

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 4. Oktober 1940

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Die „echte Trogbrücke“.

Von ordentl. Professor Dr.-Ing. Otto Eiselin, Technische Hochschule Danzig.

Unsere Stahlbauten sind in viele Teile gegliedert, sie bestehen aus Trägern und Stäben. Weil ihr Werkstoff ein Metall von hohem Werte, besonders aber von großer Festigkeit ist, haben sich die Stahlbauwerke in der Form und Art der Gerippebauten entwickelt. Die einzelnen Glieder werden auf Grund wissenschaftlicher Hilfsmittel und an Hand von praktischen Verfahren bemessen, und sie fallen gemäß der hochwertigen Beschaffenheit des Stahls verhältnismäßig dünn und schlank aus. Jedes dieser Glieder hat seine statische Aufgabe, wie es etwa bei einer eingleisigen Eisenbahn-Fachwerkbrücke der Fall ist. Man hat hier die Haupttragglieder, nämlich die beiden Hauptträger, die den zu überbrückenden Raum überspannen, sodann die Querträger, die Fahrbahnlängsträger und die Verbände.

Man sollte annehmen, daß bei einer so klaren Gliederung auch klare statische Verhältnisse vorlägen, d. h. daß unter den angenommenen Belastungen in jedem der einzelnen Glieder ganz bestimmte innere Kräfte und Spannungen bestünden, und daß jedes Glied die ihm anscheinend

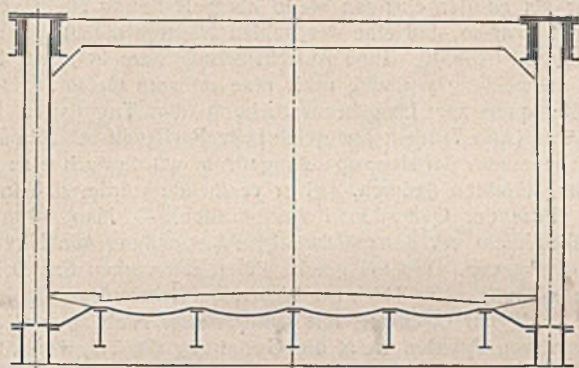


Abb. 1.

Fachwerk-Straßenbrücke mit steifer Fahrbahn-Rippenplatte.

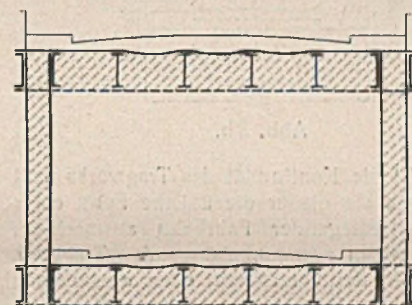


Abb. 2. Stockwerkbrücke als „steife Röhrenbrücke“.

weder dazu zurückzukehren, durch bauliche Mittel eine größere gegenseitige Abgrenzung wiederherzustellen, oder die entgegengesetzte Folgerung zu ziehen und diejenigen Stab- oder Trägergruppen, die sich in so hohem Maße gegenseitig beeinflussen, baulich und damit auch statisch zusammenzuschließen. Die Abgrenzung hat man früher verschiedentlich versucht, indem man z. B. Querträger punktförmig und gelenkig auf die Hauptträger auflagerte. Sie hat aber einmal große bauliche Schwierigkeiten und nimmt weiterhin dem Bauwerk als Ganzem gegenüber unvorhergesehenen Beanspruchungen unter Umständen das sichere Gleichgewicht. Man hat ja früher auch Fachwerkträger mit Gelenken ausgebildet und dies aus denselben Gründen verlassen.

Der Verfasser hat mit den Vorschlägen in seiner letzten Veröffentlichung³⁾ den zweiten Weg beschritten und gezeigt, wie es erreicht werden kann, solche Stahlbrücken, bei denen hierfür besondere Möglichkeiten bestehen (was nochmals hervorgehoben sein möge), als Tragwerke von homogenerer Beschaffenheit auszubilden. Sie führen im Fall der einfachen Fachwerk-Straßenbrücke mit untenliegender Fahrbahn und geschlossener stählerner Fahrbahntafel zu einer Querschnittausbildung, wie sie grundsätzlich in Abb. 1 dargestellt ist. Belastungsgurt und Fahrbahnträger und -tafel sind zu einer steifen Rippenplatte zusammengeschlossen.

Der Verfasser hat dann weiter in dem genannten Aufsatz die beschriebene Folgerung auf Stockwerkbrücken angewendet, deren Querschnitt dadurch den einer steifen, vierkantigen Röhre annimmt (Abb. 2). Die hierbei entstehende Brückenart wurde als „steife Röhrenbrücke“ bezeichnet. Sie bedeutet

gegenüber einer Stockwerkbrücke in der gewöhnlichen bisherigen Ausführung einen besonders augenscheinlichen Schritt in der angegebenen Richtung. Statt all der vielen Tragteile liegt hier nur ein einziges Tragglied in Form einer steifen Röhre vor. Hier wird besonders einleuchtend, daß es grundsätzlich günstiger ist, weniger Tragglieder mit mehrfacher, als mehr Tragglieder mit nur einfacher Beanspruchungsart zu haben, wenn es doch nicht bei der einfachen Beanspruchungsart allein bleibt, sondern wenn in nicht nachprüfbarem Ausmaße andere Beanspruchungen störend und vermehrend hinzukommen. Weitere wichtige Vorteile sind, daß man bei schweren Tragwerken durch die Ausbildung der Belastungsgurte als steife Rippenplatten die Plattenpakete mit ihren äußerst unangenehmen Stößen und Anschlüssen vermeidet. Der dort zusammengedrückte Baustoff verteilt sich hier auf größere Räume, und man kann mit einfachen, d. h. mit nicht zusammengesetzten Bauteilen für Stege, Querplatten usw. auskommen, was weitere Vorzüge in baulicher Hinsicht mit sich bringt. Sodann ergibt sich eine bedeutende Ersparnis an Baustoff, die 10% und mehr ausmachen kann.

Gerade der Zusammenschluß von Belastungsgurt und Fahrbahnträger und -tafel stellt einen Schritt in der Richtung dar, zu einer gleichartigeren Gestaltung unserer Stahlbauwerke zu kommen, eine Richtung, die unter allen Umständen und mit allen Mitteln angestrebt werden muß, nicht nur aus Gründen baulicher und wirtschaftlicher Art, sondern vor allem wegen der dadurch erreichten allgemein besseren Festigkeit des Tragwerks als Ganzes betrachtet. Wir haben bei einzeln wirkenden Fahrbahnträgern einen geradezu abgehackten Kräfteverlauf von den Längsträgern durch die engen Kanäle in ihren Anschlüssen an die Querträger, von diesen wieder durch ihre Anschlüsse an die Hauptträger. Dagegen ist bei Plattengurtungen die unmittelbare Belastung wirksam und damit ein ruhigerer Kräfteverlauf, eine geringere Stoßwirkung, eine geschlossenere Bauweise und damit als wichtigster Vorteil eine weit höhere mechanische Widerstandskraft des ganzen Bauwerks.

eindeutig zugeteilte statische Aufgabe erfüllte und auch nur mit dieser belastet sei. Daß das aber nicht zutrifft, und zwar zum Teil in hohem Maße nicht, ist bekannt. Die einzelnen Glieder, denen verschiedene statische Aufgaben zugewiesen sind, beeinflussen sich nämlich gegenseitig, und zwar einmal durch ihr elastisches Verhalten und sodann dadurch, daß es praktisch nicht möglich ist, sie durch vollkommen gelenkige Anschlüsse, punktförmige Lagerung usw. baulich und damit auch statisch vollkommen gegeneinander abzugrenzen. Durch diese gegenseitige Beeinflussung treten zu den nach der Berechnung sich ergebenden Hauptspannungen die sogenannten Nebenspannungen hinzu.

Die Nebenspannungen werden in ihrer Gesamtheit seit jeher durch die im Verhältnis zu den Festigkeitsgrenzen niedrige Lage der zulässigen Beanspruchungen berücksichtigt. Diese summarische Berücksichtigung ist in dieser Form aber nur dann zulässig, wenn die Nebenspannungen nicht nur nach ihrer Art, sondern auch nach ihrer Größe als wirklich nebensächlich zu betrachten sind.

Ihr Verhältnis zu den Hauptspannungen ist nun bei verschiedenen Stahlbauwerken sehr verschieden. Bei dem einfachen Fall der Längsträger der eben angeführten eingleisigen Eisenbahn-Fachwerkbrücke z. B. ist von Nebensächlichkeiten längst keine Rede mehr. Die neuesten Untersuchungen von Krabbe¹⁾ und Hartmann²⁾ haben eine Mitbeteiligung der Fahrbahnträger an den Kräften des Belastungsgurtes in außerordentlicher Höhe und damit derart überraschend hohe Abweichungen von den gewöhnlichen Voraussetzungen ergeben, daß über sie nicht mehr hinweggesehen werden kann, und daß es unmöglich ist, die dort ermittelten zusätzlichen Beanspruchungen noch als Nebenspannungen zu betrachten.

Hier erwächst eine dringende Forderung für solche Bauweisen, deren Abmessungen Möglichkeiten nach dieser Richtung geben, und zwar ent-

¹⁾ Neuere Ergebnisse der Versuchsforschung auf dem Gebiet der Schwingungsmeßtechnik bei Eisenbahnbrücken. Stahlbau 1937, Heft 26, S. 201.

²⁾ Der Einfluß der Gurtdehnung von Hauptträgern stählerner Brücken auf die Fahrbahn. Bauing. 1938, Heft 19/20, S. 285.

³⁾ Stahlbrücken mit Plattengurtungen. Bautechn. 1938, Heft 4, S. 41.

In vielen Fällen ist nun allerdings eine homogenere Gestaltung unserer stählernen Tragwerke nicht möglich, und es muß bei der bisherigen Gliederung in einzelne Arten von Tragteilen als günstigster Bauart bleiben. In vielen Fällen ist eine teilweise Erfüllung der hier gestellten Forderung möglich, und dann sollte sie auch befriedigt werden. Vollkommen kann die Homogenität eines Stahltragwerks aber z. B. beim Blechträger mit untenliegender Fahrbahn erreicht werden. Die dabei entstehende Brückenform hat der Verfasser in seiner erwähnten Veröffentlichung entwickelt und mit „echte Trogbrücke“ bezeichnet. Im folgenden seien nun dreierlei Lösungen dieser Bauart für eingleisige Eisenbahnbrücken mit und ohne durchgehende Bettung behandelt. Da sich für eine solche Brücke die Schweißung besonders gut eignet, seien die geplanten Bauweisen in geschweißter Ausführung gezeigt.

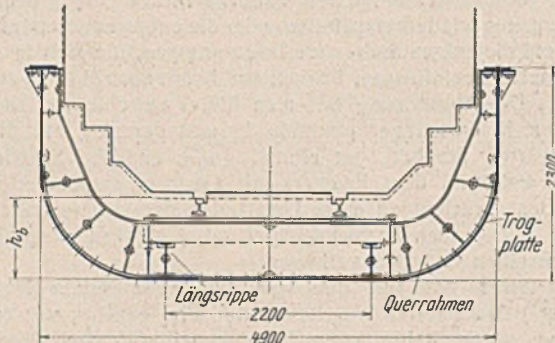


Abb. 3a.

Abb. 3a u. b. „Echte Trogbrücke“ (a) im Vergleich zur gewöhnlichen Trogbrücke (b) bei knapper Bauhöhe.

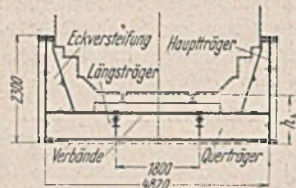


Abb. 3b.

Bei der „echten Trogbrücke“ ist die Kontinuität des Tragwerks voll erreicht. Sämtliche Einzelträger, wie sie bisher die übliche Form einer vollwandigen Blechbrücke mit untenliegender Fahrbahn ausmachten, werden zu einem einzigen, vollkommen zusammenhängenden Tragwerk zusammengeschlossen. Abb. 3a stellt den Querschnitt einer eingleisigen Eisenbahnbrücke mit sehr beschränkter Bauhöhe und offener Fahrbahn dar. Zum Vergleich ist daneben als Bild 3b der Querschnitt der gleichen Brücke in der bisher üblichen Bauart gezeigt. — Wir haben es hier mit einem wirklichen trogartigen Tragwerk zu tun. Es gibt keine Längsträger, es gibt keine Querträger, es gibt keine Hauptträger, und es gibt auch keine Verbände für sich — es gibt nur ein Tragwerk, das imstande ist, sämtliche Kräfte einwandfrei aufzunehmen durch Ausbildung eines einzigen vollwandigen U-förmigen Traggebildes, bestehend aus zwei Obergurtpplatten, einem genügend starken Trogblech und den entsprechenden Versteifungen. Diese bestehen zunächst aus den Längsrippen, die bei einer Eisenbahnbrücke die schweren zusammengefaßten Lasten unmittelbar aufzunehmen haben und dadurch gewährleisten, daß die Form des U-förmigen Tragwerks von Zwischenpunkt zu Zwischenpunkt erhalten bleibt. Es kann dabei angenommen werden, daß sie auf diese Zwischenlängen die Verkehrslasten voll, die ständigen Lasten zu etwa

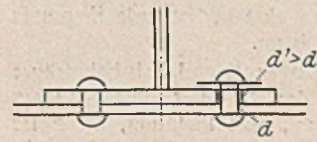


Abb. 6.

Nietverbindung zwischen Querrahmen und Trogblech.



Abb. 7.

Schweißverbindung zwischen Querrahmen und Trogblech.

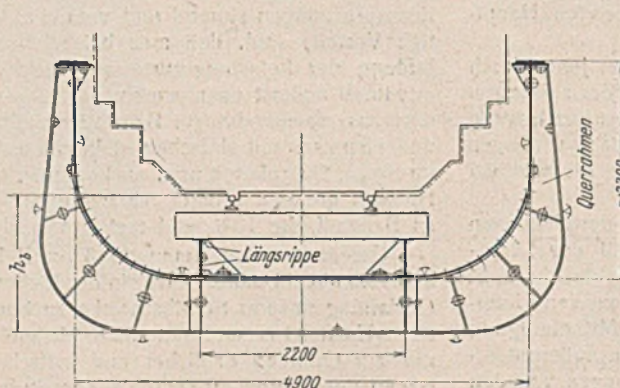


Abb. 8a.

Abb. 8a u. b. „Echte Trogbrücke“ (a) im Vergleich zur gewöhnlichen Trogbrücke (b) bei reichlicher Bauhöhe.

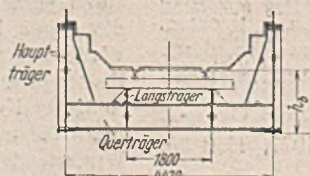


Abb. 8b.

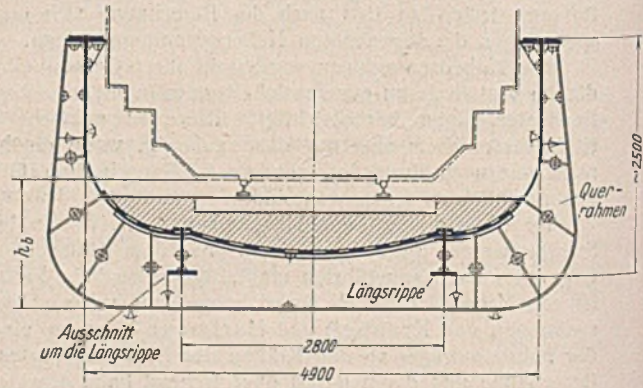


Abb. 9a.

Abb. 9a u. b. „Echte Trogbrücke“ (a) im Vergleich zur gewöhnlichen Trogbrücke (b) bei durchgehender Bettung.

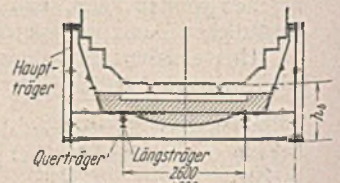


Abb. 9b.

70 bis 80 % übernehmen, während ihr Rest durch den Blechtrug aufgenommen wird, der selbst natürlich ebenfalls eine, wenn auch geringe Steifigkeit hat. Zu den so beanspruchten Längsrippen kann und muß dabei nach Abb. 4 ein Streifen des Trogbleches zugerechnet werden, in dem dann diese aus der Wirkung der Längsrippen entstehenden sekundären Spannungen die primären Hauptspannungen, die aus der Biegung des gesamten Tragwerks stammen, überlagern.

In den schon erwähnten Zwischenpunkten sind Querrahmen angeordnet, die die Form erhalten, die das U-förmige Haupttragwerk an diesen Punkten hat. Sie haben nach Abb. 5 außer der Biegung aus ständiger Last auch diejenige aus Auflagerdruck der Längsrippen und aus seitlichen Ausnickkräften der Obergurte aufzunehmen. Wichtig ist hier der bauliche Zusammenhang der Querrahmen mit dem Haupttragwerk. Zunächst müssen die Querrahmen um die Längsrippen einwandfrei ausgeschnitten sein, dort aber trotzdem die nötige Biegesteifigkeit aufweisen. Gleichzeitig aber muß ihr am Trogblech anliegender Gurt so an diesem befestigt sein, daß die dort in Längsrichtung durchströmenden Hauptspannungen nicht gestört werden. Dies kann in der Weise verwirklicht werden, daß auch bei geschweißter Ausführung des Trag-



Abb. 4.
Längsrippe der „echten Trogbrücke“.

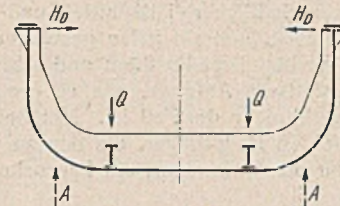


Abb. 5.
Belastungsbild des Querrahmens bei knapper Bauhöhe.

werks hier als an der einzigen Stelle als Befestigung Niete verwendet werden, und zwar so, daß eine der beiden Nietreihen längsverschieblich angeordnet wird (Abb. 6). Eine Aufschweißung wäre bei dem heutigen Stand der Schweißung vorläufig noch eine schwere Gefahr. Es würden nämlich die quer zur Längsbeanspruchung der Trogplatten laufende Anschlußnähte (Abb. 7) nicht nur gefährliche Festigkeitsschwächen für die Trogplatte bedeuten, der Hauptspannungsstrom würde auch eine bedenkliche Störung erleiden dadurch, daß er versuchen würde, sich in die anliegenden Gurte der Querrahmen auszubreiten. — Man sollte sich in solchen Fällen nicht vor der gleichzeitigen Anwendung von Nietung und Schweißung scheuen. Wo bei geschweißten Bauwerken Schwächen auftreten, die vorläufig noch durch das Wesen der Schweißung bedingt sind, kann man ruhig auf Lösungen mit stellenweiser Nietung zurückgreifen.

Außer diesen Punkten weist die Gestaltung des Tragwerks keinerlei Schwierigkeiten auf. Die Querrahmen werden mit entsprechenden Rippen versteift, die Außenseite des ganzen Troges ist dagegen durchweg glatt. Lediglich oben können kleine Ecken zum Festhalten der Obergurtpplatte vorgesehen werden (Abb. 3). Erwähnt sei vielleicht noch, daß für die Längsrippen mit Absicht gewalzte Träger vorgesehen sind, und zwar deshalb, um nicht noch weitere Längsnähte zwischen Längsrippensteg und Längsrippenunterflansch zu erhalten, da letzterer, auf der Trogplatte aufliegend, ja ebenfalls fast in der äußersten Faser liegt⁴⁾. Die Ausbildung der Einzelheiten der Auflagergegend wird weiter unten behandelt.

⁴⁾ Es ist inzwischen eine Lösung in Bearbeitung, die die Längsrippen geschweißt und überhaupt ohne unteren Flansch vorsieht.

Abb. 8a stellt eine „echte Trogbücke“ dar mit nicht so sehr beschränkter Bauhöhe, so wie sie einer gewöhnlichen Trogbücke nach der danebenstehenden grundsätzlichen Darstellung in Abb. 8b entspricht. Hier können die Querrippen nach außen verlegt werden, was eine einfachere Bauweise ergibt.

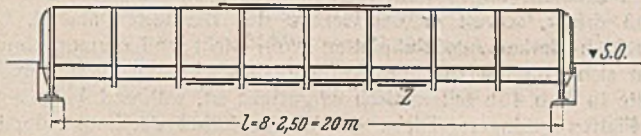


Abb. 10. „Echte Trogbücke“ mit durchgehender Bettung, Ansicht.
Z = Verstärkungsplatten der Zugflansche der Längsrippen.

Bei durchgehender Bettung, also auch bei Straßenbrücken mit entsprechenden Abmessungen, weist die Bauart der „echten Trogbücke“ in verschiedenen Punkten wesentliche Unterschiede gegenüber den ersten beiden Arten auf (Abb. 9). Die Trogplatte liegt jetzt nicht mehr in der äußersten Faser, da sie zugleich Fahrbahntafel ist. In dieser liegen vielmehr die Unterflansche der Längsrippen, die von der Trogplatte nach unten abstehen. Sie müssen deshalb sehr kräftig ausgebildet werden, da sie besonders hohe Beanspruchungen in den Feldmitten erleiden.

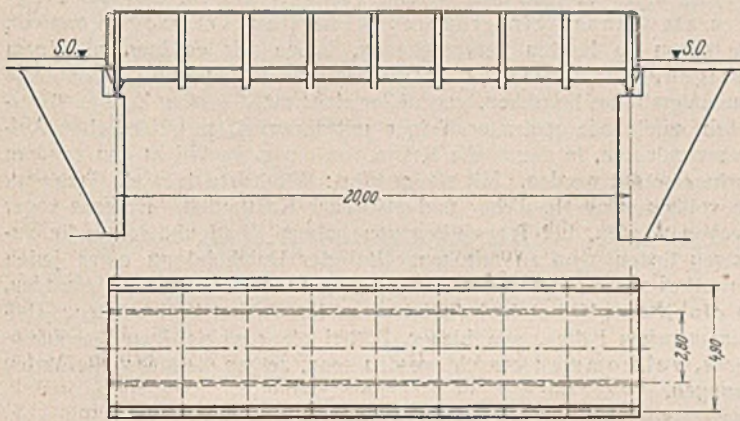


Abb. 12a. Übersicht.

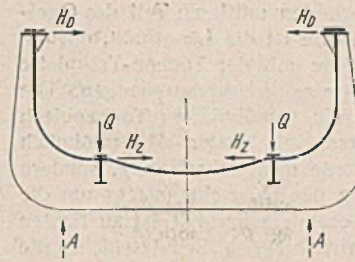


Abb. 11.
Belastungsbild des Querrahmens bei durchgehender Bettung.

des Bauwerks auch ohne Bedenken angeschweißt werden. Weiterhin weicht auch die Beanspruchung des Querrahmens insofern von der bei den Bauwerken ohne durchgehende Bettung ab, als er hier noch die Auflagerkraft des unveränderlichen waagerechten Zuges aus der Seilwirkung der Tonnenplatte aufzunehmen hat. Das Belastungsbild ändert sich dann von dem in Abb. 5 in das in Abb. 11 angedeutete.

In Abb. 12 ist die bauliche Durchbildung einer solchen eingleisigen Eisenbahnbrücke mit der Spannweite $l = 20$ m und mit durchgehender Bettung dargestellt. Abb. 12b zeigt in ihrer linken Hälfte den Regelquerschnitt in Brückenmitte, in ihrer rechten Hälfte den Schnitt durch das Schleppblech am Auflager⁵⁾. Der wichtigste Punkt ist die Ausbildung des um die Längsrippe ausgeschnittenen Querrahmens (Abb. 12c), wobei auch auf den Zusammenbau der Brücke Rücksicht genommen werden muß. Die Führung der Baustellennähte geht aus den eingetragenen Buchstaben B hervor. Danach wird eine solche Brücke dem

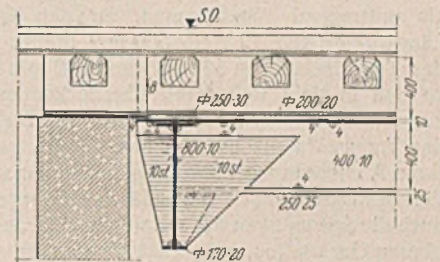


Abb. 12d. Längsschnitt a-a neben der Längsrippe am Auflager.

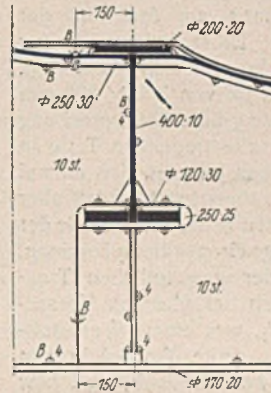


Abb. 12c. Verbindung zwischen Trogblech, Längsrippe und Querrahmen.

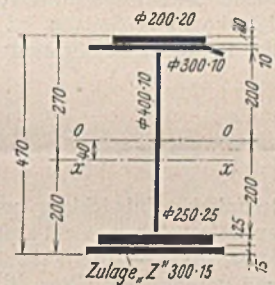


Abb. 12e. Querschnitt der Längsrippe in der Mitte des mittleren Feldes.

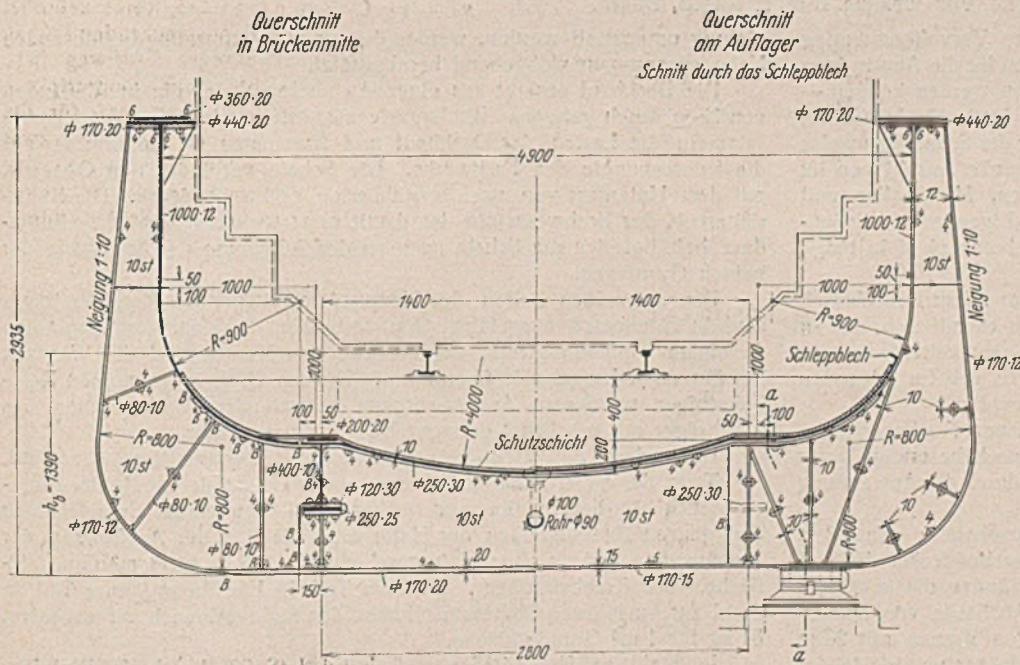


Abb. 12b. Querschnitt.

Abb. 12a bis g. Eingleisige „echte Trogbücke“ für 20 m Stützweite.

Dort kommen zu den Beanspruchungen aus der Biegung des gesamten Tragwerks die sekundären Beanspruchungen infolge Biegung der Längsrippe von Querrahmen zu Querrahmen hinzu. Am höchsten werden diese Gesamtanstrengungen in den Mitten der mittleren Felder, wo sie mit besonderen Zulageplatten (Z in Abb. 10) abgedeckt werden müssen.

Im Gegensatz zu den zwei vorhergehenden Lösungen braucht hier der anliegende, also der obere Flansch der Querrahmen nicht von der Trogplatte statisch unabhängig gemacht zu werden, da diese hier nicht in der äußersten Faser liegt. Der Flansch kann also bei geschweißter Ausführung

Querschnitt nach aus drei Teilen zusammengebaut, zwei seitlichen mit den Obergurten, Stegblechen, den viertelfreisförmig gebogenen Trogplattenteilen und dem daran hängenden Querrahmenteil und dem mittleren Teil, bestehend aus der Tonnen-Trogplatte

⁵⁾ Diese Durchbildung geschah im Auftrag des Reichsbahn-Zentralamts München, das an ihr auch mitgewirkt hat.

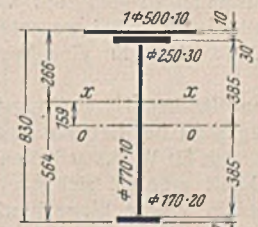


Abb. 12f. Querschnitt des Querrahmens am Anschluß der Längsrippe.



Abb. 12g. Rechteck der höchsten Beanspruchung im Trogblech.

mit den Längsrippen und dem daran hängenden mittleren Teil des Querrahmens. Eine der wichtigsten Schweißnähte ist die Längsnaht, die die viertelkreisförmig gebogenen Trogplattenteile mit der Tonnen-Trogplatte verbindet. Zwecks guter Prüfbarkeit ist sie seitlich herausgezogen. Die Tonnen-Trogplatte kann natürlich nicht ein gewöhnliches Tonnenblech sein, da nicht nur ihre Längsborden wesentlich breiter als gewöhnlich sind, sondern weil die Abbiegung der Borde nicht scharfkantig, sondern abgerundet sein muß. Die Schnittführung des Querrahmenstegs um die Längsrippen ist deutlich zu erkennen. Besondere Sorgfalt ist zu richten auf die Ausbildung der besonders auszuwählenden Schutzschicht, die genügende Sicherheit dafür bieten muß, daß die zugleich als Fahrbahn-tafel wirkende Trogplatte mit Sicherheit vor Beschädigungen geschützt wird, wie sie durch Wasser, durch die Arbeiten an der Bettung u. a. auftreten können.

Die Ausbildung der Auflagergegend ist aus Abb. 12b rechts und außerdem aus Abb. 12d zu erkennen. Es sind zweimal drei von der Auflagerplatte ausstrahlende Versteifungsplatten angeordnet, die ein gutes Einströmen des Auflagerdrucks besonders in die seitlichen Hauptstege und die Stege der Längsrippen gewährleisten. Für die Durchführung der Bettung von der Brücke zum Widerlager ist ein Schleppblech von derselben Form, wie sie die Trogplatte aufweist, eingelegt.

Bei der Berechnung der Längsrippe wird für die Mitte des mittleren Feldes (Querschnitt in Abb. 12e) ein 300 mm breites Stück der Trogplatte als mittragend angenommen, für den Querrahmen am Anschluß der Längsrippe (Abb. 12f) ein 500 mm breites Stück. Diese beiden Streifen des Trogbleches von 500 mm und 300 mm Breite kreuzen sich (Abb. 12g), so daß in dem sich damit überdeckenden Rechteck von 300×500 mm zusammen mit der Hauptspannung aus Biegung die größte Beanspruchung des Tragwerks zustande kommt. Es müssen nun alle tragenden Teile in ihren Abmessungen derart gegeneinander abgewogen werden, daß einmal die Beanspruchungen die zulässige Grenze nicht überschreiten, daß aber auch die Spannungen der anderen hoch beanspruchten Teile, wie z. B. die der oberen Gurtplatten, möglichst nahe an die zulässige Grenze herankommen.

Die Überlegenheit der echten gegenüber der gewöhnlichen Trogbrücke ist verschiedener Art. Zunächst ergibt sich bei gleichen Voraussetzungen eine Gewichtsersparnis von 10 bis 15%, was einem Werkstoffgewinn gleichkommt. Sodann ist eine solche „echte Trogbrücke“ in geschweißter Bauweise besser auszuführen, und zwar deshalb, weil hier

die gefährlichste Schweißverbindung der gewöhnlichen Vollwandbrücke, nämlich die des schweren Zuggurts mit dem Steg, gewissermaßen aufgelöst ist in gewöhnliche Längsnähte zwischen nicht übermäßig dicken Platten. Daß es gefährlich ist, kräftige Zuggurte von Blechträgern gewöhnlicher Abmessungen anzuschweißen, ist nach den bisherigen zahlreichen Untersuchungen wohl folgendermaßen zu erklären. Der Wärmeeinfluß dringt, soweit er das Gefüge des Baustoffes ändert, bei den Halsnähten starker Anschlußplatten wohl nicht vollkommen durch. Es bilden sich verschiedenartige Festigkeitsbereiche mit einer Begrenzung, wie sie in Abb. 13a schematisch dargestellt ist, während beim Anschluß von Platten geringerer Dicke der Wärmeeinfluß durch und durch geht.

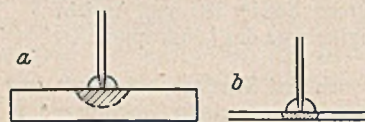


Abb. 13 a u. b. Schweißstellen.

Im letzteren Fall bilden sich nach Abb. 13b zwei kurze und klare „Festigkeitschwellen“, die festigkeitsmäßig besser überwunden werden als Festigkeitsbereiche, deren Begrenzung nach allen Richtungen wechselt.

Ein weiterer Vorzug ist baulicher Art: Es wird in vielen Fällen eine durchgehende Bettung entbehrlich, was wieder einen großen wirtschaftlichen Vorteil mit sich bringt. Er dürfte bei der großen Menge vollwandiger Eisenbahnbrücken bedeutend ins Gewicht fallen.

Alle diese Vorteile aber werden überragt dadurch, daß das Tragwerk als Ganzes ein größeres Widerstandsvermögen erreicht. Wie schon zu Beginn hervorgehoben, haben wir es hier mit einem einzigen, geschlossenen Tragwerk zu tun, bei dem gleichmäßige Spannungsströme herrschen, gegenüber einer meist großen Zahl gewissermaßen aufeinandergetürmter Träger mit ihren vielen gefährlichen Auflageranschlüssen, in denen die Kräfte von einem Bauteil in den anderen hineingezwängt werden. Mit einem Wort: Wir haben hier ein Tragwerk von vollkommener baulicher und statischer Kontinuität. Es kann sogar erwogen werden, bei Tragwerken von hohem Kontinuitätsgrad die zulässigen Spannungen zu erhöhen. Bei der Durchbildung eines jeden Bauwerkes sollte es eine der Hauptrichtlinien sein, alles daranzusetzen, um einen möglichst hohen Grad an Kontinuität zu erreichen. Daß er in manchen Fällen, wie hier z. B. bei einer eingleisigen Eisenbahnbrücke, vollkommen erreicht werden kann, zeigen die hier vorgeführten Lösungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Weitgespannte Sagedachbauten in Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. Hubert Rüsck, Berlin.

Die technische Entwicklung und immer weitere Vervollkommnung unserer Baustoffe bringen es mit sich, daß die Grenzen für die Anwendung bestimmter Baustoffe — sofern sie überhaupt gezogen werden können — sich dauernd verschieben. Dies gilt in besonderem Maße für das Gebiet des Hallenbaus in Eisenbeton. Durch die Erfindung der Schalbauweise ergaben sich hier ganz neue Möglichkeiten. Eine große Anzahl von im In- und Auslande ausgeführten Versammlungshallen, Markthallen und Flugzeughallen weisen bei wesentlich verringertem Eigengewicht Spannweiten auf, die früher für eine Ausführung in Eisenbeton nicht in Frage kamen.

Die neuzeitlichen Herstellungsverfahren und vor allem der Wunsch nach Freizügigkeit bei Betriebsumstellungen bringen es mit sich, daß in letzter Zeit auch für Werkstatthallen immer größere Spannweiten gefordert werden. Damit ergeben sich neue Bauaufgaben. Es soll im folgenden gezeigt werden, welche Wege hierbei beschritten wurden.

Abb. 1 zeigt die wesentlichen Abmessungen einer Fertigungshalle, die sich derzeit im Bau befindet. Die Forderung nach besonders guter Belichtung durch senkrechte Fensterflächen konnte durch die Anwendung von Sagedächern erfüllt werden.

Das Mittelschiff der Halle hat eine freie Spannweite von 48 m bei einer lichten Höhe von 15,80 m über der Untergeschoßdecke. Hierbei ist besonders ersichernd, daß aus betrieblichen Gründen die in diesem Schiff laufende Kranbahn geteilt werden mußte. An Stelle von Kranen mit 46 m Spannweite kam die doppelte Anzahl von Kranen mit 23 m Spannweite zur Ausführung. Die inneren Kranbahnträger mußten in der Mitte der Spannweite an dem Tragwerk des Daches aufgehängt werden. Da auf jeder dieser Kranbahnen drei 15-t-Krane hintereinander laufen, ergaben sich für das Tragwerk des Daches außerordentlich hohe wechselnde Lasten. Die auf einen Dachbinder in Feldmitte wirkende Last erreicht bei ungünstigster Stellung der Krane die Größe von 142 t. Der Einfluß dieser Verkehrslast ist annähernd gleich dem Einfluß der ruhenden Last.

Die Krane in den 24 m weit gespannten Seitenschiffen sind für 7,5 t, die Krane in den niedrigeren Hallenteilen für 5 t Nutzlast bemessen.

Zur Aufnahme dieser großen Lasten wurde in der Fensterwand ein Fachwerkbinder angeordnet, der als durchlaufender Träger die drei Hallenschiffe überbrückt. Dieser Träger kommt in Eisenbeton nach der Bauart Finsterwalder zur Ausführung. Da die Zugschrauben erst nach der Aus-

rüstung ummantelt werden, werden die aus der Verformung herrührenden Nebenspannungen weitgehend herabgesetzt.

Die Dachhaut besteht aus einer Eisenbetonschale, die in Abständen von 12 m durch gebogene Bindergurte ausgesteift wird. Die Bindergurte sammeln die Lasten der Dachhaut und übertragen sie unmittelbar auf die Knotenpunkte des Fachwerks. Die Schale verbindet den Obergurt mit dem Untergurt von zwei benachbarten Fachwerkträgern. Die Knicksicherheit der Fachwerkstäbe ist damit ohne weiteres gegeben. Außerdem beteiligt sich die Schale auch an der Aufnahme der Stabkräfte der beiden Gurtungen.

Die zu beiden Seiten der Hauptstützen liegenden Kranbahnträger sind in Eisenbeton ausgeführt. Sie verbinden die einzelnen Tragsäulen zu einem Rahmentragwerk, das die von den Kranen und der Windlast herrührenden Längskräfte übernimmt. Die am Dach aufgehängten Kranbahnträger wurden in Anbetracht der auftretenden Verformungen als Stahlträger mit möglichst geringer Bauhöhe vorgesehen.

Die niederen Seitenschiffe sind ebenfalls mit Schalendächern überdeckt. Trotz der außerordentlich erschwerenden Umstände konnte der Eisenverbrauch bei dieser Halle sehr niedrig gehalten werden. Er beträgt für den ganzen Eisenbetonbau der Halle einschließlich der Ausfachung der Außenwände, jedoch ohne Untergeschoßdecke, 65 kg für 1 m² Grundrißfläche. Die Kranbahnträger, die zum Teil in Eisenbeton, zum Teil in Stahl zur Ausführung kommen, erhöhen den Stahlverbrauch auf insgesamt 81 kg für 1 m² Grundrißfläche.

Im Stahlbau, Heft 14/15 vom 5. Juli d. J. (S. 69), beschreibt Dipl.-Ing. Besch den stählernen Hallenbau eines Preßwerks. Bei diesem Bauwerk liegen die Verhältnisse ganz ähnlich wie bei der eben beschriebenen Fertigungshalle. Zu Beginn des Aufsatzes wird gesagt, daß der Bau in Stahl ausgeführt wurde, da „die Stützweiten der Hallenschiffe und die Lasten der Laufkrane für die Verwendung von Stahl an Stelle des Eisenbetons sprachen“. Das eben beschriebene Beispiel zeigt, daß heute auch für solche Hallen von außergewöhnlichen Abmessungen technisch einwandfreie und wirtschaftliche Lösungen in Eisenbeton gegeben sind. Welche Bauweise in bestimmten Fällen den Vorzug verdient, hängt vor allem davon ab, welche Forderungen der Beurteilung zugrunde gelegt werden. Eine wesentliche Rolle spielt hierbei bei der jetzigen Wirtschaftslage die Höhe des Stahlverbrauchs.

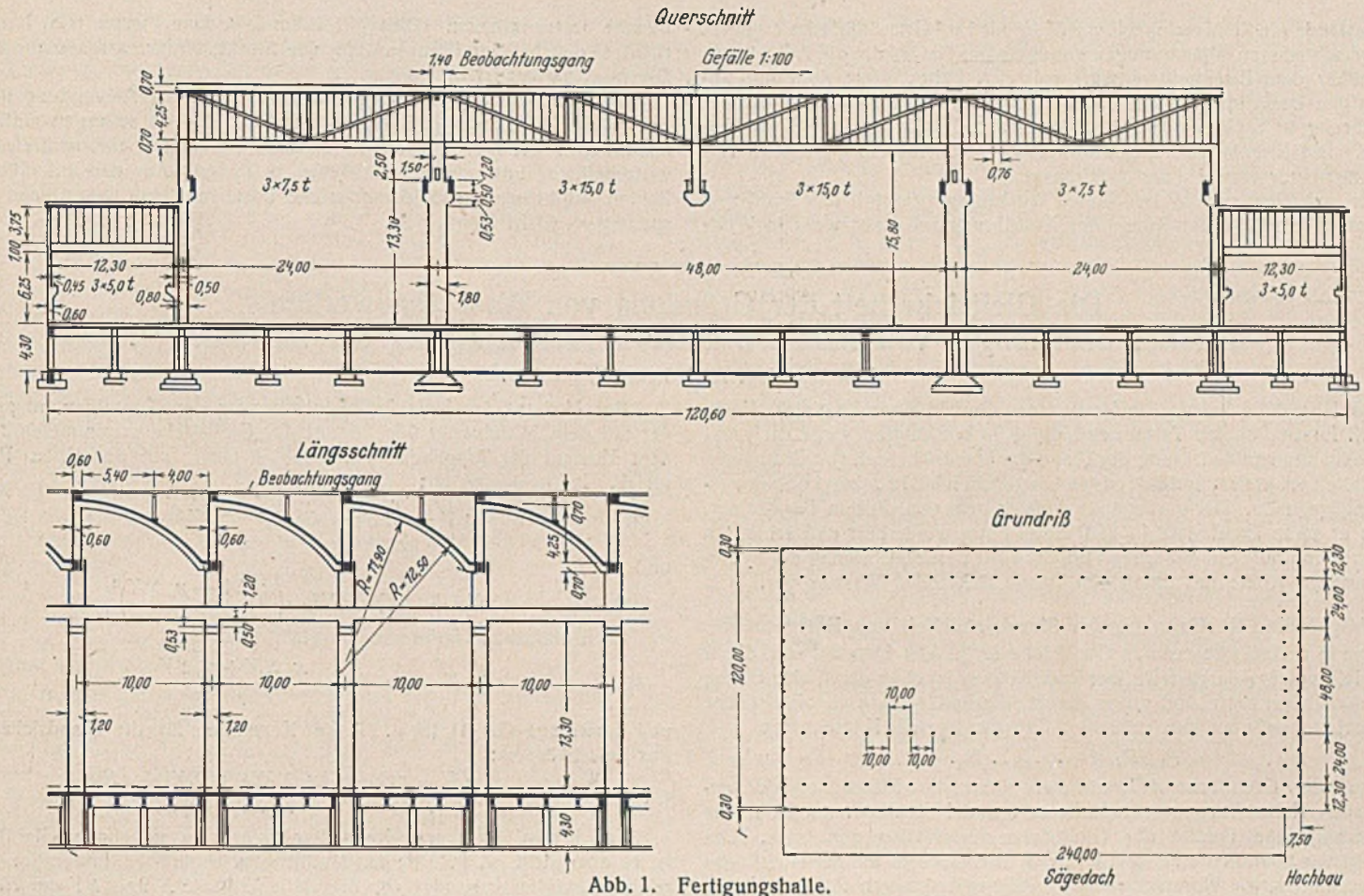


Abb. 1. Fertigungshalle.

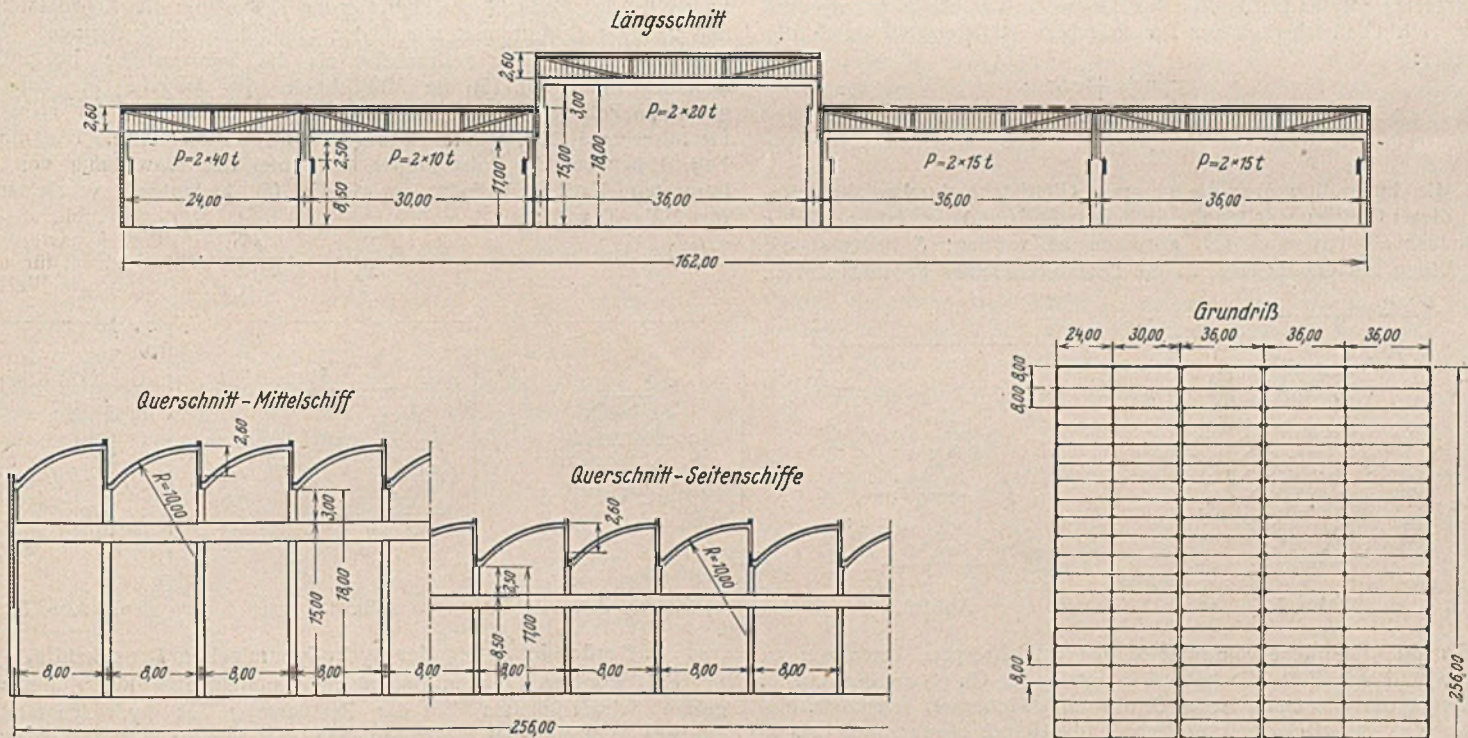


Abb. 2. Halle eines Preßwerks (Entwurf).

Abb. 2 zeigt einen Vorschlag für die Ausführung in Eisenbeton, der seinerzeit auch bei der Planung des Preßwerks vorgelegt wurde. Bei dem damaligen Stande der Entwurfsbearbeitung waren noch senkrechte Fensterbänder vorgesehen, die später auf 60° Neigung umgeändert wurden¹⁾. Im wesentlichen beruht dieser Entwurf auf den gleichen baulichen Grundsätzen, wie der der eben beschriebenen Fertigungshalle. Die Kranbahnträger für die bis zu 40 t schweren Krane waren ausnahmslos in Eisenbeton vorgesehen.

Besonders bemerkenswert sind die Angaben über den Stahlverbrauch. Neben dem Preßwerk kamen für die gleiche Werkanlage gleichzeitig drei große Hallen mit 160 000 m² Grundrißfläche mit Sägedächern in

Schalbauweise zur Ausführung. Die Spannweite dieser Hallen betrug 24 × 8 m. Für diese Eisenbetonhallen einschließlich der Ausfachung aller Außenwände betrug der Stahlverbrauch 24 kg für 1 m² Grundrißfläche. Für die wesentlich größeren Spannweiten des Preßwerks hätte sich nach dem gezeigten Entwurf einschließlich der Kranbahnen und der Ausfachung der

¹⁾ Stahlbau 1940, S. 69, Abb. 1.

Außenwände ein Stahlverbrauch von 51 kg für 1 m² Grundrißfläche ergeben. Die verschiedenen Abänderungen geringfügiger Natur, die die Ausführung gegenüber dem Eisenbetonentwurf aufweist, hätten diese Zahl nur unwesentlich beeinflussen können. Im Gegensatz dazu ergab sich bei der Ausführung in Stahl ein Stahlverbrauch von 160 kg für 1 m² Grundrißfläche. Die Eisenbetonlösung erfordert demnach für die gegebenen Abmessungen nur etwa 1/3 der Stahlmenge.

Es hat sich gerade bei dieser Werkanlage gezeigt, daß Stahl und Eisenbeton auch in der Kürze der Ausführungszeit sehr wohl in Wett-

bewerb treten können. Dies gilt besonders dann, wenn man berücksichtigt, daß bei der Fertigstellung des Eisenbetonbaues schon die feste Dachhaut verlegt ist.

Die beiden Beispiele zeigen, daß es durch die Anwendung neuer Bauweisen heute gelungen ist, auch bei Hallen von außergewöhnlicher Spannweite, in denen schwere Krane laufen, technisch einwandfreie und wirtschaftliche Lösungen in Eisenbeton zu finden. Aus den aufgeführten Zahlen ergibt sich, daß durch solche Lösungen eine wesentliche Einsparung an Stahl möglich ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Gleitsicherheit der Gründung von Wasserbauwerken und der Böschungen von Dämmen unter Berücksichtigung der Sickerkräfte.

Von Dipl.-Ing. A. I. Iwanoff, Moskau.

Im Jahre 1936 hat der Verfasser einen Bericht über die gleiche Frage dem II. Internationalen Talsperrenkongreß in Washington vorgelegt¹⁾ und darin eine allgemeine Lösung der Frage der Standsicherheit von Erdmassen bei Gleiten auf kreiszylinderförmigen Gleitflächen bei beliebiger Belastungsrichtung gegeben. Der vorliegende Aufsatz geht von diesem Bericht aus, indem er seine Ergebnisse in gedrängter Form wiederholt und schlägt in seinem Hauptteile ein einfaches Verfahren zur Berücksichtigung der hydrodynamischen Kräfte des durch den Damm sickernden Wassers vor.

1. Allgemeine Bestimmung der Standsicherheit von Rutschkörpern.

Die in Betracht kommende Gleitfläche ist in Abb. 1 als Bogen AC mit dem Halbmesser ρ dargestellt. Der Rutschkörper ist oben durch eine Fläche ABC beliebiger Form und unten durch eine kreiszylindrische Gleitfläche begrenzt und befindet sich unter der Einwirkung einer Kräftegruppe

$$P_1, P_2, P_3 \dots P_n.$$

Auf der Gleitfläche AC entstehen unter der Einwirkung der angreifenden Kräfte Tangentialspannungen τ und Normalspannungen n , die für verschiedene Punkte der Gleitfläche verschieden groß sind. Die Tangentialspannungen sind bestrebt, den Bodenkörper auf der Gleitfläche zu verschieben, die Normalspannungen hingegen erregen Reibungskräfte, die zusammen mit den Haftkräften des Bodens der Verschiebung entgegenwirken. Die Gleitsicherheit des Rutschkörpers ist dargestellt durch die Kennziffer:

$$(1) \quad k = \frac{\int f n ds + c S}{\int \tau ds}$$

wobei die Integration über die gesamte Gleitfläche durchgeführt wird.

In dieser Gleichung sollen die Reibungsziffer f und die Haftfestigkeit c des Bodens als unveränderlich angenommen werden; S bedeutet die ganze Länge des Gleitbogens, ds ein unendlich kleines Teilstück davon.

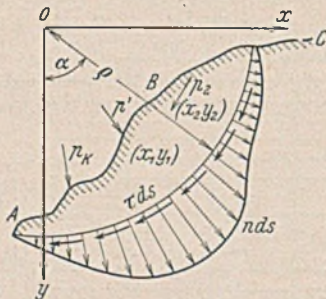


Abb. 1.

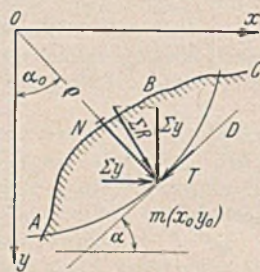


Abb. 2.

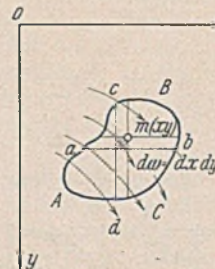


Abb. 3.

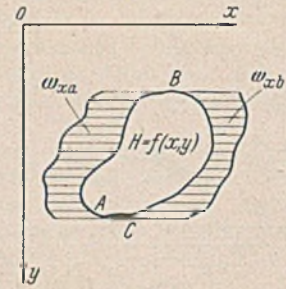


Abb. 4.

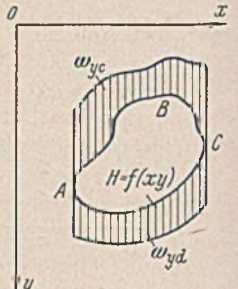


Abb. 5.

Um die Standsicherheitsziffer k des Rutschkörpers berechnen zu können, sind vor allem die beiden Integrale der Gl. (1) zu bestimmen. Die Lösung der Gleichung ist im Schrifttum²⁾ wiederholt behandelt, hier soll nur eine verhältnismäßig einfache und zugleich einwandfreie Lösung beschrieben werden³⁾.

In Abb. 2 sind x_0 und y_0 die Koordinaten des Punktes m der Gleitfläche, in dem die Mittelkraft aller den Bodenkörper angreifenden Kräfte ΣR die Gleitfläche AC schneidet. Die waagerechte und senkrechte Seitenkraft der Mittelkraft ist ΣX und ΣY , so daß

$$(2) \quad (\Sigma R)^2 = (\Sigma X)^2 + (\Sigma Y)^2 = T^2 + N^2,$$

wenn T und N die Seitenkräfte gleichgerichtet und senkrecht zur Gleitfläche im Punkte $m(x_0, y_0)$ sind.

¹⁾ A. I. Ivanov, Stability conditions of earth bodies and the analysis of slopes and foundations of earth dams. Transactions Second Congress on large dams. Band IV, Frage III, Bericht D 40, S. 615. Washington D. C., 1936.

²⁾ Ein ausführlicher Nachweis der neuen Veröffentlichungen über die Standsicherheit von Staudämmen findet sich im Bericht D 38 Ehrenberg zur gleichen Frage des Talsperrenkongresses in Washington (s. vor. Anm.).

³⁾ Iwanoff, a. a. O., S. 619ff.

Das Moment der Außenkräfte in bezug auf den Koordinatenursprung, der mit dem Mittelpunkt des Bogens der Gleitfläche zusammenfällt, ist dem Moment der Tangentialspannungen in bezug auf denselben Punkt gleich. Infolgedessen ist:

$$(3) \quad T = \int_s \tau ds = \frac{x_0 \Sigma Y - y_0 \Sigma X}{\rho}$$

und

$$(3a) \quad (\Sigma X)^2 + (\Sigma Y)^2 = N^2 + \left(\frac{x_0 \Sigma Y - y_0 \Sigma X}{\rho} \right)^2.$$

Nach einfachen Umformungen wird

$$(4) \quad N = \int_s n ds = \frac{x_0 \Sigma X + y_0 \Sigma Y}{\rho}$$

und damit aus Gl. (1), (3) u. (4) die Kennziffer für die Standsicherheit des Rutschkörpers:

$$(5) \quad k = \frac{fN + cS}{T} = \frac{f[x_0 \Sigma X + y_0 \Sigma Y] + cS\rho}{x_0 \Sigma Y - y_0 \Sigma X}.$$

Zur Ermittlung dieser Kennziffer k für eine gegebene Gleitfläche ist es also nicht nötig, eine umständliche zeichnerische Integration auszuführen, vielmehr genügt es, die Seitenkräfte ΣX und ΣY der Mittelkraft aller den Bodenkörper angreifenden Kräfte und die Koordinaten x_0 und y_0 ihres Schnittpunktes mit der Gleitfläche zu bestimmen. Dies Verfahren ist weniger zeitraubend als die zeichnerische Integration, außerdem gibt Gl. (5) die Möglichkeit, die Aufgabe für den allgemeinen Fall bei Wirkung einer beliebigen Kräftegruppe und nicht nur für lotrechte Kräfte, wie es bisher üblich war, zu lösen. Für diesen Fall, d. h. wenn der Rutschkörper sich unter der Einwirkung von nur lotrechten Kräften befindet, wird Gl. (5) bedeutend vereinfacht⁴⁾. Mit $\Sigma X = 0$ wird:

$$(5a) \quad k = f \cdot \frac{y_0}{x_0} + c \cdot \frac{\rho S}{x_0 \Sigma Y}.$$

2. Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckkräfte.

Bei Einsetzen der den Bodenkörper angreifenden Kräfte hat man größte Schwierigkeiten bei der Bestimmung des hydrodynamischen Druckes zu überwinden. Wir beziehen den Bereich des Sickerstromes auf das bisherige Koordinatennetz (Abb. 3) und versuchen, die Summe der Wasserdruckkräfte zu bestimmen, die auf einen Zylinderabschnitt von der Höhe 1 (senkrecht zur Bildebene) und der Grundfläche Ω , die durch den geschlossenen Umriß ABC von beliebiger Form begrenzt ist, einwirken. Bei dem Punkte $m(x, y)$, der sich innerhalb des geschlossenen Umrisses ABC befindet, liege eine unendlich kleine Fläche $d\omega = dx dy$.

Wenn die Druckhöhe der Sickerflüssigkeit in diesem Punkte gleich H ist, so betragen die waagerechte und lotrechte Seitenkraft des auf den Zylinder mit der Grundfläche $d\omega$ wirkenden hydrodynamischen Druckes:

$$(6) \quad dX_H = - \frac{\partial H}{\partial x} \cdot d\omega$$

$$(7) \quad dY_H = - \frac{\partial H}{\partial y} \cdot d\omega.$$

⁴⁾ A. I. Iwanoff, Zur Frage der Berechnung der Standsicherheit von Erdböschungen von Staudämmen, Erdschüttungen und Einschnitten. — Bulletin vom Nischnewolgaprojekt N 6. 1936.

Alle Rechte vorbehalten.

Professor W. Rein 60 Jahre.

Am 19. September hat Professor Rein sein 60. Lebensjahr vollendet. Zu diesem Tage möchte ich neben den Glückwünschen, die ihm heute von seinen näheren Freunden, Mitarbeitern und Hörern dargebracht sein mögen, Dolmetsch der herzlichen Wünsche aller derer sein, die sich im deutschen Stahlbau zusammenfassen lassen, in erster Linie also der im Deutschen Stahlbau-Verband und weiter in der Fachgruppe Stahlbau der Wirtschaftsgruppe Stahl- und Eisenbau zusammengeschlossenen Unternehmen, dann aber auch der im Stahlbau tätigen Fachgenossen. Es gibt wohl unter den heute wirkenden Hochschullehrern kaum einen, der so ausschließlich von Beginn seiner Laufbahn an alle seine Kräfte dem Stahlbau gewidmet hat wie Professor Rein und darum aus seiner Beherrschung der wissenschaftlichen, baulichen und wirtschaftlichen Grundlagen sowie alles dessen, was mit dem Stahlbau zusammenhängt, sich mit solcher Wärme und solchem Eifer für die Anerkennung und Durchsetzung des Stahlbaues eingesetzt hat wie er.

Nach Abschluß seiner Studien an der Hochschule Darmstadt trat er als junger Diplomingenieur bei der Firma Harkort in Duisburg ein und wurde hier in einer der besten Schulen der damaligen Zeit unter Seiferts und Rademachers Leitung ausgebildet. Nach längerer Tätigkeit beim Eisenwerk Kaiserslautern und später bei J. Pohlig in Köln trat er im Jahre 1912 in das einige Jahre zuvor von mir eingerichtete und geleitete Statische Büro des Stahlwerks-Verbandes ein, dem die Aufgabe gestellt war, durch wissenschaftliche und praktische Förderung der Eisenbauweise den Eisenabsatz im Bauwesen, der besonders in Formeisen stark zurückging, wieder zu heben. Er übernahm in seiner neuen Tätigkeit den Bezirk Baden und Württemberg. Die Tätigkeit des Statischen Büros zeitigte einen lebhaften Kampf unter den Vertretern der verschiedenen Bauweisen. In Vorträgen, in Aufsätzen der Fachpresse und durch Beratung der Baukreise wurde versucht, unberechtigte Einschränkungen und Zurückdrängungen abzuwehren, Übertreibungen auf das richtige Maß zurückzuführen und dem, was wir für gut und vielfach für besser hielten, den Platz zu wahren. Dabei platzten die Gemüter manchmal heftig aufeinander. In diesem Kampfe, an dem Rein lebhaft beteiligt war, bewährte er sich als wackerer Mitstreiter. Der Krieg unterbrach diese Tätigkeit und führte Rein dem Luftschiffbau zu, wo er in leitender Stellung an der Entwicklung des Schütte-Lanz-Luftschiffes mitarbeitete.

Durch die Not nach dem Kriege waren alle Industrien zu vermehrten Anstrengungen gezwungen, um sich im Kampf ums Dasein zu behaupten. In richtiger Erkenntnis des ungeheuren Wertes wissenschaftlicher Durchdringung unserer Bauentwürfe hatte sich der Verein Deutscher Brücken- und Eisenbauwerken schon bei seiner Gründung im Jahre 1904 neben der Wahrung seiner wirtschaftlichen Belange die Aufgabe gestellt, großzügige Versuche mit Baugliedern durchzuführen. Mit der Übertragung der Geschäftsführung des Verbandes an mich wurden diese Versuche mit besonderem Nachdruck in Angriff genommen, und es gelang, Rein als Mitarbeiter dafür zu gewinnen. In dem Maße, wie für mich selbst die

wirtschaftlichen Aufgaben wuchsen, wurde ihm immer mehr die Leitung der wissenschaftlichen Arbeiten, insbesondere die Vorbereitung und Durchführung der genannten Versuche und alle damit zusammenhängenden Aufgaben übertragen. In dieser Tätigkeit hat Rein z. T. in enger Zusammenarbeit mit Geheimrat Dr. Zimmermann und später mit Geheimrat Dr. Schaper außerordentlich Wertvolles geleistet, worüber in den Geschäftsberichten des Deutschen Stahlbau-Verbandes fortlaufend berichtet worden ist. So wurden, um an die hauptsächlichsten Arbeiten zu erinnern, damals Versuche mit der Nachbildung von Druckstäben von Brücken, grundlegende Knickversuche mit einfachen Stäben, anschließend mit zusammengesetzten Querschnitten durchgeführt und im weiteren Verlauf die ganze Knicklehre verfolgt. In Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau hat Professor Rein darüber abschließend berichtet. Daneben hat er durch seine Tätigkeit als Schriftleiter fruchtbar auf einen großen Kreis eingewirkt. In den Jahren 1924 bis 1931 war er zusammen mit Probst, Petry und Foerster in der Schriftleitung des „Bauingenieurs“ tätig, bis er im Jahre 1930 die Schriftleitung der seit 1928 von Geheimrat Hertwig geleiteten Zeitschrift „Der Stahlbau“ übernahm.

Seine Tätigkeit als Stahlbauingenieur fand ihre Anerkennung und Krönung durch die Berufung zum ordentlichen Professor an der Technischen Hochschule Breslau. Hier konnte er seine reichen Erfahrungen über den Baustoff Stahl, seine Vorzüge und seinen richtigen Einsatz in begeisternden Ausführungen seinen Hörern darlegen. Immer wieder unterstreichen seine Vorlesungen wie auch seine zahlreichen Veröffentlichungen in Fachzeitschriften die überragenden Vorteile des Bauens in Stahl und immer gilt sein Eifer der Bekämpfung der Stahlverschwendung. So hat er schon vielen Jahrgängen junger Ingenieure den Weg zum werkstoffgerechten, sparsamen und doch eindrucksvollen Bauen weisen können. Bald nach der Machtübernahme wurde er als einer der ältesten Parteigenossen seiner Hochschule — er hatte aus heißem vaterländischen Gefühl, um die Erneuerung und Gestaltung unseres Volkes besorgt, frühzeitig den Weg zum Führer gefunden — zum Rektor der Hochschule berufen. Als solcher hat er sich große Verdienste um die Förderung der Technischen Hochschule Breslau erworben. Es gelang ihm nicht nur, die Selbständigkeit der Hochschule, die mit der Universität Breslau zusammengelegt werden sollte, zu erhalten, sondern gleichzeitig eine Erweiterung und Vervollständigung der Lehrinrichtungen zu erreichen und damit eine Stärkung dieses wichtigen geistigen Bollwerkes im neuen großen deutschen Osten zu erzielen.

Professor Rein hat, weil er aus der Praxis kam, die Fühlung mit ihr behalten und zu vertiefen gewußt. Wissenschaft und Praxis vereinen sich in seiner Person in einer Weise, wie wir Praktiker sie uns nicht besser wünschen können. Möge sein großes Können noch lange weiter fruchtbar werden in erfolgreicher Arbeit zum Besten der Hochschule und des Stahlbaues.
Dr.-Ing. Fischmann.

Vermischtes.

Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. A. Birk 85 Jahre. Der bekannte Straßenbauer, von 1897 bis 1925 Inhaber des Lehrstuhles für Eisenbahn-, Tunnel- und Straßenbau an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, vollendete am 26. September das 85. Lebensjahr. Von seiner umfangreichen schriftstellerischen Tätigkeit sei hier nur das Sammelwerk „Der Wegebau“ und das Werk „Die Straße“ genannt.

Neue Normen für die Prüfung von Naturstein. Der Arbeitsausschuß „Prüfung von natürlichen Gesteinen“ beim Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik (DVM) hat unter Leitung von Professor Otto Graf in Stuttgart die Normblattentwürfe DIN DVM E 2106, 2111 und 2112 über die Prüfung von Naturstein ausgearbeitet, die die Wetterbeständigkeit, den Kristallisationsversuch und die Biegefestigkeit behandeln. Außerdem hat er den Entwurf einer Neubearbeitung der DIN DVM 2101 — Prüfung von Naturstein, Richtlinien für die Probenahme — herausgegeben. Die Entwürfe können von der Geschäftsstelle des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, bezogen werden. Einsprüche und Änderungsvorschläge sind in doppelter Ausfertigung bis zum 30. November 1940 derselben Stelle mitzutellen.

Schwingrüttler für Bunker. Damit sich in den Bunkerausläufen auf Baustellen das Massengut nicht festsetzt, bringt man vielfach Rüttelvorrichtungen an, die auf mechanische Art durch außermittig umlaufende Massen¹⁾ oder durch schwingende Kolben in Bewegung versetzt werden.

Eine Rüttelvorrichtung mit schwingendem Kolben, Bauart Robert Wacker, die insgesamt 24 kg wiegt, ruht auf einem Flansch, der mit der Bunkerwand fest verschweißt oder verschraubt ist (Abb. 1), damit die Schwingungen möglichst kräftig auf das Massengut im Bunker übertragen werden. Es besteht aber auch die Möglichkeit, den Schwingrüttler durch eine Klemmvorrichtung mit Andrückplatte und Tragwinkel an einer Bunkerwand zu befestigen (Abb. 2), so daß das Gerät leicht versetzt werden kann.

Die Schwingkräfte werden durch einen Schlagkolben erzeugt, der durch einen 0,25-kW-Elektromotor (220/380 V Spannung) über ein Stirn-

radgetriebe, eine Pleuelstange und eine Feder zum Schwingen gebracht wird. Der Schlagkolben bewegt sich in einem Zylinder, der die Schwingungen senkrecht zur Auflagerfläche auf die Bunkerwand überträgt. Die Schwingungen wirken daher nur in einer Richtung, im Gegensatz zu den Schwingrüttlern mit außermittig umlaufenden Massen, bei denen sich die Schwingungen mehr oder weniger zerstreuen.

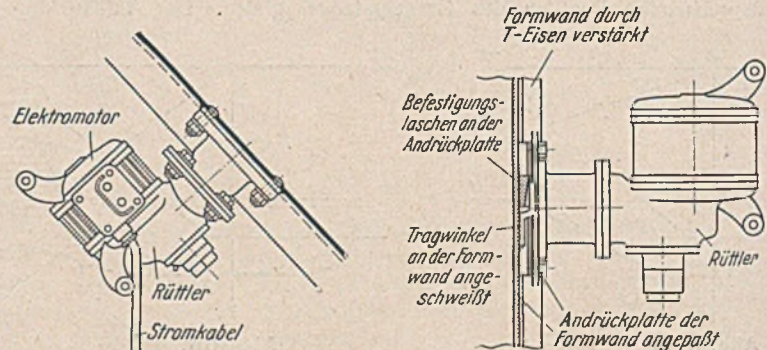


Abb. 1.
Elektro-Schlagkolbenrüttler
an einer Bunkerwand.

Abb. 2.
Lösbare Befestigung eines Schwing-
rüttlers durch eine Klemmvorrichtung.

Außer zum Rütteln von Bunkerwänden kommt der Schwingrüttler auch zum Verdichten von Beton in Schalungen oder bei offenen Betondecken in Betracht.
R.

INHALT: Die „echte Trogbücke“. — Weltgespannte Sagedachbauten in Eisenbeton. — Die Gleitsicherheit der Gründung von Wasserbauwerken und der Böschungen von Dämmen unter Berücksichtigung der Sickerkräfte. — Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. A. Birk 85 Jahre. — Neue Normen für die Prüfung von Naturstein. — Schwingrüttler für Bunker.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

¹⁾ Bautechn. 1939, Heft 51, S. 632.