

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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** VIb. New developments

#### **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:** 22.02.2026

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

## VI b 1

### **Neuere vorgefertigte und vorgespannte Betonkonstruktionen in Ungarn**

**Novas estruturas prefabricadas e preesforçadas na Hungria**

**Nouveaux ouvrages préfabriqués et précontraints en Hongrie**

**New prefabricated and prestressed structures in Hungary**

PÁL VAJDA  
Budapest

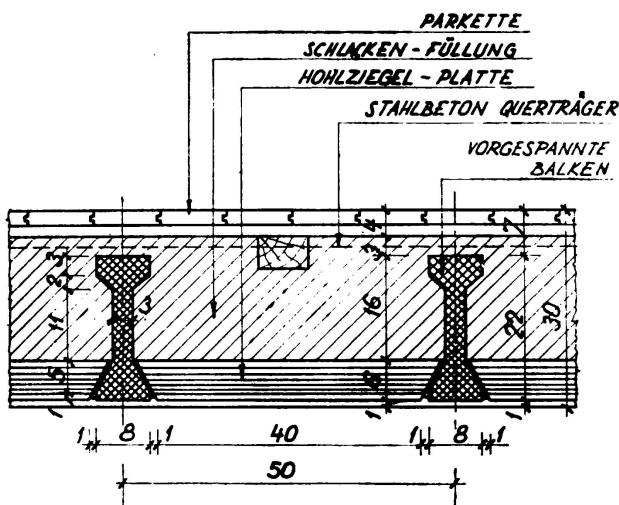
In der Anwendung der vorgefertigten und vorgespannten Konstruktionen ist in Ungarn in den letzten Jahren ein Fortschritt zu verzeichnen, besonders bei den Decken und Wandkonstruktionen von Wohngebäuden, sowie bei den Hauptträgern von Hallenbauten. Von diesen sollen einige ausgeführte oder versuchsweise erprobte Konstruktionen — die durch den Verfasser und seine Mitarbeiter ausgearbeitet wurden — im Folgenden bekanntgegeben werden.

#### ***Vorgespannte Stahlbetonrippendecke***

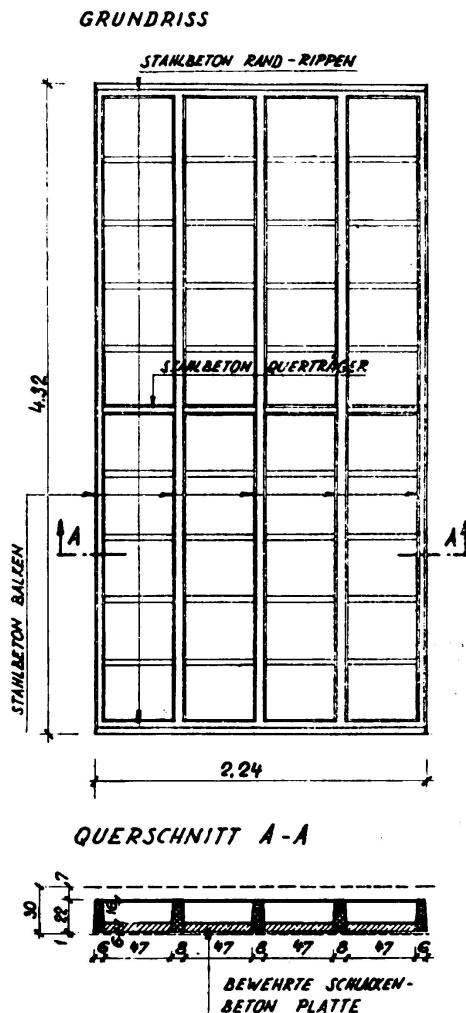
Die Decke besteht aus folgenden Teilen (Bild 1). Die Hauptrippen sind vorgespannte Balken mit I-Querschnitt, aus Beton B 500, mit gewellter und vorgespannter Bewehrung aus St 150, ø 5 mm. Die schief abgeschnittene poröse und unbewehrte Ziegelplatte schliesst sich mittels Zementausgusses zu der unteren Gurtplatte des Balkens. Zur Sicherung der Zusammenarbeit der Hauptrippen dienen die monolithisch ausgebildeten Stahlbetonquerträger. Die Konstruktionshöhe der Decke ist 30 cm mit einem Gesamtgewicht von 350 kg/m<sup>2</sup>. Das Tragvermögen der Ziegelplatte betrug nach den durchgeföhrten Probefbelastungen über 3000 kg/cm<sup>2</sup>, somit kann die Decke durch leichte Wände überall belastet werden. Das Gewicht der Balken ist 25 kg/lfm und ihr Versetzen kann mit mässiger Mechanisierung durchgeführt werden. Der Bau der Decke erfordert weder ein Gerüst, noch irgendwelche Schalung. Der Materialbedarf ist bei einer Spannweite von 5,0 m: Beton 3 cm/m<sup>2</sup>, Stahl 2 kg/m<sup>2</sup>. Das sichert eine bedeutende Ersparnis bezüglich Material, Arbeitsaufwand und Kosten.

### ***Stahlbeton-Deckenpanele***

Bei vollmechanisierten Wohnhausbauten ermöglicht die Verwendung von Deckenpanelen mit grösseren Ausmassen die Verminderung der Baustellenarbeit. Der auf Bild 2 und 3 gezeigte Versuchs-Deckenpanel besteht aus Hauptrippen mit Viereckquerschnitt, aus 2 Randrippen und aus einem Querträger, unten mit 6 cm starken, bewehrten Schlackenbetonplatten. Die Rippen sind aus Beton B 300 mit Bewehrung St 75



**BILD 1.** Vorgespannte Stahlbetonrippe-decke



**BILD 2.** Stahlbeton Deckenpanel

hergestellt. Das Gewicht eines Panels ist rund 1,5 Tonne und der Transport kann mit Lastkraftwagen, das Versetzen mit einem Turmdrehkran durchgeführt werden.

### ***Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton***

Das Bild 4 zeigt den Grundriss und Querschnitt einer Wohnung in einem dreistöckigen Wohngebäude. Sowohl die Quer-, wie auch die Längswände sind aus stockwerkshohen, vorgefertigten, unbewehrten,

vollen Wandplatten aus Schlackenbeton hergestellt. Die Deckenpanele sind dieselben, wie die im vorigen Abschnitt beschriebene. Der Zuschlagstoff des Schlackenbetons ist gesiebte, rote Schlacke, als Bindemittel

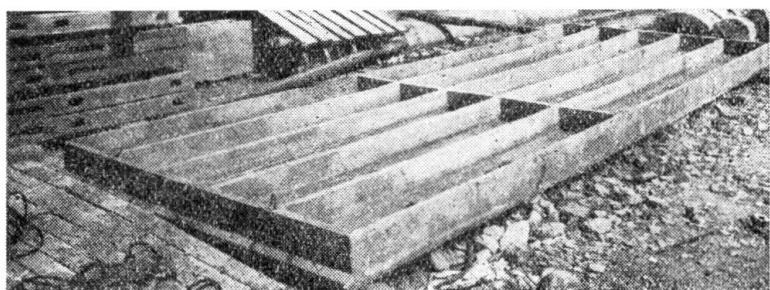


BILD 3. Versuchsstück eines Deckenpanels

wird pro  $m^3$  90 kg Kalkhydrat und 120 kg Portlandzement verwendet. Das Raumgewicht des Schlackenbetons ist  $1600 \text{ kg/m}^3$ , seine Würffelfestigkeit  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Tragfähigkeit der 3 m hohen Wandplatten bei zentrischer Belastung entspricht — wie es Laboratoriums-Versuche beweisen — einer Wandfestigkeit von  $80 \text{ kg/cm}^2$ . Nach den durchgeführten Rechnungen ist die Wandplatte auch in den untersten Etagen eines 8 stöckigen Gebäudes als Tragwand anwendbar.

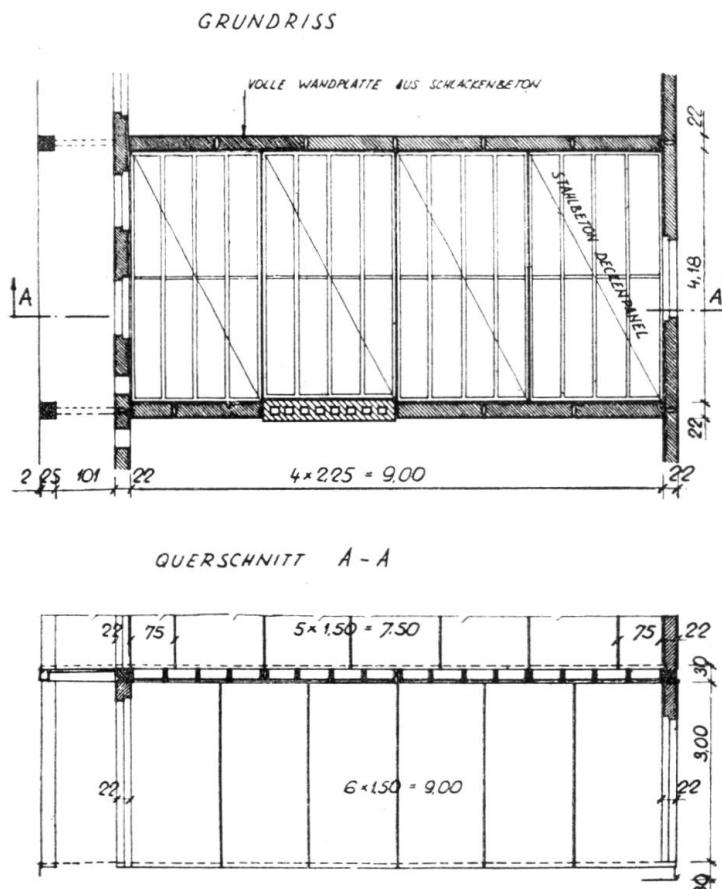


BILD 4. Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton

#### Wohngebäude mit Wandpanelen

Bei einem anderen Wohngebäude mit ähnlichem Grundriss, sind vorgefertigte Wandpanelen mit Stahlbetonrippen angewendet worden (Bild 5). Der Zwischenraum der Stahlbeton Rand- und Querrippen

ist mit einem Leichtbeton — (Schaumsilikat) — Füllkörper von  $700 \text{ kg/m}^3$  Raumgewicht ausgefüllt. Die Montage erfolgte mit Turmdrehkran. Das genaue Einstellen der Wandpanelen wurde mit Stahlrohren, die mit Schraubenmuttern ausgestattet sind, durchgeführt (Bild 6).

**Zweischiffige Halle mit vorgefertigten Rahmen**

Auf dem Bild 7 ist der Querschnitt der zweischiffigen Halle eines Aluminium-Betriebes ersichtlich. Die Hauptträger sind unten eingespannte zweifeldrige Rahmen mit 20 m Spannweite, mit Vierendeel-Säulen und mit I-Querschnitt Riegel. Der Rahmen wird liegend in zwei Teilen

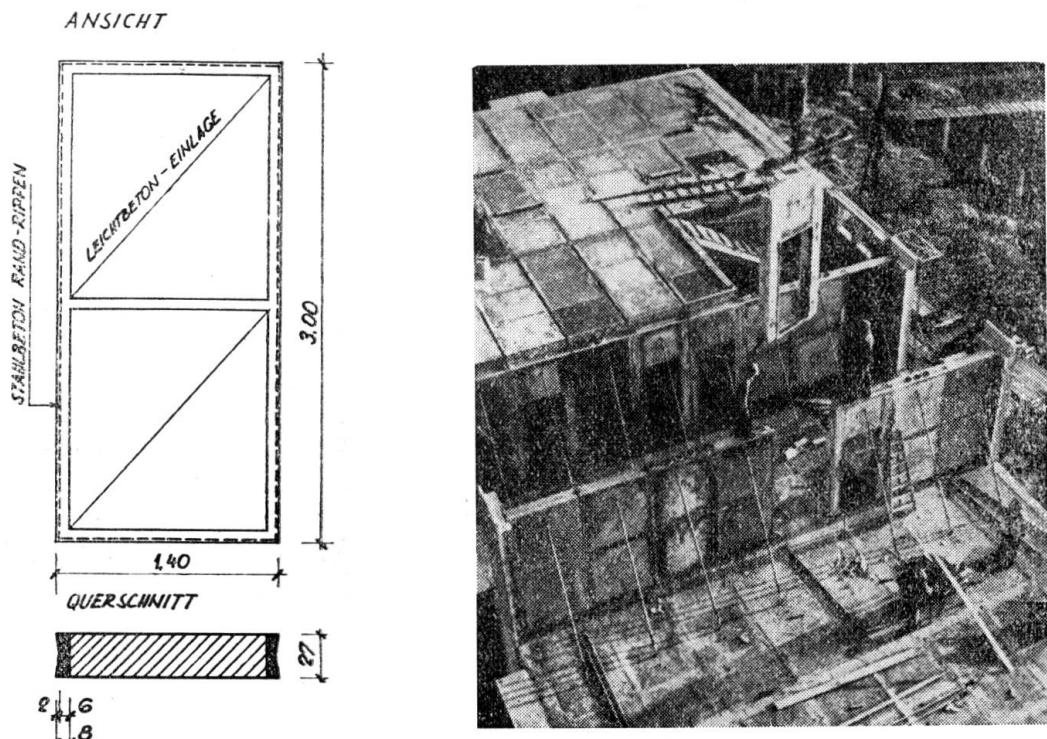


BILD 5. Wandpanel mit Stahlbetonrippen

BILD 6. Montage von Panele

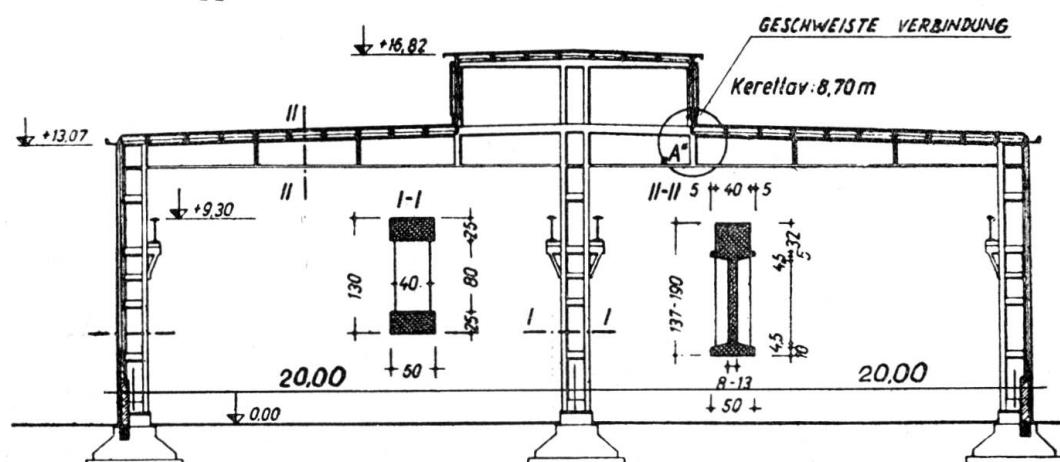


BILD 7. Querschnitt einer zweischiffigen Halle

vorgefertigt und zwar ein zweistieliger Rahmen mit einseitiger Konsole und ein L förmiges Element. Beide Teile sind im minimalen Momenten-Punkt verbunden. An dem Bild 8 ist das Heben des 40 ton. schweren

zweistieligen Rahmenteiles durch einen Spezial-Hebekran zu sehen. Um Überanstrengungen des Riegels beim Heben vorzubeugen, wurde er an 5 Stellen aufgehängt. Das Vorfertigen der Rahmen mit Vierendeel-Säulen ist einfacher, der Materialbedarf geringer und die ästhetische Wirkung günstiger, als bei Säulen mit I Profil. Die Herstellung des zweifeldrigen Rahmens in zwei Teilen bedarf bei den Rahmenbalken nur einer Verbindung.

*Einschiffige Halle mit vorgefertigten Bogenträgern*

Das Bild 9 führt uns den Querschnitt einer einschiffigen Halle einer Lokomotiv-Werkstatt vor. Die Bestandteile der in einem Abstande von 8 m verlegten Binder sind vorgefertigte, unten eingespannte Säulen mit I-Profil und der Zweigelenk-Bogen mit Zugband aus Spannbeton. Die 34 m langen Bogenträger werden in waagrechter Lage in einem Stück mit dem Zugband vorgefertigt. Die Bogen haben einen  $\perp$  Querschnitt, an deren unteren Flanschen die vorgefertigten Dachpaneele aufliegen. Das Aufrichten und Aufheben der Bogenträger von 25 t Gewicht geschieht durch zwei Stahl-Hebeböcke, mit Zweipunktfassung.

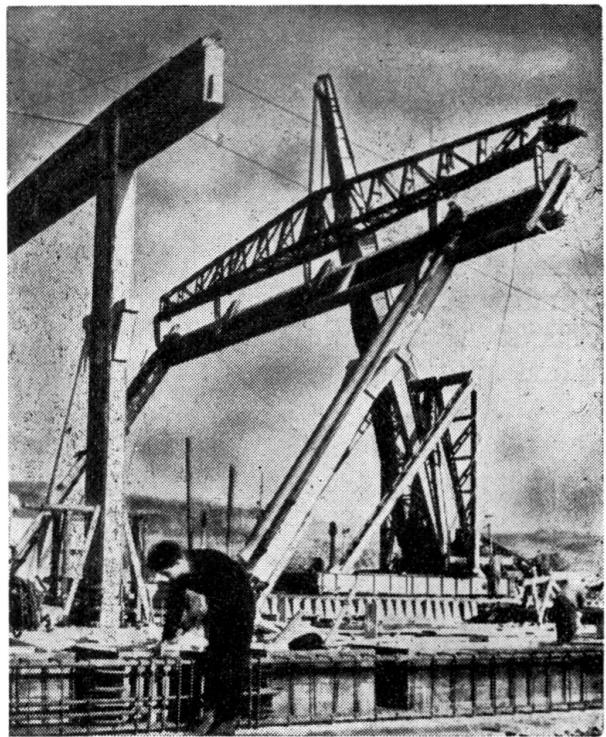


BILD 8. Montage des zweistieligen Rahmens

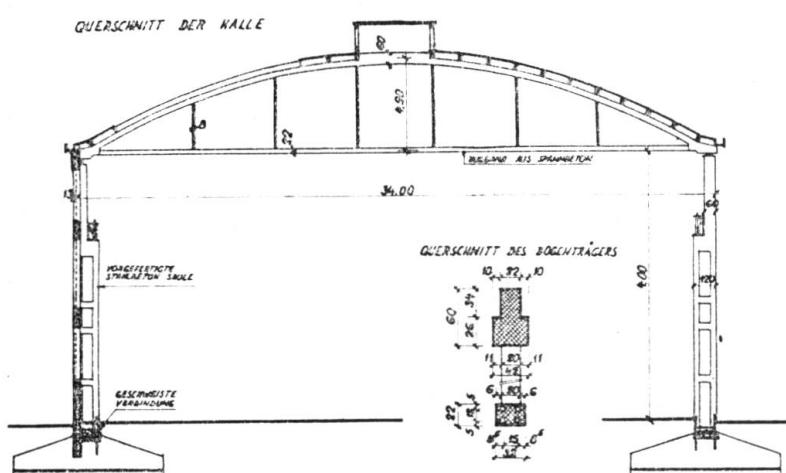


BILD 9.

Querschnitt einer einschiffigen Halle

Im Zugband von viereckigem Querschnitt sind vier Spannkabel untergebracht mit je 18 Stück Stahldrähte von  $\varnothing$  5 mm. Die Vorteile der geplanten Hauptträger sind die folgenden: das gespannte Zugband

sichert dessen vollkommene Rissfreiheit und minimalste Dehnung. Das Vorfertigen des Bogenträgers in einem Stücke ist günstiger als diejenige Lösung, bei der 2 Halbbögen mit drei Gelenken und Zugbänd ausgestaltet werden, weil weder ein provisorisches Gerüst, noch nachträgliche Verbindungen benötigt werden. Der Materialbedarf des Bogenträgers ist günstig: Beton 3,5 cm, Stahl 7,5 kg/m<sup>2</sup>.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser und seine Mitarbeiter haben zum Zwecke einer entsprechenden Ausgestaltung der Decken- und Wandkonstruktionen und Hallen-Binder eingehende Studien angestellt. — Auf Grund der durchgeföhrten Vergleichsberechnungen, Laboratoriumsversuchen und Bauerfahrungen haben sich folgende Konstruktionen als die wirtschaftlichsten erwiesen:

- a) Für Wohnungstrenndecken: Stahlbetonrippendecken mit in 50 cm Entfernung verlegten vorgespannten I Profilbalken mit unbewehrten Hohlziegelplatten und Stahlbetonquerträgern aus Ortsbeton.
- b) Für Tragwände von Wohnhäusern: vorgefertigte, stockwerkshohe, volle Wandplatten aus B 100 Schlackenbeton.
- c) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 15-20 m: liegend vorgefertigte Stahlbetonrahmen mit I-Riegeln und Vierendeel-Stielen.
- d) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 25-35 m: liegend vorgefertigte Stahlbeton-Bogenträger mit Zugband aus Spannbeton.

#### R E S U M O

O autor e os seus colaboradores apresentam um estudo pormenorizado do desenvolvimento conjunto da construção de lages e paredes, bem como de vigas de grande vão. Baseando-se nos cálculos comparativos, nos ensaios de laboratório e nos resultados práticos obtidos, propõem as seguintes estruturas como sendo as mais económicas:

- a) Para divisórias de casas de habitação: lages nervuradas de betão armado com vigas preeforçadas em I afastadas de 50 cm, placas de enchimento ócas não armadas e nervuras transversais de betão armado vasado no local.
- b) Para vigas-paredes de casas de habitação: pilares prefabricados e placas de enchimento maciças de betão de jorra B 100.
- c) Para o vigamento principal de edifícios com vãos de 15 a 20 m: pórticos de betão prefabricados com perfis I e tirantes Vierendeel.
- d) Para o vigamento principal de edifícios com vãos de 25 a 35 m: vigas em arco de betão armado, prefabricadas com tirantes de betão preeforçado.

## RÉSUMÉ

L'auteur et ses collaborateurs présentent une étude détaillée du développement d'ensemble de la construction de dalles et de parois ainsi que de poutres de halles. En se fondant sur les calculs comparatifs, les essais en laboratoire et les résultats pratiques obtenus, ils proposent les ouvrages suivants comme étant les plus économiques :

- a) Pour les cloisons de maisons d'habitation: dalles nervurées en béton armé avec poutres I en béton précontraint, espacées de 50 cm, dalles de remplissage creuses, non-armées, et poutres transversales en béton armé coulé sur place.
- b) Pour les parois portantes de maisons d'habitation: piliers préfabriquée et dalles de remplissage massives en béton de cendre B 100.
- c) Pour les poutres principales de halles de 15 à 20 m de portée: portiques en béton, préfabriqués, à section en I et tirants Vierendeel.
- d) Pour les poutres principales de halles de 25 à 35 m de portée: poutres en arc en béton armé, préfabriquées, avec tirants en béton précontraint.

## SUMMARY

The author and his collaborators report a detailed survey of the joint development of slab and wall construction as well as hall-beams. Based upon the comparative analysis, laboratory research and practical results, they propose the following elements as being the most economical:

- a) For slabs in buildings: reinforced concrete ribbed slabs incorporating I shaped prestressed beams 50 cm apart, hollow, non-reinforced filling-slabs and transverse, reinforced concrete, site-poured beams.
- b) For loadbearing walls in buildings: prefabricated columns and solid, B 100 slag-concrete, filling slabs.
- c) For 15 to 20 m. span hall main beams: prefabricated concrete portals, with I shaped beams and Vierendeel tie rods.
- d) For 25 to 35 m. span hall main beams: prefabricated reinforced concrete arched beams with prestressed concrete tie rods.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## VI b 2

### Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau Weiterentwicklung und Erfahrungen

### Betão preesforçado e montagens por andaimes móveis sistema Dywidag – Progressos e experiência

### Béton précontraint et montages par échafaudages mobiles système Dywidag – Progrès et expérience

### Dywidag prestressed concrete and mobile scaffolding erection system – Progress and experience

ULRICH FINSTERWALDER  
München

Mit meinen Ausführungen schliesse ich an meine Vorträge über «Die Anwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbeton» auf dem 2. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1936 in Berlin und über «Spannbeton und Freivorbau mit Stahl 90» auf dem 4. Kongress der I. V. B. H. 1952 in Cambridge an. Die in diesen Vorträgen entwickelten Gedanken haben zu dem bekannten DYWIDAG-Spannbeton geführt, über dessen weitere Entwicklung im allgemeinen und im Hinblick auf den Freivorbau bei Brücken im besonderen berichtet wird.

Das vom Hüttenwerk Rheinhausen entwickelte naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» mit einheitlichem Stabdurchmesser von 26 mm und aufgerollten Gewindeenden hat sich ausgezeichnet bewährt. Durch besondere Sorgfalt bei der Herstellung des Materials konnte die Mindestfestigkeit auf 10 500 kg/cm<sup>2</sup> gebracht werden. Die Streckgrenze wurde durch ein verhältnismässig geringes Recken von 12% auf 8000 kg/cm<sup>2</sup> erhöht. Die Streckgrenze wurde so eingestellt, dass die in den deutschen Normen DIN 4227 festgelegte Ausnützbarkeit des Stahls mit 55% der Bruchgrenze ( $\sigma_B$ ) bzw. 75% der Streckgrenze ( $\sigma_B$ ) etwa den gleichen Wert ergibt. Die nach der vorgenannten Reckung verbleibende Verformbarkeit des Stahls hat sich in der Praxis als völlig ausreichend erwiesen. Sprödbrüche sind niemals aufgetreten.

Abb. 1 zeigt am Proportionalstab und an einem 19 m langen Stab die Spannungsdehnungslinie von St 60/90 und St 80/105 bis zum Bruch. Die Spannungsdehnungslinie am langen Stab schaltet den Einfluss der Dehnung infolge der Einchnürung aus, so dass die auf die ganze Länge gleichmässige Dehnung verbleibt.

Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt. An Stelle der bisher verwendeten Bundmutter mit Ankerplatte tritt ein kleiner mit Gewinde versehener Sperrkörper mit einer 14 cm im

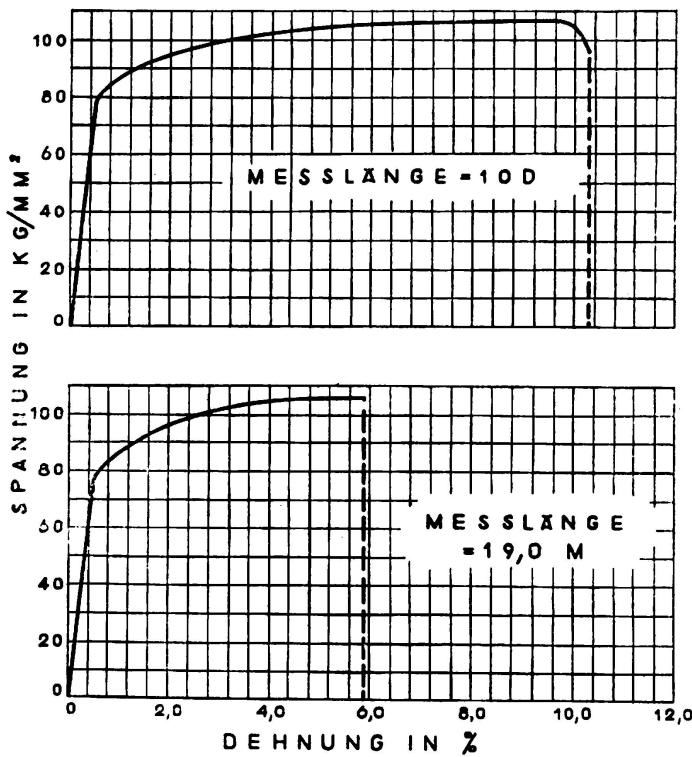
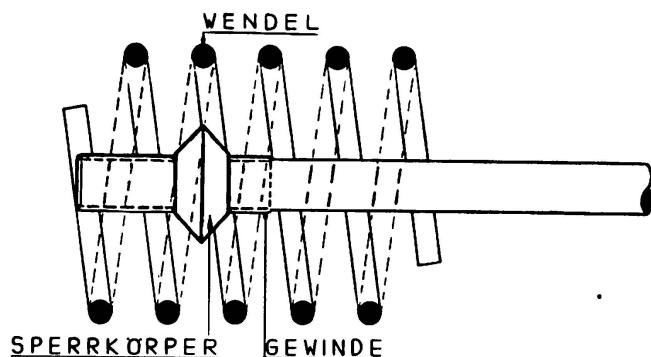


ABB. 1. Spannungsdehnungslinie des angelassenen Stahls am Proportionalstab und am 19,00 m langen Stab

Durchmesser messenden Wendelbewehrung. Der Sperrkörper hat die Form eines auf 60 mm Durchmesser vergrößerten Gewindezahns. Durch die auf ihn kegelförmig wirkende Druckkraft werden die Gewindegänge



gleichmäßig auf diejenigen des Stabs gedrückt. Im Gegensatz zu einer Mutter muss der Sperrkörper keine Ringkräfte aufnehmen. Er kann deshalb einen Längsschnitt erhalten, der die Montage beträchtlich erleichtert (Abb. 2).

Bei der Belastung wird der Beton rund um den Sperrkörper in radialer und tangentialer, also in zwei rechtwinklig zueinander stehenden

Richtungen auf Druck beansprucht. Erfahrungsgemäss ist die Festigkeit des Betons unter einer solchen Beanspruchung besonders hoch. Sie erreicht ein Vielfaches der Würfelfestigkeit, so dass ein solcher Sperrkörper viel kleiner als eine Verankerungsplatte ausgebildet werden kann. Die Wendelbewehrung kann die vom Sperrkörper ausstrahlenden Druck-

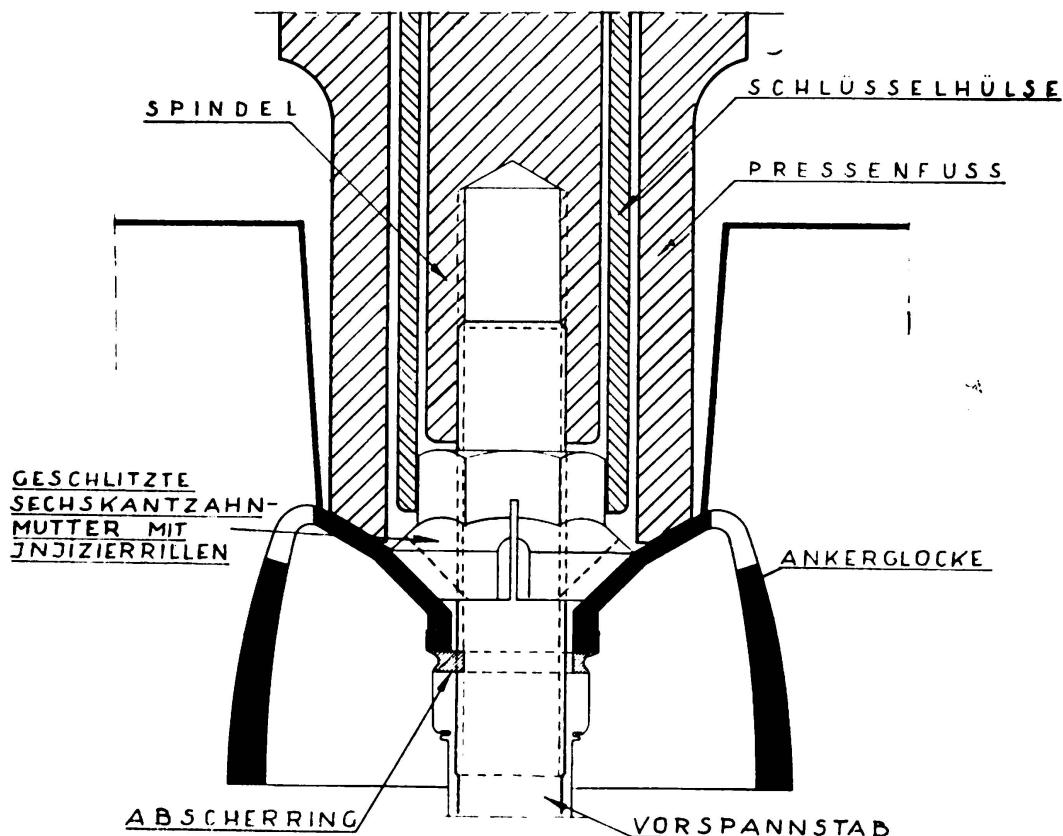


ABB. 3. Betonmutter A (Teller)

kräfte parallel zur Stabachse umlenken. An Stelle der Wendelbewehrung kann auch ein entsprechend geformter tellerförmiger Stahlkörper verwendet werden (Abb. 3).

Diese Verankerung hat im Dauerschwingversuch bei einer unter Spannung  $\sigma_u$  von 55 % der Bruchgrenze die gegenüber einer Mutterverankerung um 40 % erhöhte Schwingungsfestigkeit von  $1100 \text{ kg/cm}^2$  erreicht. Die günstige Einführung der Ankerkraft bewirkt, dass der Beton bis zum Erreichen der Streckgrenze des Spannstabes keine Risse zeigt, so dass die bei Ankerplatten notwendige Querbewehrung entfällt.

Die Spannpresse kann in eine 11 cm breite runde Aussparung im Beton eingeführt und auf die verlängerte Kegelfläche des Sperrkörpers angesetzt werden.

Durch diese Entwicklungen ist die Wirtschaftlichkeit des DYWIDAG-Spannbetons ganz erheblich verbessert worden.

Um eine Kontrolle der in der DIN 4227 niedergelegten Annahmen für die Berechnung zu erhalten, wurde das Schwinden und Kriechen des Betons an einer grösseren Anzahl von Bauwerken beobachtet, worüber

ich in einem Aufsatz in der Zeitschrift «Beton- und Stahlbetonbau» 1955/1 eingehend berichtet habe. Als Messeinrichtung hat sich das Einlegen eines mit einer Zeigervorrichtung versehenen spannungslosen Stabes im Beton bewährt. Die in den deutschen Spannbetonvorschriften DIN 4227 angegebenen Werte für das Schwinden und Kriechen sind in dem bis zu 4 Jahren betragenden Beobachtungszeitraum zu 70-100 % erreicht worden. In Abb. 4 sind die Werte der Gänstorbrücke in Ulm a. d. Donau angegeben. Nach 4 Jahren ist ein Stillstand der plastischen Verkürzung erreicht worden. Sie beträgt bei 96 m Messlänge 26 mm und entspricht

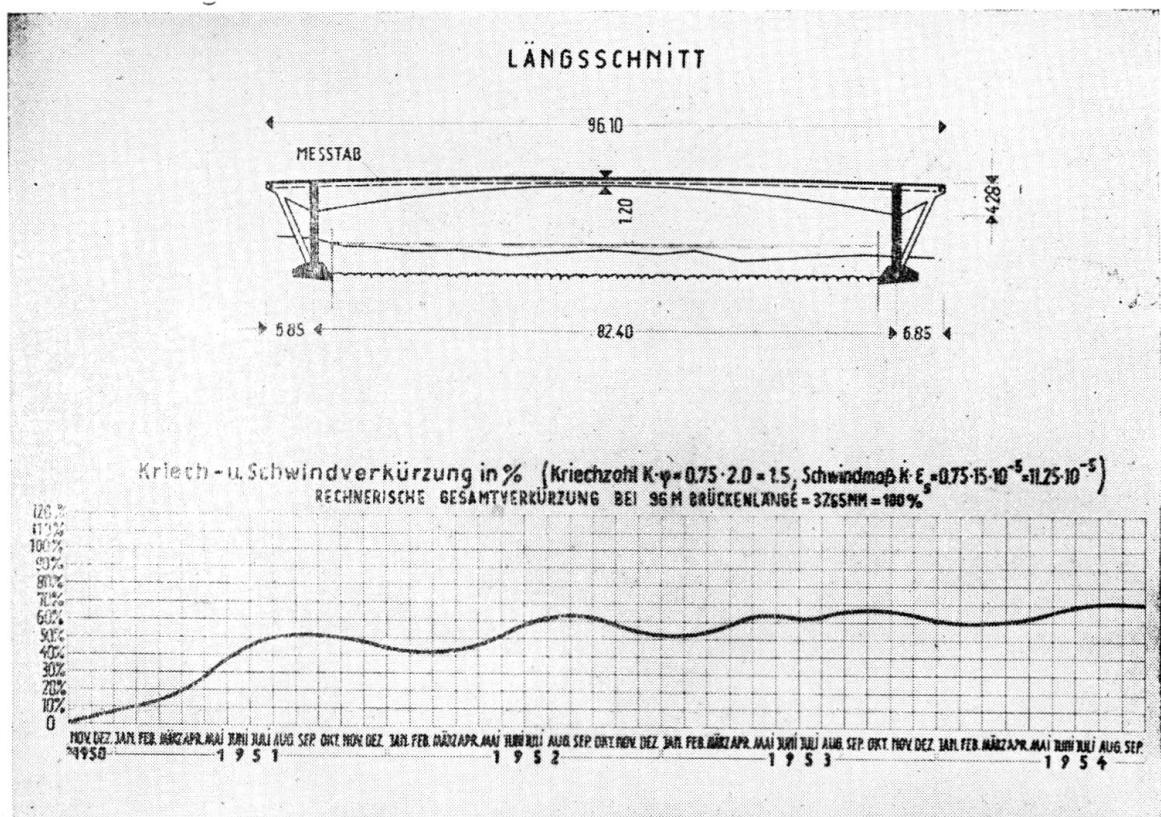


ABB. 4. Gänstorbrücke Ulm — Kriechen und Schwinden

einem Schwindmass von 8° sowie einem Kriechmass von 105 % der elastischen Verkürzung. Da die Resultate der Messungen im allgemeinen sehr gleichmässig sind, ist der Schluss erlaubt, dass bei diesen Bauten eine gleichmässig hohe Betonqualität erreicht wurde. Bei weniger guter Betonqualität dürften die Werte der DIN 4227 keinesfalls zu hoch sein.

Gerechnete und gemessene Formänderungen der Bauwerke haben sowohl während des Baues als auch im Lauf der Jahre eine sehr befriedigende Übereinstimmung gezeigt.

Um die Reserven festzustellen, die in einer Spannbetonkonstruktion enthalten sind, wurde in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart eine 3 m lange und 20 cm dicke mit  $50 \text{ kg/cm}^2$  vorgespannte Platte Betongüte B 450 unter verschiedenen Laststufen dynamisch fortschreitend bis zum Bruch beansprucht. Im Bereich der beschränkten Vorspannung traten Haarrisse

von 0,04 mm Breite auf, die nach Entlastung nicht mehr feststellbar waren. Bei rechnerischen Zugspannungen von  $94 \text{ kg/cm}^2$  arbeitete die Platte bei 5,5 Millionen Lastwechseln voll elastisch, was auf einen einwandfreien Verbund schliessen lässt. Eine Lockerung des Verbunds trat erst bei Haftspannungen von  $19 \text{ kg/cm}^2$  ein. Die in normalen Bauwerken auftretenden Haftspannungen liegen dagegen in der Größenordnung von nur  $3 \text{ kg/cm}^2$ . Die Betondruckzone blieb in Ordnung, bis bei einer rechnungsmässigen Kantenpressung die Dauerfestigkeit mit  $330 \text{ kg/cm}^2$  erreicht wurde. Die Belastung betrug hierbei das 2,6-fache der rechnungsmässig zulässigen. Diese Versuche haben gezeigt, dass der eingesetzte Zementleim einen einwandfreien Verbund zwischen Stahl und Beton herstellt, der für die Sicherheit von grosser Wichtigkeit ist.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass das Anpressen der Umhüllungsrohre mit Zementleim besondere Sorgfalt erfordert. In einzelnen seltenen Fällen

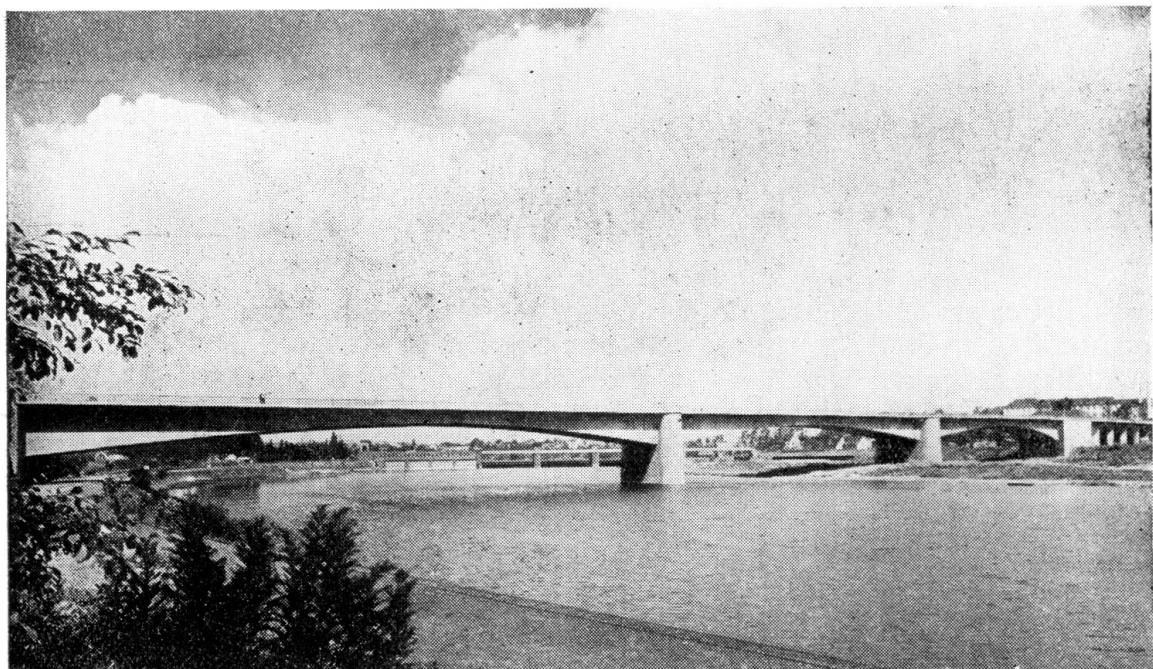


Abb. 5. Fertigbild der Brücke Koblenz

ist nach der Wasserspülung die Injizierung mit Zementleim unterblieben. Durch Eisbildung ergaben sich dann Risse von 0,2 mm Breite, die durch nachträgliches Injizieren repariert wurden.

Die während des letzten Kongresses im Bau befindliche Rheinbrücke in Worms ist im gleichen Jahre fertiggestellt worden. Eine noch grössere Brücke über die Mosel in Koblenz mit Spannweiten von 101 – 114 – 123 m wurde in den Jahren 1952-1953 erbaut. Auch diese Brücke kragt, wie die Wormser Brücke, aus den Pfeilern bezw. den Widerlagern frei aus. Die Länge des grössten Kragarmes beträgt 65,00 m. Dieser wurde in 21 Abschnitten von je 3 m Länge in 11 Wochen vorgebaut. Die Zeit für das Herstellen eines 3 m langen Bauabschnittes betrug einschliesslich der

Erhärtungszeit des Betons nur 3 Tage. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Bauabschnitts an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärtenden Betons durch Kühlung geregelt.

Die Kühlung wurde mit eisgekühltem Wasser vorgenommen, das in isolierten Blechbehältern von je 100 Litern Inhalt gespeichert war. In den Wänden eines 3 m langen Vorbauabschnitts wurden je 8 lotrechte Löcher von 30 mm  $\varnothing$  ausgespart, die unten verschlossen waren und von je 4 Behältern bedient wurden. Das Kühlwasser wurde von oben durch

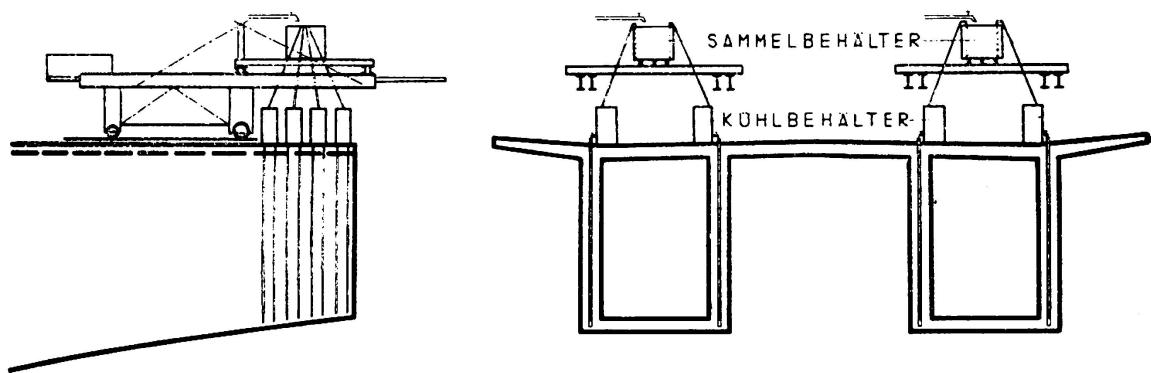


ABB. 6. Kühlen des Betons

Schläuche am unteren Ende des Lochs eingeführt und gelangte im Gegenstrom nach oben, wobei es sich um ca. 10° erwärmt. Die Kosten der Kühlung betragen DM 4,— pro  $m^3$  gekühlten Beton.

Diese Brücke ist ein Ersatz für die 1934 erbaute und im Krieg zerstörte Bogenbrücke, die zu ihrer Zeit die Bogenbrücke mit der grössten Kühnheitszahl war <sup>(1)</sup>. Obwohl Pfeiler und Widerlager dieser Brücke erhalten waren, war es billiger, die neue Spannbetonbrücke zu bauen, deren Konstruktionshöhe statt 12 m nur 7 m beträgt, deren Horizontalorschub aufgehoben ist und deren Widerlager neu gebaut werden mussten. Bei einer Brücke über den Main bei Karlstadt wurde das Verfahren des freien Vorbaues weiter entwickelt. Die Brücke hat 4 Öffnungen zu 40 m. Die erste Öffnung wurde auf Gerüst gebaut. Anschliessend wurde die zweite Öffnung in Abschnitten von 3 m mit einem Hilfspylon einseitig vorgebaut. Die einzelnen Brückenabschnitte wurden mit Rundstäben aus St 90 über den Pylon nach rückwärts in den Träger verankert. Die beim Betonieren auftretenden Durchbiegungen wurden durch Verkürzen der Hängestäbe ausgeglichen. Der vorberechnete Bauvorgang konnte ohne jede Korrektur durchgeführt werden.

Der ursprüngliche Plan, der sich besonderer Umstände halber nicht durchführen liess, sah den abschnittsweisen Vorbau über 160 m von einem Ende der Brücke zum anderen vor.

Ein weiterer neuartiger Freivorbau konnte bei der im Jahre 1954 erbauten Ringbrücke in Ulm durchgeführt werden. Diese dreifeldrige

<sup>(1)</sup> Vgl. Dischinger, «Die zweite feste Strassenbrücke über die Mosel bei Koblenz», erschienen in der Zeitschrift «Die Bautechnik» 1934, Heft 12 ff.

Strassenbrücke von 25 m Breite hat Spannweiten von 31, 72 und 38 m. Über den Mittelpfeilern sind Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken nach dem Muster der Gänstorbrücke in Ulm (2) ausgebildet. Die Brücke wurde — beginnend vom rechten Widerlager bis zur Flussmitte und anschließend nach Herstellung des linken Feldes auf Gerüst vom linken Pfeiler bis zur Mitte — frei vorgebaut. Die beiden Kragarme wurden zusammen-

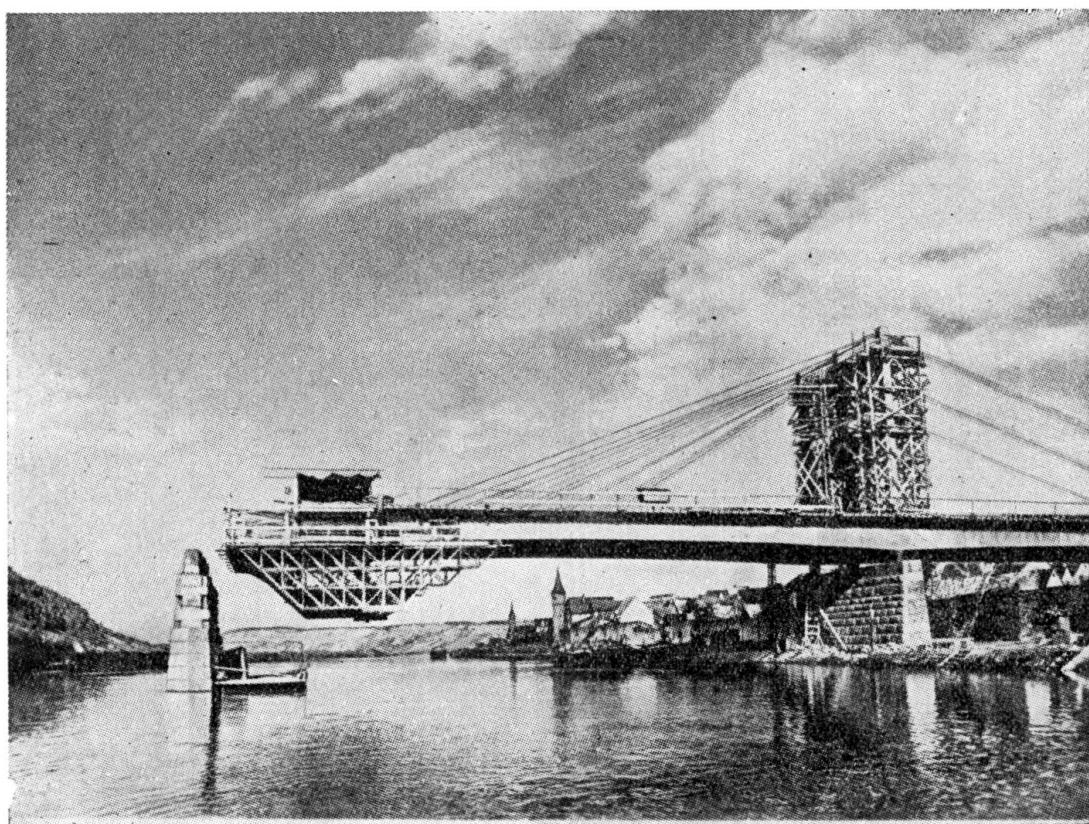


ABB. 7. Mainbrücke Karlstadt

betoniert, so dass im Endzustand ein gelenkloser Rahmen entstand, dessen Stiele im Bauzustand nur senkrechte Kräfte und unter dem Einfluss des Schwindens und Kriechens sowie bei Verkehrslast auch Horizontalschübe auf die Pfeiler abgeben. Die Brückenmitte konnte dadurch sehr schlank gehalten werden.

Im ersten Brückenfeld wurde jeder fertiggestellte 3 m lange Abschnitt mit dicken Holzpfosten unterstützt, die beim Vorbau der Mittelöffnung entfernt wurden. Mit dieser Methode wurde auch über den Pfeiler weggebaut. Die Rahmenstiele wurden erst nach dem Passieren des Vorbauwagens ausgeführt. Insgesamt wurden mit einer Vorbaueinrichtung 30 Abschnitte hintereinander hergestellt, wofür 133 Kalendertage

(2) Vgl. Finsterwalder-König, «Die Donaubrücke beim Gänstor in Ulm», erschienen in der Zeitschrift «Der Bauingenieur», 1951/10.

benötigt wurden. Erschwerend war die Schiefe der Brücke mit  $70^\circ$ . Die gesamte Bauzeit vom Beginn der Fundierung bis zur Inbetriebnahme der fertigen Brücke betrug nur 10 Monate.

Eine weitere bemerkenswerte, jedoch auf Gerüst hergestellte Brücke ist die Nord-Süd-Bahnbrücke am Horremer Tunnel bei Köln. Mit einer grössten Spannweite von 86,80 m und einer Belastung von 19,50 t/m übertrifft sie weit die bis dahin ausgeführten Eisenbahnbrücken aus Spannbeton. Die Hauptbrücke von 144 m Länge ist ein fünffach statisch unbestimmter dreifeldriger Rahmen mit Kastenquerschnitt. Durch genaue

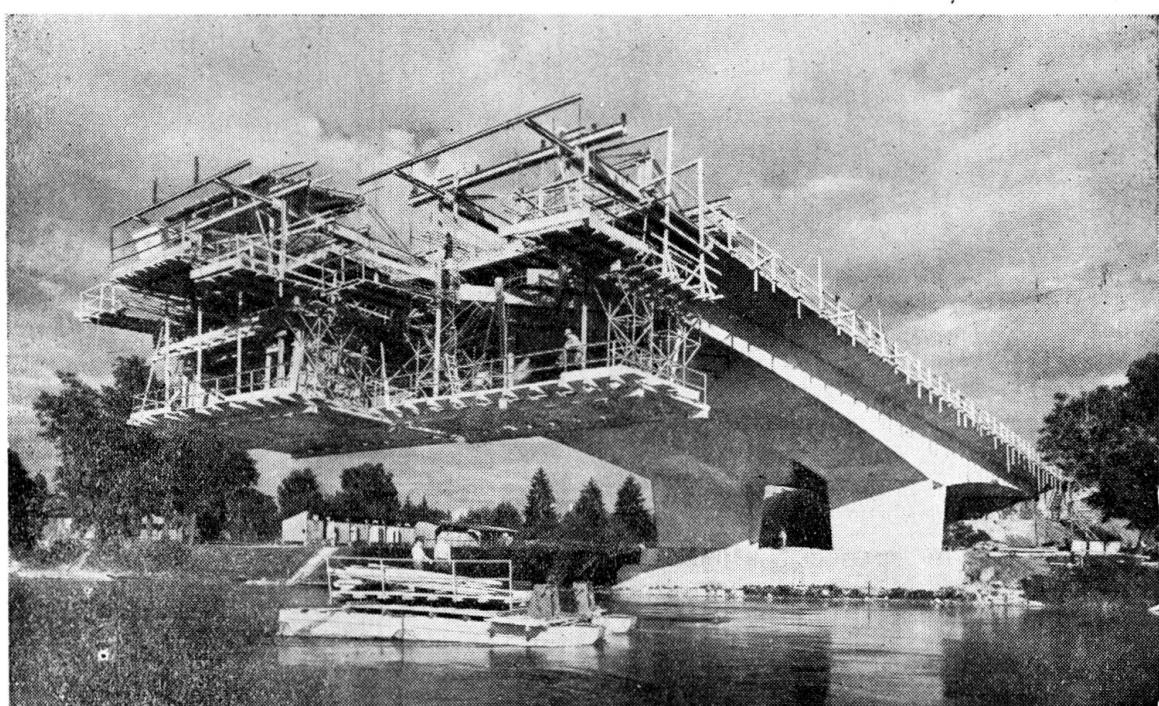


ABB. 8. Ringbrücke Ulm während des Vorbaues

Anpassung sämtlicher Querschnitte an die zulässigen Beanspruchungen konnten Gelenke vermieden werden.

Die Erfahrungen bei Konstruktion, Bau und Unterhaltung von Spannbetonbrücken geben zu folgenden Betrachtungen Anlass:

Die Wirtschaftlichkeit der beschriebenen weit gespannten Spannbetonkonstruktionen im Vergleich mit den für diese Aufgaben bisher allein üblichen Stahlkonstruktionen kann für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten. Ihre Sicherheit ist auf der Betonseite genau so hoch wie diejenige der ebenso hoch beanspruchten schlaff bewehrten Stahlbetonkonstruktionen. Bei der Herstellung im freien Vorbau liegen durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Arbeitsbedingungen vor. Aus diesem Grund konnten die Brücken in Worms und Koblenz mit einer Belegschaft von 80 % langjähriger Erwerbsloser gebaut werden, die durch die Wiederholung der gleichen Arbeit vollwertige Leistungen erzielten. Die Sicherheit des Bauvorgangs hat sich durch den

Wegfall der Gerüste und des Ausrüstungsvorgangs als besonders hoch, die Unfallgefahr als bemerkenswert gering erwiesen. Die Unterhaltungskosten der Spannbetonbauwerke sind gering, da die Haupttrageisen durch den Vorgang des Injizierens gegen Rosten zuverlässig geschützt sind.

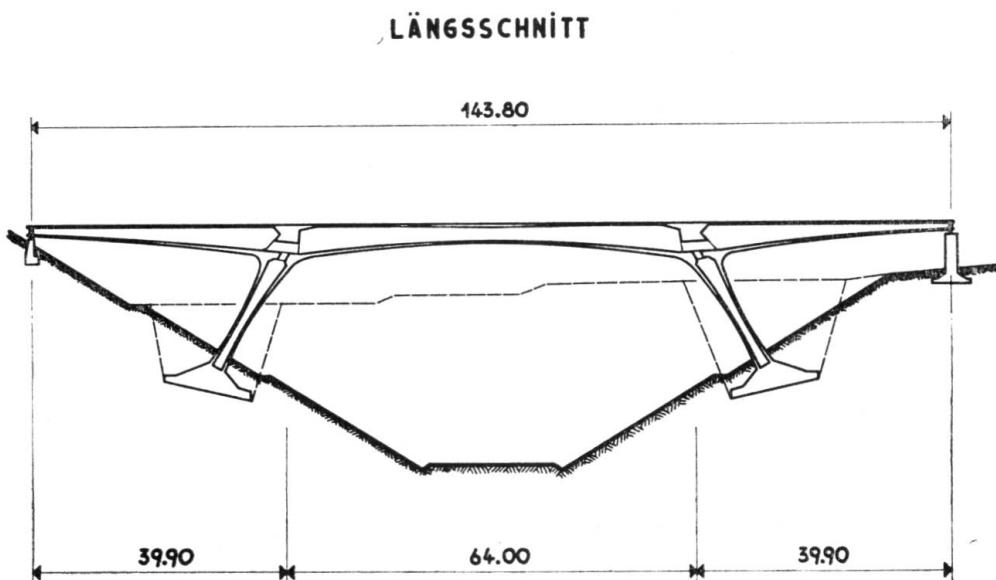


ABB. 9. Längsschnitt Brücke Horrem

Festigkeitsuntersuchungen an Spannstäben haben gezeigt, dass die Sicherheit des Stahls weniger von seiner absoluten Spannung als von den Spannungsschwankungen abhängt. Diese treten nur unter Verkehrslasten ein und sind verhältnismässig gering, da die Spanneisen einbetoniert sind. Die Dauerschwingfestigkeit der Verbindungen und Verankerungen bietet gegenüber dieser Beanspruchung eine hohe Sicherheit.

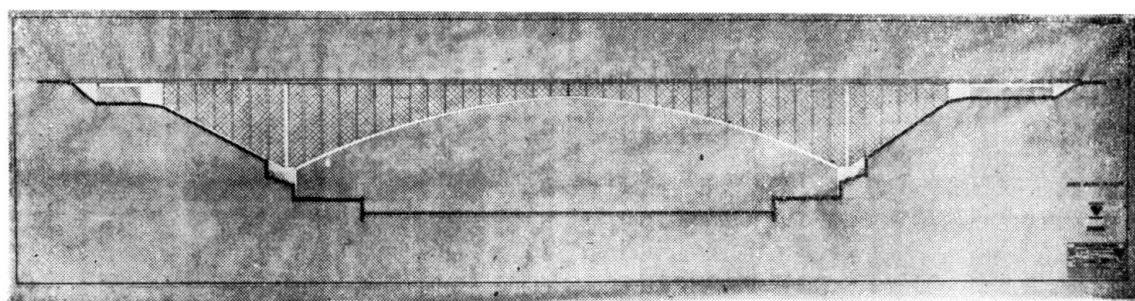


ABB. 10. Brücke Porto — Bausystem

Eine Aufgabe, für die der Bau mit Gerüsten erfahrungsgemäss grosse Gefahren in sich birgt, ist der Bau von grossen Bogenbrücken, deren hervorragendstes Beispiel die Sandöbrücke in Schweden ist. Nicht nur das Gerüst eines so weit gespannten Bogens, das aus Gründen der Wirtschaftlichkeit möglichst leicht gebaut werden muss, sondern auch der Bogen selbst bieten eine Gefahrenquelle. Wegen der Schlankheit

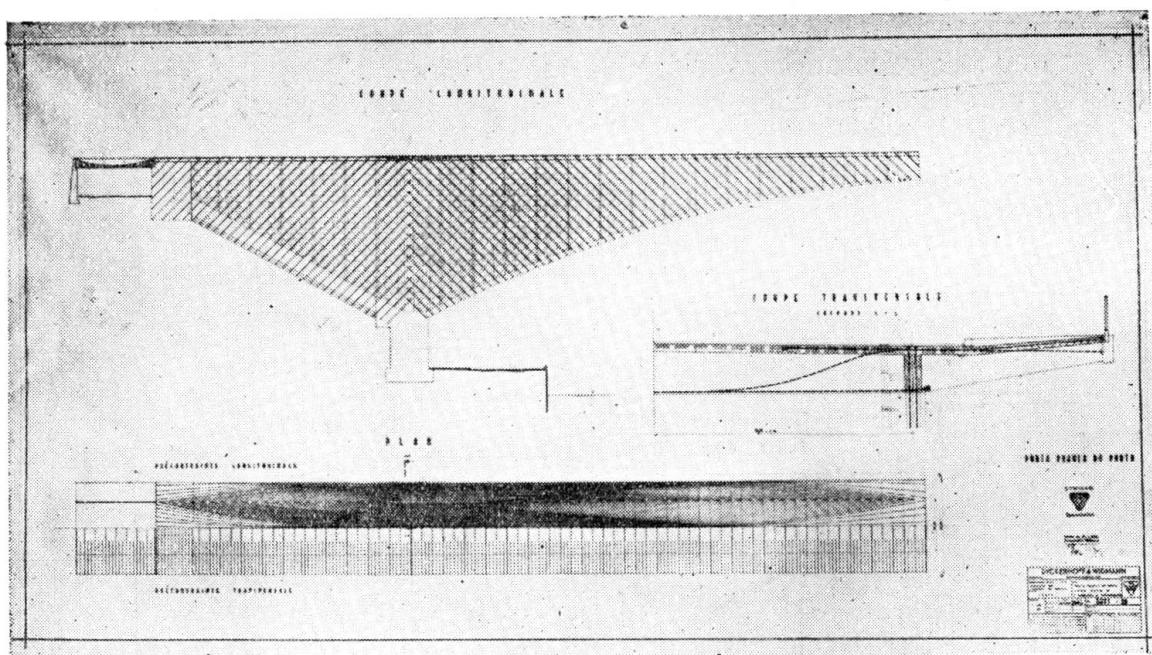


ABB. 11. Brücke Porto — Spannbewehrung

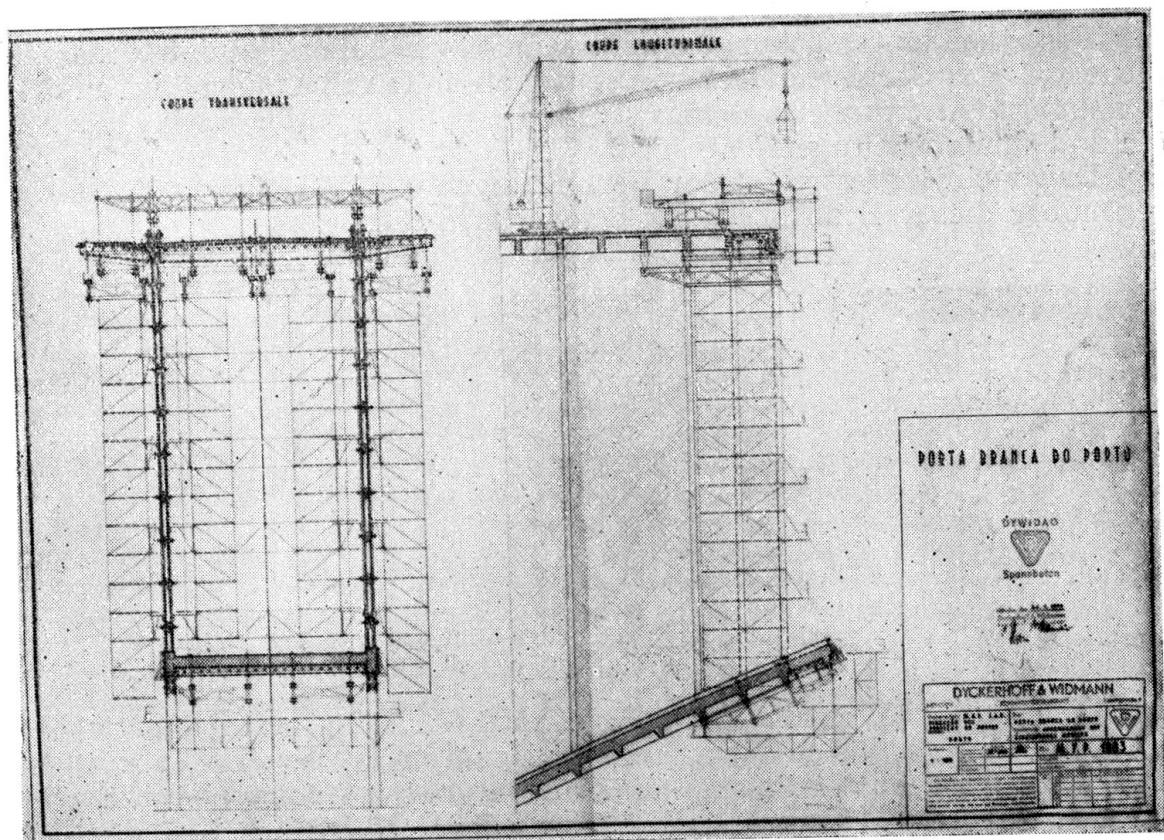


ABB. 12. Brücke Porto — Vorbaueinrichtung

eines weitgespannten Bogens führen die unvermeidlichen Biegmomente zu Änderungen der Form des Bogens, welche ihrerseits Anlass zur Bildung weiterer Biegmomente sind. Unter dem Einfluss des Kriechens des Betons können diese sich stark steigern und zum Bruch führen. Diese Verhältnisse sind rechnerisch schwierig zu verfolgen, da die Werte für das Kriechen des Betons im Bauwerk unter so hohen Dauerspannungen noch nicht genügend bekannt sind.

Insbesondere führen Modellversuche leicht zu einer falschen Beurteilung der Verhältnisse, da wegen der grossen Formänderungen keine Proportionalität zwischen Belastungen und Formänderungen vorhanden ist, die bei Modellversuchen meistens vorausgesetzt wird.

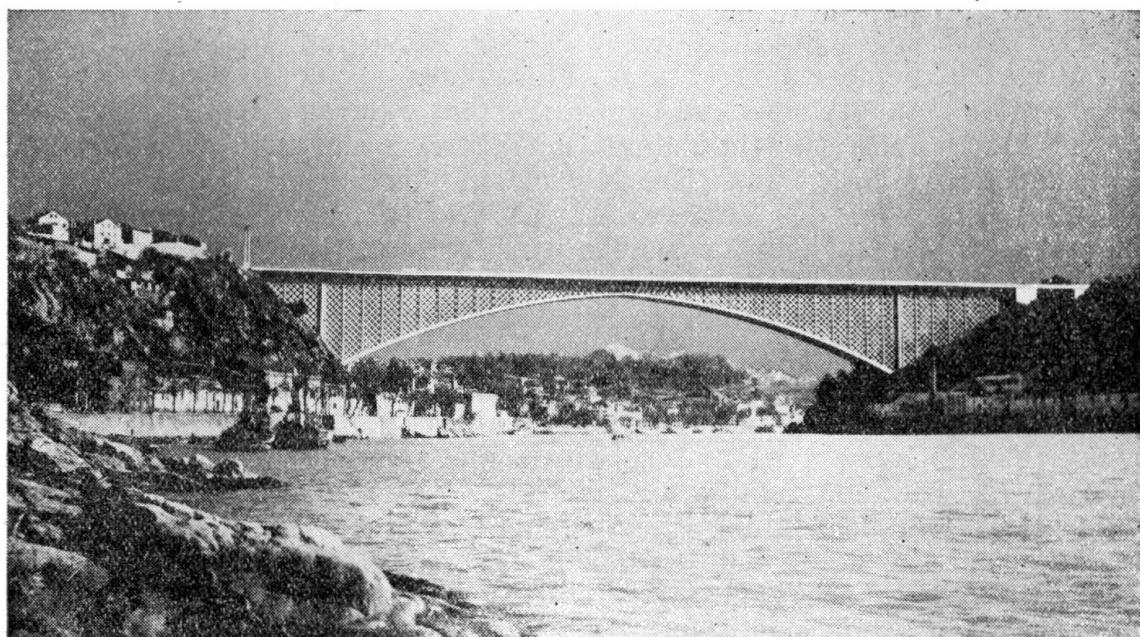


ABB. 13. Brücke Porto — Landschaftsbild (Photomontage)

Das Projekt einer 280 m weit gespannten Bogenbrücke in Porto wurde zum Anlass, eine Studie auszuarbeiten, mit dem Ziel, unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Änderung des Bogensystems in ein Paar von Kragarmen die Sicherheit der Betonkonstruktion zu gewährleisten und Herstellung des Bauwerks im freien Vorbau zu ermöglichen.

Die Bilder zeigen das vorgeschlagene Bausystem, die Spannbewehrung, die Vorbauereinrichtung und an Hand einer Photomontage die Einfügung des Bauwerks in die Landschaft.

Die Kragarme bestehen aus dem gewölbeartigen Druckgurt, dem die Fahrbahnplatte bildenden Zuggurt und zwei perforierten Tragwänden, welche die Schubverbindung zwischen Druckgurt und Zuggurt herstellen. Die Form des Kragarms ist so gewählt, dass unter den ständigen Lasten in den Wänden möglichst gleichmässige Zug- und Druckkräfte entstehen, die von den unter  $45^\circ$  gegen die Vertikale gerichteten Fachwerkstäben aufgenommen werden. Vertikalstäbe in 10 m Abstand steifen die hohen

Wände gegen Kräfte aus, die rechtwinklig zu ihrer Ebene wirken und dienen zur Einführung der Querkräfte in das Fachwerk. Am Kämpfer nehmen Pfeiler die Querkräfte der Wand auf. Mit Rücksicht auf die Wiederverwendung der Schalung im freien Vorbau ist die Neigung der Schrägstäbe konstant. Da die Schnittpunkte der Fachwerkstäbe nicht genau mit der Achse des Untergurtes zusammenfallen, treten in diesem Biegespannungen auf, die wegen der hohen vorhandenen Druckkräfte ohne Bedeutung sind.

Auf diesem Weg dürften wesentlich grössere Brückenbauaufgaben als bisher wirtschaftlich und mit der notwendigen Sicherheit gelöst werden können.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Das naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» hat sich ausgezeichnet bewährt. Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt und die Ankerplatte durch einen Sperrkörper in der Form eines Gewindezahnes ersetzt, der eine um 40 % erhöhte Schwingfestigkeit gegenüber der Mutterverankerung erreicht.

Eine Lockerung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, der durch eingepressten Zementleim hergestellt wird, erfolgt, wie Versuche ergeben haben, erst etwa bei  $19 \text{ kg/cm}^2$ .

Weitere Erfahrungen im freien Vorbau wurden beim Brückenbau über die Mosel in Koblenz gesammelt. Diese Brücke kragt aus den Pfeilern frei aus mit einem grösstem Kragarm von 65 m. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Abschnittes an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärteten Teiles durch Kühlung reguliert.

Eine Weiterentwicklung des Systems bedeutet der Brückenbau über den Main bei Karlstadt. Die einzelnen Abschnitte von 3 m wurden über einen Hilfspylon nach rückwärts in den Träger verankert. Auch die Ringbrücke in Ulm, über deren Mittelpfeilern Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken ausgebildet wurden, ist ein Beispiel eines freien Vorbaues.

Es hat sich gezeigt, dass die Wirtschaftlichkeit solcher Spannbetonkonstruktionen im Vergleich zur Stahlbauweise für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten darf. Im freien Vorbau liegen zudem durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Verhältnisse vor, da auch ungeschultes Personal nach kurzer Zeit vollwertige Leistungen erzielt.

Die Möglichkeit der Anwendung des freien Vorbaues bei Bogenbrücken zeigt eine Studie eines 280 m gespannten Bogens in Porto, wo unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Änderung des Systems in 2 Kragarme die Lösung gefunden wurde.

#### R E S U M O

O aço auto-temperado St 90 tem provado muito bem. Nas ancoragens o sistema de porcas de betão foi revisto e as placas substituídas por uma manga rosada em dente de serra que permite aumentar de 40 % a resistência às vibrações.

Por meio de injecções de cimento consegue-se aumentar a tensão de destruição da ligação entre o betão e o aço para 19 kg/cm<sup>2</sup>, como se mostrou experimentalmente.

Adquiriu-se maior experiência em montagens por andaimes móveis na ponte sobre o Mosela em Coblença. Esta ponte que sai dos apoios em consola tem um comprimento máximo de 65 m. Para reduzir as tensões internas quando da betonagem de novos elementos sobre elementos já betonados, a temperatura destes foi regulada por meio de arrefecimento.

Outro aspecto deste sistema de construção encontra-se na ponte sobre o Meno em Karlstadt, em que secções parciais de 3 m. foram ligadas à viga por meio de um pilar auxiliar. Também a ponte de Ulm sobre cujos pilares centrais se construiram cofragens com vigas trianguladas, é um exemplo de montagem em consola.

Estas estruturas de betão preesforçado apresentam nas condições existentes na Alemanha, vantagens económicas em relação às estruturas metálicas. A montagem por andaimes móveis tem também a vantagem de, pelo facto dos mesmos processos de trabalho se repetirem frequentemente, permitir a pessoal sem preparação especial atingir rapidamente o seu pleno rendimento.

As possibilidades da montagem por andaimes móveis em pontes de arco são demonstradas num estudo de um arco preesforçado no Porto para o qual o problema foi resolvido, mantendo, a forma do arco mas modificando o sistema para duas consolas.

#### RÉSUMÉ

L'acier auto-trempé St. 90 a donné d'excellents résultats à l'usage. Pour les ancrages, le système d'écrous de béton a été revu et les plaques ont été remplacées par un manchon fileté en dents de scie, permettant d'augmenter la résistance aux vibrations de 40 %.

Des essais ont démontré que les injections de lait de ciment permettent d'augmenter la contrainte de destruction de la liaison béton-acier jusqu'à 19 kg/cm<sup>2</sup>.

L'expérience des montages par échafaudages mobiles a été encore étendue par l'exécution du pont sur la Moselle, à Coblenze. Ce pont, qui part des appuis en console, a un porte-à-faux maximum de 65 m. Les tensions internes, lors du bétonnage de nouveaux éléments sur d'autres déjà exécutés ont été réduits en réglant la température de ceux-ci au moyen d'un refroidissement.

Un autre aspect de ce genre de construction se présente dans le pont sur le Main, à Karlstadt, où des sections élémentaires de 3 m. ont été liées aux poutres au moyen d'un pilier auxiliaire. Un autre exemple de montage par échaffaudages mobiles est fourni par le pont de Ulm, sur les piliers centraux duquel l'on a construit un coffrage avec des poutres triangulées.

Dans les conditions actuelles en Allemagne, ces structures en béton précontraint présentent, par rapport aux structures en acier, des avantages économiques indéniables. Le montage en console, du fait de la répétition fréquente des mêmes procédés de travail, présente encore l'avant-

tage de permettre à une main d'oeuvre non spécialisée d'atteindre rapidement son plein rendement.

Les possibilités du montage par échafaudages mobiles appliqués aux ponts en arc sont indiquées dans l'étude d'un arc précontraint à Porto, où le problème a été résolu en maintenant la forme de l'arc mais en modifiant le système par l'introduction de deux consoles.

#### S U M M A R Y

St. 90 self-tempered steel has given satisfactory results. Anchoring devices have been revised and concrete nuts were replaced by threaded sleeves thus allowing an increase of 40 % of the resistance to vibration.

Experiments have shown that the concrete-steel bond destruction stress can be increased to 19 kg/cm<sup>2</sup> by means of injections.

Experience in mobile scaffolding erection methods has been acquired at the Mosel bridge in Coblenz; this bridge has cantilever elements at the supports, with a maximum overhang of 65 m. In order to reduce internal stress while building new elements on elements already concreted, the latter's temperature has been controlled by means of cooling devices.

The Main bridge in Karlstadt shows yet another aspect of this type of construction, where elementary units, 3 m. long, were connected to the beam by means of an auxiliary pier. The Ulm bridge, on the central piers of which truss beamed shutterings were built, is also an example of mobile scaffolding erection methods.

Under the present existing conditions in Germany, these prestressed concrete structures present, as compared to steel structures, definite economic advantages. A further advantage lies in the fact that the same working processes are often repeated thus allowing unskilled labour to rapidly reach full efficiency.

Mobile scaffolding erection possibilities when applied to arch-bridges are shown in the study of a prestressed arch in Oporto, this particular problem being solved by retaining the arch shape but modifying the system to two cantilever elements.