part that is bent and in tension and a concrete part that is bent and in compression. This beam

⁴⁾ This term includes industrial buildings proper (workshops, storehouses, garages, etc.) as well as large structures (exhibition halls, sport edifices, and so on) where the construction technique is similar.

finds a number of uses in both the industrial and bridge-and-viaduct prefabrication fields. Its main feature is a very small depth/span ratio.

East Germany. Prefabrication is widely used and in a rather elaborate nature, especially as regards the connection of single elements, such as beams, columns, trusses and roofs.

France. The heavy prefabrication methods used by the Boussiron Company for workshops with parallel halls having a 20 m span and 12 m spaced columns are of interest. The roof-forming members, produced at a high industrial rate, are assembled on site by means of an extensive use of prestressing.

The prefabrication system that was employed for the roof and floors of the singular Palais des Expositions at Rond Point de la Défense in Paris is also remarkable.

In the construction by the Boussiron Company of the Marignane hangar roof consisting of two 101.5×60 m double-curvature thin shells, each of the 4,200 ton shells was built at the base of the hangar and then lifted by 16 jacks 19 m high.

Great Britain. The tank sections (Windsor tank 7.3 m high with a 48.8 m diameter and a 13,640 cu.m capacity), the multistory parking garages and the power stations (Aberthaw Power Station) are worthy of mention.

Holland. Most important industrial buildings show a high degree of prefabrication. An interesting structure is the thin-shell roof built for the "Royal Netherlands Tourist Association" of the Hague. The conoidal thin shells of the rotunda are 10.5 m long, 6.5 cm thick and weigh 4 tons each, whereas the cylindrical shells of the square building have the dimensions of 10.5×2.7 m \times 6.5 cm and weigh 4.5 tons each. All were cast by superimposing one shell on another, separated by a sheet of paper only. The first mold, carrying the entire pile of shells, was of shaped concrete.

Hungary. Same as in East Germany. Remarkable are the water tanks, consisting of prefabricated and prestressed wall elements (Gnädig-Thoma system), and the elevated tanks.

Italy. There is an increasing tendency to use industrially produced members of types and sizes suitable for standardization.

As to prefabrication at the base of buildings during construction, special mention must be made of the Alfa Romeo factory in Arese (Milan) and of the S.A.D.E. thermal power station in Porto Marghera (Venice).

Highly remarkable are the recent sport buildings in Rome for the Olympic Games (designed by P. L. Nervi) where use was made of the special Ferrocemento technique (prefabricated concrete slabs heavily reinforced with steel mesh). Similarly in the recent Fiumicino airport hangar (designed by R. Morandi) the prestressed concrete design proved more advantageous than the steel design.

Spain. Worthy of pointing out are two of the structures designed by C. F. Casado. The first is the trolleybus hangar in Madrid, where prefabricated

three-hinged arches, whose thrust has been relieved, practically cover a 42 m span, and the second is the Santana factory in Linares with elegant prefabricated shed portals (grids of 15×10 m columns) supporting the edge beams.

Switzerland. Remarkable are the large (9×18 m) prefabricated monolithic thin shells at the Birrfeld construction site and the thin shells made of small prestressed segments to form a monolithic structure (roof at Wangen near Olten).

4. Bridges and Viaducts

This sector shows nearly everywhere a high degree of prefabrication, for reasons which, in some respects, are the same as those indicated for industrial buildings.

Prefabrication here usually takes place at the construction site. Generally speaking, the main prefabricated elements are simply supported longitudinal beams or, less frequently, Gerber type beams.

Normally, the beams are prefabricated and placed in position as follows:

- lateral placing: appropriate centering is set up at abutment level to support the beam mold. Concrete is placed, and when the beams have cured (and possibly been prestressed) they are placed in position sidewise with respect to their final position;
- longitudinal placing: use is made of a temporary steel centering supporting one end of the concrete beam;
- lifting: beams of small span and weight are produced at the base of the structure and then raised and placed in position by jacks or a crane.

The transverse beams and the slab for the floor are usually cast in situ. However, these secondary load-bearing elements are sometimes produced at the base of the structure, thus showing a trend towards nearly total prefabrication.

In some countries (for example, Italy) specialized companies are equipped to supply bridges and viaducts (with spans up to 40 m) which are entirely produced at the site (main beams, sections of transverse beams and floor slabs are all pretensioned).

This sector also includes special prefabricated structural elements, such as railway sleepers and expressway guardrails, for which there is at present a large-scale demand. However, no information has reached the Survey reporter from any country. It is hoped that some future communication will deal with these interesting, though highly specialized, prefabricated elements.

The international situation of prefabrication in this sector abounds with too many almost identical examples to allow illustration of them in detail as they deserve.

The survey will therefore be limited to the most interesting cases.

Belgium. In this sector, too, the use of Preflex beams is of great advantage.

France. Mention should be made of the De Lattre de Tassigny Bridge, Lyons (53 m span beams) and the De L'Hippodrome Bridge, Lille (67 m span beams), both of which were built by placing the beams sidewise, and the La Guaira-Caracas Expressway (132 m span) arch bridges constructed by French companies.

Great Britain. Worthy of pointing out is a series of city viaducts including the Chiswick overpass, and railway bridges where use was made of prefabrication and prestressing because of the reduced traffic interruption involved.

Attention must also be called to the standardization program of the Prestressed Concrete Development Group in cooperation with the Ministry of Transport for bridges with spans up to 16 m with inverted T-sections and up to 30 m with box-sections.

Holland. Of interest are: 1. the bridge on the Meuse River at Roermond (4 spans of 60, 80, 72.5 and 57.5 m respectively) constructed, in accordance with a Gerber type isostatic system, with prefabricated and prestressed beams of a maximum 50 m span; and 2. the peculiar 60 m span Nabla girder bridge on the Haringvliet estuary, whose cross-section is an equilateral triangle.

Hungary. The Szolnok caisson multiple-span bridge (15 spans of about 15 m each) is remarkable for the improved prefabrication system used and the speed of construction.

Spain. The Merida 106 m arch bridge built in four parts on the ground and the Vega Terran and Merida bridges constructed by tipping the half arches deserve mention.

Switzerland. Of special interest are the 15 overpasses across the Geneva-Lausanne expressway, whose mass planning was highly accurate.

Remarkable is the Altstetter viaduct (near Zurich) made of prefabricated elements whose width equals that of the roadway, weighing 55 tons each and connected together by prestressing cables.

U.S.A. The U.S.A. show numerous multiple-span bridges of extraordinary length where improved prefabrication techniques made possible by large mass production were used (for example, the 24 km long Pontchartrain Bridge).

Of great interest is the Hood Canal Floating Bridge (2 km long) resting on floating caissons.

5. Hydraulic Structures

An examination of prefabrication in this sector (especially in Italy) calls for some special considerations regarding the interest and advantages.

Besides the usual considerations, such as rationalization of the building site, reduction of labor and cost, etc., others may in this case be pointed out.

a) The local conditions, which often make it particularly difficult and expensive to construct *in situ* certain hydraulic structures or parts of them.

For underwater structures one must add the difficulty of procuring compact concrete, which still exists in spite of the progress made in underwater concreting technology (Contractor, Prepakt, etc.).

b) The necessity of reducing the construction time of some hydraulic works, as, for example, the lining of already operating canals (which must be carried out in the short periods when the canals are empty), the construction of river works (to be done only during low-water), etc.

For sea structures the working period has to be reduced to a minimum mainly because of the uncertainties of the behavior of the sea. In this case, therefore, prefabrication increases not only the speed and safety of the work but the success probability of the whole job itself.

c) The location of some hydraulic works, which may sometimes require a large distribution of labor, equipment and materials (often even of mixing water) in many points widely spread over large areas.

d) The features of some hydraulic structures (for instance, small irrigation and reclamation works) which are characterized by particularly high surface area/volume ratios and, at the same time, by economic and technical burdens per unit of formwork required for construction in situ.

e) The possibility of floating transport of heavy members (caissons, docks, tunnel elements); the use of floating cranes, etc.

Our usual brief survey of the international prefabrication situation shows as follows.

France. Interesting structures are:

- the Le Havre maritime station, whose 26 ton beams came by rail from Rouen (90 km away);
- the Le Havre 1200 m long Bellot quay consisting of forty-eight $25 \times 25 \times 3.5$ m prestressed concrete elements weighing 1300 tons each, built on the mainland and floated to their destination and placed on Benoto piles.

Floating was also used by the Société des Grands Travaux de Marseille in constructing the Havana (Cuba) tunnel composed of five 107 m long prestressed concrete pipe elements. Provisionally closed at their ends, balanced and counterweighed, the elements were gradually sunk in place and connected together.

Great Britain. Mention should be made of the recent Quay no. 1 at the 982 m long and 27 m wide Tees Dock supported by three rows of prestressed concrete piles. The piles consist of prefabricated cylindrical elements about 1.8 m long with internal and external diameters of 1.45 and 1.91 m respectively. The cylinders were lined up and united by prestressing until they formed 13 to 20.5 m long piles. The deck consists of prefabricated prestressed concrete beams and slabs.

Holland. The geographical conditions of the country pose particular problems in this sector. We recall what was done in a very short time to plug a large number of dam breaches caused by the disastrous flood of February 1953:

$11 \times 7.5 \times 6$ m pontoons with a wall thickness of 15 cm were then used. Similar elements are often employed in closing the last section of new dams in tidal water; the pontoons are provided with large openings for letting the tidal water through when the dam is under construction and are closed upon completion of the structure.

As regards underwater tunnels, it is worth mentioning the wide use of the system which prefabricates the elements, floats them to their destination, sinks them and connects them together. One of the first tunnels thus built is that under the Nieuwe Maas River in Rotterdam, carried out in 1938—1942.

Italy. Worthy of pointing out is the important 4.20 m reinforced concrete Volturno pressure pipeline.

Of interest also are the long and highly flexible prestressed concrete slabs (designed by Zorzi) for lining the power canal of the Pontecorvo (Rome) hydroelectric power plant. The slabs are 25 to 30 m long, 1.25 m wide and 3 cm thick. They are reinforced with steel mesh and prestressed longitudinally by pre-tensioning (ten 3 mm wires per slab). They were produced in 10 to 12 superimposed layers, using special vibrating and finishing machinery.

Of maritime works we shall mention the important external and internal quays of the new port in Genoa and the heavy prefabricated structural members of the 5th dry dock, also in Genoa, which was floated into position.

A remarkable structure is also the ANIC loading dock at Gela (Sicily) built by the Vianini Company on a prefabricated and prestressed pile foundation.

6. Structural Problems Related to Prefabrication

The development and increasing use of prefabrication techniques in various sectors of the construction industry pose new problems in the design, production, safety, specification, etc., of the prefabricated elements.

The trend towards complete industrialization will bring about standardization of types and sizes of different elements and this will affect the pattern of design of large prefabricated constructions.

The main problem in the production of the prefabricated members is an economic one, i. e., reduction of overhead charges in the cost of each member. This can be achieved by setting up large, centralized and highly mechanized factories, where the cost of overheads can be distributed over a large output of elements.

This is possible because of the low transportation cost of medium sized elements within radii of 30 to 50 km.

As far as the statical aspect of the design of prefabricated members is concerned, which is of major interest to us, there is a need for a thorough investigation aimed at finding the differences and novelties, with respect to

the conventional methods, which need to be taken into consideration during the calculation, standardization and specification stages^{5).}

In this connection it is amazing to note the scarcity of experimental research in the prefabrication field, especially as regards the connections of the elements and the resulting overall factor of safety of the structure as a whole.

This research seems to be of primary importance, especially with regard to major structures, such as residential buildings of 10 stories or higher. In fact, some doubts about the static behavior of these structures in the face of horizontal actions (wind, seismic effects) seem to be justified.

Our Association has long been interested in the structural aspects of prefabrication, as is shown by the papers which have appeared in the "Publications" and by the reports presented at the various congresses (cf. the attached references).

More recently, I.A.B.S.E. has also set up a "Subcommittee on Prefabricated Structures" under the chairmanship of this reporter.

The first act of this Subcommittee was to gather, on an international scale, facts and data on structural prefabrication for Theme IV b "Design and erection of prefabricated structures" of this Congress. These facts and data are contained in the 11 National Reports used in preparing this Survey Report.

After this first necessary step on an international level, a systematic study could be undertaken of the most interesting topics relevant to structural prefabrication. With this object in mind, I have prepared for our Subcommittee a list of such topics, entitled "Classifications (and Recommendations) for Prefabricated Structures". This list is included in the separate volume containing the national reports on prefabrication.

References

- G. OBERTI: "Structural Prefabrication in Reinforced Concrete in Italy." Report of the Italian National Research Center, presented at the United Nations Conference on the Application of Science in Underdeveloped Areas.
- G. WÄSTLUND: "General Report on Prefabricated Structures." Proceedings of VIth IABSE Congress, Stockholm, 1960.
- E. LEWICKI: "Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise." Final Report at the Vth IABSE Congress, Lisbon, 1957.
- McHENRY-MATTOCK: "Development in Continuity in Precast Prestressed Concrete."
- CASADO-GOÑI: "Assemblage des éléments dans les constructions composées préfabriquées."
- "Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuelle Probleme." Proceedings of Congresses, Dresden, 1954 and 1958.

⁵⁾ Sweden has State Specifications for precast concrete elements, especially for pipelines.

Summary

The writer reviews the development of structural prefabrication in eleven countries (Belgium, East Germany, France, Great Britain, Holland, Hungary, Italy, Spain, Sweden, Switzerland, U.S.A.) and outlines its possible future evolution.

Mention is then made of the many new problems raised by the prefabrication technique, with special regard to statical analysis and specifications.

Résumé

L'auteur passe en revue le développement de la préfabrication dans onze pays (Allemagne de l'Est, Belgique, Espagne, Etats-Unis, France, Grande-Bretagne, Hollande, Hongrie, Italie, Suède, Suisse) et esquisse son évolution future possible.

Il mentionne ensuite les nombreux problèmes nouveaux qu'a entraînés la technique de la préfabrication, particulièrement en ce qui concerne les études et les prescriptions.

Zusammenfassung

Der Autor betrachtet die Entwicklung der Vorfabrikation von Bauwerken in elf Ländern (Belgien, Deutsche Demokratische Republik, Frankreich, Großbritannien, Holland, Italien, Schweden, Schweiz, Spanien, Ungarn, U.S.A.) und umreißt ihre wahrscheinliche Weiterentwicklung.

Es werden dann die vielen neuen Probleme aufgezeigt, die durch die Vorfabrikations-Technik hervorgerufen werden, mit besonderem Bezug auf die statischen Untersuchungen und Vorschriften.

IV b 2

Montage-Methoden für Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR

Construction Methods for Bridges Built with Precast Reinforced Concrete Segments in the U.S.S.R.

Méthodes appliquées en URSS dans le montage des ponts en béton armé constitués par des éléments préfabriqués

E. E. GIBSCHMANN

Prof.

G. K. JEWGRAFOW

Prof.

G. I. SINGORENKO

Ing.

E. I. KRILTZOW

Doz.

M. S. RUDENKO

Ing.

Für den Brückenbau in der UdSSR ist die häufige Anwendung von vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen aus Fertigteilen charakteristisch. In spezialisierten Werkstätten werden alle Elemente für standardisierte Brückentragwerke und Teile für große Einzelbauwerke hergestellt. In andern Fällen wird die Herstellung der Elemente für große Brücken auf dem Bauplatz — gleichzeitig mit der Errichtung der Brückenpfeiler — ausgeführt, womit die Bauzeit verkürzt werden kann.

Stahlbetontragwerke von Eisenbahnbrücken bis zu einer Länge von 33 m bestehen gewöhnlich aus 2 vorgespannten Trägern, die in ganzer Länge auf die Stützen versetzt und während der Montage durch Querträger verbunden werden.

Die Vorspannung wird im Spannbett ausgeführt. In den letzten Jahren werden solche Träger in den Werken auch auf beweglichen Spannbettanlagen im Fließbandverfahren hergestellt.

Das Versetzen der Träger erfolgt mit Krananlagen bis zu 130 t Tragkraft.

Zur Vermeidung von Querverschiebungen auf den Stützen wurde ein Drehkran konstruiert, der in Fig. 1 dargestellt ist. Der Kragarm des Krans, an dem der Träger befestigt ist, kann um eine vertikale Achse gedreht werden.

Eisenbahnbrücken mit Spannweiten von 38—44 m werden als Standardkonstruktionen aus Fertigelementen für Bogen und starres, vorgespanntes Zugband gebaut.

Die Montage derartiger Konstruktionen wird folgendermaßen ausgeführt.

a) Das Zugband wird in großen Elementen von 23—33 m Länge hergestellt und mittels eines Krans auf provisorische Zwischenstützen verlegt. Die Fugen zwischen den Elementen werden ausbetoniert. Die Zusammensetzung der Bogenelemente und Hängestangen erfolgt hierauf mit einem Kran von der Fahrbahn aus.

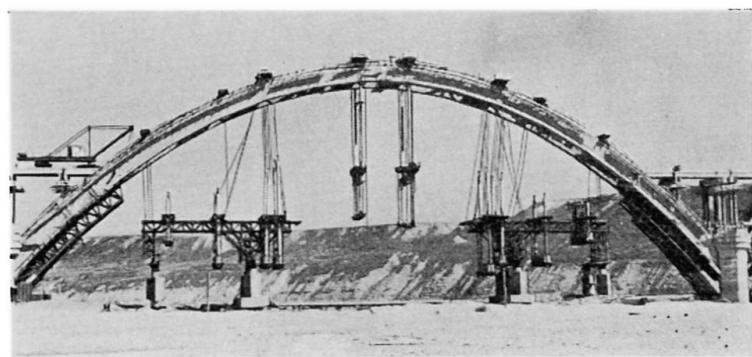
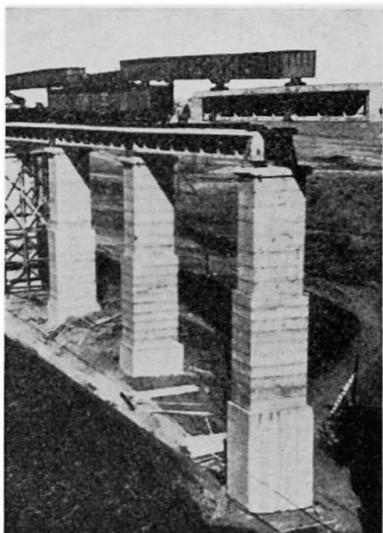


Fig. 2.

Fig. 1.

b) Das Brückentragwerk wird auf einem Montageplatz vor der Brückenstelle hergestellt und danach mit einer Längsverschiebung auf die Pfeiler gestellt. In diesem Falle kann das Zugband auch aus kurzen Teilen zusammengesetzt werden.

Die Eisenbahnbrücke über den Fluß Oka (UdSSR) weist eine Bogenspannweite von 150 m auf. Der Bogen hat Kastenquerschnitt und wurde aus einzelnen Elementen auf einem Stahllehrgerüst zusammengesetzt. Hängestangen und Fahrbahn sind vorgespannt. Bei der Montage des Bogens wurden zuerst die unteren Tafeln der Kastenelemente versetzt und in den Fugen geschlossen. Da diese Tafeln mit dem Gerüst verbunden waren, übernahmen sie einen wesentlichen Teil der nachträglich aufgebrachten Last der Bogenelemente. Die Entlastung des Lehrgerüstes betrug 35%.

Die Bogenelemente hatten ein Gewicht von 22 t; sie wurden mit einem Kran versetzt. Die Montage der Fahrbahn erfolgte ebenfalls mit einem Kran, der sich auf vorgängig verlegten Elementen der Fahrbahn bewegte (Fig. 2).

Bei vorgespannten Straßenbrücken aus Fertigteilen werden für Spannweiten bis zu 33 m im Spannbett hergestellte Träger verwendet. Für Spannweiten bis zu 42 m gelangen auch quergegliederte Träger aus Fertigteilen, die auf dem Bauplatz vorgespannt werden, zum Einbau.

Für Brücken großer Spannweite werden verschiedene Systeme angewendet. Sehr verbreitet sind:

- a) Einfache Träger mit Spannweiten bis zu 70 m, die im Spannbett hergestellt und vor oder nach dem Betonieren vorgespannt werden. Die Träger werden in voller Länge oder in einzelnen Teilen versetzt.
- b) Durchlaufende Balken und Kragträger.
- c) Konsol-Bogen- und Konsol-Rahmensysteme.
- d) Fachwerkträger mit Spannweiten bis zu 166 m.

Je nach den Gegebenheiten des Brückenbaues wird die Montage der Balkenbrücken mit verschiedenartigen Krantypen unternommen. Bei größeren

Brücken handelt es sich meist um Portalkrane und Einbauerüste, die sich auf dem fertigen Teil der Brücke bewegen und das Einfahren der Fertigträger ermöglichen (Fig. 3), während bei kleineren Brücken die Trägermontage mit Raupen- oder Pneukranen ausgeführt wird.

Bei Straßenbrücken mit großen Stützweiten erwies sich der Freivorbau als besonders ökonomisch. Der Freivorbau lässt sich am besten bei Kragrahmen realisieren; die Methode kann aber auch bei Durchlaufträgern verwendet werden. Sofern es notwendig ist, können die Balken mit den Stützen vorübergehend verbunden werden.



Fig. 3.

Brückentragwerke, die im Freivorbau montiert werden, teilt man in einzelne Blöcke mit Kastenquerschnitt, der auch die Fahrbahnplatte umfasst, ein. Gewicht und somit auch Länge der Elemente richten sich nach den verwendeten Kranen.

In der Praxis des Brückenbaus werden in der UdSSR Elemente bis zu 180 t eingebaut. Jedes neue Element ist mit dem bereits fertig montierten Abschnitt durch Vorspannung mit Drahtbündeln oder Drahtseilen verbunden.

Der freie Vorbau ermöglicht mit dieser Methode eine beträchtliche Zeitverkürzung und unter den Brückenbaubedingungen in der UdSSR auch eine Kostenersparnis, da die einzelnen Elemente in Werkstätten hergestellt werden können. Der freie Vorbau nach dieser Methode trägt wesentlich zur Erleichterung der Ausführung im Winter bei.

Beim Bau der «Autosawod-Brücke» in Moskau wurde die mittlere Brückenoöffnung von 148 m im Freivorbau ausgeführt. Zur Erleichterung der industriellen Anfertigung der Tragwerkelemente werden die Kastenquerschnitte der Balken in obere und untere Tafeln und Wände unterteilt. Die Einzelteile werden auf dem Bauplatz zu Kastenelementen vereinigt und auf Pontons zum Montagekran transportiert. Die Montage erfolgte gleichzeitig durch zwei Derrickkrane von 200 t Tragkraft, die sich längs der Brückenfahrbahn bewegen konnten (Fig. 4). In den Elementfugen wurde die Längsbewehrung jedes

Blockes verschweißt und die Fugen ausbetoniert. Die Spannglieder der «Autosawod-Brücke» sind an den Stirnseiten der Balken über den Uferstützen verankert, wo auch zwei Kammern mit Vorrichtungen für die hydraulischen Pressen angebracht sind.

Die Autobahnbrücke über den Fluß Ojath, ein Kragrahmensystem, ist ein weiteres Anwendungsbeispiel des Freivorbaus. Die Besonderheit dieser Brückenkonstruktion besteht in der Anwendung von sog. «trockenen» Fugen zwischen den Elementen. Die Verbindung der Elemente erfolgt lediglich mit der Vorspannung ohne Anwendung von Zementmörtel. Die Spannbewehrung ist im oberen Teil der Balken angeordnet und hat Reibungskräfte in den Fugen

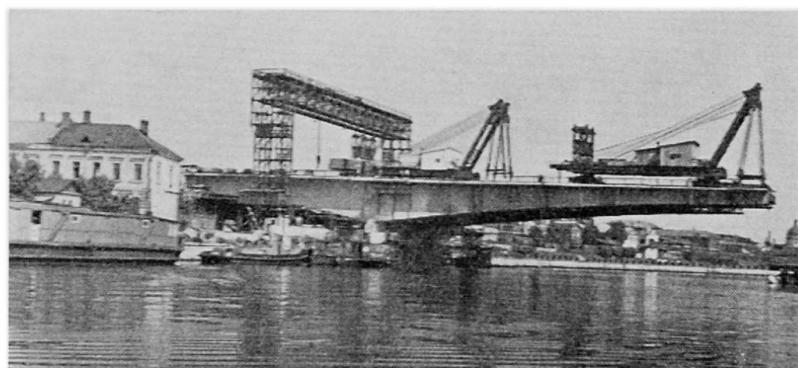


Fig. 4.

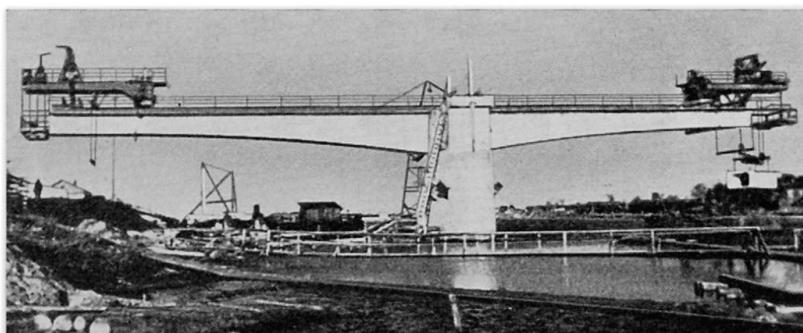


Fig. 5.

zur Folge. Um einen kompakten Anschluß der Elemente zu gewährleisten, wurde folgende Methode verwendet: Man betonierte die Elemente auf dem Bauplatz und stellte vorerst nur jeden zweiten Block her. Die Stirnflächen der fertigen Blöcke dienten dann als Schalung beim Betonieren der Zwischen-elemente.

Die Brücke besitzt eine Mittelöffnung von 64 m und ist aus leichten 14-t-Elementen mit Kastenquerschnitt zusammengesetzt. Die Elemente konnten mit speziellen Vorrichtungen, die teilweise in den Blöcken einbetoniert waren, fixiert werden. Die richtige Lage der Elemente ließ sich durch Einstellen von Bolzen kontrollieren. Der Vorbau erfolgte von den Mittelstützen aus nach beiden Seiten. Für die Montage wurden speziell konstruierte Krag-Brücken-

krane benutzt. Der Transport der Elemente zum Kran erfolgte auf dem Wasser (Fig. 5).

Sofern es die Bedingungen zulassen, lässt sich der Freivorbau auch mit Kranen, die sich auf Schienen, Rampen oder Gerüsten bewegen, bewerkstelligen.

Außer dem Freivorbau werden beim Brückenbau in der UdSSR auch ganze Tragwerke oder wenigstens große Teile davon am Ufer errichtet. Meistens erfolgt dann das Einbauen dieser Tragwerke mit Schwimm'batterien.

Ein Beispiel für eine derartige Montage ist eine Brücke über den Südbug.

Die vorgespannten 65,4 m langen Balken dieser Brücke wurden auf einem Platz am Ufer hergestellt. Dann wurden sie zwei Piers entlang verschoben und mit einer Hebeanlage auf Schwimmstützen gestellt. Bei diesem Brückenbau, der im Süden des Landes ausgeführt wurde, hat man als Gegengewicht der Rollenzughebeanlage einzelne wassergefüllte Pontons verwendet.

Fig. 6 zeigt das Heben einer Sektion von zwei Trägern mit 70 m Stützweite beim Bau einer Stadtbrücke über die Wolga.

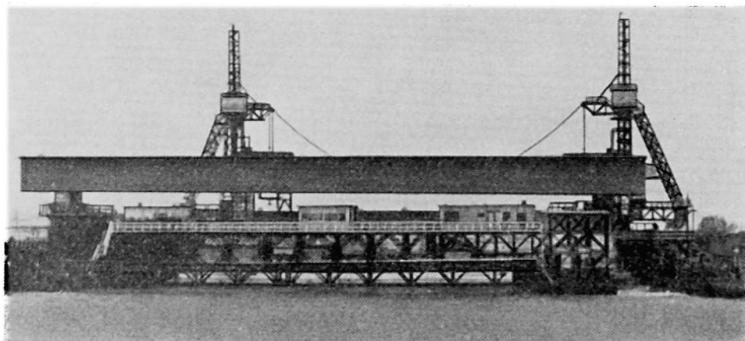


Fig. 6.

Beim Bau der Metrobrücke in Moskau neben dem Stadion Lujniki wurden Brücken (Bogen mit Zugband) mit einem Gewicht von 5600 t auf schwimmenden Unterstützungen transportiert.

Beim Bau der Lielupebrücke mit Spannweiten von 58 m wurden vorfabrizierte Balken von 28 m über den Stützen und 30 m lange Einhängeträger verwendet. Diese Balken wurden in einem Stück hergestellt und auf dem Wasserweg mit einem 100-t-Schwimmkran eingefahren und zu einem Balkensystem, das in jedem Feld zwei Gelenke aufweist, zusammengefügt (Fig. 7).

Ein einzigartiger Transport erfolgte für den Bau einer 150 m weit gespannten Bogenbrücke über den Jenissej. Der Bogen wurde in zwei Hälften transportiert und auf den zum Einschwimmen benützten Unterstützungen montiert (Fig. 8).

Beim Bau einer Brücke über die Wolga wurde der Transport der 166 m langen Fachwerkträger ebenfalls auf schwimmenden Unterstützungen ausgeführt.

Der Bau vorgespannter Eisenbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR erforderte zahlreiche theoretische Untersuchungen und die Durchführung vieler Versuche zur Lösung wichtiger technologischer Fragen. So wurden z. B. viele Forschungen zur rationellen Herstellung von Stahlbetonträgern im Spannbett unter Verwendung des Fließbandverfahrens durchgeführt. Außerdem wurden viele Arten von Fugen und Knoten für Fertigteilkonstruktionen entwickelt und an Modellen in Naturgröße erprobt.

Eine der wichtigsten Aufgaben im Brückenbau in der UdSSR ist, in Anbetracht des vorherrschend kalten Klimas, die Entwicklung von Fugenkonstruktionen für Fertigelemente im Freivorbau ohne Verwendung von Mörtel oder Ortsbeton.

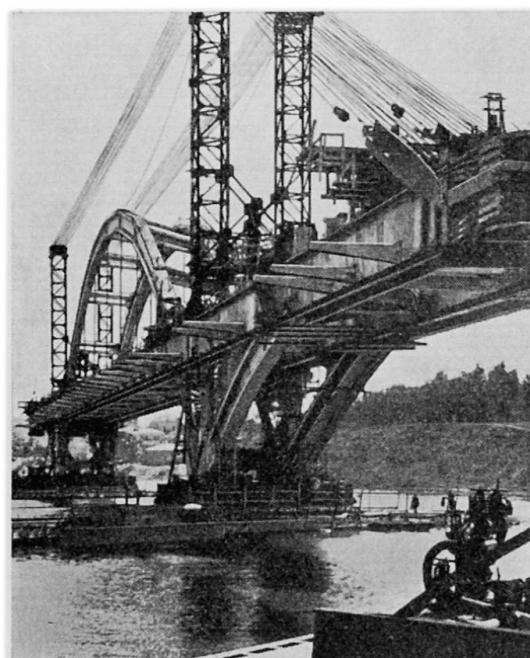


Fig. 7.



Fig. 8.

Heute studiert man die Möglichkeiten zum Kleben der Elemente mit Kunststoffen.

In der UdSSR fanden die Konstruktionen mit vorfabrizierten Elementen im Stahlbetonbrückenbau eine weite Verbreitung. Es hat sich gezeigt, daß der Übergang zu Konstruktionen aus Fertigelementen sehr zweckmäßig und wirtschaftlich ist. Dies beruht auf der Entwicklung der Autobahnen und Eisenbahnen, der Entstehung neuer Städte, der staatlichen Planung dieser Arbeiten und der zentralisierten Leitung.

Zusammenfassung

In den letzten Jahren entwickelte sich der Brückenbau in der UdSSR in Richtung industriell hergestellter vorgespannter Fertigteilkonstruktionen.

Balken von 33—42 m Länge werden mit Kranen montiert. Bogenbrücken mit Zugband für Eisenbahnen werden ebenfalls aus Elementen zusammengesetzt und auf ein bis zwei Hilfsstützen montiert. Im Autobahn-Brückenbau wird der Freivorbau mit Elementen häufig angewendet.

Der Bau vorgespannter Eisenbetonbrücken aus Fertigteilen erforderte die Durchführung zahlreicher theoretischer und experimenteller Untersuchungen.

Die Tendenz des gegenwärtigen Brückenbaues in der UdSSR wird an Hand mehrerer größerer Brücken illustriert.

Summary

In recent years bridge building in the U.S.S.R. has been developing with precast prestressed methods, and this is indicated by the number of large bridges completed or under construction.

Beams from 33 to 42 metres in length are erected by crane; arch bridges carrying railway tracks are assembled from precast elements and erected on one or two temporary supports; considerable use is made of precast elements in cantilever construction for motorway bridges.

The construction of prestressed bridges using precast reinforced concrete elements has enabled a large number of theoretical and experimental solutions to be investigated.

Résumé

Les ponts composés d'éléments précontraints préfabriqués en atelier ont, ces dernières années, pris une importance croissante dans la construction en URSS.

Les poutres de 33—42 m de longueur sont mises en place à l'aide de grues, et les ponts-rails en arc à tirant, également constitués par des éléments pré-

fabriqués, sont montés avec un ou deux appuis auxiliaires. Pour les ponts d'autoroute, on utilise souvent le montage en encorbellement.

Il a fallu exécuter des recherches approfondies et effectuer de nombreux essais avant d'entreprendre, à partir d'éléments préfabriqués, la construction de ponts en béton armé précontraint.

Plusieurs ouvrages, parmi les plus importants, illustrent l'évolution qui se dessine actuellement dans la construction des ponts en URSS.

IV b 3

Concrete Element Joints for Immediate Load Transference

Joint d'éléments en béton pour transmission immédiate des efforts

Betonelementverbindungen für direkte Lastübertragung

T. GERHOLM

Malmö

In building frameworks and arches, steel construction has as a rule one advantage over concrete; the fact that the joints are able to transfer loads as soon as the jointing is made. This means that there is no delay in the building work. A concrete joint made *in situ* cannot transfer any load at once and the same is true when building with prefabricated concrete elements, using ordinary jointing methods.

In our experiments we are trying to find ways of making concrete element joints which do not have this disadvantage. The tests have shown that this can only be done by adopting the methods used in building with steel. We therefore have steel parts protruding from the ends of the concrete elements. Similar methods have been used by A. AMIRIKIAN in the U.S.A.

The jointing is made in two stages: first, the connection of the steel and then the concreting of the joint, which can be done later. The strength of the joint, being equal to the structural parts around it, can be made

- a) to the full extent at once by the jointed steel, in which case the surrounding concrete is only for protecting, or
- b) to some extent by the jointed steel parts, and only completed after the joint is concreted with or without shear reinforcement.

Both these methods have been tried.

A. When jointing concrete elements with the use of protruding beams, these are designed for taking the entire load and jointed to full strength, Fig. 1 shows a joint made by using I-beams which are first bolted together in order to keep the different parts in place and later on welded.

The same joints have been made without welding, using friction bolts (Fig. 2), and also with other kinds of steel girders. Cracks from a test are shown in Fig. 3: these are typical. The vertical cracks at the ends show the ends of the jointing steel girders.

This method of jointing has some disadvantages. The costs are rather high because much jointing steel is used. To have friction bolts also requires great precision, because the holes have to fit when the elements are placed in position; if the holes are made after the beams are in place, this causes extra work,

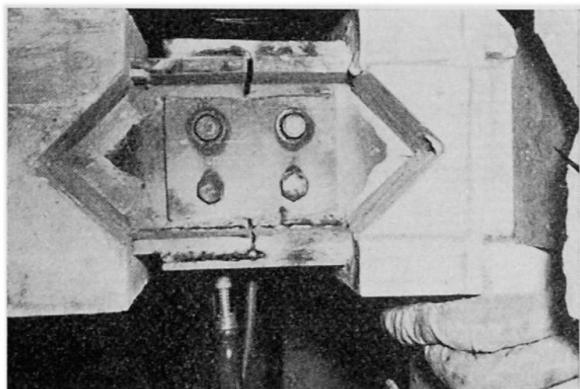


Fig. 1. A joint made by using two extended I-beams locked and welded together.

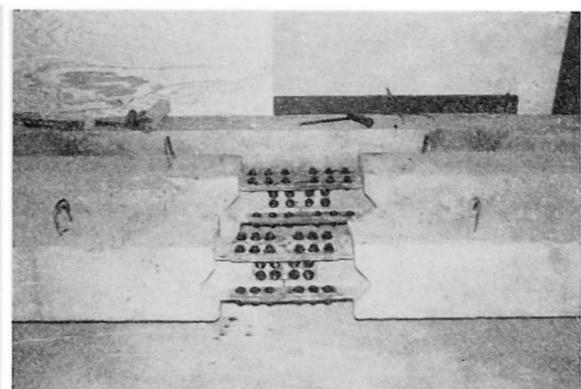


Fig. 2. Same joint as before using friction bolts for the connection of the beams.

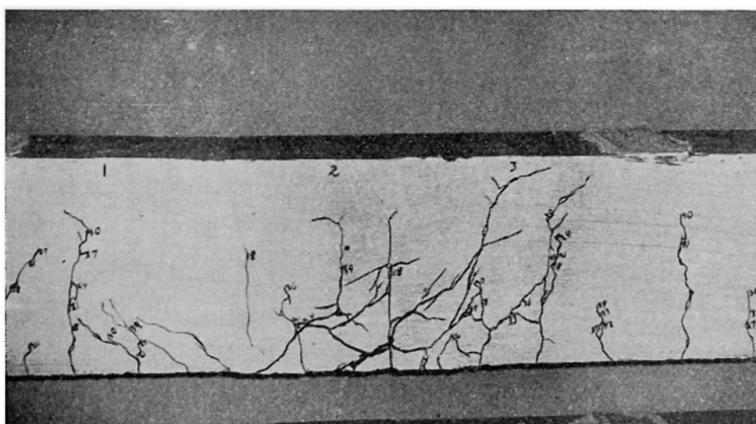


Fig. 3. From a test of beams shown in Fig. 1. Typical cracks at the ends of the I-beams.

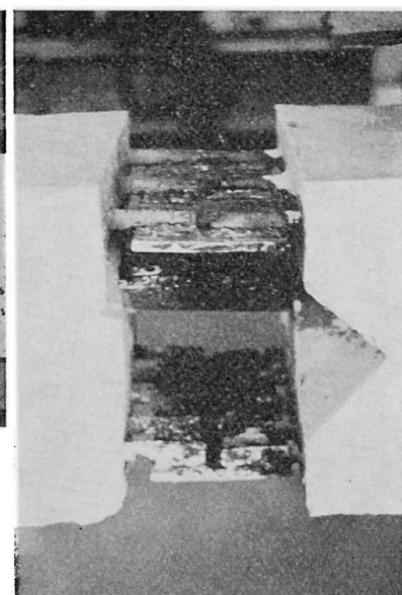


Fig. 4. Jointing of reinforcing bars, using steel plates lying under the bars.

time and cost. If a mistake is made and the elements are too long, it is hard to correct it on the building site. Another point is that the total load practically never has to be taken at once because the dead load is generally much lower than the design load. Consequently, we continued with B.

B. If the steel joint is only to take part of the design load, this part must be at least equal to the dead load in order to give a safety factor. In this case we have used the reinforcing bars for jointing. The bars protrude far enough for the welding to be done. The joint steel normally consists of plates or reinforcing bars. In the beginning we used steel plates, one in the top reinforcement and one at the bottom, lying in some cases under the reinforcing bars (see Fig. 4), in other over them (see Fig. 5). Another and better way is to use bent steel plates, jointing each bar with the opposite one (Fig. 6). When jointing the reinforcing steel, it is necessary to have some way of fixing the concrete

elements in the right position when welding. This is easily done by using protruding bent steel plates and L-irons, so fixed in the concrete that the right position is obtained when placing the element to be jointed (e.g. a beam) on the elements already in position (e.g. two columns). See Fig. 5.

We have tested these joints before and after concreting. The factor of safety figure on the design load was about 1.5 before and about 3 after; in the latter case the same as for the beam without any joint. Fig. 7 shows such a beam after the test. Fig. 8 is from a combined test of jointed beams, using two different ways of welding and without any joint. The failures came at about

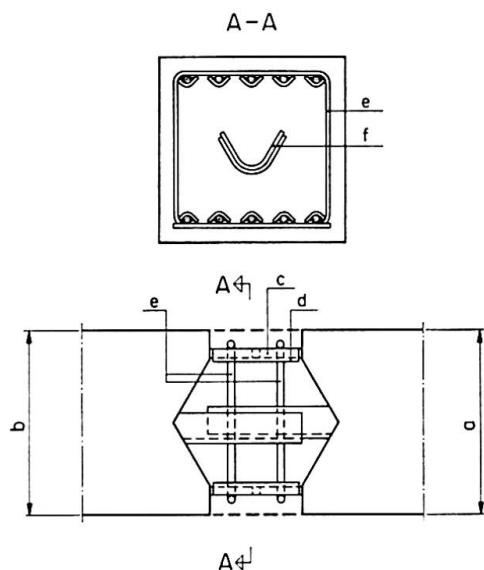


Fig. 5. Joints made by using bent steel plates. The plate and the bars have the same centre joint and the jointing steel is not to be deformed, as shown in Fig. 6. Note the use of the supporting steel elements for keeping the concrete elements in place before welding.

The shear reinforcement is an extra safety factor.

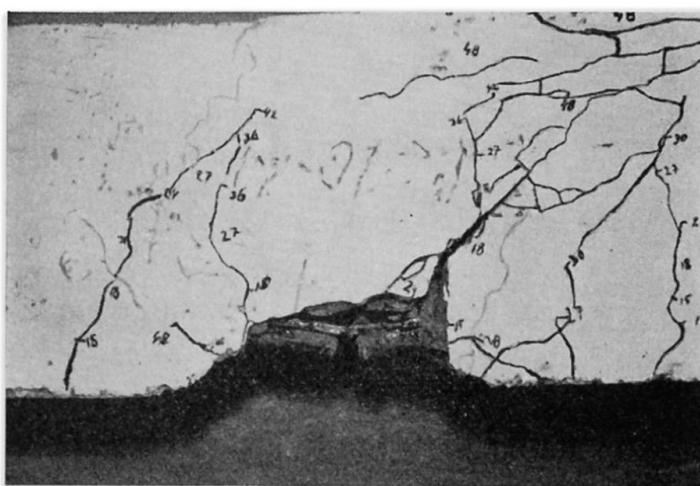


Fig. 6. Same joint as 4, with the plate lying over the bars. The photo taken after the failure of the beam. The concrete is thrown out due to the bending of the jointing steel.

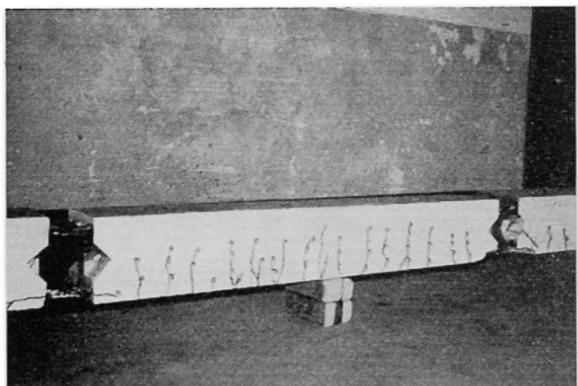


Fig. 7. A beam made as shown in Fig. 4 after the test. The safety factor figured on the design load was 1.5, on the building load about 3.

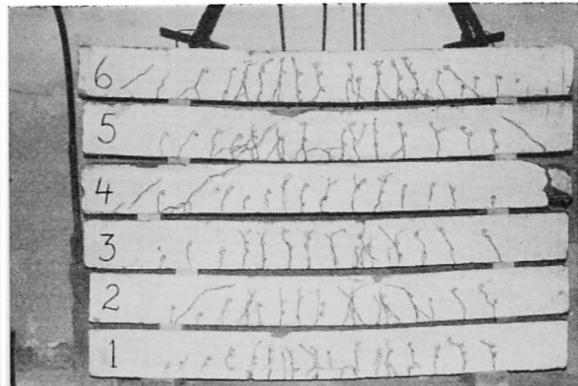


Fig. 8. The beams are designed for the same load. 1 and 2 are made as in Fig. 4. 3 and 4 are not jointed. 5 and 6 are as shown in Fig. 4 welded together. The results were about the same for all beams.

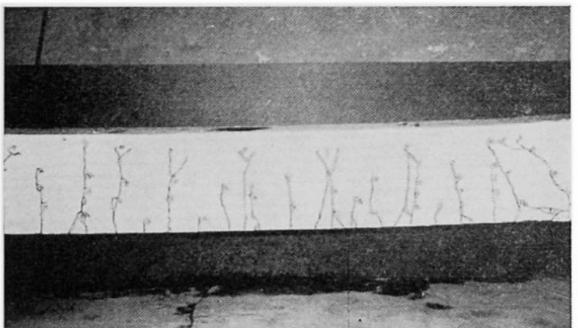


Fig. 9. Same beam as in Fig. 8, but with the bent plate joint. Compare with beam 3.

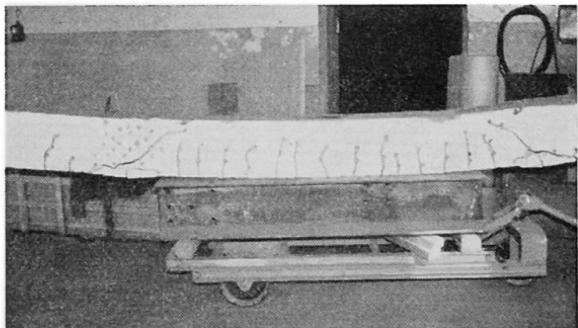


Fig. 10. A beam jointed as in Fig. 4 and loaded after failure in order to study the cracks.

the same loads, with no tendency to show which beam was better. In these tests we used combined jointing with one steel plate on top and one at the bottom, both lying under the reinforcing steel. Fig. 9 shows a beam of the same type with the bent plate jointing. The cracks are different, but similar to 3 on Fig. 8.

Fig. 10 is a beam loaded after failure to see how the joints behave. The jointing places are easy to locate. Note the horizontal cracks. What happens can be examined in Fig. 5 and explains the reason for the use of the bent plate jointing, where the centre of stress in the bar and the jointing steel is the same. The bent plate can be changed to two reinforcing bars opposite each other. We considered it easier, however, to weld when using the bent plate.

The beams were normally designed, so that the failure could also come as a crushing of the concrete. Fig. 11 shows such a beam.

If we compare the two ways of jointing, we find that we save about 80% of the jointing steel when using reinforcing bar joints instead of jointed steel beams. The loading capacity of the joints is the same. There is another diffe-

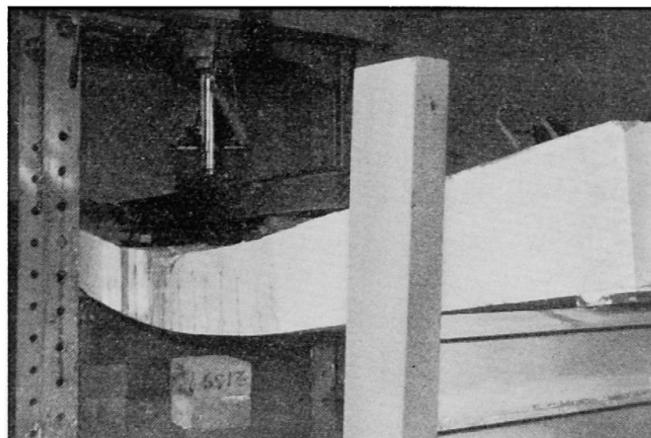


Fig. 11. A beam with a bent plate joint and failure due to crushing of the concrete.

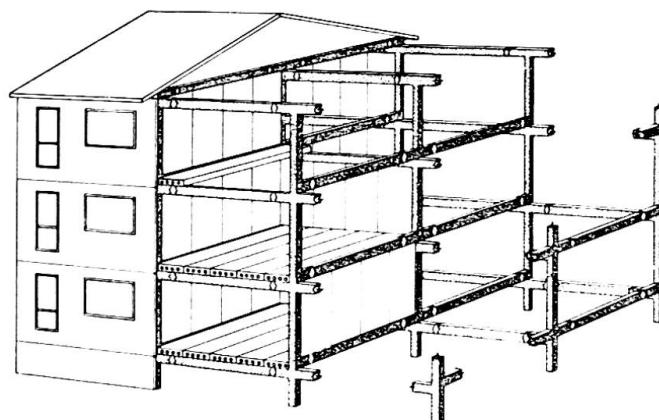


Fig. 12. A frame house built of concrete elements, showing the joints.
The frame is built up of comparatively small elements.

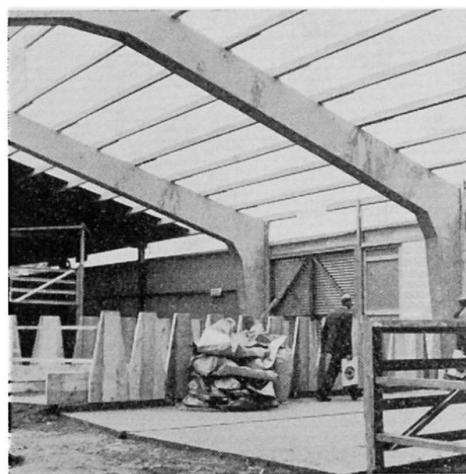


Fig. 13. Two-hinged arches made of three parts. The joints are made as shown in Fig. 5.

rence; the tolerances in length of the elements are not so strict when connecting bars. If there is a gap between the opposite reinforcing bars, this does not matter; if the elements are slightly too long, it is easy to shorten a bar.

Summary

The reason for the tests was to find ways of jointing concrete building elements which would enable the joints to transfer loads immediately. We have used protruding steel parts welded or bolted together. The tests have been carried out in full scale with regular building loads.

Résumé

Les essais ont eu pour but de trouver un mode d'assemblage des éléments en béton qui permette aux attaches de transmettre immédiatement les charges. On a utilisé des pièces métalliques faisant saillie, soudées ou boulonnées ensemble. Les essais ont été effectués en vraie grandeur, avec les charges réglementaires.

Zusammenfassung

Der Zweck der Versuche war, ein Verfahren zur Verbindung von Betonfertigteilen auszuarbeiten, damit die Fugen unmittelbar Lasten übertragen können. In unserer Versuchsreihe bedienten wir uns vorstehender Stahlteile, die entweder zusammengeschweißt oder -geschraubt wurden. Es handelte sich hierbei um Großversuche mit regulärer Betriebsbelastung.

IV b 4

Neue Stoßverbindung von Stahlbetonfertigteilstützen

New Splice Joint for Precast Reinforced Concrete Columns

Nouveau joint de poteaux préfabriqués en béton armé

W. HEYNISCH

Professor Dipl.-Ing., Brandenburg (Havel)

Im VEB Industriebau Brandenburg werden seit vielen Jahren Stahlbetonmontagebauten ausgeführt. Von der Forschungsstelle des Betriebes ist eine neue Stoßverbindung für Stahlbetonfertigteilstützen mit folgender Wirkungsweise entwickelt worden (Fig. 1):

Das obere Stützenteil mit Stahlbetonzapfen wird in die Hülse des unteren Teiles eingeführt, auf Flächenkeile abgesetzt und ausgerichtet. Nach Abdichten der Außenfuge werden die Hohlräume der Verbindung mit Einpreßmörtel ausgepreßt und somit ein hochwertiger monolithischer Verbund erzielt. Durch

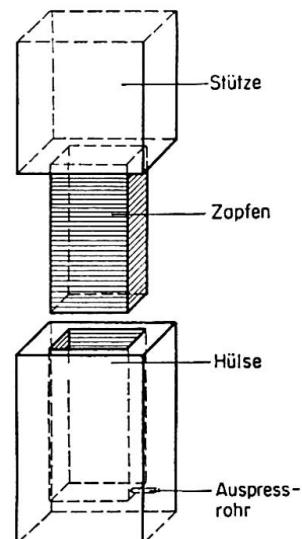


Fig. 1. Stahlbetonzapfenstoßverbindung.

zweckmäßige Bewehrungsanordnung in Hülse und Zapfen sowie die Profilierung von Zapfen und Hülsenwandung wird über den Scherverbund der Mörtelfuge ein Biegemoment übertragen, das zu einer hohen Tragfähigkeit des gestoßenen Querschnittes führt. Dieser Stahlbetonzapfenstoß kann im Vergleich zu den geschweißten Bewehrungsstößen und den Stahlbauverbindungen als eine «echte» Stahlbetonverbindung angesehen werden. Bruchversuche an Stützen mit einem Schweißstoß zeigten, daß die Tragfähigkeit dieser Verbindung ausschließlich von der Güte des nachträglich eingebrachten Betons abhängig ist. Die Bruchlasten lagen bei 0,6—0,8 der rechnerischen Bruchlast, wobei in allen Fällen der Beton im Stoßbereich versagte.

Gegenüber den bisher geschweißten Stützenverbindungen bringt der neue Stoß verschiedene Vorteile, wie:

1. Kurzzeitige Inanspruchnahme der Hebegeräte bei der Montage.
2. Sofortige Übertragung der Montagelasten und Gewährleistung der Stabilität der Stütze ohne umfangreiche zusätzliche Sicherungsmaßnahmen.
3. Einfaches Justieren der Stütze mit Keilen ohne Hilfe des Hebegerätes.
4. Herstellen der vollen Tragfähigkeit der Verbindung durch Auspressen der Fugenhohlräume mit Injektionsmörtel.
5. Keine oder nur unbedeutende Verminderung der Tragfähigkeit vor allem des Betons im Stoßbereich.
6. Verkürzung der Montagezeiten.
7. Für die Arbeiten werden keine Spezialkräfte benötigt.

Experimentelle Erprobung des Zapfenstoßes

Bei Biegebeanspruchung wirkt die Stütze im Stoßquerschnitt durch die Einschnürung als Träger mit verkleinertem Hebelarm der inneren Kräfte. Die Übertragung der Zugkraft von der Stützen- zur Zapfenbewehrung wird durch den Scherverbund des Auspreßmörtels zwischen Zapfen und Hülse erreicht. Die theoretische Lösung dieser Aufgabe war beim gegenwärtigen Stand der Grundlagen über das Schubproblem nicht eindeutig möglich. Es wurde daher an Versuchskörpern 1 : 1 das Tragverhalten des Stoßes ermittelt, wobei schrittweise Konstruktionsverbesserungen vorgenommen wurden. Hiernach konnten allgemeine Regeln für Konstruktion, Beanspruchung, Bemessung und Anwendungsbereiche aufgestellt werden.

Schwachstellenversuche ergaben die Grundkonzeption für die Stoßverbindung, anschließend wurde eine Serie von Zulassungsversuchen durchgeführt. Die Versuchsstützen mit einem Querschnitt von 40×50 cm wurden als Balken auf 2 Stützen geprüft. Untersucht wurde der Einfluß der Bewehrung von Zapfen und Hülse, die Zapfenlänge sowie verschiedene Beanspruchungsarten, wie Biegung, Biegung mit kleiner und großer Druckkraft, wechselndes Moment, zweiaxiale Biegung und Zugbeanspruchung. Einige Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Die Versuche der Stoßverbindung ergaben bei der richtigen Wahl von Zapfen- und Hülsenabmessungen sowie der Bewehrung ein gutes Verhalten hinsichtlich der Tragfähigkeit und Formänderungen zur ungestoßenen Stütze (Vergleichsbalken). Wie wichtig der Scherverbund zwischen Zapfen und Hülse für das Tragverhalten des Stoßes ist, zeigen die Rißbilder der Versuche 7 (I), 4 (II) und 6 (III) nach Tafel 1 (siehe Fig. 2).

Bei Stützenstößen mit zu kurzer Zapfenlänge oder geringem Verbund zwischen Zapfen und Hülse wird frühzeitig die Scherfestigkeit des Auspreßmörtels zerstört. Diese Bedingungen waren beim Versuch 4 (Diagramm II)

Tafel 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ver- such Nr.	Würfel- festig- keit W_{28}	Quer- schnitt	Prüf- länge	Zapfen- länge	Zapfen- beweh- rung St III a	Stützen- beweh- rung St III a	Längs- kraft	Trag- moment (Zapfen)	Exp. Bruch- moment	Bruch- sicher- heit v_B	Bruch durch Ver- sagen von
	(kp/cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(32 mm Ø)		(Mp)	(Mpm)	(Mpm)		
<i>Versuche Biegung mit Längskraft</i>											
1	458	400.500	3000	500	6	6 Dmr. 32	50	13,8	36	2,60	Beton
2	458	400.500	3000	500	6	6 „ 32	50	13,8	34	2,46	
3	458	400.500	3000	500	6	6 „ 32	200	9,4	30	3,20	Beton
<i>Versuche reine Biegung</i>											
4	450	400.500	3000	400	6	4 „ 24	—	(19,4)	26	1,57	Bügelbewehrung
5	450	400.500	3000	500	6	4 „ 24	—	(19,4)	33	1,99	der Hülse
6	450	400.500	3000	670	6	4 „ 24	—	(19,4)	38	2,29	Bügel-, Zugbeweh- rung und Beton
<i>Versuch reine Biegung am ungestoßenen Balken</i>											
7	450	400.500	3000	—	—	4 „ 24	—	16,6	40	2,41	Zugbewehrung

gegeben; örtliche Überbeanspruchungen der Hülse führten zum Bruch der Verbindung.

Die Beanspruchung der Zapfenverbindung ist je nach Belastung verschieden. Liegt die Druckresultierende noch im Kernquerschnitt der Stütze, dann wird die Tragfähigkeit im Stoßbereich nicht vermindert. Der 15—25 mm starken Stoßfuge zwischen Stützenunter- und -oberteil kommt hierbei eine außergewöhnliche Bedeutung zu. Versuchsergebnisse über das Druckverhalten einer 15 mm starken Mörtelfuge — verglichen mit der Würffelfestigkeit — sind in Tafel 2 wiedergegeben. Sie zeigen die frühzeitige Belastbarkeit und hohe Tragfähigkeit dieser Fugen, zu denen die Bestimmungen nach DIN 4225 § 17.3 im Widerspruch stehen.

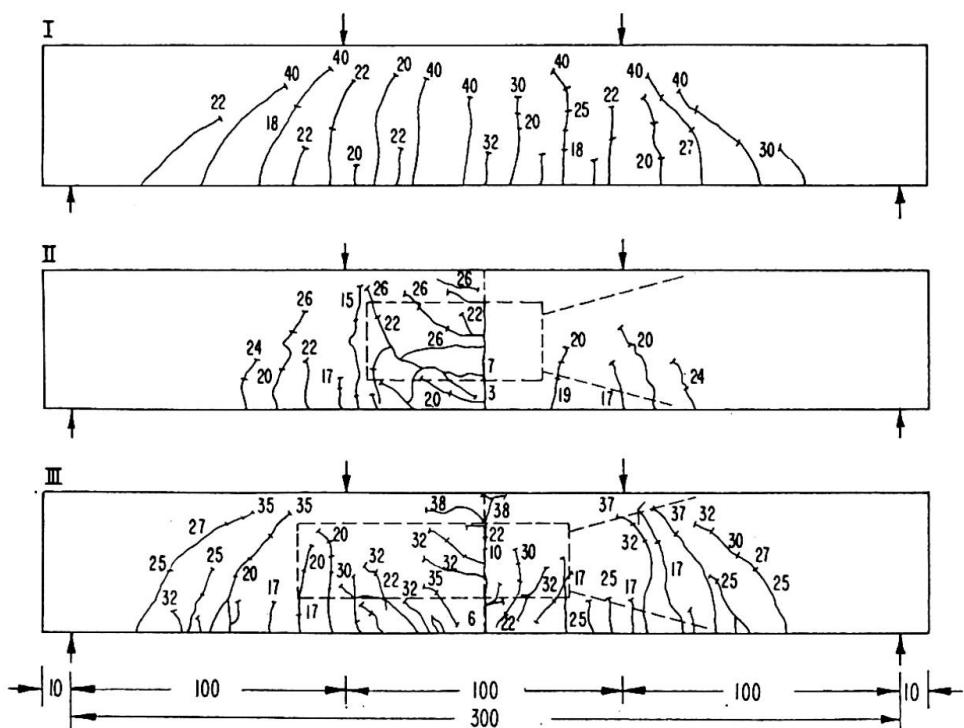
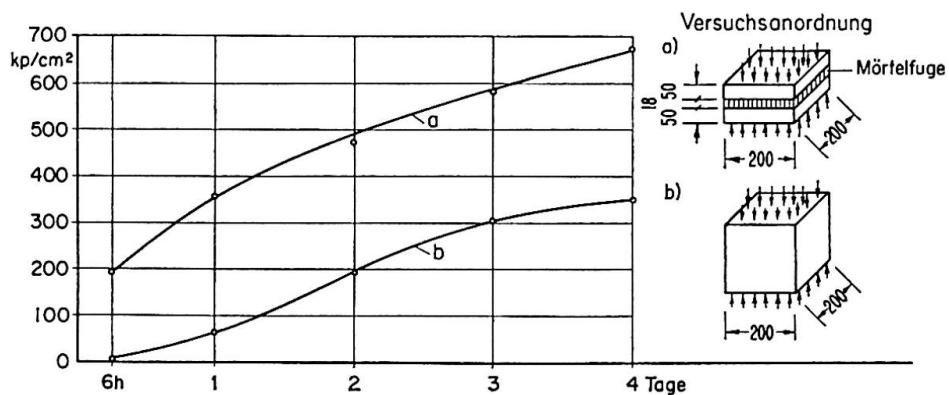


Fig. 2. Rißbilder von Bruchversuchen.

Tafel 2. Druckfestigkeiten einer 18 mm starken Mörtelfuge.



Bei größerer Exzentrizität der Druckkraft ist im Stoßquerschnitt mit einer gerissenen Fuge zu rechnen. Die Zugkraft des inneren Kräftepaars wird von der Stützen- auf die Zapfenbewehrung umgelagert. Unter Beibehaltung der Tragfähigkeit auch im Stoßquerschnitt ist die Bewehrung im Zapfen entsprechend zu vergrößern.

Bei den Versuchen traten je nach Bewehrungsgrad verschiedene Bruchzustände auf. Einmal Versagen des Betons im Druckbereich der Hülse, zum anderen Erreichen der Stahlfließgrenze in der Stützen- oder Hülsenbewehrung.

Eine Beanspruchung auf Biegung mit Zug kann bei Rahmenkonstruktionen oder Vierendeelstützen vorkommen. Zugkräfte kann der Zapfenstoß nur über die Scherfestigkeit der Auspreßfuge zwischen Zapfen und Hülse aufnehmen. Die Größe der aufnehmbaren Zugkraft ist von der Mantelfläche des Zapfens und der Güte des Auspreßmörtels bzw. des Stützenbetons abhängig. Aus durchgeführten reinen Zugversuchen ergaben sich Mörtelscherfestigkeiten von 20 bis 40 kp/cm² bei einem Mörtelalter von 7 Tagen.

Nach Auswertung aller Versuchsergebnisse konnten folgende Kennwerte für Bemessung und Konstruktion aufgestellt werden (Bezeichnungen nach Fig. 3).

Hülsenabmessungen:

Tragende Richtung: $a_3 = 0,10 a_1$ bis $0,15 a_1 = 10$ cm

Nicht tragende Richtung: $b_3 = 0,10 b_1$ bis $0,15 b_1 = 8$ cm

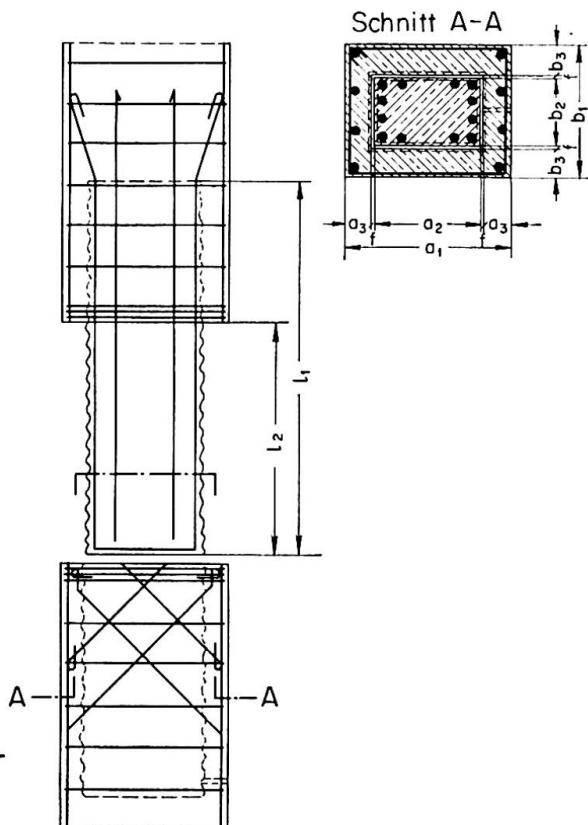


Fig. 3. Abmessungen und Bewehrungsanordnung für den Stahlbetonzapfenstoß.

Zapfen:

$$\begin{array}{ll} \text{Zapfenlänge:} & l_2 = 3,2 a_2 \\ \text{Freie Zapfenlänge:} & l_1 = 2,0 a_2 \end{array}$$

Zapfen und Hülse erhalten eine 10—30 mm hohe Profilierung senkrecht zur Stützenlängsachse, um den Scherverbund zwischen Hülse und Zapfen zu sichern.

Der kleinste Stützenquerschnitt, bei dem eine Anwendung des Zapfenstoßes noch möglich ist, wird bestimmt durch die vorstehenden Mindestabmessungen der Hülse. Die aufnehmbaren Schnittkräfte werden begrenzt durch die maximale Bewehrungsanordnung im Zapfen.

Die Berechnung des Stoßquerschnittes erfolgt nach dem Traglastverfahren. Die Verringerung der statischen Höhe im Stoßbereich führt zu einem erhöhten Stahlbedarf im Zapfen. Da der Zapfen in der Regel über eine doppelte Bewehrung verfügt, kann im Bruchzustand bei kleinen Querschnitten die gesamte Zapfenbewehrung zur Übertragung der Zugkraft herangezogen werden. Gegenüber einer Bemessung nach Gebrauchslast ist dadurch eine Verringerung der Bewehrungsfläche möglich.

Bei der Anordnung der Bewehrung sind folgende Gesichtspunkte zu beachten. Die Überleitung der Zugkraft von der Stützen- zur Zapfenbewehrung beansprucht die Hülse auf Schub und erfordert eine entsprechende Bewehrung (s. Rißbilder). Die Versuche zeigten, daß eine Kombination von Bügeln und Schrägeisen (Fig. 3) am wirkungsvollsten ist. Die Bewehrungsanordnung der Hülse muß entsprechend der Schubspannungsverteilung vorgenommen werden. Die Stützenlängsbewehrung ist ohne Betondeckung bis zum Rand der Stoßfuge heranzuführen. Die Bügel der Stützenbewehrung sind im Stoßbereich zu konzentrieren.

Die erhöhten Anforderungen an die Fertigung der Stützen sind mit üblichen Mitteln zu erfüllen. Bei kleineren Stützenquerschnitten kann der Zapfen vorgefertigt in das Stützenoberteil eingebaut werden.

Der wesentliche Vorteil dieses Stoßes gegenüber anderen Stoßverbindungen ergibt sich im Montagevorgang. Das Stützenoberteil mit Zapfen wird bei der Montage in die Hülse des Unterteiles eingeführt und auf Flachblechen, Hartgummi oder Hartholzkeilen abgesetzt und ist bereits in diesem Stadium ausreichend gehalten. Bei großen Stützenhöhen oder weiteren Montagebelastungen ist ein Nachweis der Standsicherheit für den unausgepreßten Zustand zu führen. In diesen Fällen wird das Einbringen einer Mörtelfuge vor der Montage des oberen Stützenteiles in den Hülsenboden empfohlen.

Die volle Tragfähigkeit der Stoßverbindungen wird erst nach dem Auspressen erreicht. Für die Herstellung des Einpreßmörtels sowie für das Auspressen der Hohlräume gelten die entsprechenden Vorschriften für Spannbeton. Für das Auspressen sind die für Spannbeton handelsüblichen Geräte

zu verwenden. Die äußere Fuge kann zweckmäßig mit einem schnell erhärtenden Mörtel abgedichtet werden.

Die Montagearbeiten können auch bei tiefen Temperaturen durchgeführt werden. Durch einen Zusatz von 10 Vol.-% Methanol zum Anmachwasser wird der Frischmörtel bis -15°C vor Frostschäden gesichert. Eine weitere Möglichkeit für die Weiterführung der Arbeiten bei großen Minustemperaturen zeichnet sich ab durch die Anwendung eines Kunststoffmörtels nach dem 2-Komponenten-Kunststoffsystem. Versuche hierüber laufen noch.

In der DDR sind die Fragen der Konstruktion, Bemessung und Montage in der Zulassung Nr. 149 der Staatlichen Bauaufsicht des Ministeriums für Bauwesen festgelegt.

Anwendungsgebiete des Zapfenstoßes

Die Anwendung des Zapfenstoßes ist auf allen Gebieten der Montagebauweise, wie Stockwerks-, Flach-, Hallen-, Industriebauten und im Brückenbau möglich.

Nach der experimentellen Erprobung konnte bisher dieser Stoß bei mehreren Industriebauten mit Erfolg angewendet werden. So wurden z. B. die 27 m hohen Stützen eines Heizkraftwerkes mit Querschnitt 50×140 cm im Fußpunkt und auf halber Höhe durch eine Zapfenverbindung gestoßen. Die aufzunehmenden Schnittkräfte betrugen:

$$M = 128 \text{ Mpm}; \quad N = 364 \text{ Mp}; \quad Q = 31 \text{ Mp}.$$

Fig. 4 zeigt die Montage eines 22 t schweren Stützenoberbauteiles. Eine Montagehalterung war nicht erforderlich, da durch ein Mörtelbett im Hülsenboden

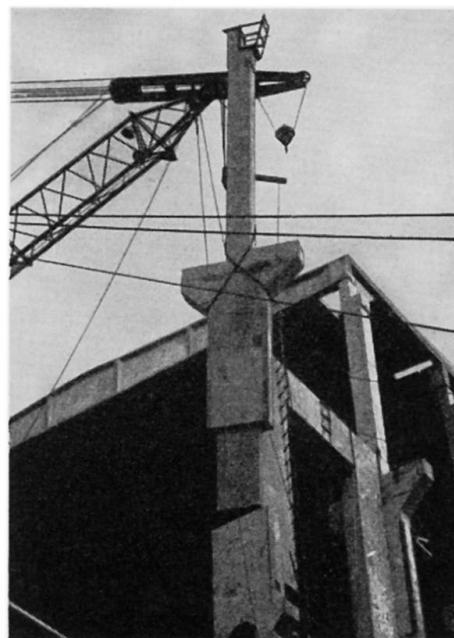


Fig. 4. Montage eines Stützenoberbauteiles mit Zapfenstoß.

und durch die Blechkeile in der Stoßfuge das Oberteil so gesichert war, daß anschließend gleich die Dachbinder montiert werden konnten. Das Auspressen der Fugenhohlräume konnte dadurch abschnittsweise für mehrere Stützen ausgeführt werden.

Die Vorteile des Zapfenstoßes bei dieser Anwendung sind aus dem Vergleich des Arbeitszeitaufwandes für die Montage und das nachträgliche Schließen der Verbindung gegenüber einem Schweißstoß ersichtlich (24 Std. für Zapfenstoß, 39 Std. für die Schweißverbindung). Die Arbeiten an der Zapfenstoßverbindung erfordern keine Spezialkräfte (Schweißer). Die mögliche Zeit einsparung bei der Montage mit der Zapfenstoßverbindung wirkt sich günstig auf die Bauzeit und die Gesamtkosten aus.

Auch im Brückenbau findet der Zapfenstoß ein wichtiges Anwendungsbereich. Zur Zeit werden ein- oder mehrstielige rahmenartige Unterbauten nach diesem Prinzip ausgeführt (Fig. 5). Die damit erreichte Vollmontage von zusammengespannten Fertigteilträgern führt zu einer beachtlichen Bauzeitverkürzung.

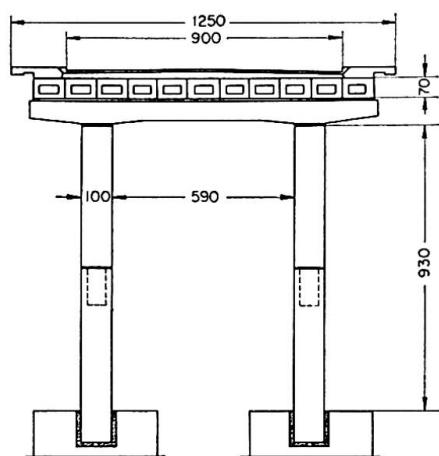


Fig. 5. Anwendung des Zapfenstoßes für Stützrahmen von Fertigteilbrücken.

Literatur

1. HEYNISCH: «Neuartige Stahlbeton-Stützenstoßverbindungen des VEB Industriebau Brandenburg.» Bauplanung-Bautechnik 1962, Heft 9.
2. RIEDRICH: «Experimentelle Prüfung von halbschalengeschweißten Stahlbeton-Stützenstößen auf Tragfähigkeit.» Bauplanung-Bautechnik 1963, Heft 2.
3. MOKK: «Bauen mit Stahlbetonfertigteilen.» VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1960.

Zusammenfassung

Der beschriebene Stahlbetonzapfenstoß ist eine Neuentwicklung im Montagebau mit Stahlbetonfertigteilen. Hinsichtlich der Kraftübertragung ergibt er volle Gleichwertigkeit von gestoßenem und ungestoßenem Stützenquerschnitt.

Die Hauptvorteile des Stahlbetonzapfenstoßes gegenüber den bekannten geschweißten Stoßverbindungen bzw. Überdeckungsstößen liegen in der kurzen Montagezeit, dem Justieren ohne zusätzliche Halterungen, der einfachen Herstellung der Verbindung durch Auspressen mit Mörtel, der vollen Tragfähigkeit des Betons im Stoßbereich und der sich aus diesen Punkten ergebenden Steigerung der Arbeitsproduktivität.

Da bei dieser Stoßverbindung nur eine kleine Horizontalfuge sichtbar bleibt, wird eine gute ästhetische Wirkung der gestoßenen Stütze erreicht.

Summary

The reinforced concrete tenon splice described is a new development for precast concrete columns. The load-carrying capacity of the joint is equal to that of a single-piece column.

The advantages of tenon splices over welded splices or overlapping splices are quick assembly, good alignment without additional holding devices, easy execution by grouting only, full load-carrying capacity of the concrete and increase in labour productivity.

The appearance of the joint is good as only a fine horizontal joint is visible on completion.

Résumé

Le joint à tenon en béton armé qui est décrit représente un nouveau développement dans la construction préfabriquée. En ce qui concerne la transmission des efforts, il assure une équivalence complète des sections de poteau avec ou sans joint.

Les avantages principaux du joint à tenon en béton armé comparé aux joints soudés ou aux joints à recouvrement connus sont: la rapidité du montage, l'ajustage sans dispositif de serrage, la réalisation simple du joint par pressurage avec du mortier, la pleine capacité portante du béton dans la zone du joint et l'augmentation de la productivité du travail résultant de ces facteurs.

Comme il ne reste qu'un petit joint horizontal visible, cette méthode d'assemblage permet d'obtenir un bon effet esthétique du poteau ainsi réalisé.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV b 5

Montagegenauigkeit beim Bauen mit Stahlbetonelementen

Accuracy in Erecting Precast Reinforced Concrete Units

Précision du montage d'éléments en béton armé

E. LEWICKI
Prof., Dresden

1. Einleitung

Im Montagebau spielt nicht nur die Maßgenauigkeit der vorgefertigten Elemente eine Rolle, sondern in hohem Maße auch die Genauigkeit der Montage. Hiermit hat man sich wissenschaftlich noch kaum beschäftigt.

Folgende Genauigkeits-Komponenten sind zu beachten:

1. Achslage
2. Höhenlage
3. Flucht
4. Vertikallage
5. Horizontallage

Durch ungenaue Montage entstehen Bauwerkfehler, die sich besonders bei Industriebauten mit später zu montierender maschineller Ausrüstung sehr unangenehm auswirken können, zum Beispiel falsche Abstände von Kranbahnbalken. Es kann auch Gefahr für die Sicherheit und Standfestigkeit des Tragwerks entstehen, wenn zum Beispiel Auflager zu klein werden oder konstruktive Verbindungen der Elemente untereinander nicht ordnungsgemäß zusammenpassen.

2. Montagegenauigkeiten

Hier seien einige Beispiele ungenauer Montage aufgeführt:

Die Höhenlage der Stützenaufstandfläche in 144 Hülsenfundamenten eines Industriebaues war bei 10% richtig, bei 50% zu hoch, bei 40% zu niedrig. Von den Ungenauigkeiten betrugen 7% mehr als 30 mm.

Fig. 1: Bauwerkfront eines Industrie-Stockwerkbaues mit eingetragener Verschiebung der Stützenköpfe gegenüber der Lotrechten in Richtung der Front. Hier stehen nur 3% der Stützen richtig, 50% sind nach der einen, 47% nach der anderen Seite geneigt. 13% der Ungenauigkeiten betragen mehr als 30 mm.

Fig. 2: Dieselbe Bauwerkfront mit eingetragener Verschiebung der Stützenköpfe senkrecht zur Front. Hier stehen 5% der Stützen richtig, 62% sind

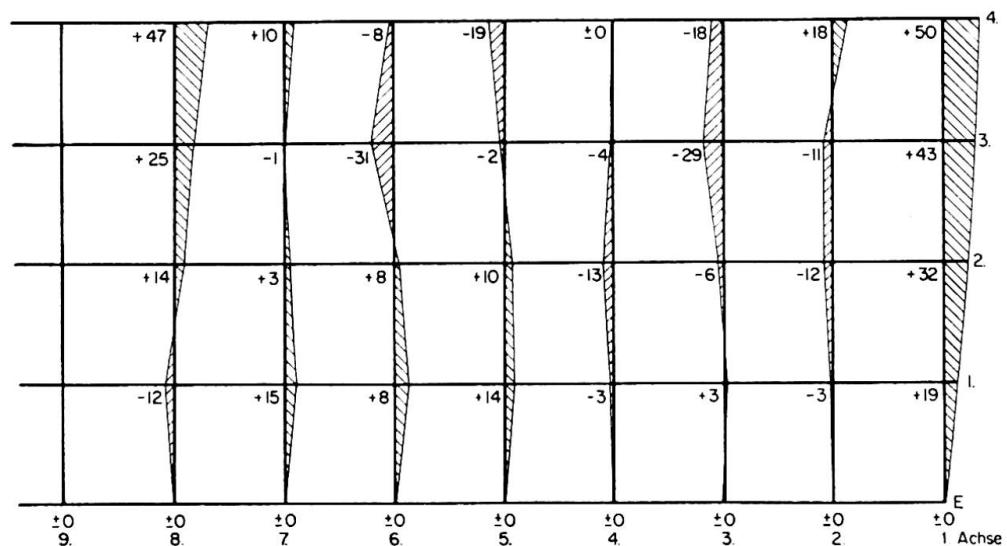


Fig. 1. Verschiebung der Stützenköpfe eines Industrie-Skelettbaues in Richtung der Bauwerkfront [1].

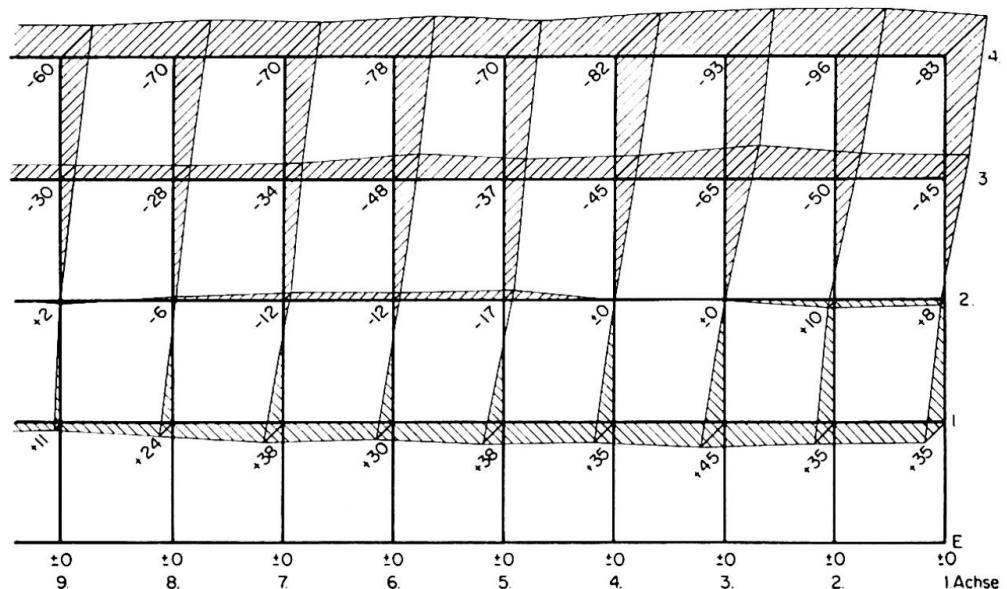


Fig. 2. Verschiebung der Stützenköpfe senkrecht zur Bauwerkfront [1].

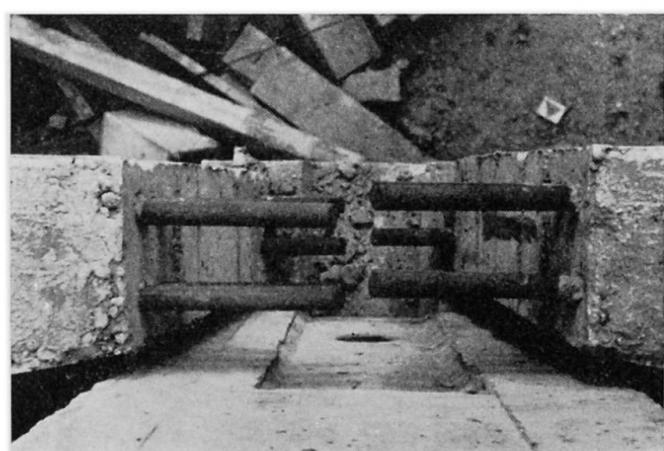


Fig. 3. Draufsicht auf einen Kranbahnbalkenstoß [2].

nach hinten, 33% nach vorn geneigt. Die Köpfe der obersten Stützen hängen 60 bis 96 mm über. 70% der Ungenauigkeiten betragen mehr als 30 mm.

Fig. 3: Draufsicht auf einen Kranbahnbalken-Stoß auf einer Stützenkonsole. Die Ungenauigkeit der Lage der herausstehenden Bewehrungsstab-Enden beträgt etwa einen Stabdurchmesser, so daß das Verschweißen der selben nur schwierig durchzuführen ist.

3. Grundlagen für genaue und reibungslose Montage

3.1. Kontrolle der Maßhaltigkeit der vorgefertigten Elemente

Eine entscheidende Grundlage für genaue Montage ist die Maßhaltigkeit der Elemente. Je besser dieselbe, um so rascher, reibungsloser und wirtschaftlicher der Montageablauf. Deswegen sind alle Elemente vor Einbau nachzumessen und schlechte Stücke auszuschließen.

Geringere Maßabweichungen in Dicke und Länge sowie Fehler in der Länge und Lage von Anschlußstäben für Schweißstöße sind vor der Montage rechtzeitig auszugleichen.

Zweckmäßig ist es, die Elemente mit Längen-Abmaßen von minus 2 bis 3 cm vorzufertigen.

Löcher für Dollen müssen mit genügendem Spielraum vorgesehen werden.

3.2. Einmessung und Markierung von Achsen und Höhenpunkten

Eine weitere Grundlage für genaue Montage ist die genaue Einmessung und Markierung der Achsen von Stützen und Wänden sowie der Höhenpunkte auf Fundamenten und Decken. Dies darf nicht mittels primitiver Meßwerkzeuge geschehen, sondern hierzu sind Theodolit, Nivellierinstrument und Stahlbandmaß zu verwenden.

Die genaue Achslage von Stützen in Hülsenfundamenten wird gewährleistet durch zwei auf den Hülsenwänden befestigte Kanthölzer oder Stahlträger oder durch zwei genau eingemessene Anschlüsse aus Beton, ihre Höhenlage durch kleine, genau einnivellierte Aufstandsockel aus Klinkersteinen, Beton- oder Stahlplatten oder durch Ausgleichestrich-Schichten.

4. Die Montage

4.1. Justierung

4.1.1. Stützen. Das Einfachen und Senkrechstellen von Stützen erfolgt am besten mit zwei in beiden Achsen aufgestellten Theodoliten nach einem mittig liegenden Schnurschlag (Kreidestrich) an der Stütze. Das Einrichten nach Stützenkanten ist falsch, da diese häufig nicht einwandfrei gerade sind, es sei denn, daß als Flucht zum Beispiel von Frontstützen die Außenseiten oder von Kranbahnstützen die Innenseiten einzuhalten sind.

Vom genauen Einfluchten und Senkrechtstellen der Stützen ist der gesamte weitere Montageablauf abhängig.

Bei Hülsenfundamenten wird das Justieren — selbst bei hohen und schweren Stützen — auch heute noch gern mit Keilen aus Holz oder Stahl durchgeführt, die an 4 Seiten zwischen Hülsenwand und Stütze eingetrieben werden. Ein neueres Hilfsmittel für diesen Zweck ist die Justierschraube, die für Stützen bis 45 t Masse Anwendung finden darf (Fig. 4). Ein an einem Winkel-eisen angeschweißter dicker Schraubenbolzen mit sehr flachem Gewinde trägt ein zweckmäßig ausgebildetes Mutterstück. Durch gleichmäßiges Nachlassen und Gegenspannen der entsprechenden auf 4 Seiten eingesetzten Justierschrauben erfolgt die Justierung der Stützen.

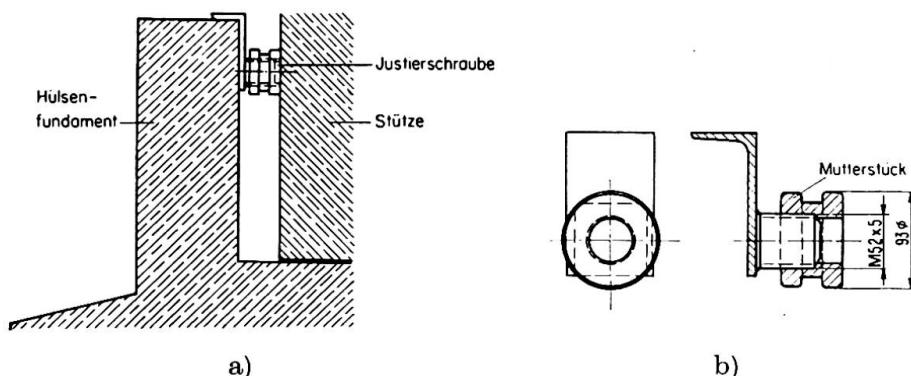


Fig. 4. a) Justieren schwerer Stützen mittels Justierschrauben [3].
b) Detail der Justierschrauben [3].

Ein in der UdSSR entwickeltes Gerät ist die in Fig. 5 gezeigte Lehre aus leichter Stahlkonstruktion. Sie wird durch Klemmschrauben am Hülsenfundament befestigt und umfaßt mit ihrem oberen Teil die Stützenfüße. Die hier befindlichen Justierschrauben dienen zum Ausrichten. Diese Lehre hat eine Masse von 135 kg. Sie hat sich in der Praxis gut bewährt.

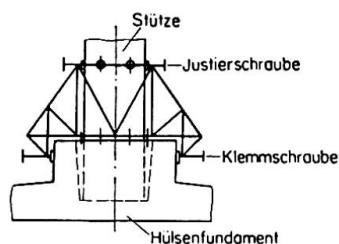


Fig. 5. Stahllehre zum Justieren von Stützen (UdSSR) [4].

Bei Stützen auf Stockwerkdecken sind andere Justiereinrichtungen im Gebrauch.

Die älteste und einfachste Art ist die Abstrebung nach 4 Seiten durch Holzstreben, die unter einem im oberen Säulenteil festgebolzten oder festgekeilten Kantholzrahmen angreifen, auf der Decke durch Stahlbügel oder in Aussparungen gehalten und durch Keile ausgerichtet werden.

Auch Zuganker aus Stahlstäben \varnothing 16 mm sind in Anwendung, die unter Einschaltung von Spannschlössern zur Justierung der Stützen herangezogen werden.

Neuerdings hat der VEB BMK Chemie, Halle/Saale, eine Verstrebung aus Stahlrohren entwickelt, die zug- und drucksicher ist und bei der die Justierung der Stütze ebenfalls mittels Spannschlössern erfolgt (Fig. 6). Sie sind besonders geeignet für Randstützen, bei denen an der Außenseite keine Druckstreben angebracht werden können.

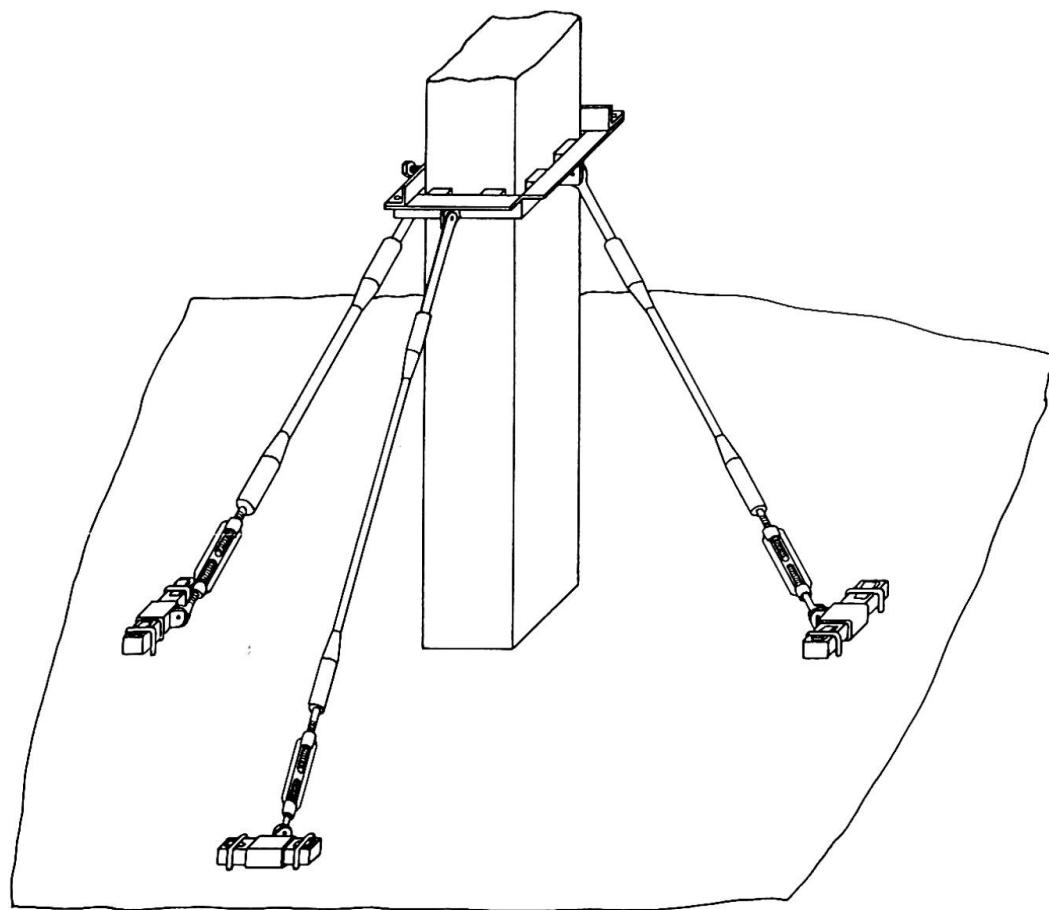


Fig. 6. Abstreben mittels zug- und drucksicherer Stahlrohr-Streben, Justieren durch Spannschlösser [5].

Auf Baustellen großer Skelettbauten in der UdSSR sind zweckmäßige Geräte zur schnellen und genauen Montage von Stützen in Gebrauch, sogenannte «Konduktoren», fahrbare Stahlfachwerk-Konstruktionen, die auf der bereits montierten Decke verschoben werden und als Lehren und Justiereinrichtung für die Montage vorgefertigter, durch zwei Stockwerke reichender Stützen dienen (Fig. 7). Der Konduktor trägt zu diesem Zweck 4 bis 6×2 schellenartige Festhaltevorrichtungen mit Justierschrauben, durch welche die Stützen gefaßt und ausgerichtet werden.

4.1.2. Dachbinder sind auf die vorher in ihrer Höhe genau ausgerichteten Stützenköpfe aufzulagern, wo sie genau nach der Achse justiert werden müssen. Zu diesem Zwecke verwendet der VEB Montagebau Berlin zwei gabelartig seitlich an den Stützenkopf angeschraubte senkrechte U-Eisen (Fig. 8), zwischen denen die Auflager der Binder mittels Keilen ausgerichtet werden.

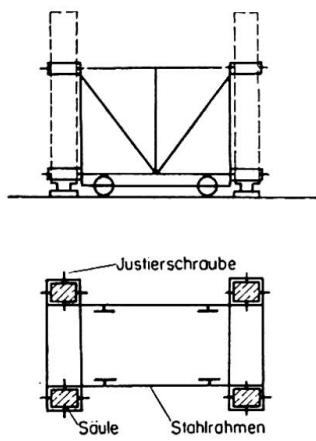


Fig. 7. Fahrbarer Konduktor zum Justieren und Halten von 4 Stützen (UdSSR).!

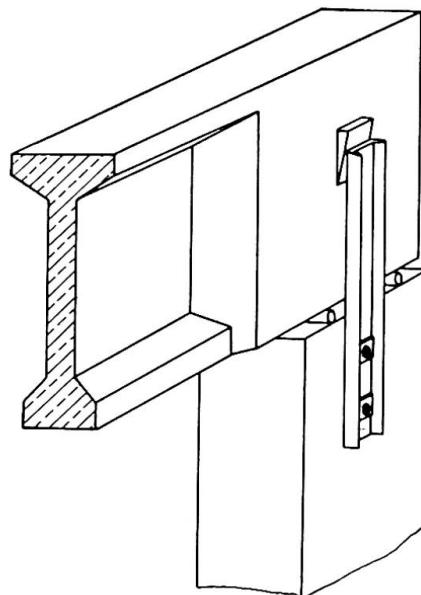


Fig. 8. Justieren eines Dachbinders auf einem Stützenkopf [6].

4.1.3. Großflächige, horizontale Elemente. Bei großflächigen horizontal zu verlegendenden Elementen, wie zum Beispiel langen Tonnendachschalen, ist besonders auf winkelrechte, zueinander parallele Verlegung der Teile zu achten, da

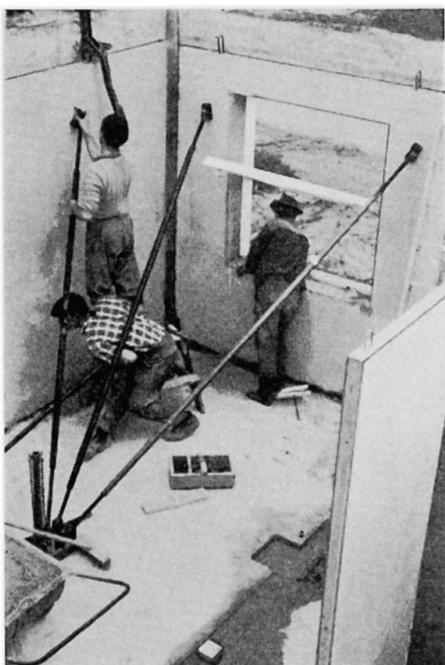


Fig. 9. Justiereinrichtung für Wandplatten auf einer Wohnungs-Baustelle in Hamburg [7].

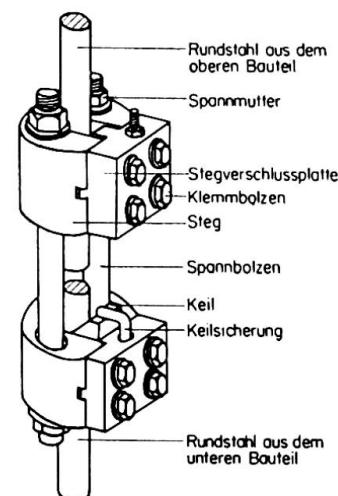


Fig. 10. Montagehalterung nach O. PLATZER (Berlin) (Pat. ang.) [8].

sonst keilförmige Fugen entstehen, durch welche die Gesamtlänge des Daches wächst und die einzelnen Elemente oft nicht mehr die erforderliche Auflagerfläche auf Stützenköpfen oder -konsolen finden.

4.1.4. Wandplatten. Auf Fig. 9 sieht man eine Justiereinrichtung für Wandplatten, die auf großen Wohnungsbauten in Hamburg eingesetzt wurde. Die Streben sind unten an vorbereiteten Punkten der fertiggestellten Decke, am oberen Ende an den Wandplatten befestigt und können durch ihre Schraubeinrichtung zur Justierung herangezogen werden.

4.2. Die Halterung der montierten und justierten Elemente

Nach der genauen Justierung der montierten Elemente muß dafür gesorgt werden, daß sie auch nach dem Herausnehmen aus dem Kranzug in der justierten Lage verbleiben, selbst wenn die konstruktive Kraftschlüssigkeit noch nicht hergestellt worden ist.

Die unter 4.1 beschriebenen Justiereinrichtungen erfüllen die Aufgabe der provisorischen Halterung mit.

Auf Fig. 10 wird eine Vorrichtung für die Halterung schwerer Stützenteile gezeigt, welche mit bereits montierten unteren Stützenteilen durch Verschweißen herausstehender Stahlstäbe verbunden werden sollen. Es ist die kraftschlüssige Montagehalterung von Otto Platzer, Berlin (Pat. ang.). An zwei genau abgelängten gegenüberliegenden Bewehrungsstab-Enden werden jeweils mit 4 Klemmbolzen Stege angeklemmt und verkeilt und dann durch je zwei Spannbolzen mittels Muttern zusammengespannt, wodurch die Verbindung kraftschlüssig wird. Diese Halterung ermöglicht zusammen mit den in 4.1.1 erwähnten Justierschrauben auch die Justierung des oberen Stützenteils.

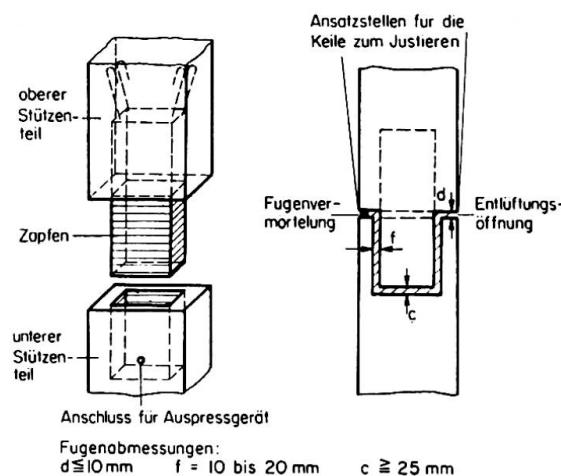


Fig. 11. Der biegesteife Zapfenstoß, entwickelt vom VEB Industriebau Brandenburg [9].

4.3. Neue konstruktive Entwicklung zur Ermöglichung einer einfachen Justierung und zum Erhalt einer schnellen Kraftschlüssigkeit von Stützen-Verbindungen

Beim biegesteifen Zapfenstoß des VEB Industriebau Brandenburg (Fig. 11) ist im unteren Stützenteil eine Hülse ausgebildet, im oberen ein vorgefertigter Zapfen einbetoniert. Die Fuge f zwischen beiden ist 10 bis 20 mm breit und gerippt.

Nach Einsetzen des oberen Stützenteils erfolgt die Justierung mittels 4 Flachkeilen in der horizontalen Stoßfuge. Die äußere Stoßfuge wird durch Verstreichen mit Mörtel abgedichtet, und nun kann das Verpressen der Verbindung mit Zementmörtel erfolgen. Zu diesem Zwecke ist dicht über dem Hülsenboden ein Einpreßrohr und in der Stoßfuge eine Entlüftungsöffnung vorgesehen.

5. Schluß

Vorstehende Ausführungen sollen die außerordentliche, bisher viel zu wenig beachtete Wichtigkeit der Montagegenauigkeit unterstreichen und die hierfür zu schaffenden Grundlagen und zweckmäßigen Vorrichtungen zeigen. Eine genaue Montage wird zur Herabsetzung der Baukosten und zur Erhöhung der Arbeitsproduktivität beitragen.

Literurnachweis und Bildquellen

1. Maßaufnahmen durch das Institut des Verfassers.
2. WERNER THIELE: Kritische Betrachtung des Horizontalstoßes von Fertigteilen. Bauplanung — Bautechnik, Berlin 15 (1961), 5, S. 214—216.
3. TGL 118—0294.
4. Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau. Schlußbericht des II. Internationalen Kongresses 1957 an der Technischen Hochschule Dresden. VEB Verlag Technik Berlin 1958, S. 490. Beitrag SOLOTNITZKI (Moskau).
5. Entwicklung VEB Bau- und Montagekombinat Chemie, Halle/Saale.
6. Ausführung VEB Montagebau Berlin.
7. Aufnahme des Verfassers.
8. OTTO PLATZER: Stoßverbindung von Stahlbetonfertigteilen mit Hilfe von kraftschlüssigen Montagehalterungen. Nicht veröffentlicht.
9. Zulassung Nr. 149 des Ministeriums für Bauwesen der DDR (Staatliche Bauaufsicht) vom 22. 1. 1962.

Zusammenfassung

Die wissenschaftliche Untersuchung der Montagegenauigkeit beim Bauen mit Stahlbeton-Elementen ist eine sehr wichtige, bis jetzt viel zu wenig be-

achtete Aufgabe. Einige Beispiele von Montagegenauigkeiten werden vorgeführt und die Grundlagen für eine genaue Montage erörtert:

Für Teilprobleme der Montage — Justierung, Halterung, kraftschlüssige Verbindungen — werden charakteristische Lösungen gezeigt. Die Steigerung der Montagegenauigkeit wird stark zur Senkung der Baukosten beitragen.

Summary

Research on accuracy in erecting precast reinforced concrete units is a very important topic which up to now has not received the necessary attention.

Some examples of inaccuracy are given and bases for accurate erection discussed.

Characteristic solutions of partial problems, e. g. alignment, temporary supports, connections for rapidly transmitting forces, are outlined.

Increased accuracy will contribute considerably to the reduction of construction costs.

Résumé

L'étude scientifique de la précision du montage d'éléments préfabriqués en béton armé est un problème très important mais, jusqu'à présent, pas encore suffisamment traité. Quelques exemples d'inexactitudes du montage ainsi que les bases pour un montage exact sont présentés.

Les solutions caractéristiques de problèmes particuliers sont données, p. ex.: alignement, appuis passagers, moyens d'assemblage permettant de transmettre immédiatement les efforts. Une précision plus grande du montage aura pour effet de réduire fortement le coût de l'ouvrage.

Leere Seite
Blank page
Page vide