

Das Lehrgerüst der Strassenbrücke über die Maggia zwischen Locarno und Ascona

Autor(en): **C.J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **97/98 (1931)**

Heft 13

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-44750>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

INHALT: Das Lehrgerüst der Strassenbrücke über die Maggia zwischen Locarno und Ascona. — Die Werkbundsiedlung „Neubühl“ in Zürich-Wollishofen. — Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft, 1930. — † Kantonsbaumeister Hermann Fietz. — Mitteilungen: Fahreigenschaften von Dieselmotoren und Vergasermotoren in Nutzkraftwagen. Elektrolytische Kondensatoren. Fangdamm aus einem Eisenbeton-

block von 4000 m³. Eidgenössische Technische Hochschule. Eine Vierendeel-Eisenbetonbrücke. Schwarzer Beton für Strassen. — Wettbewerbe: Sekundarschulhaus und Ausgestaltung des Gemeindeareals in Kreuzlingen. Erweiterung des Bezirksspitals Interlaken. Bebauungsplan der Gemeinde Zollikon. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortrags-Kalender.

Band 98

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich.
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 13

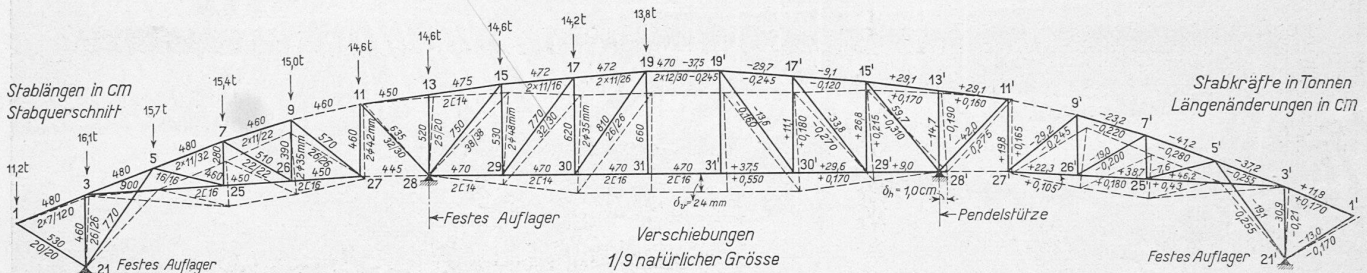


Abb. 2. Schema des Lehrgerüsts, System Klinker & Meyer, mit Eintragung der rechnermässigen Spannungen und Verformung (verzerrt) durch die volle Betonlast.

Das Lehrgerüst der Strassenbrücke über die Maggia zwischen Locarno und Ascona.

Die „S. B. Z.“ hat in Bd. 96, S. 83 (16. August 1930) ausführlich über den Bauunfall an der Maggiabrücke berichtet. Aufmerksame Leser jener Mitteilung haben über den Vorgang und die Ursache ein treffendes Bild erhalten. Zu unserer Genugtuung können wir feststellen, dass unsere damalige, von gewisser Seite kritisierte Darstellung sich voll und ganz mit dem Ergebnis der amtlichen Untersuchung deckt. Wir kommen deshalb nicht weiter darauf zurück; einzig Abb. 1 mag an den vom Hochwasser enthüllten Zustand des als Betonplatte zwischen senkrechten NP 40 projektiert gewesenen Pfeiler erinnern. Nachdem die Ursache des Einsturzes — grobe Fahrlässigkeit in der Bauausführung — erwiesen ist, erachten wir es aber als unsere Pflicht, neuerdings darauf hinzuweisen, dass das Ingenieurbureau Klinker & Meyer in Zürich als Projektverfasser des Lehrgerüsts mit der Bauleitung *nicht* beauftragt war, und dass es auf die Bauleitung auch *keinen* Einfluss ausüben konnte. Da aber das nach neuen Gedanken von Klinker & Meyer projektierte (durch die Firma Fietz & Leuthold, Zürich, ausgeführte) Gerüst kritisiert und sogar als mitschuldig bezeichnet wurde, soll es im folgenden eingehend dargestellt und begründet werden (Abb. 2 bis 5).

Die Maggia ist einer der wildesten Flüsse der Schweiz. In wenigen Stunden kann ihr Wasserspiegel trotz der sehr grossen Breite des Flussbettes auf den Stand des höchsten

Hochwassers steigen. Da diese Hochwasser häufig auch zwischen den als normale Hochwasserperioden geltenden Zeitabschnitten auftreten, war es ein dringendes Gebot, ein Gerüst vorzusehen, das dem Wasserabfluss möglichst viel freien Raum lässt. Selbstverständlich wurde danach getrachtet, irgend ein Spezialsystem des Ingenieurholzbaues zu verwenden, wobei das Projekt von Klinker & Meyer, ein statisch bestimmtes Fachwerk aus hölzernen Druck- und eisernen Zug-Gliedern, als allgemeine Submissionsunterlage dienen sollte, weil von den eingegangenen Vorschlägen keiner hin-

sichtlich der Flusseinbauten gleich grosse Vorzüge bot. Da ausserdem die geringe Bausumme dieses Entwurfs von keinem andern erreicht worden ist, wurde das neue System eingehend geprüft, wobei für dessen Beurteilung die folgenden Argumente in Betracht kamen.

Ein Holzfachwerk soll möglichst zentrische Stabanschlüsse haben, um das Auftreten von Zusatzspannungen und Spaltrissen zu verhindern und gleichzeitig das Schwinden des Holzes für das System unschädlich zu machen. Bei der vorgeschlagenen Lösung wird durch das Schwinden der Gelenkigkeit und die Zentrierung in den Knotenpunkten sogar verbessert. Ganz abgesehen von Leimung und unberechenbaren Reibungsverbindungen bietet der Anschluss von Zugstäben im Holzbau immer einige Schwierigkeiten, indem fast ausnahmslos empfindliche Verschwächungen und Exzentrizitäten mit in Kauf genommen werden müssen. Man verwendet deshalb, besonders bei kleinen Querschnitten, mit Vorliebe mehrteilige Zugstäbe, um die Konstruktionen gegen versteckte Materialfehler (Aeste, Harzgallen, u. dgl.), die besonders Zugstäben zum Verhängnis werden können, möglichst zu sichern. Hölzerne Druckstäbe dagegen sind infolge der relativ grossen Amessungen gegen Knicken viel weniger empfindlich als Druckstäbe eiserner Fachwerke, von denen die Unfallchronik des Eisenbaues genug zu berichten weiss.

Diese allgemeinen Ausführungen wollen zeigen, dass es sich, richtige Anwendung vorausgesetzt, um eine durchaus zuverlässige Kombination von sehr bewährten Baustoffen handelt, wenn auch das etwas ungewohnt leichte Aussehen durch die grosse Widerstandsfähigkeit der eisernen Zugglieder verursacht wird.

Eine allgemein schematische Uebersicht über die Gerüstkonstruktion bietet Abb. 2, in der das Stabsystem, die Auflasten und die Stabkräfte für das aus praktischen und wirtschaftlichen Gründen statisch bestimmt ausgebildete Tragwerk ersichtlich sind. Die Stabkräfte wurden mit Cremonaplänen ermittelt, auf deren Wiedergabe wir verzichten, weil sie nichts Neues bieten. Ueber die Bemessung ist zu bemerken, dass bei Druckstäben die nicht reduzierten theoretischen Stablängen eingeführt wurden. Einige von den nach den einschlägigen Holz- und Eisenvorschriften durchgebildeten Knotenpunkten zeigt Abb. 5. Die theoretische Deformation, die mit Williot'schen Verschiebungsplänen ermittelt wurde, ist in Abb. 2 dargestellt. Der für die Nachgiebigkeit in den Knotenpunkten zu berücksichtigende Zuschlag richtet sich nach der Genauigkeit der Arbeitsausführung.

Hinsichtlich der Windbelastungen ist zu erwähnen, dass die Gewölbeschulung als steife Ebene aufgefasst ist, auf die die Winddrücke auf das relativ wenig Windfangende Stabwerk mittels Kreuzen übertragen werden. An

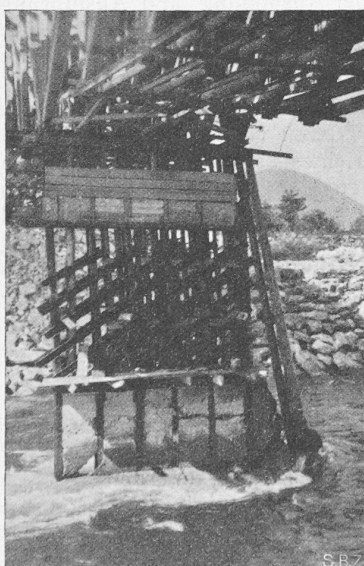


Abb. 1. Die planwidrige Pendelstütze, kurz vor dem Einsturz, den statt der vorgesehenen Ausbetonierung nachträglich aufgeklebte (!) Diagonalen noch hätten aufhalten sollen.

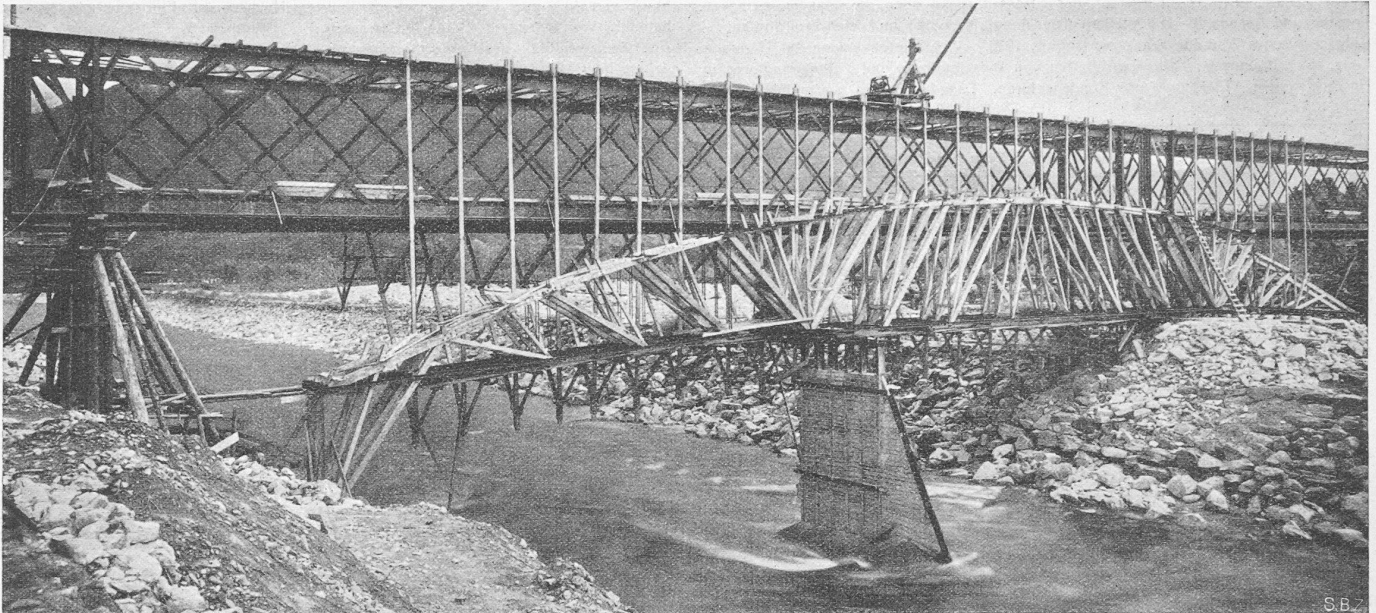


Abb. 3. Lehrgerüst der Maggia-Brücke, Montage der Binder von der benachbarten eisernen Strassenbrücke aus.

den Auflagern werden die Kräfte durch verstärkte Kreuze in die Fundamente geführt.

Die Montage des Gerüsts erfolgte auf einem an der alten eisernen Brücke befestigten Hängegerüst (Abb. 3), wo die Binder montiert und hierauf mittels einer einfachen Vorrichtung an ihren Standort geschoben wurden.

Im Hinblick auf die spätere Absenkung waren in jedem Knotenpunkt die Kranzhölzer auf den verlängerten Schraubengewinden der Zugstangen der Binder abgestützt (Abb. 5). Mit dieser Lösung ist es möglich, jeden Knotenpunkt und damit jedes Bogenstück einzeln in der Höhenlage zu fixieren. Vor Beginn des Absenkens werden die direkt gegen die Kranzhölzer stossenden Zwischenstreben gelockert bzw. entfernt. Durch Betätigung der Schrauben im Knotenpunkt 19 wird das Absenken eingeleitet. Bei der Ausarbeitung des Absenkprogrammes wurde berücksichtigt, dass sich nicht nur der Bogen senkt, sondern dass sich das Gerüst infolge seiner Elastizität auch hebt.

*

Obschon die verwendeten Konstruktionsgrundsätze berechnete Zweifel über ein mit diesen Mitteln errichtetes Fachwerk nicht zulassen, hat man an der E. M. P. A. in Zürich Materialprüfungen und Belastungsversuche durchgeführt. Zur Prüfung wurde ein Modellträger (Abb. 7) dem Mittelstück des Maggiagerüsts im Masstab 1:3 nachgebildet und mit der Auflast von 3100 kg pro Knotenpunkt nach den gleichen Grundsätzen berechnet und konstruiert. Zu Händen der Bauherrschaft hat sodann Prof. Dr. M. Roš einen Bericht erstattet, auf dessen nachstehende auszugsweise Wiedergabe wir nicht verzichten möchten.

AUS DEM GUTACHTEN VON PROF. DR. M. ROŠ.

Erstes Lehrgerüst 1930.

Das erste Gerüst war mit einer 3- bis 3,5-fachen rechnerischen Sicherheit gegen Bruch berechnet und entworfen. Die zulässigen Spannungen wurden eingehalten, jene für Druck quer zur Holzfaser beim Ausrüsten für Hartholz ausnahmsweise auf 45 kg/cm² erhöht. Als Knicklänge wurde die theoretische Stablänge, entsprechend dem gelenkig wirkenden Fachwerksystem, in die Rechnung eingeführt. Das Eisen war auf Zug mit rechnerisch maximal 1200 kg/cm² beansprucht.

Das Tragsystem des Lehrgerüsts ist für ein Holztragwerk insofern neuartig und etwas ungewohnt, als es in konsequenter Weise alle Zugorgane in Eisen und alle Druckorgane in Holz, mit gelenkartiger Ausbildung der Knotenpunkte aufweist. Gegen das Prinzip und die Trag-



Abb. 6. Ueber dem rechtsufrigen Vorland stehen gebliebener Teil des Gerüsts.

fähigkeit des neuartigen Tragsystems ist nichts einzuwenden, vorausgesetzt, dass der Ausbildung und Ausführung der Knotenpunkte die gebührende Sorgfalt zuteil wird.

Das elastische Verhalten des Lehrgerüsts hatte während der Ausführung des Betongewölbes zu Beanstandungen keinerlei Veranlassung gegeben, im Gegensatz zur Pendelstütze im Flussbett, deren Herstellung aber nicht den Gegenstand dieses Berichtes bildet. Einige nach dem Brückeneinsturz festgestellten Mängel, wie Einsackung des Gewölbes am Knotenpunkt 5 Seite Ascona (Abb. 6) und Oberflächenrisse am Widerlager Seite Ascona sind auf unzulässig starke örtliche Nachgiebigkeit des Lehrgerüsts infolge Nichtbeachtung der Angaben in den Ausführungsplänen beim Fertigstellen des mit der Betonierung zusammenhängenden Teiles des Lehrgerüsts, bzw. der Betonierung des Gewölbes selbst zurückzuführen.

Der nach erfolgtem Einsturz stehen gebliebene Gerüstteil mit den darauf liegenden Gewölbemellen auf der rechtsufrigen Seite Ascona zeigt, vom Standpunkt der Tragfähigkeit beurteilt, ein einwandfreies Verhalten. Trotz starker Verformung dieses Gerüstteils infolge der durch den Einsturz ausgelösten Kräfte blieb er stehen und erwies sich als tragfähig (Abb. 6).

Es unterliegt keinem Zweifel, dass nicht eine ungenügende Tragfähigkeit des Lehrgerüsts für den Einsturz verantwortlich gemacht werden kann, dass dieser vielmehr allein dem Versagen der Tragfähigkeit der Pendelstütze [Wir

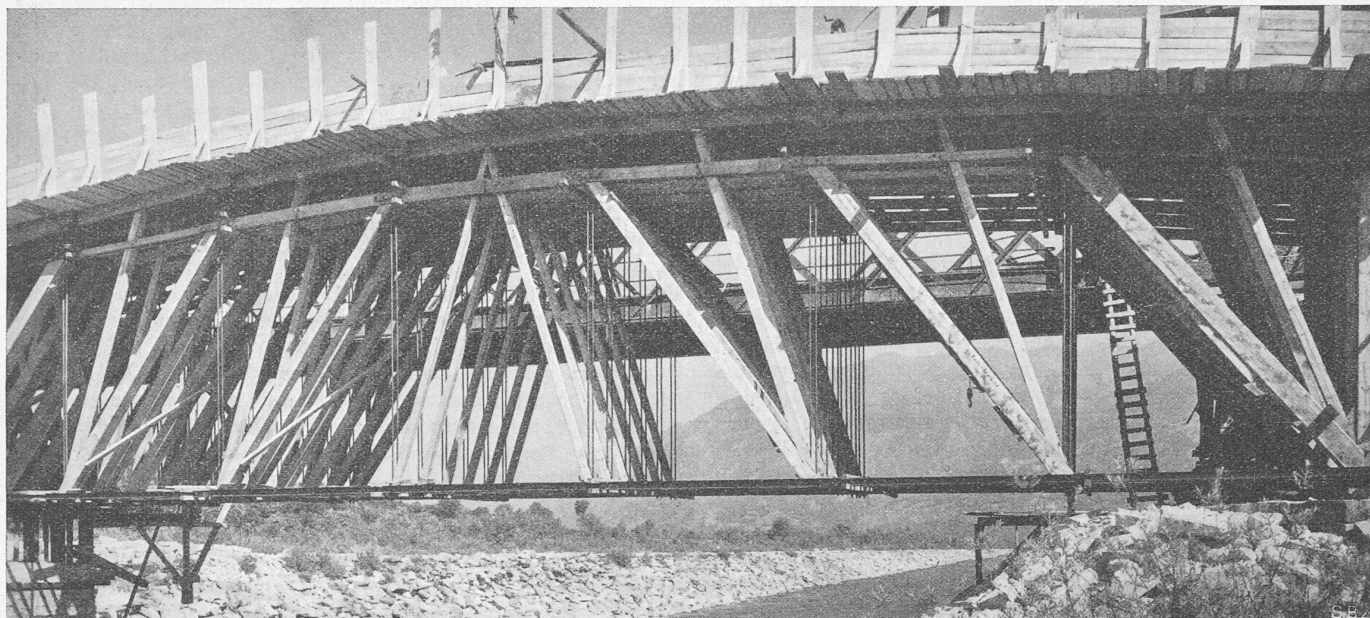


Abb. 4. Einzelheiten des Lehrgerüsts (1930) nach System Klinke & Meyer, Ingenieurbureau, Zürich.

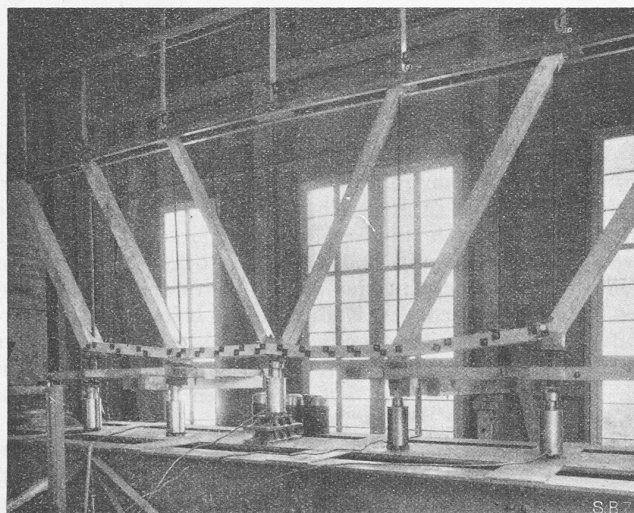


Abb. 7. Versuchsträger im Masstab 1 : 3, in erschöpftem Zustand.

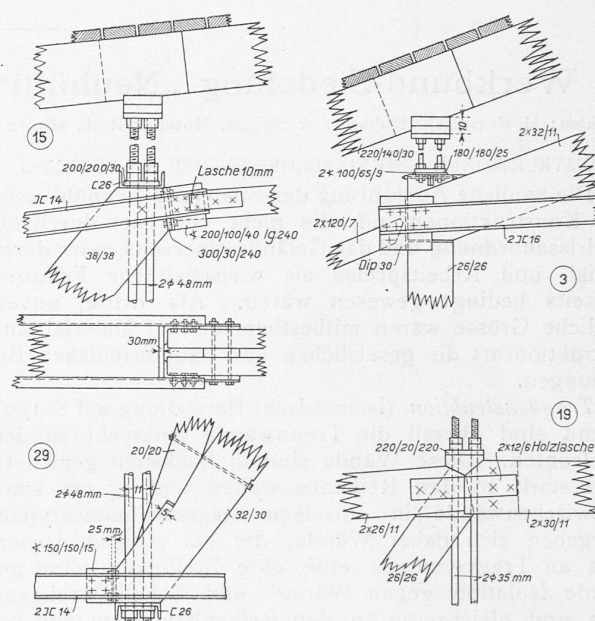


Abb. 5. Einzelheiten der Knotenpunkt-Ausbildung. — 1 : 40.

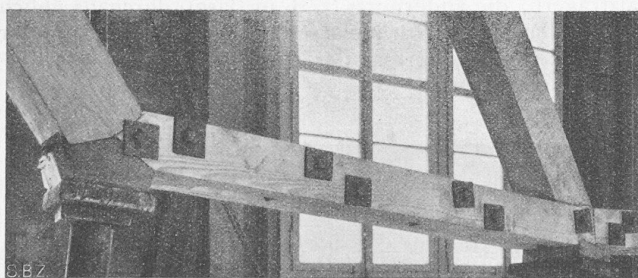


Abb. 8. Einzelheiten zu Abb. 7; zerdrückter Hartholzklötz.

unterstreichen! Red.] zuzuweisen ist. Das Lehrgerüst hat sogar dank seiner Steifigkeit die oben an das Lehrgerüst anschliessenden Enden der I-Ständer der Pendelstütze in weitgehendem Masse gehalten (Abb. 1).

Gestützt auf diesen Sachverhalt und wegen der erwiesenen Vorzüge bei Hochwasser (freies Durchflussprofil) durfte man es grundsätzlich verantworten, nicht zuletzt in Würdigung der sehr langwierigen, unangenehmen und kostspieligen Konsequenzen technischer und juristischer Art, nach Prüfung von zwei Vorschlägen für andere Lehrgerüst-Systeme das neue, zweite „Lehrgerüst 1931“ nach

dem gleichen System von Klinke & Meyer wieder herzustellen, unter Beachtung des beim Bau des eingestürzten „Lehrgerüsts 1930“ gemachten Erfahrungen.

Modellträger-Versuchsergebnisse.

Die Ergebnisse der endgültigen Versuche (Abb. 7 und 8) führten zu nachfolgenden Feststellungen:

Der dem Mittelteil des Lehrgerüsts der Maggiabrücke nachgebildete Versuchsträger wies bei einer rechnerischen etwa 3,5-fachen Sicherheit gegen Bruch in Wirklichkeit eine 3- bis 3,5-fache Sicherheit auf.

Die Erschöpfung der Tragfähigkeit des Klinke-Meyer-Systems erfolgt im Moment des Erreichens der Festigkeit der Knotenpunkte durch Zerstören der Hartholzklötze und Ueberwindung der Längs-Druckfestigkeit im Obergurt. Ausschlaggebend ist die Pressung bzw. Verformung quer zur Längsfaser. Bei den Hartklötzen der gelenkartigen Knotenpunkte sollte die Querpressung 35 kg/cm² nicht überschreiten und die Hartklötze selbst sollten nicht zu hoch sein, dies um unerwünscht starke Verformungen infolge Querpressung zu vermeiden (Abb. 8).

Das System zeigt in Wirklichkeit eine praktisch gelenkartige Wirkung und strebt automatisch nach einer Zentrierung (Selbsthülfe). Nebenspannungen sind auch hier, wie bei jedem fachwerkartigen Tragsystem vorhanden. Keines der gedrückten Holzglieder knickte aus. Die Zugspannungen des eisernen Untergurtes —] NP 8 — blieben unterhalb der Streckgrenze.

Die gesamte Durchbiegung ist in Wirklichkeit im Mittel um rd. 100 % grösser als die nur aus der Verformung infolge Längskräften ermittelte rechnerische; die Hälfte rührt somit von der Knotenverformung her. Alle Fachwerksysteme der Holzbauweise zeigen, je nach Konstruktions-System, eine mehr oder weniger grosse Verformung der Verbindungsstellen, die einen entsprechenden Beitrag zur Gesamtdurchbiegung des jeweiligen Systems liefern. Diese Verformungsanteile sind bei der Ueberhöhung des Tragsystems schätzungsweise zu berücksichtigen. Innerhalb der einfachen Gesamtlast erreicht die bleibende Durchbiegung des Klinke-Meyer-Trägers rund 30 % der gesamten Verformung; bei doppelter Gesamtlast steigt dieser Prozentsatz auf rund 35 %.

Die Tragfähigkeit und das elastische Verhalten des Versuchsträgers stimmen mit den entsprechenden rechnerischen Werten praktisch sehr gut überein. Vom Standpunkt der Tragfähigkeit, der Verformung und der Sicherheit liegen keine prinzipiellen Gründe für die Nichtzulassung

des Tragsystems Klinke-Meyer vor, vorausgesetzt, dass das jeweilige Tragsystem, auf Grund der zutreffend eingeschätzten äusseren Kräfte, richtig berechnet und sachgemäss ausgeführt wird und räumlich die erforderliche Stabilität aufweist. Die wirkliche 3- bis 3,5-fache Sicherheit, die sich mit der rechnerischen gut deckt, genügt für Lehrgerüste vorliegender Art.

*

Anmerkung der Redaktion. Aus diesen Darlegungen geht hervor, dass unsere Darstellung des Bauunfalls, die wir schon am 16. August 1930 gebracht hatten, sowie die aus jener Darstellung sich ergebenden Schlüsse auf die Ursache *richtig* waren, d. h. dass eine glücklicherweise seltene Fahrlässigkeit der Bauunternehmung die Schuld trägt und *nicht* der Projektverfasser des Lehrgerüsts. Auch seine neuartige Kombination von Holz und Eisen hat sich nach vorstehendem Gutachten bewährt; sie ist beim Wiederaufbau grundsätzlich beibehalten worden. Vielleicht gibt nunmehr auch jenes Organ Kenntnis vom Sachverhalt, das damals geglaubt hatte, uns in väterlichem Ton vorschnelles Urteil vorwerfen zu sollen. Endlich darf bei diesem Anlass nicht verschwiegen werden, dass es in hohem Grade unkollegial und unfair ist, in Wort und Schrift die Schuld an einem Bauunfall einem nichtschuldigen Kollegen zuschieben zu wollen, wie es hier leider geschehen ist. Gerade um jene Verstösse gegen die Berufsmoral zu kompensieren, hatten wir uns beeilt, die deutliche Sprache des Sachverhalts so rasch wie möglich zum Worte kommen zu lassen.

C. J.

Die Werkbund-Siedlung „Neubühl“ in Zürich-Wollishofen.

Architekten: M. E. Haefeli, Hubacher & Steiger, Moser & Roth, alle in Zürich, und Artaria & Schmidt, Basel.

(Schluss von Seite 148.)

III. KONSTRUKTIONEN UND EINZELHEITEN DER AUSFÜHRUNG.

Die bauliche Ausführung der Siedlung Neubühl weist keine Konstruktionen auf, die nicht entweder durch die Grundrissanordnung und das Gelände einerseits, oder durch Material- und Arbeitspreise als wirtschaftliche Faktoren andererseits bedingt gewesen wären. Als dritte, unveränderliche Grösse waren mitbestimmend auf Material und Konstruktionsart die gesetzlichen und baupolizeilichen Bestimmungen.

Tragkonstruktion. (Isometrische Darstellung auf S. 159). Tragend sind überall die Trennwände senkrecht zu den Längsfronten. Diese Wände sind in Backstein gemauert, 25 cm stark in den Reihenhaustypen und 15 cm stark als Zwischenwände in einzelnen Etagenwohnungstypen. Es ergeben sich dabei Wände, die bei einigem Ueberschuss an Tragvermögen eine gute Steifigkeit, eine genügende Isolation gegen Wärme- und Schall-Durchgang zeigen und gleichzeitig in den Reihenhaustypen den behördlichen Vorschriften über Brandmauern genügen (mit Ausnahmebewilligung). Leider trocknen Backsteinwände äusserst langsam, wenn einmal das Material durchnässt

wurde (ungenügender Schutz der angeführten, gekippten Steine oder der aufgeführten Mauer gegen anhaltenden Regen); dies trifft in noch erhöhtem Masse für Innenwände zu. Ihr Ersatz durch andere Konstruktionen, beispielsweise durch Ständerbau mit nachträglich trocken eingebauten Trennwänden erscheint aus diesen Gründen erstrebenswert. In den Kellern der Reihenhäuser erfordert der Verbindungs- und Leitungsgang eine Mittelmauer in der Längsrichtung der Blöcke; die Decken über Keller stützen sich somit auf diese und auf die beiden Fassadenmauern unter Geländehöhe.

Decken. Bei der gewählten Typenbildung der Reihenhäuser waren nach hiesigen baugesetzlichen Bestimmungen die sonst wirtschaftlich und isolationstechnisch günstigsten Holzbalkendecken wegen unzulässigen Eingreifens der Balken in die Brandmauern ausgeschlossen; sogar die ebenso günstigen Hourdisdecken zwischen durchlaufenden Walzträgern, die andernorts (z. B. in Basel) durchaus üblich sind, wurden hier nicht zugelassen; die Genossenschaft war daher auf die Ausführung der sonst teureren Eisenbetondecken angewiesen.

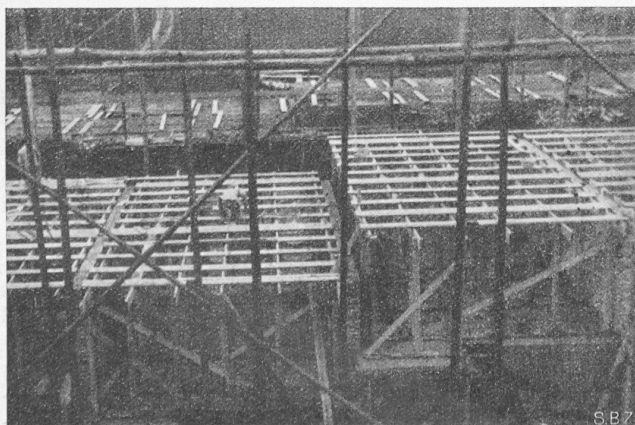


Abb. 44. Deckenschalung über den tragenden Quermauern, Deckenrippen parallel zur Längsrichtung der Blöcke.

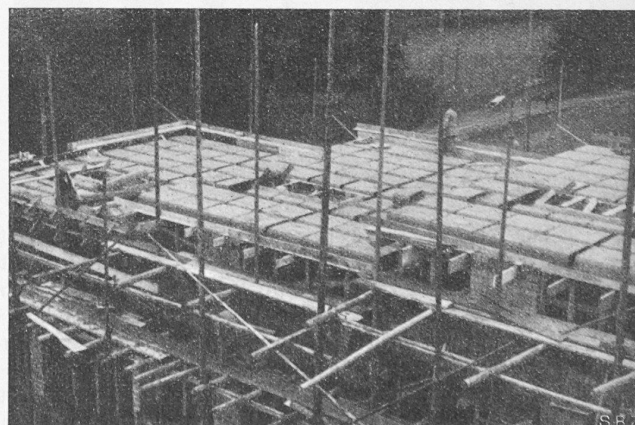


Abb. 45. Rohrzellendecken 7,87 m weitgespannt. Infolge grosser Steghöhe grosse Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktion.