

# Vorträge der Sektion für Eisenbau

## Lectures of the Section for Steel Constructions

### Conférences de Section pour les Constructions en Fer

Direktor HANS SCHMUCKLER, Berlin:

#### Stahlskelettbauten für Wohnungs- und Hochbauzwecke<sup>1</sup>

Zunächst wird die Frage der Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit des Stahlskelettbaues allgemein erörtert und seine Vorzüge betont. Es wird auch dargelegt, daß der seit Jahrhunderten vorherrschende Ziegelmassivbau nicht mehr als rationell angesehen werden kann, und daß die Rationalisierung, die heute auf allen Gebieten technischer Betätigung Programm ist, auch in den Wohnungsbau eingeführt werden muß. Es wird betont, daß beim Wohnungsbau der größte Teil der Arbeiten von der Baustelle weg in rationalisierte Betriebe verlegt werden kann, so daß auf der Baustelle nur noch Montagearbeiten zu leisten sind. Es wird ferner auf den großen Vorteil des Stahlskelettbaues hingewiesen, nach Herstellung der Fundamente das ganze Stahlgerüst aufzustellen, dann zunächst das Dach aufzubringen und unter seinem Schutz alle anderen Arbeiten auszuführen. Auf diese Weise ergibt sich fast völlige Unabhängigkeit vom Wetter, Verminderung der Bauzeit auf etwa die Hälfte, Gewinn an Nutzraum infolge der dünneren Wände mit besseren Baustoffen und Verringerung der Baumassen auf etwa die Hälfte.

An einer Reihe von Lichtbildern ausgeführter Stahlskelett-Wohnungsbauten wird dann gezeigt, wie ein solcher Stahlskelettbau errichtet wird und es wird an Hand ausgeführter und zum Teil seit Jahren bereits bewohnter Stahlskelettbauwohnungen der Nachweis geführt, daß sich diese zumindest ebensogut bewährt haben wie der Ziegelbau.

Mit Rücksicht darauf, daß in Deutschland für Stahlskeletthäuser bereits genormte „Gütevorschriften“ bestehen, ergibt sich auch die Möglichkeit, Stahlskelettwohnbauten in gleicher Weise zu beilehen wie Ziegelbau.

An Hand von Lichtbildern und Proben werden auch die neuen Wandfüllbaustoffe, wie Bimsbeton, Zellenbeton und Gasbeton, erläutert und auf ihre Vorzüge hingewiesen, schließlich auch neue Deckenkonstruktionen gezeigt, die dem Prinzip des Trockenbaues in weitgehendster Weise entgegenkommen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß mit der Einführung des Stahlskelettbaues in das Wohnungsbauwesen ein großer Schritt vorwärts getan wurde, um dem großen Wohnungselend in Mitteleuropa zu steuern.

<sup>1</sup> Der vollständige Vortrag ist in „Stein, Holz und Eisen“ 1929, Nr. 9, veröffentlicht.

Ingenieur P. JOOSTING, Chef der Brückenbauabteilung der Niederländischen Eisenbahnen, Utrecht:

### Die Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam<sup>1</sup>

Die 1927 dem Verkehr übergebene Hubbrücke in Rotterdam ersetzt eine zwischen zwei festen Brücken liegende zweigleisige, 56 m lange Drehbrücke. Die lichte Höhe unter der gehobenen Brücke beträgt bei Hochwasser 45 m, kann aber durch Aufbau weiterer zwei Felder auf jeden Turm auf 60 m gebracht werden. Das Gewicht der rund 600 t schweren Hubbrücke wird durch zwei Gegengewichte, mit denen die Brücke durch 48 Stahldrahtseile von 40 mm Stärke verbunden ist, ausgeglichen. Für die Bewegungsvorrichtung ist von der üblichen (amerikanischen) Anordnung, bei der die Kabine mit dem Bewegungsmechanismus auf den beweglichen Brückenteil aufgestellt ist, aus wirtschaftlichen und Schönheitsgründen

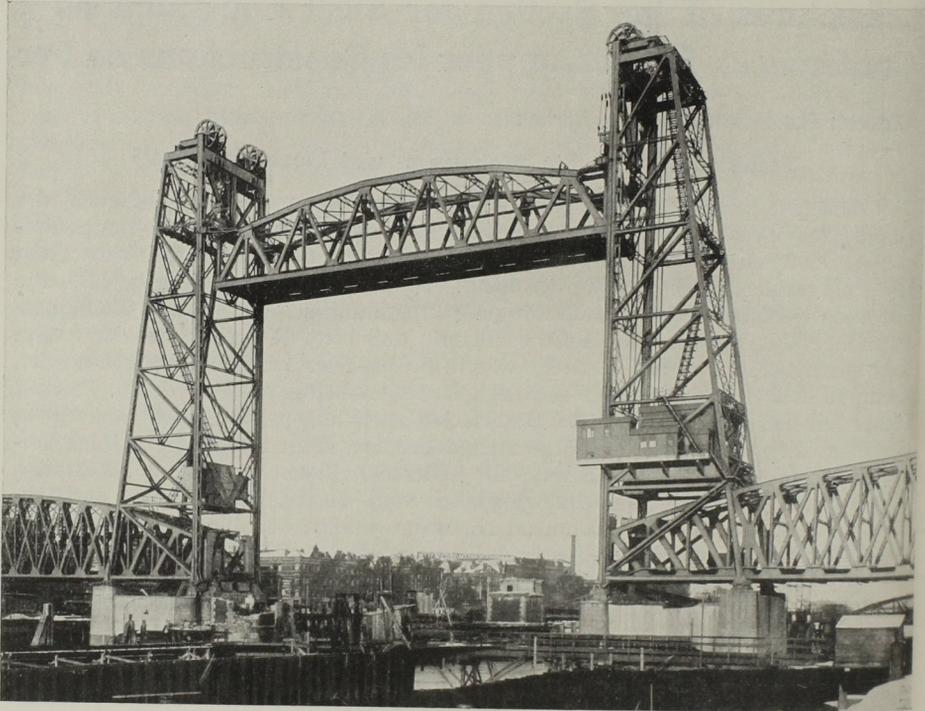


Abb. 1.

Abstand genommen, indem die Bewegungsvorrichtung in einer fest in einen der Türme eingebauten Kabine angeordnet ist. Zwei Seiltrommeln winden bei Drehung in einer Richtung die vier 26 mm starken Hubseile, bei Drehung in entgegengesetzter Richtung die vier ebenfalls 26 mm starken Senkseile auf. Vier feste Stahldrahtseile von 26 mm Stärke halten die Brücke während der Bewegung in wagrechter Lage. Ein Gleichstrommotor (200 P. S.), der von einem Leonardumformer gespeist wird, versetzt die Seiltrommeln in Drehung und kann die Brücke in einer Minute heben

<sup>1</sup> Ein ausführlicher Bericht ist im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“, Heft 4, 1929, erschienen.

bzw. senken. Der Drehstrommotor des Umformers ist an das städtische 5000 Volt-Netz angeschlossen. Ein Reservegleichstrommotor von 32 PS, der seinen Strom unmittelbar vom städtischen 440 Volt-Netz erhält, kann im Fall einer Störung des Hochspannungsnetzes die Hebung bzw. Senkung in acht Minuten besorgen. Eine Sicherheitsluftdruckbremse, Sicherheitsschalter usw. verhüten eine zu große Geschwindigkeit und besorgen ein rechtzeitiges stoßfreies Anhalten der Brücke in den Endstellungen, auch wenn der Brückenwärter die nötigen Handgriffe versäumen würde.

Ministerialrat Ing. FRANZ ZELISKO, Wien:

### Tragwerke und Hochbauten bei den österreichischen Seilschwebbahnen

Im Zuge der Ausgestaltung der Verkehrsmittel zur Aufschließung seiner unvergleichlichen Naturschönheiten hat Österreich in den letzten drei Jahren zehn Personenseilschwebbahnen gebaut.

Viele der herrlichen Wunder der Bergwelt sind dadurch für jedermann in unglaublich kurzer Zeit mühelos und sicher zu erreichen. Die Fahrt zur Höhe, bei der jede Minute neue, oft überwältigende Überraschungen bringt, wird jedem Naturfreund ein unvergeßliches Erlebnis bleiben.

Warum baut man in Österreich Seilschwebbahnen und keine Zahnrad- oder Standseilbahnen?

Die Führung grundfester Gleise im Gebirge würde unter den bei den Schwebbahnen gegebenen Verhältnissen, selbst wenn solche Anlagen technisch möglich wären, so hohe Bau- und Betriebskosten verursachen, daß von vorneherein eine Rentabilität der Bahn ausgeschlossen wäre.

Bei den Personenseilschwebbahnen steht jedoch die Verkehrsleistung zum Bau- und Betriebsaufwand im günstigen Verhältnis.

Überdies weisen die Schwebbahnen gegenüber anderen Bergbahnen noch den schwerwiegenden Vorteil auf, daß sie immer, also auch in schneereicher Jahreszeit, in der sich der Wintersport auf den Höhen entfaltet, sicher und ohne Störung benützt werden können; auch sind sie vermöge der in den letzten Jahren gemachten Vervollkommnung der technischen Einrichtungen und deren strengen und sorgsamem Überwachung beim Bau- und Betrieb vollkommen betriebssicher.

Die Schwebbahnen (s. Abb. 2) sind in der Mehrzahl zweigleisig gebaut; die beiden Trageile liegen in einer Entfernung von 4 bis 8 m nebeneinander und erlauben die gleichzeitige Berg- und Talfahrt je eines Fahrzeuges (Pendelbetrieb).

Jedes Trageil ist in der Regel in der oberen „Bergstation“ verankert, liegt in der Strecke auf Stützen auf und wird durch ein Spanngewicht, das in der „Talstation“ in einem Betonschachte schwebt, gespannt. Hiedurch ist eine gleichmäßige Inanspruchnahme des Seiles unabhängig von der Größe der Verkehrslast, der Bremskräfte, der Temperaturunterschiede und von der Belastung durch Schnee, Eis und Wind gewährleistet. Da das Trageil zu steif ist, um über eine Rolle von verhältnismäßig



Abb. 1. Mariazzell—Bürgeralpe

geringem Durchmesser in die lotrechte Lage gebracht zu werden, ist ein eigenes biegsames Seil, das sogenannte Spannseil eingeschaltet.

Die Bewegung der Fahrzeuge erfolgt durch ein Zugseil, das aus zwei Teilen, dem oberen und unteren Zugseil, besteht. Jedes dieser Zugseile ist an den Enden mit beiden Kabinen gelenkig befestigt.

Der Antrieb des Zugseiles erfolgt in der Regel von der Bergstation aus, wo die Motoren untergebracht sind.

In der Talstation läuft das Zugseil um eine Scheibe, die auf einem Schlitten montiert ist. Die notwendige Regulierung der Spannung im Zugseil wird wieder durch ein an den Schlitten angehängtes Spannungsgewicht bewirkt, das in dem schon erwähnten Schachte schwebt.

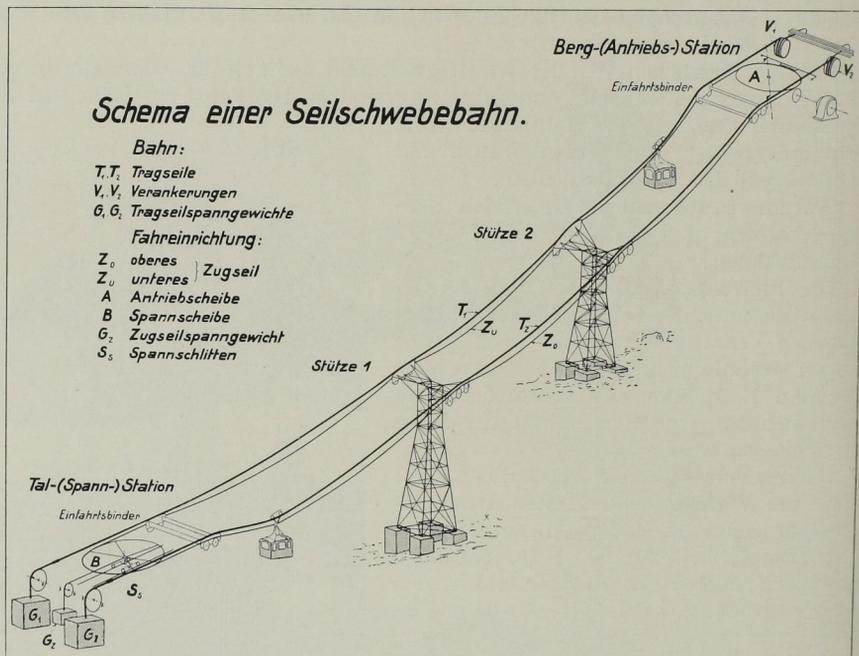


Abb. 2

Hinsichtlich der Linienführung sei vor allem erwähnt, daß die Bahntrasse in der Regel geradlinig angeordnet ist.

Von den zehn im Betriebe befindlichen Schwebebahnen sind neun geradlinig, nur die letztgebaute Nordkettenbahn auf das Hafelekar bei Innsbruck hat eine gebrochene Trasse, was durch besondere Verhältnisse bedingt war. In dem Winkel-punkte ist eine Zwischenstation eingebaut; der Verkehr erfolgt daher in zwei getrennten Sektionen.

Die Seile der Bahn, dann deren Stützpunkte und die Stationen müssen unbedingt außer dem Bereiche von Lawingängen und Steinschlaggrinnen liegen. Wo die Bahn im Waldbereiche liegt, müssen Seile und Stützen durch Ausholzen vor Beschädigungen infolge Windbruch bewahrt werden. Ein Abstand der Seile vom Terrain unter 6 m ist wegen der Gefahr des Streifens der Kabinen insbesondere bei Schneeanhäufungen nicht zulässig.

Die Trasse einer Schwebebahn sollte vom Standpunkte der billigsten und besten Betriebsweise eine konstante Steigung aufweisen, das ist aber nicht erreichbar. Sehr von Vorteil ist es, wenn die Ausfahrt aus der Bergstation unter einem entsprechend steileren Winkel erfolgt, als aus der Talstation. Dann kann am Beginn der Fahrt die talfahrende Kabine die erforderliche Beschleunigungsarbeit für die bergfahrende Kabine abgeben. Andererseits wird dadurch auch die Bewegung der auf dem Berge anlangenden Kabine und gleichzeitig jene der im Tal anlangenden Kabine am Ende der Fahrt verzögert, was erwünscht ist.

Exzessiver Steigungswechsel an den Stützen ist wegen zeitweiliger Mehranstrengung der Motoren und wegen ungünstiger Rückwirkung auf die Ausbildung der Stützen zu vermeiden.

Die Seile müssen selbst unter den ungünstigsten Bedingungen einen genügenden Auflagerdruck aufweisen, wenn, wie in Österreich, Niederhaltschuhe nicht verwendet

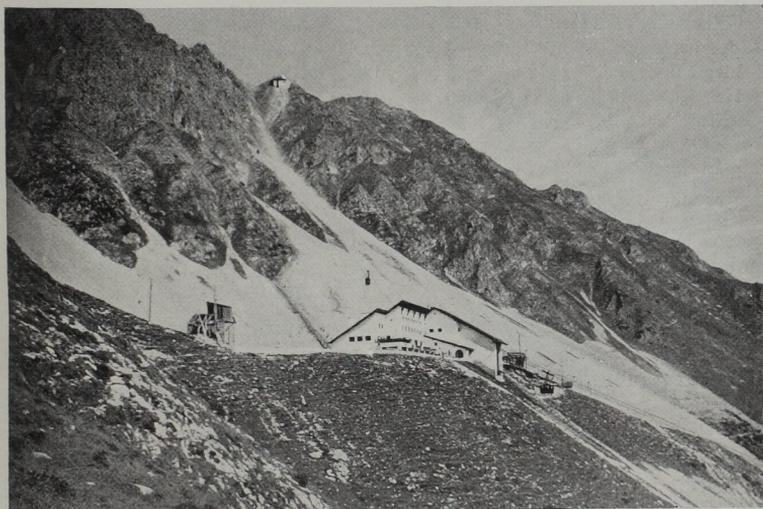


Abb. 3. Zwischenstation „Seegrube“ der Innsbrucker Nordkettenbahn. Oben am Kamm „Bergstation Hafelekar“

werden. Die Größe des noch zulässigen minimalen Auflagerdruckes hängt von den anschließenden Spannweiten der Seile, von der Größe der Reibungen auf den Nachbarstützen und von der Form der Auflagerschuhe ab. Bei mittleren Verhältnissen ist ein geringerer Stützdruck des Tragseiles als tausend Kilogramm kaum zulässig.

Das Auffinden der Trasse, die den eben aufgestellten Forderungen nahekommt, ist oft schwierig. Unter Umständen bringt selbst eine namhafte Erhöhung einer Stütze keine wesentliche Erhöhung des Auflagerdruckes mit sich. Jede Veränderung der Auflagerverhältnisse auf einer Stütze beeinflusst diejenigen der benachbarten Stützen.

Die Festlegung der Trasse einer Schwebebahn und die Austeilung der Stützen ist daher oft schwierig und vor allem eine *statische Aufgabe*.

Die nachstehende Zusammenstellung bringt bemerkenswerte Angaben über die Anlageverhältnisse bei den österreichischen Seilschwebebahnen (siehe S. 542).

Die auf Tiroler Boden fast bis zum höchsten Gipfel des wilden Wettersteingebirges, die Zugspitze, den höchsten Berg Deutschlands, führende Schwebebahn weist unter allen die größte wagrechte Entfernung der Tragseilendauflagerungen auf und überwindet auch in einem Zuge den größten Höhenunterschied. Sie ist,

was Kühnheit in der Anlage anbelangt, kaum mit einer anderen Bergbahn der Erde zu vergleichen; ihre Ausführung muß als Höchstleistung im Baue von Hochgebirgsbahnen gewertet werden.

Bahnlinie	Wagrechte Entfernung	Höhenunterschied	Absolute Höhe des Trageiles in der Bergstation	Größte lineare Neigung der Bahn		Größte Differenz zwischen dem Sinus der Vollseilneigungen unterhalb und oberhalb der Stütze	Größte Spannweite der Seile wagrecht gemessen in m	Größte Stützhöhe in m
	der Trageilenauf-lagerungen in m	$\alpha$		$\%$				
Hirschwang-Raxalpe . . . .	1895	1009	1545	33° 8'	65	0,254	718	28,5
Ehrwald-Zugspitze . . . . .	2962	1569	2805	32° 31'	64	0,296	996	31,5
Ebensee-Feuerkogel . . . . .	2684	1105	1580	27° 47'	53	0,379	1286	34,0
Bregenz-Pfänder . . . . .	1962	603	1028	21° 57'	40	0,226	1066	27,0
Annenheim-Kanzel . . . . .	1660	941	1471	31° 44'	62	0,242	684	39,0
Zell a. S.-Schmittenhöhe . . . . .	2576	1013	1956	25° 55'	49	0,379	820	28,3
Mariazell-Bürgeralpe . . . . .	1367	360	1254	25° 55'	49	0,340	379	16,5
Kitzbüchel-Hahnenkamm . . . . .	2220	869	1644	34° 36'	69	0,265	496	18,0
Igls-Patscherkofel . . . . .	1846+	232+	1951	27° 24'	52	0,306	674	34,0
	1678	776						
Hungerburg-Innsbrucker Nordkette . . . . .	2677+	1043+	2264	25° 6'	47	0,354	972	26,0
	663	355						

Die Werte  $a$  geben die jeweils größte lineare Steigung der angeführten Seilbahnen an. Die wirklich vorhandenen größten Steigungen des Trageiles unterhalb der Stützen sind bedeutend größer und erreichen 87%.

Bei der Talfahrt der vollbelasteten Kabinen über die Stützen wird wegen der raschen Änderung der Seilneigung die Geschwindigkeit des Fahrzeuges erhöht. Sie wird bewirkt durch die Kraft  $G$  ( $\sin v_u - \sin v_o$ ).

Hiebei ist  $G$  das Gewicht der Kabine;  $v_u$  und  $v_o$  sind die Neigungswinkel der Tangenten an das ablaufende vollbelastete Trageil unter und ober der Stütze.

$\sin u - \sin v_o$  soll, wie die Erfahrung lehrt, den Wert von 0,35 nicht wesentlich überschreiten, da sonst bei den fahrenden Personen das Gefühl des Fallens empfunden wird.

Die die Beschleunigung des Wagens bei der Fahrt über die Stütze hervorrufoende Kraft bewirkt ein Zerrn am Zugseil, das dadurch aus der oberen Stützweite nach-

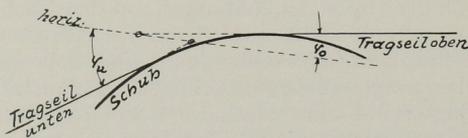


Abb. 4

geholt und in vertikale Schwingungen versetzt wird, deren Größe bei sonst gleichen Verhältnissen mit der erwähnten Sinusdifferenz zunimmt.

Die Auflagerung des Trageiles auf den Stützen vermittelt der Trageilenschuh. Sein Krümmungshalbmesser darf nicht kleiner sein als der hinsichtlich der Biegung des Seiles zulässige.

Er entspricht jener Krümmung, die das Trageil örtlich unter dem Laufwerk der vollbelasteten Kabine erleidet.

Bei den Bahnen nach Bauart BLEICHERT-ZUEGG beträgt der Krümmungsradius 14 m, bei der Bürgeralpebahn, Bauart FABBAG, 15 m, bei der Hahnenkammbahn, Bauart VISNITZKA, 15 und 20 m. Der Seildruck auf das laufende Zentimeter des Schuhs schwankt zwischen 20 und 30 kg.

Der Schuh muß eine solche Länge haben, daß das Seil frei, also selbst bei der

ungünstigsten Belastung ohne Knick abläuft. Die Ablaufwinkel sind naturgemäß je nach der Stellung der Kabine und dem Reibungswiderstande am Schuh verschieden. Sie werden berechnet und an Ort und Stelle nachgeprüft.

Würde trotz aller Sorgfalt in der Seilübertragung doch das Zugseil reißen, dann fällt von selbst die Fallbremse ein. Auch der Wagenführer kann diese Bremse vom Wagen aus jederzeit leicht betätigen.

Das Bremsen erfolgt beim System BLEICHERT-ZUEGG und beim System VISNITZKA am Trageil; beim System FABBAG wird an einem eigenen Bremsseil gebremst. Wird am Trageil gebremst, so muß der Trageilschuh eine Form haben, die das Anpressen der Bremsbacken am Trageil auch dort zuläßt, wo es auf dem Schuhe liegt.

Zur Verminderung der Scheuerung zwischen Trageil und Schuh ist letzterer in der Regel mit einem Bronzefutter versehen, das im Laufe der Zeit verschleißt und auswechselbar ist.

Das Gewicht der Trageile, deren Reibung auf den Schuhen der Stützen, die von den Kabinen herrührende Teilkraft, der Wind auf die Seile, die Bremskraft, die an den Trageilen ausgeübt wird, sind jene Kräfte, die durch den Auflagerschuh auf den Stützenkopf übertragen werden. Bei der Berechnung der Stützen sind außerdem noch die Auflagerdrücke des Zugseiles auf die Führungsrollen, das Eigengewicht der Stütze und der Winddruck auf die Stützen zu berücksichtigen.

Was die Reibung des Trageiles auf dem Schuhe anbelangt, so werden zwei Reibungsbeiwerte berücksichtigt: jener des unbelasteten Seiles mit 0,20, jener des belasteten Trageiles mit 0,35.

Die Windwirkung wird horizontal und senkrecht zur Trasse angenommen. Die Stützen werden für einen Winddruck auf die Seile, die Wagen und die Stützen selbst von 125 kg/qm berechnet, obwohl bereits bei einem Winddruck von zirka 40 kg/qm der Betrieb eingestellt wird, was durch an den Stützen angebrachte automatische Windmesser ermöglicht wird. Wegen des kreisförmigen Seilquerschnittes wird für die Angriffsfläche ein Reduktionsfaktor von 0,7 zugelassen.

Zur Sicherung des Bestandes der Bahn bei ungewöhnlich heftigen Orkanen werden die Stützen überdies noch für den Winddruck von 250 kg/qm auf die Seile und die Stützen berechnet. Die Standsicherheit muß auch dann noch 1,2 sein.

Von vorneherein kann die maßgebende Zusammensetzung dieser Kräfte nicht erkannt werden. Es müssen sämtliche Kombinationen aufgestellt und hieraus die für jeden Konstruktionsteil ungünstigsten Einwirkungen festgestellt werden. Die Stützen werden außer auf Biegung auch auf Verdrehung beansprucht. Bei großem Abstände der Trageile erleiden die Schuhenden dadurch seitliche Verschiebungen. Die Divergenz der Richtungen des Trageiles und des verdrehten Schuhs darf die Führung des Trageiles im Schuh nicht gefährden. Andernfalls muß die Verdrehung der Stütze durch Vergrößerung der Querschnitte der Füllungsstäbe auf das noch zulässige Maß verringert werden. Die Standberechnung der Stützen ist daher sehr zeitraubend.

Wie bereits erwähnt, wird bei zwei Systemen am Trageil, beim dritten auf einem Bremsseil gebremst. Bei den ersteren ist es nötig, daß die Schuhform das Ein-

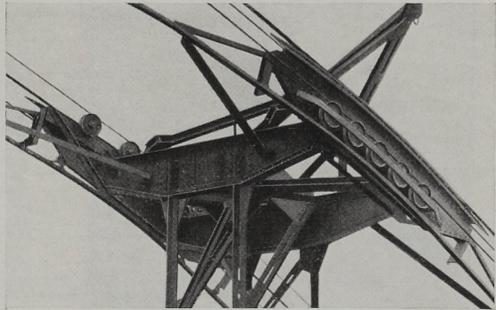


Abb. 5. Lagerung der Seile auf Stützenkopf (System Bleichert-Zuegg)

### Belastung der Stützen durch die Seilrücke.

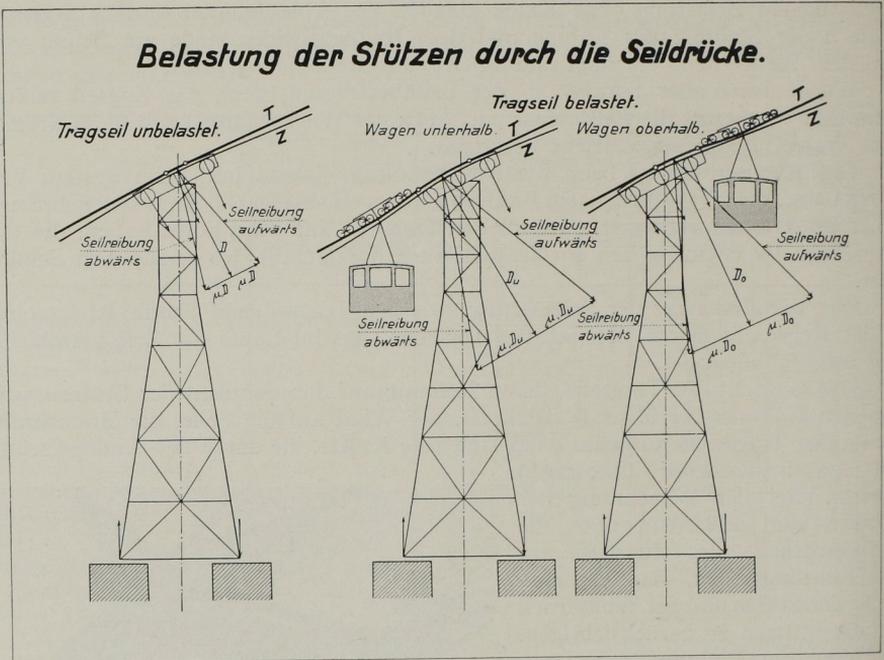


Abb. 6

### Belastung der Stützen durch Wind.

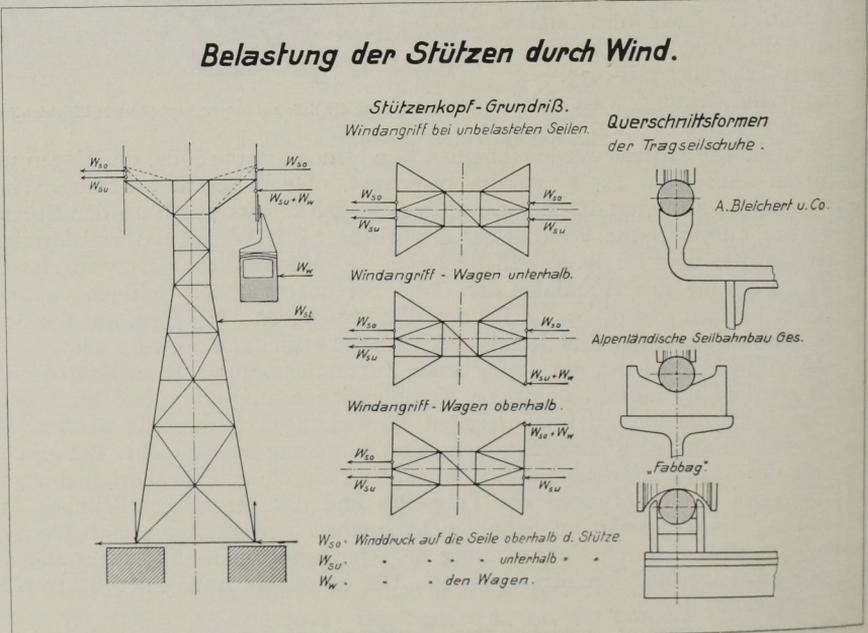


Abb. 7

fallen der Bremse nicht behindert (s. Abb. 7). Die Form des Schuhs muß aber auch ein seitliches Abtreiben des Trageisls durch den Wind unter Bedachtnahme auf die Verdrehung der Stützen verhüten.

Die Stützen sind in überwiegender Zahl aus Stahl, bei einer Seilbahn auch aus armiertem Beton hergestellt. Die Stützen haben zumeist T-Form, der untere Teil hat die Form eines Pyramidenstumpfes, der obere Halsteil prismatische Gestalt. In diesem sind die Querträger eingebaut, die selbst wieder die Stützen für die Tragseilschuhträger abgeben. Die Einschnürung am Halsteil ist durch die Notwendigkeit der ungehinderten Vorbeifahrt der Kabinen an den Stützen bedingt. Um bei seitlichen Schwankungen der Kabinen ein Anschlagen an die Stützen hintanzuhalten, werden federnde Führungen von elliptischer Form an den Halsteilen angebracht.



Abb. 8. Bregenz—Pfänder, Stütze mit Stufenfundament



Abb. 9. 39 m hohe Stütze der Kanzelbahn am Ossiachersee

Die Höhe der eisernen Turmstützen schwankt bei den bisher gebauten Bahnen zwischen 7,5 m und 39 m.

Jede Stütze ist mit Leitern versehen. In Höhenabschnitten von 6 bis 10 m befinden sich kleine Ruhestellen mit Holzbelag.

Die Eisenkonstruktion ist in allen Teilen, also auch an den Stoßstellen der Ständer vernietet.

Wenn diese behördliche Forderung auch eine Erschwernis beim Bau der Stützen bedingt, so ist sie doch begründet, da an so exponierten Bauwerken die Revision schwierig ist und daher allfällige Lockerungen der Schrauben nicht rechtzeitig wahrgenommen werden könnten.

Bei Stützen von geringer Höhe ist zuweilen auch die Portalform gewählt worden.

Eine Kombination beider Formen wurde bei der untersten Stütze der Zugspitzbahn ausgeführt.

Der Bemessung der Fundamente aller Stützen und auch der Seilverankerungen ist bei belastetem Tragseil ein Winddruck von 125 kg/qm zugrunde gelegt. Hierbei muß gegen das Abheben eine mindestens zweifache Sicherheit nachgewiesen werden. Bei unbelasteten Tragseilen ist mit einem Winddruck von 250 kg/qm zu rechnen und mindestens eine 1,2fache Sicherheit nachzuweisen. Hiedurch ist das notwendige Ausmaß der Fundamentkörper gegeben. Damit das zur Verankerung notwendige Mauerwerk, das ausnahmslos Beton ist, auch sicher zur Wirksamkeit kommt, ist dieses durch Eisenroste (Walzträger, Schienen) mit den Verankerungsgliedern in Verbindung gebracht.

Die Fundierung der Stützen im Gebirge war oftmals mit großen Schwierigkeiten verbunden. Der Baugrund wird bei jedem einzelnen Fundamente auf seine Tragfähigkeit untersucht. Mit dem Betonieren darf erst dann begonnen werden,

wenn das Bundesministerium für Handel und Verkehr als Eisenbahnaufsichtsbehörde nach Besichtigung der aufgeschlossenen Baugruben durch seinen Vertreter die Zustimmung erteilt.

Die Materialien für die Betonierung — Schotter, Sand, und Wasser — müssen an der Baustelle bereitgestellt sein. Die Zufuhr dieser Materialien, da sie selten an Ort und Stelle vorhanden sind, erfolgt mit einer Material-Hilfsseilbahn, die eigentlich als erste Anlage beim Baubeginne der Personenbahn hergestellt sein muß. Selbstverständlich muß auch vor dem Betonieren noch der Nachweis erbracht werden, daß der Beton aus den zur Verwendung beabsichtigten Materialien die genügenden Festigkeitseigenschaften hat.

Ich übergehe die oft kostspieligen Vorkehrungen, die zum Schutze gegen Frost beim Betonieren und Abbinden im Hochgebirge getroffen werden müssen.



Abb. 10. Zell a. S.—Schmittenhöhe. Stützenkopf mit Kranenaufbau und Plattform

Besondere bauliche Maßnahmen waren dann erforderlich, wenn Lehnen angeschnitten wurden und hiedurch die Gefahr der Bewegung derselben gegeben war. In diesen Fällen mußten Stütz- und Futtermauern ausgeführt, brüchiger Fels durch Ausmauern gesichert werden, da eine Gefährdung der Eisenkonstruktionen durch abstürzende Felstrümmer vermieden werden muß.

Die Verankerung der Stützenfüße erfolgte bei den ersten Seilbahnen mit Ankerschrauben. Sie haben den Nachteil, daß sie genau abgelängt sein müssen und daß sich eine Verbindung derselben mit dem Eisenroste der Fundamentklötze nicht befriedigend herstellen läßt.

Die Beanspruchung der Gewinde der Ankerschrauben auf Abscheren, dann die exponierte Lage der Stützen, die ein Lösen der Muttern durch fremde Hand doch nicht ausschließt, war Grund genug, eine Lösung zu suchen, die einwandfreier und konstruktiv richtiger ist.

Bei der überwiegenden Zahl der Stützenverankerungen wurde statt der Schrau-

ben ein starkes Flachband, das unten gelenkig an die Rostkonstruktion angeschlossen und oben zwischen die U-Eisen des Ständerfußes eingefädelt ist, angewendet.



Abb. 11. Raxbahn. Portalstütze



Abb. 12. Ehrwald—Zugspitze. Stütze mit Pyramidenrumpf und Portalkopf

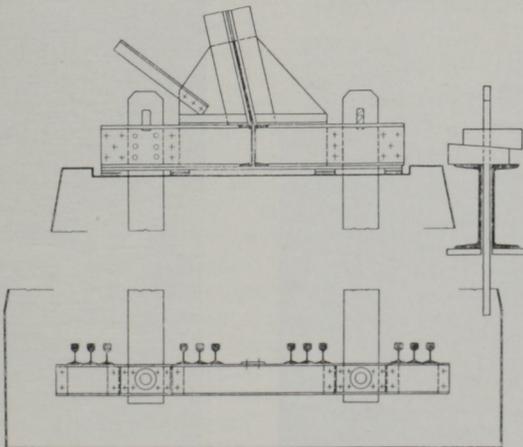


Abb. 13. Fundamentanker

Das Spannen der Bänder erfolgte durch flache Keile, die auf den U-Eisen liegen und durch eine Ausnehmung im Ankerband hindurchgehen.

Die Ankerbänder sind in zwei senkrecht zueinander liegenden Richtungen beweglich; in der einen Richtung vermöge des Gelenkes, in der anderen vermöge

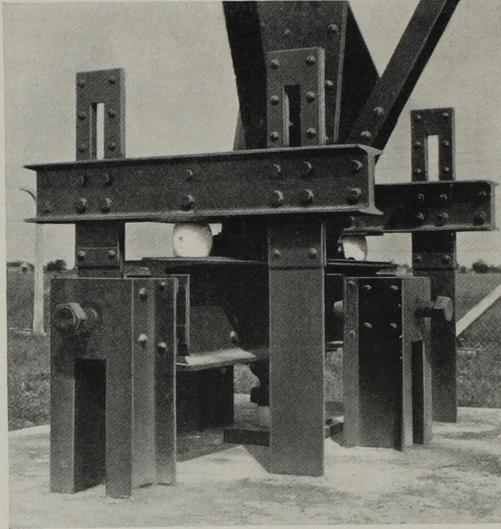


Abb. 14. Bandverankerung der Antennenmaste in Aspern



Abb. 15. Ebensee—Feuerkogel. Betonstütze



Abb. 16. Ebensee—Feuerkogel. Betonstütze im Bau

der Federung des Bandes. Diese Beweglichkeit erscheint vor der endgültigen Festmachung der Stützen mit den Fundamentklötzen notwendig.

Obgleich die Absteckung der Trasse im Terrain mit aller Sorgfalt erfolgt, kommt es doch vor, daß bei der Montage der Eisenkonstruktion deren Achslage nicht der Trasseillage entspricht. Die Anker sind daher anfangs in wenn auch engen Schächten vermöge der oben geschilderten Einrichtung genügend beweglich.

Ist die Stütze ausgerichtet, werden die Keile fest angezogen und erst jetzt erfolgt das Verbohren der Bänder mit den U-Eisen und die Vernietung.

Bei den Verankerungen muß auch an die möglichen Auswirkungen ihrer elastischen Dehnung gedacht werden. Angenommen, ein Anker von 6 m Länge wäre nur mit 700 kg/qcm beansprucht. Die Längenänderung der Anker ist dann zirka 2 mm, ein unzulässiger Wert, da die Lager der Stützenfüße schlagen könnten.

Die Ankerschlitzte sind demnach so bald als möglich mit Beton auszufüllen. Lange Anker sind zu vermeiden; muß tief fundiert werden, dann sind die Ankerbänder stärker auszubilden, um die Dehnung klein zu erhalten. Bei der Verankerung mit Bändern ist dies leicht möglich, bei Ankerschrauben, die bei der üblichen Beanspruchung schon große Durchmesser aufweisen, begegnen Querschnittsvergrößerungen aus technologischen Gründen Schwierigkeiten.

Das österreichische Bundesministerium für Handel und Verkehr hat im Jahre 1928 eine moderne Sendeanlage für den Flugdienst in Aspern errichtet.

Die Türme sind 85 m hoch und isoliert auf den Fundamenten aufgestellt; auch hiebei hat sich die Bandverankerung gut bewährt.

Die Stützenfüße sind mit gekreuzten Streben verbunden. Diese Einrichtung verbürgt die Erhaltung der plangemäßen gegenseitigen Lage der Fußpunkte während der Montage und Ausrichtung der Stütze. Kreuzverbände im Innern der Stütze müssen in Abständen von etwa 8 bis 10 m vorgesehen werden. Sie dienen zur Erhaltung der Form der Stütze während des Baues und des Betriebes, bei dem, wie schon erwähnt, Torsionswirkungen auftreten.

Bei einer unserer Seilbahnen (Ebensee—Feuerkogel) wurden versuchsweise auch zwei Stützen in Eisenbeton — Höhe 12 und 15 m — hergestellt.

Sie haben kein ungefülliges Aussehen. Der Querschnitt ist ringförmig, seine Dicke beträgt unten 30 cm, oben 15 cm.

Betonstützen müssen unbedingt in günstigster Jahreszeit gebaut werden, was oft schwer möglich ist. Tritt Frost ein, so sind kostspielige Schutzvorkehrungen nötig.

Auch muß die Abbindezeit nutzlos verstreichen, wodurch der flotte Fortgang der gesamten Arbeiten behindert wird, denn das Auflegen der Seile kann erst erfolgen, wenn die Stützen ihre volle Tragfähigkeit erlangt haben. Aus dem Bilde der im Bau befindlichen Betonstütze kann auf das freundliche Bauwetter geschlossen

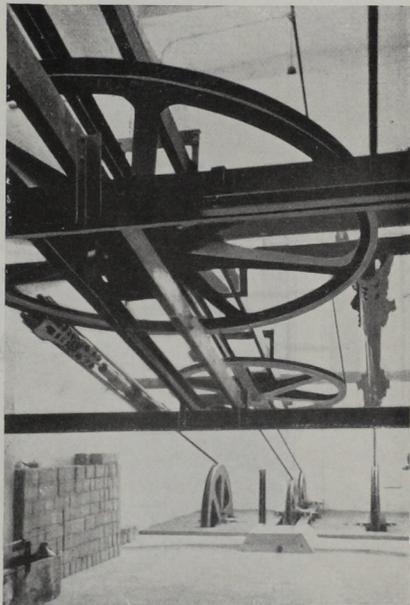


Abb. 17. Spanschlitten des Zugseiles

werden. Der um den Bau errichtete Holzkasten mußte ausgeheizt und die Baumaterialien vorgewärmt werden.

Die Hochbauten der Berg-, Tal- eventuell Mittelstation zeigen besondere Eigenheiten.

In der Talstation werden in der Regel sämtliche Seile durch Gewichte in die notwendige Spannung versetzt.

Die Spannungsgewichte sind armierte Betonkästen, die mit abgewogenen Betonwürfeln oder Gußeisenstücken entsprechend gefüllt werden. Sie hängen in der Spannungsgewichtsgrube, einem bis 10 m tiefen Schacht, dessen Wandungen in Eisenbeton hergestellt sind und besitzen an den in den Schachtwänden befestigten Eisenbahnschienen eine Führung. Eine wesentliche Bedingung für die Betriebssicherheit einer Seilbahnanlage ist die Freihaltung dieser Grube von Wasser.

Spannungsgewichtsgruben, in die Wasser, wenn auch in geringen Mengen, zusetzt, sind daher mit Pumpen ausgerüstet, die automatisch die Grube entleeren, wenn der Wasserstand eine bestimmte Höhe erreicht hat. Eine Auftriebswirkung an den Spannungsgewichten muß unter allen Umständen vermieden werden.

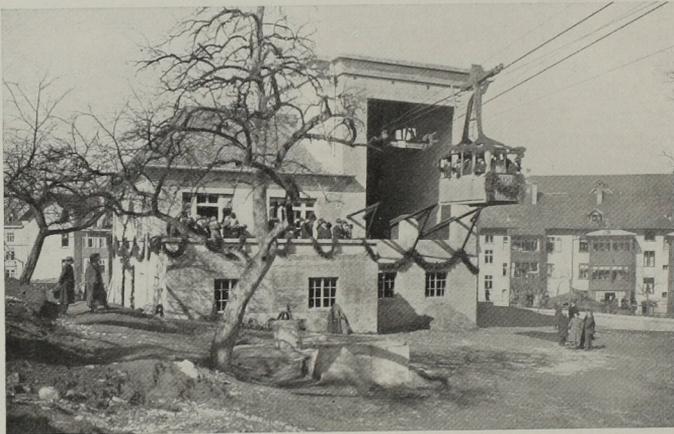


Abb. 18. Bregenz—Pfänder. Talstation

Das Gewicht des Trageispannungsgewichtes beträgt zirka 35 Tonnen, jenes des Zugseispannungsgewichtes zirka 7 Tonnen, beides entsprechend den erforderlichen Seilspannungen.

In der Talstation ist die erste Unterstützung des Trageisles angeordnet, der bezügliche Trageislschuh ruht entweder auf einem besonderen Tragwerk, dem Einfahrtsbinder, oder auf Betonkonsolen. Dort befindet sich auch die Eisenkonstruktion zur Führung des Spanschlittens des Zugseiles.

Da Talstationen immer gegen den Berg zu offene Hallen besitzen, deren Seitenwände beträchtliche Höhen aufweisen und nur in Dachhöhe gegeneinander abgesteift werden können, darf die Einwirkung des Windes auf die seitlichen Hallenwände nicht außer acht gelassen werden. Die Anordnung von Strebepfeilern, die auch architektonisch gut wirken, ist mehrmals anzutreffen.

Die Dachkonstruktion kann vom Wind abgehoben werden, wenn sie nicht ausreichend verankert ist.

In der Bergstation ist in der Regel der Antrieb der Bahn untergebracht; dort sind auch die Trageisles verankert.

Sie laufen hoch im Gebäude an und werden auf Betontrommeln, die mit Holz belegt sind, aufgewickelt. Einige Windungen genügen, um den Seilzug durch Reibung auf die Trommel zu übertragen.

Die Trommeln sind durch Träger und Rundeisen mit der Betonmauer verbunden. Da der Seilzug 50 bis 60 Tonnen, der Hebelarm bezüglich der Fundamentsohle etwa 10 m beträgt, so ist bei der Ausführung dieser stark armierten Betonmauern



Abb. 19. Kitzbühel—Hahnenkamm. Bergstation. Seillagerung auf besonderen Portalen



Abb. 20. Raxbahn. Bergstation

mit verhältnismäßig großen Kippwirkungen zu rechnen. Dies fällt umso mehr ins Gewicht, als die Seilzüge talwärts wirken, was bei der Fundierung immerhin Schwierigkeiten bietet. Um die Mittelkraft der auf die Seitenmauern wirkenden Kräfte mehr lotrecht zu erhalten, wurde bei der Kanzelbahn an die Verankerungstrommeln ein Ballastgewicht angehängt, das auf einer schiefen Ebene gleiten kann.

Bei zwei Seilbahnen wurde nur ein Trageil aufgelegt. Die Bahn auf den Patscherkofel hat eine Mittel-, zugleich Umstiegstation. Von der Talstation bis zur Mittelstation ist das Trageil links, von hier zur Bergstation rechts der Bahnachse ange-

ordnet. Während eine Kabine von der Tal- zur Mittelstation fährt, bewegt sich die andere zwangsläufig von der Berg- zur Mittelstation. Diese Lösung, die ein Tragseil erspart, wurde von Professor FINDEIS der Technischen Hochschule in Wien angeregt.

Bei der Innsbrucker Nordkettenbahn ist die erste Sektion zweigleisig, die zweite eingleisig. Jede Sektion hat getrennten Antrieb, der von der Zwischenstation aus erfolgt.

Aus meinen kurzen Ausführungen kann entnommen werden, daß bei dem Bau der Schwebbahnen den Ingenieuren schwierige Aufgaben entgegentreten, Aufgaben, die Bau- und Maschinentechniker Hand in Hand lösen müssen. Nur so ist der Erfolg verbürgt, der den österreichischen Schwebbahnen, deren gesamte Länge (horizontal gemessen) heute schon 24,2 km beträgt, beschieden war.

Ich erwähne zum Schlusse, ob der hervorragenden Leistungen, die Firma A. BLEICHERT & Co. in Leipzig, die die überwiegende Mehrzahl der Bahnen ausgeführt hat und die Förderanlagen-Bau- und Betriebs A. G. in Wien, die die Bahn auf die Bürgeralpe bei Mariazell gebaut hat.

Die Eisenkonstruktionen haben die Firmen I. GRIDL, Simmeringer Waggonbau A. G., WAAGNER-BIRO A. G., sämtliche in Wien, allen Anforderungen voll entsprechend geliefert.

Österreich ist auf dem Gebiete der Personenseilschwebbahnen in der Welt führend und hofft es dank seinen Anstrengungen und Erfahrungen auch zu bleiben.

Dr. Ing. e. h. J. MELAN, Prag:

**Die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig<sup>1</sup>**

Der Vortragende bespricht seinen zur Ausführung bestimmten, in werkstattreifen Plänen vorliegenden Entwurf für eine Straßenbrücke über die Elbe in Aussig. Die einerseits durch die Durchfahrt unter der bestehenden Staatsbahn, andererseits durch die hohe Hochwasserkote der Elbe und die Anforderungen der Schifffahrt bedingte Höhenlage der Straßennivellette nötigte zu einer Auffahrtsrampe, die sich mit 1 : 15 Steigung noch 10 m weit in die Hauptöffnung erstreckt. — Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem die Mittelöffnung überspannenden, vollwandigen Bogen mit Zugband von 123,6 m Stützweite, der in die 30 m weiten Seitenöffnungen je 12 m lange Kragarme ausstreckt, auf welche die den Anschluß an die Landwiderlagen vermittelnden Koppelträger, d. s. 18,4 m lange Blechbalken gelagert sind. Die Hauptträger liegen in einem Achsabstand von 12 m und tragen zwischen sich eine rund 10 m breite Fahrbahn mit zwei Straßenbahngleisen und außerhalb liegende je 2,5 m breite Gehsteige.

Als Baustoff ist Flußstahl von mindestens 3000 kg/qcm Streckgrenze (Baustahl St. 48) in Aussicht genommen und wurde als Beanspruchung

für die Hauptträger der Mittelöffnung .....	1500 kg/qcm
für die Hauptträger der Seitenöffnungen .....	1200 „
für die Fahrbahnträger .....	1105 „
für die Nieten auf Abscherung .....	1000 „
für die Nieten auf Lochleibungsdruck .....	2100 „

zugrunde gelegt.

Die Fahrbahn erhält in der Hauptöffnung Holzstöckelpflaster, auf den beiderseitigen Rampenstrecken Kleinpflaster auf einer 15 cm starken Eisenbetonplatte. Die an die Hängestangen angeschlossenen Querträger liegen in 5,15 m Abstand, in den Kragarmen und Koppelträgern ist der Querträgerabstand 3,0 m. Bei ihrer Dimensionierung wurde auf die durch die Hängestangen übertragenen wagrechten

<sup>1</sup> Der vollständige Vortrag ist in der „Bautechnik“, 1929, Heft 15, erschienen.

Kräfte infolge der seitlichen Knicktendenz des Bogens und infolge des Winddruckes Rücksicht genommen.

Das Zugband geht durch Aussparungen in den Hängestangen und ist ohne jede Verbindung mit der Fahrbahn. Nur die auf den Bogen treffenden Querträger 0 und I sind an ihn fest angeschlossen, es ist aber durch längsverschieblichen Anschluß der Fahrbahnlängsträger an den Querträger I die Eintragung der Zugbandkräfte in die Fahrbahn verhindert.

Die Bogen mit einer parabelförmigen Achse von 15,5 m Pfeilhöhe haben kastenförmigen, unten offenen Querschnitt, dessen Höhe im Scheitel 2,10 m, in den Kämpfern 4,0 m beträgt. Er wird durch 20 mm starke, durch Beibleche verstärkte Stegbleche, sechs Winkeleisenpaare, 1250 mm breite, obere Gurtplatten und 350 mm breite, untere Gurtplatten gebildet. An jedem Anschlußpunkte der Hängestangen ist ein durchgehender Montagestoß.

Das Zugband besteht aus zwei aus je fünf Blechen und Winkeleisen zusammengesetzten Hälften, die im Anschluß an den Bogen 90 cm Abstand haben, in der Trägermitte, um die Durchbrechungen der mittleren hohen Hängestangen schmaler halten zu können, auf 40 cm zusammengezogen sind.

Der Querverband besteht aus oberen Querriegeln, welche die beiden Bogen an jeder zweiten Hängestange verbinden und aus einer unter der Fahrbahn gelegenen Windverstrebung. In der Mittelöffnung sind die Windstreben nur an die Zugbänder angeschlossen; die Querträger stützen sich gegen die Windknotenbleche.

Die Sicherheit des Bogens gegen seitliches Ausknicken wurde nach den Formeln von BLEICH untersucht und bei der vorhandenen Steifigkeit der Querrahmen eine mehr als vierfache Sicherheit nachgewiesen. Außerdem wurden aber die Hängestangen und Querrahmen, auf eine vom Winddruck und aus der Knicktendenz des Bogens herrührende wagrechte Seitenkraft gerechnet. Für letztere gilt nach der tschechoslowakischen Brückenverordnung und nach einer auch in Deutschland in Anwendung stehenden Regel, daß sie in den Knotenpunkten des Druckgurtes einer offenen Brücke mit ein Hundertstel der Gurtkraft anzunehmen sei. Nach Ansicht des Vortragenden ist diese Regel richtig dahin zu interpretieren, daß mit dieser Kraft nicht an jedem Knotenpunkte, sondern in einer Länge zu rechnen ist, für welche der Gurt selbst noch eine n-fache Sicherheit gegen seitliches Ausknicken besitzt. Bei dem auch wagrecht sehr steifen Bogen ergab sich hernach bei vierfacher Sicherheit eine Verteilung der Kraft  $\frac{1}{100} H$  auf fünf Hängestangen.

Die Brücke enthält rund 2000 t Baustahl, 40 t Stahlguß. Das gesamte Eigengewicht beträgt pro Meter Tragwand in der Hauptöffnung 10,9 bis 11,6 t, in den Krargarmen 8,2 t, im Koppelträger 7,6 t.

FÜCHSEL, Reichsbahnoberrat, Berlin:

### Schweißen im Eisenbau

Bei Übernahme des Auftrags, im Rahmen der 2. Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau Mitteilungen über die Anwendung der Schweißtechnik im Eisenbau zu geben, war ich mir bald darüber klar, daß es zweckmäßig sei, hier vorwiegend diejenigen Gesichtspunkte, welche der entwerfende Ingenieur und der Betriebsleiter der Eisenbauanstalt beherrschen muß, zu behandeln, und die Technik des Arbeitsverfahrens im allgemeinen als bekannt vorauszusetzen und sie nur da zu streifen, wo sie besonderen Einfluß auf die Gestaltung des Bauwerks ausübt.

Von den drei bekanntesten Schweißverfahren, dem mit der Azetylen-Sauerstoff-Flamme, dem mit dem elektrischen Lichtbogen und dem elektrischen Widerstandsschweißverfahren, kommt im Eisenbau vorwiegend das Schmelzschweißverfahren mit dem elektrischen Lichtbogen in Frage, weil seine Wärmewirkung auf die an die

Schweißnaht angrenzenden Werkstoffzonen verhältnismäßig eng begrenzt ist und daher im allgemeinen erträgliche Wärmespannungen hervorruft. Das Gasschweißverfahren bringt eine viel größere Erwärmung der Zonen an der Schweißnaht mit sich und ist für Montagearbeit auch weniger bequem als das Arbeiten mit dem elektrischen Lichtbogen. Außerdem ist es für stärkere Querschnitte teurer. Trotzdem ist seine Anwendung in manchen Fällen, wo an die Biegsamkeit der Verbindung besondere Ansprüche gestellt werden, und für dünne Querschnitte begründet, z. B. in Bauwerken, die aus Rohren geringer Wandstärke gefertigt werden sollen. Die elektrische Widerstandsschweißung, welcher die höchsten mechanischen Güterwerte zukommen, läßt sich nur für stumpfen Stoß, an dem beide zu verbindenden Teile sich mit gleicher Berührungsfläche gegenüberstehen, anwenden. Der Querschnitt der Schweißstelle kann voll oder röhrenförmig sein, die vorhandenen Maschinen reichen aus bis zu 20000 mm<sup>2</sup> und sind sehr leistungsfähig. Es werden z. B. für Verbindungen von 6000 mm<sup>2</sup> (Schienenquerschnitt) nur 4 Minuten Schweißzeit benötigt. Die Güterwerte der Verbindung und der beim Schweißen überhitzten angrenzenden Zonen lassen sich durch Wärmebehandlung in eigens geformten Heizkörpern (Muffeln), Normalglühen im Sinne der Din 1606, leicht steigern und auf annähernd 100% der Festigkeit und Zähigkeit des ungeschweißten Werkstoffs bringen. Die Anwendung der elektrischen

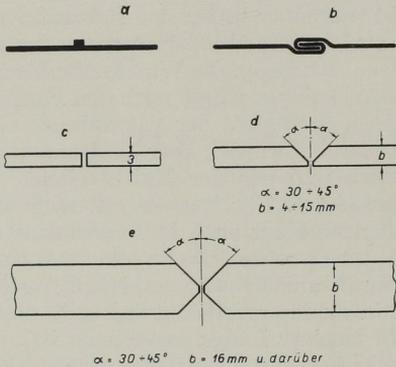


Abb. 1. Vorkommende Blechstärken und Vorbereitung für stumpfen Stoß

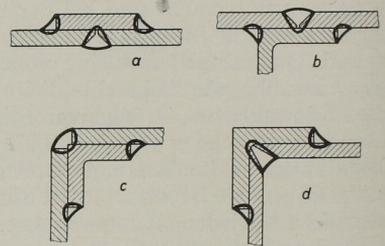


Abb. 2. Anordnungen von Kehlnähten bei Blechen und Profilleisen

Widerstandsschweißung, und zwar nach dem Abschmelzverfahren, ist daher überall da anzustreben, wo die vorerwähnten Voraussetzungen vorliegen. Zur Zeit ist ihr Arbeitsfeld noch gering; je mehr sich aber die Wahl rohrartiger Profile neben den Blechen und Formeisen einbürgert, wird sicherlich auch die elektrische Widerstandsschweißung sich im Eisenbau ein gebührendes Feld erobern. In meinen Beispielen, die ich Ihnen vorführe, sind die Schweißnähte mit dem elektrischen Lichtbogenverfahren gefertigt, wo nicht ausdrücklich anderes vermerkt ist.

Im Gegensatz zum Nieten, das nur überlappte Verbindungen oder Stoßverbindungen mit Verlaschung ermöglicht, stellt die Schweißtechnik beide Verbindungsarten, sowohl den glatten, stumpfen Stoß als auch Überlappungen und Verlaschungen, je nach der Art und Größe der zu übertragenden Kräfte, zur Anwendung bereit.

Abb. 1 behandelt den stumpfen Stoß für die zumeist vorkommenden Blechdicken von der Art *a, c, d* und *e* in den Grenzen von etwa 3 bis 25 mm Dicke. Die von der Überhitzung beim Schweißen betroffenen Zonen zu beiden Seiten der Naht haben eine Breite von etwa doppelter Blechdicke. Die hierdurch geminderte Zähigkeit kann bei Baustählen mit Kohlenstoffgehalt von der Art der Sorte St. 37 für die Belange des Eisenbaues in Kauf genommen werden. Sache des schweißkundigen

Betriebsingenieurs ist es, die Arbeitsausführung so zu leiten, daß die von der Schweißhitze hervorgerufenen Werkstoffspannungen des Bauteils in erträglichen Grenzen bleiben.

Abb. 2 zeigt die Verwendung überlappter Verbindungen durch Kehlnähte. Die angrenzenden Zonen, durch starke Linien angedeutet, geben an, wie weit der Lichtbogen „einbrennt“, d. h. wie tief eine Mischung des angeschmolzenen Werkstoffs des Baueisens und des Zusatzstoffs von der verwendeten Elektrode unter dem Einfluß der Hitze des elektrischen Lichtbogens vor sich geht — etwa 1,5 bis 2 mm. Die weiter angrenzenden Überhitzungszonen haben das gleiche Ausmaß und gleiche Bedeutung wie in Abb. 1.

Abb. 3 bringt Beispiele für den Vergleich der Anordnung von genieteten und geschweißten Verbindungen. Die verwendeten Kehlnähte sind je nach

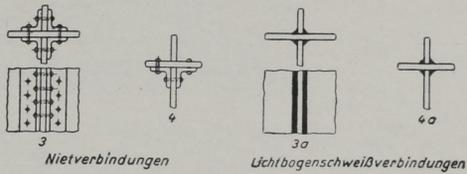
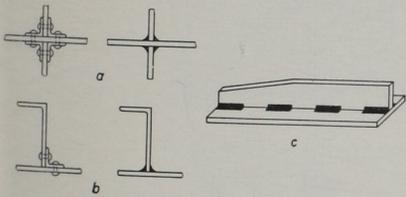
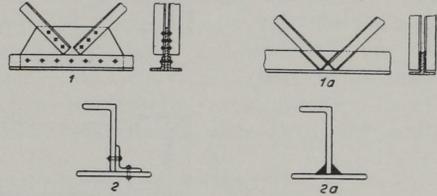


Abb. 3. Elemente von genieteten und geschweißten Verbindungen. Unterbrochene Kehlnaht

Abb. 4. Knotenpunkte und Anschlüsse in genieteter und geschweißter Anordnung

Bedarf durchlaufend oder unterbrochen. Wasser- oder dampfdichte Verbindungen erhalten durchlaufende Naht.

Abb. 4 und 5 erweitern die Beispiele der genieteten und geschweißten Knotenpunkte, wobei die Absicht, beim Schweißen ohne Knotenblech zu arbeiten, erkennbar ist. In Abb. 5c sind nur I-Profile verwendet, und zwar in der richtigen Wahl kleinerer Profile für die Diagonalen und Vertikale als für den Untergurt.

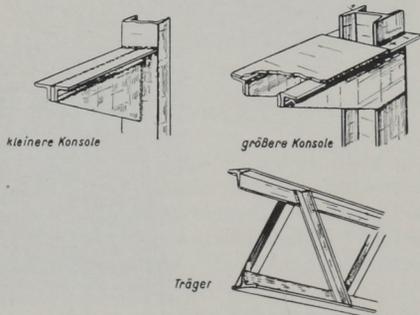
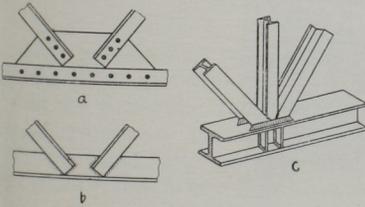


Abb. 5. Knotenpunkte geschweißt, ohne Knotenblech

Abb. 6. Profilauswahl für Konsolen und Gitterträger

Hierbei bleibt Gelegenheit, auf den oberen Flansch des Untergurts noch eine Kehlnaht längs der aufstoßenden Diagonalen anzulegen. Am Steg des Untergurts sind unter den Mitten der Anschlußdiagonalen Versteifungsbleche angeschweißt.

Abb. 6 zeigt die Anordnung von Konsolen und ein Beispiel der Profilauswahl für Gitterträger.

Abb. 7 vergleicht Eckverbindungen in genieteter und geschweißter Ausführung unter Verwendung von Kehlnaht und Stumpfstöß.

Konstrukteur wie Besteller eines Eisenbauwerks stellen nun die Frage, wie prüft man geschweißte Verbindungen der geschilderten Art. Beide werden zunächst beruhigt sein, wenn nachgewiesen wird, daß bei gleicher Beanspruchung die geschweißte besser abschneidet als die genietetete. Dies ist im allgemeinen der Fall, wie die folgenden Abbildungen belegen.

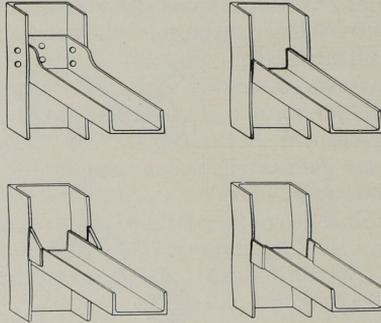


Abb. 7. Eckverbindungen für  $\square$  Eisen

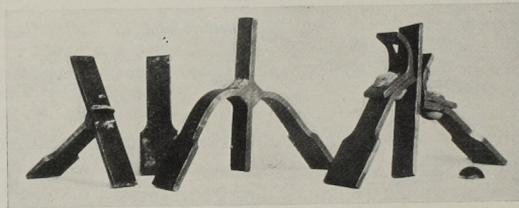


Abb. 8. Geschweißte und genietetete Verbindungen nach dem Biegeversuch, links nach dem Zugversuch

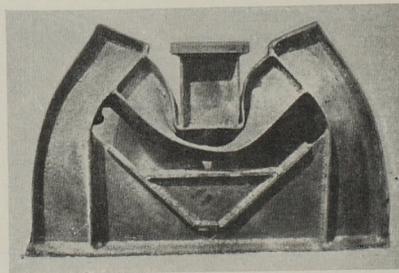


Abb. 9. Geschweißte Eisenkonstruktion nach dem Biegeversuch, ohne Anriß in den Schweißnähten

Abb. 8 zeigt Proben für den Biegeversuch in geschweißter und genieteteter Ausführung nach der Prüfung und damit die Überlegenheit der geschweißten Verbindung. In der Abbildung links sind Probenreste nach Anstellung eines Zugversuchs, bei dem der Bruch neben der Schweißstelle eingetreten ist, erkennbar.

Abb. 9 bringt ein Beispiel, wie geschweißte Einzelkonstruktionen einer Systemprüfung durch den Biegeversuch unterzogen werden sollten. Der statische Versuch ist das Mindeste, was verlangt werden kann. Wenn irgend möglich, sollte, sofern

als Betriebsbeanspruchung Stöße auftreten, auch dynamische Versuchsanordnung gewählt werden. Der Weg, die zumeist vorkommenden Einzelteile von Eisenbauwerken einer Belastungs- und Zerstörungsprüfung zu unterziehen, liefert wohl wertvolle Unterlagen für die Berechnung geschweißter Verbindungen. Doch genügt er nicht, die Sicherheit des gesamten Bauwerks zu beurteilen. Hierzu sind Untersuchungen über das Verhalten ganzer Konstruktionseinheiten durch Belastungsversuche innerhalb des Bereichs elastischer und plastischer Verformung erforderlich. Selten ist bei dem hohen Kostenaufwand für die Prüfungen der Unternehmer allein in der Lage, eine durchgreifende Konstruktionsprüfung anzustellen. Mitbeteiligung des Auftraggebers ist angemessenes Verfahren, solange die Fachlehrstühle an unseren Hochschulen noch nicht die benötigten Aufschlüsse zur Verfügung stellen. Es ist als ein großes Verdienst des Großverbrauchers an Eisenkonstruktionen in Deutschland, der Deutschen Reichsbahn, anzusprechen, in eine Arbeitsgemeinschaft mit dem Organ der Eisenbauanstalten, dem Deutschen Stahl-

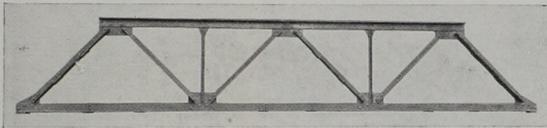


Abb. 10. Genietetes Brückenträger von 10 m Spannweite für 40 Tonnen Last

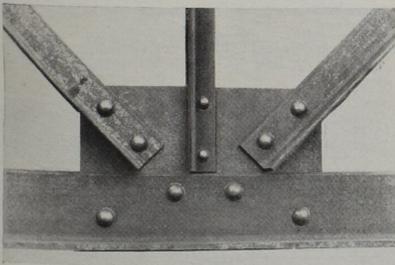


Abb. 11. Genietetes Knotenpunkt aus Abb. 10

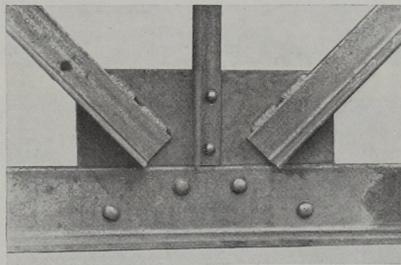


Abb. 12. Knotenpunkt des halb genietetes, halb geschweißten Brückenträgers

bauverband, einzutreten, um an Hand von praktischen Ausführungen und Prüfungen geschweißter Konstruktionen erprobte Berechnungsunterlagen für das Entwerfen ähnlicher Bauwerke zu gewinnen. Es wurde vereinbart, einen Gitterträger von 10 m Spannweite für 40 t Einzellast in Mitte Träger in verschiedenen Profilen, teils genietet, teils geschweißt, anzufertigen und genauen Belastungsversuchen an der Technischen Hochschule Dresden im Institut des Herrn Professor Gehler zu unterziehen. Die nächsten Bilder geben Einblick in den Versuchsplan und seine Durchführung.

Abb. 10 stellt den Brückenträger in genietetem Ausführung dar.

Abb. 11 stellt einen Knotenpunkt des genietetes Trägers dar.

Abb. 12 zeigt einen Knotenpunkt der für Studienzwecke gewählten Anordnung des Brückenträgers halb genietet, halb geschweißt.

Abb. 13 und 14 zeigen andere Profilwahl, I für die Gurte, I für die Diagonalen, die an ihren Enden aufgeschlitzt werden, um einfache Verbindungsmöglichkeit mit dem Gurtprofil durch Kehlnähte zu gewinnen. Diese Abbildungen geben einen Knotenpunkt im Untergurt, von zwei verschiedenen Richtungen aus gesehen, wieder.

Die Diagonalen sind soweit aufgeschlitzt, daß sie nicht nur über den senkrechten Schenkel des  $\perp$  Eisens übergezogen werden können, sondern auch noch ein Blechstück durchgeschoben und durch Kehlnähte mit den Diagonalen verschweißt werden kann. Der Steg der Diagonalen ist am oberen Schlitzende abgebohrt, damit sauberer Lochrand vorhanden ist, Haarrisse, die zu Anrissen Veranlassung geben könnten, ausgeschaltet werden. Das Blechstück ist aus Breitenisen oder einer Blechtafel so ausgeschnitten, daß seine Faserrichtung der Vertikalen gleich läuft, also die um 20% höhere Zugfestigkeit in Richtung der Faser ausgenützt wird. Blechstück und Steg des Untergurts werden nicht miteinander verschweißt. Die erste Schweißarbeit ist das Verbinden der Diagonalen mit dem Untergurt durch

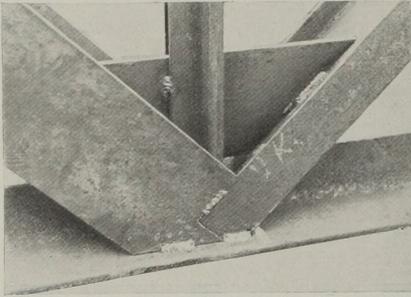


Abb. 13. Knotenpunkt mit geschlitzten Diagonalen

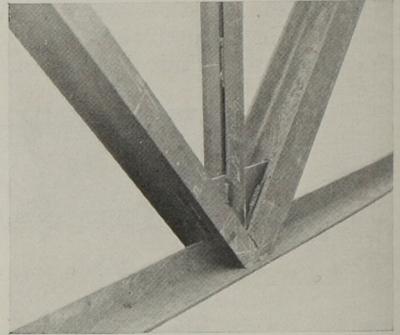


Abb. 14. Andere Schichtung des Knotenpunktes Abb. 13

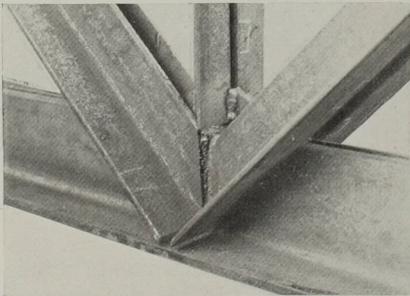


Abb. 15. Ungünstig geschweißter Knotenpunkt

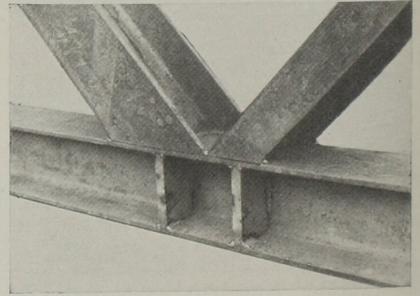


Abb. 16. Knotenpunkt eines aus I Profilen geschweißten Trägers

Kehlnähte an allen Kanten, wo Zugänglichkeit für das Anhalten einer Elektrode vorhanden ist, vorzugsweise auf Seite des stumpfen Winkels zwischen Gurt und Diagonalen und zwischen wagerechten Schenkeln des Untergurts und Außenflansch der Diagonalen. Die in Abb. 13 sichtbare Ausklinkung des Endes der linken Diagonale ist versehentlich bewirkt worden, die richtige Vorbereitung ist Zuschneiden der Diagonalenden auf senkrechten Stumpfstoß. Die nächsten Kehlnähte werden an die Stoßstellen des Blechstücks und der Stege der Diagonalen angelegt und zuletzt die Vertikale an das Blechstück angeschweißt. Entsprechend verläuft die Kraftübertragung. Wie auch in den anderen Abbildungen sind die Kehlnähte nur in solchen Längen geschweißt worden, wie sie rechnerisch benötigt werden. Für praktische Ausführung wird man eine Zugabe, die die Minderung der Güte-

werte jeder Schweißraupe an ihren Enden berücksichtigt, machen und im Bedarfsfalle unterbrochene Nähte anordnen.

Abb. 15 zeigt eine ungewöhnliche Schweißung an den Knotenpunkten, gefertigt für Studienzwecke. Die Vertikalen sind an Knotenblechen angeschweißt, die ihrerseits mit den Winkeleisen der Gurtung verschweißt sind. Sie läßt erkennen, daß hier eine große Anhäufung von Schweißhitze an der Vereinigungsstelle stattfindet und die Zähigkeitswerte des Knotenpunktes infolge der Anhäufung überhitzter Zonen zu Ungunsten der Sicherheit herabgesetzt werden.

Abb. 16 stellt einen Knotenpunkt vom Untergurt eines Gitterträgers, gefertigt ausschließlich aus  $\Gamma$ -Profilen, dar. Die Versteifungen sind zweckentsprechend angeordnet, dagegen fehlt der Platz für eine Kehlnaht auf dem oberen Flansch des Untergurteisens, wie sie in Abb. 5c richtig vorgeführt wurde. Man hätte für die Diagonalen ein Profil mit etwas geringerer Steghöhe als die Flanschbreite des Untergurts ist, wählen sollen.

Abb. 17 zeigt eine ähnliche Lösung für den Fall, daß im Untergurt nur Zugbeanspruchung auftritt. Sie ist einer amerikanischen Veröffentlichung entnommen. Die wagrechte Lage des Stegs vom Untergurt ermöglicht leichtes Anschweißen der  $\Gamma$ -Diagonalen an die Außenflansche des Untergurts und bequemes Einsetzen der Vertikalen zwischen die Innenflansche, wie dies die Abbildung erkennen läßt. Die Abbildung zeigt weiter den Anschluß des Windverbandes.

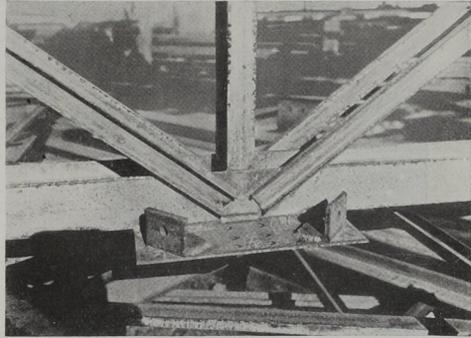


Abb. 17.<sup>1</sup> Knotenpunkt eines Trägers mit wagerecht liegendem  $\Gamma$ -Profil als Untergurt und Anschluß des Windverbandes

Bereits vor 6 Jahren wurde im Versuchsfeld der Gute-Hoffnungshütte in Oberhausen eine größere Schweißung für Zwecke des Eisenbaus gefertigt und von dem damaligen Leiter des Versuchsfelds, Dr. Ing. NEESE, jetzt Dozent an der Technischen Hochschule Braunschweig, auch geprüft. Der Bericht ist wie mehrere der behandelten Versuchsergebnisse der Technisch-Wissenschaftlichen Lehrmittelzentralstelle (TWL) zur Verfügung gestellt worden. Der Träger hatte die gleiche Spannweite von 10 m wie der in Abb. 10 und war als Doppelträger gefertigt. Er ist bei 54,5 t Belastung ohne Anriß in den Schweißstellen eingeknickt, hat 3,12-fache Überlastung ausgehalten.



Abb. 18. Geschweißte Halle (Amerika)

Die nächsten Bilder habe ich amerikanischen Veröffentlichungen entnommen, um zu zeigen, daß man auch dort in der Ausbildung der Einzelkonstruktionen gleiche Wege wie bei uns geht, in der Anordnung der Montagearbeit aber offenbar uns voraus ist.

Abb. 18 zeigt eine fertiggeschweißte Halle im Rohbau.

<sup>1</sup> Die Abbildungen 17 bis 20. amerikanische Schweißarbeiten darstellend, wurden von Herrn Dipl.-Ing. BONDI freundlichst zur Verfügung gestellt.

Abb. 19 zeigt Eckverbindungen und die Befestigung der Kranlaufbahn.

Wie schon früher betont, ist es eine der vornehmsten Aufgaben der künftigen Konstrukteure geschweißter Eisenbauten, die für die Eigenart des Arbeitsverfahrens zweckmäßigsten Profilarten zu untersuchen und festzulegen. Bei der Jahresversammlung des Deutschen Eisenbauverbandes in Danzig 1927 wurde in dem Vortrag über Schweißen vorzugsweise die Verwendung von Blechen für zusammengesetzte Trägerprofile behandelt, die von rohrartigen Profilen bereits erwähnt. Im vergangenen Jahr hat sich die Erkenntnis von der Eignung rohrartiger Querschnitte für Verwendung im geschweißten Eisenbau, nicht zuletzt wegen ihrer Festigkeitsvorteile bei Biegebbeanspruchungen, derart verbreitet, daß diesem Vorgang nicht nur die Konstrukteure, sondern auch die Erzeugerkreise, die Rohrindustrie, Beachtung schenken müssen. Auch der Eisenhandel wird bald die kommende Umwälzung in der Lagerhaltung verspüren können.

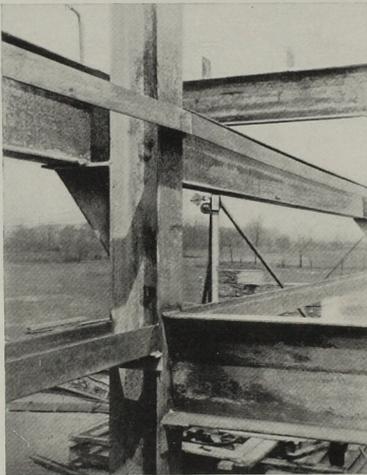


Abb. 19. Befestigung der Kranlaufbahn aus Abb. 18

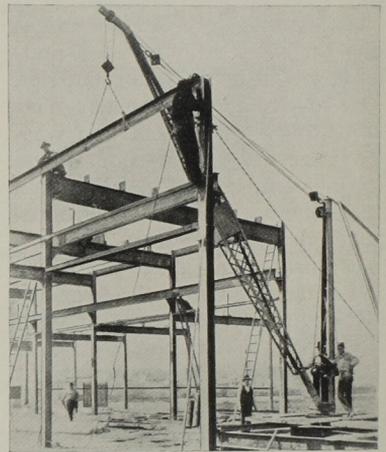


Abb. 20. Spannungsfreies Schweißen beim Aufbau der Halle nach Abb. 18

Die ersten Ausführungen mit Verwendung rohrartiger Profile sind seit etwa 8 Jahren im Flugzeugbau entwickelt worden, und zwar wegen der benötigten geringen Wandstärken unter Inanspruchnahme der Azetylen-Gasschmelzschweißung. Für die großen Wandstärken des Eisenbaus ist das elektrische Lichtbogenschweißverfahren das geeignetere.

Abb. 21 erläutert die erforderlichen Vorbereitungen für die Herstellung von Knotenpunkten, z. B. das Aufschlitzen der Rohre oder das Ausschneiden und Ausklinken von Blechen, Formgebung von Blechen, die zwischen zwei Rohre angeschweißt werden sollen. Diese Verfahren, um deren Veröffentlichung Professor Hilpert, Leiter des Versuchsfelds für Schweißtechnik an der Technischen Hochschule Berlin, sich verdient gemacht hat, sind längst schon öffentlicher Besitz durch ihre Aufnahme bei der T W L.

Abb. 22 zeigt die nach dem in Abb. 21 dargestellten Verfahren ausgeführten Schweißungen.

Abb. 23 veranschaulicht die Fertigung von Endstücken mit Ösen zur Aufnahme von Bolzen, die die weitere Kraftübertragung zu übernehmen haben. Auch hier

findet zunächst Aufschlitzen des Rohrendes statt, ein keilförmiges Schmiedestück mit Gabelenden wird eingesetzt, die Rohrenden werden angedrückt und Kehlnähte mit dem Schweißstab nach dem Gas- oder Lichtbogenschweißverfahren angelegt.

### Rechnungsgrundlagen

Die vorgeführten Bilder von Anwendungen der Schweißtechnik im Eisenbau mögen bei manchem Teilnehmer den Eindruck erweckt haben, daß den geschweißten Verbindungen ein gewisses Vertrauen entgegengebracht wird. Der Konstrukteur bedarf indes mehr als Bilder. Er muß den Sicherheitsgrad und die

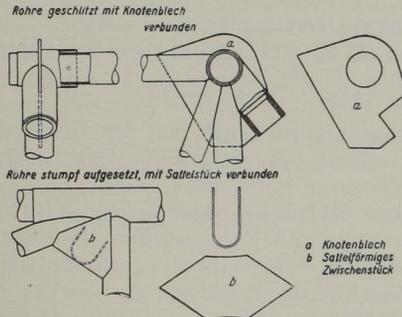


Abb. 21. Vorbereitungen für das Schweißen von Rohren zur Entwicklung eines Knotenpunktes

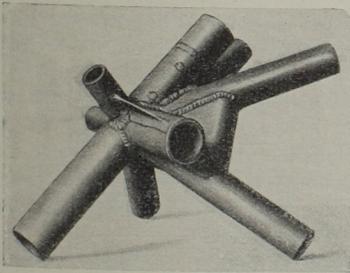


Abb. 22. Knotenpunkt aus Rohren bestehend, ohne Knotenblech

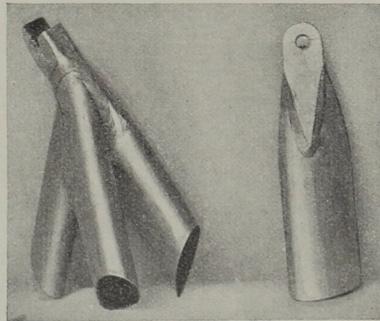


Abb. 23. Geschweißte Rohrenden für Gelenkverbindungen

Kosten kennen. Es seien darum die nötigsten Unterlagen für die Berechnung geschweißter Bauwerke angefügt.

Die Zugfestigkeit einer nach dem elektrischen Lichtbogenverfahren hergestellten Schweiße ist = 80% der des ungeschweißten Eisens zu setzen, z. B. wäre für St 37  $\sigma_B = 0,8 \times 37 = \sim 30 \text{ kg/mm}^2$ . Die Zähigkeit, gemessen am Biegewinkel beim Faltversuch nach Din 1605, würde als genügend anzusprechen sein, wenn ein Biegewinkel von wenigstens  $90^\circ$  erreicht wird. Über die Ermüdungsfestigkeit liegen bisher nur vereinzelte Untersuchungen vor. Vorsichtig gerechnet, kann sie mit 50% der Streckgrenze des ungeschweißten Werkstoffs, d. h. mit etwa  $11 \text{ kg/mm}^2$  für St. 37 angesetzt werden.

Die Dichtigkeit der Schweiße hängt von guter Ausführung ab. Ein geübter Schweißer kann 100% für Gas- und auch Lichtbogenschweißung erreichen. Um

zu errechnen, welche Kraft eine Schweißnaht von bestimmter Länge übertragen kann, muß man wissen, welche Abmessungen ihr Querschnitt hat. Für die zunächst vorkommenden Blech- und Profildicken von  $d = 3$  bis 10 mm wird ein Schweißdraht von 4 mm Durchmesser verwendet. Da auch die Arbeitsgeschwindigkeit für die gebräuchlichen Schweißmaschinen eine gegebene ist, hat die Schweißbraupe in einer Kehlnaht etwa den dreieckförmigen Querschnitt wie in nebenstehender Abb. 24, Kantenlänge = 5 mm, Abstand Scheitel von Mitte etwas gewölbter Hypothenuse  $s = 3,5$  mm. Wenn  $l$  die Länge der Naht in mm,  $s$  die für die Zugbeanspruchung maßgebende Breite ist, kann die Naht die Kraft  $P = s \cdot l \cdot \sigma_B$  übertragen, z. B. für St. 37 bei fünffacher Sicherheit  $P = \frac{3,5 \cdot l}{5} \cdot 30 = 21 \cdot l$  kg.

Für zwei Flankennähte von der Länge  $l$  (vgl. Abb. 25) beträgt die Scherkraft  $Q = 3/4 P = 1,5 s \cdot l \cdot \sigma_B$  z. B. für St 37 bei fünffacher Sicherheit  $Q = \frac{1,5 \cdot 3,5 \cdot l \cdot 30}{5} = 31,5 \cdot l$  kg.

Das Maß  $s$  der Schweißbraupe hängt von der Größe des Schweißdrahtes ab. Es wird 4 bis 5 mm betragen, wenn mit dickeren Drähten stärkere Raupen gezogen werden sollen.

Die Eigenschaft, im elektrischen Lichtbogen sich verschweißen zu lassen, besitzen alle genormten Stähle mit Kohlenstoffgehalt unter 0,2% bei Verwendung gewöhnlichen Schweißdrahtes für Verbindungsschweißungen. Sonderstähle wie St Si und die neueren

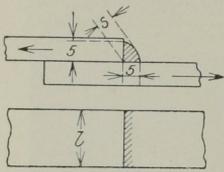


Abb. 24

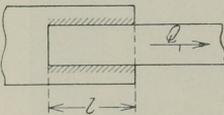


Abb. 25

Hochwertigen Stahlsorten von der Art des Chrom-Kupfer-Stahls der Dortmunder Union lassen sich nur mit Sonder Elektroden, die auszubilden sich einige Edelstahlwerke angelegen sein lassen, verschweißen. Es mag auch erwähnt sein, daß die Bemühungen, Elektroden so zu legieren, daß die im elektrischen Lichtbogen gezogene Schweiße schmelzbar wird, im Laufe dieses Jahres erfolgreich waren. Als erstes Lieferwerk trat das Stahlwerk Böhler & Co. mit einer Elektrode, der planmäßig eine Art Schlackenseele verliehen war, auf den Plan. Am gleichen Ort gab Oberingenieur FUCHS-KAPFENBERG in einem Vortrag im Februar 1928 den Fachleuten Deutschlands und Österreichs, die eine gemeinsame Tagung hier abhielten, die Ergebnisse der Arbeiten von Böhler bekannt und in Kapfenberg Gelegenheit zur Nachprüfung der Güterwerte.

Über die Wirtschaftlichkeit der Schweißung im Eisenbau im Vergleich zur genieteten Ausführung liegen mehrfache eingehende Untersuchungen an ausgeführten Anlagen

vor. Kurz gesagt, beträgt die Ersparnis an eingebautem Stahl und an den Lohnkosten zusammen etwa 15 bis 20% gegenüber der Nietung.

Es ist angezeigt, noch mit einigen Worten die Lage des Unternehmers gegenüber einem Auftraggeber, der geschweißte Ausführung wünscht, zu beleuchten. Aus meinen Erfahrungen, d. h. soweit sie bei der Deutschen Reichsbahn und beim Verein deutscher Ingenieure zusammenlaufen, darf ich sagen, daß es im allgemeinen nicht an fachkundigen Handwerkern und Meistern fehlt, um die beabsichtigten Schweißarbeiten auszuführen. Eine Reihe von Stellen im Reich haben es sich angelegen sein lassen, Ausbildungsgelegenheiten für das handwerksmäßige Arbeitsverfahren einzurichten oder zu fördern. Hierunter sind für die Reichsbahn die schweißtechnische Versuchsabteilung beim Reichsbahn-Ausbesserungswerk in Wittenberge, für das Handwerk und die Industrie der Verband für autogene Metallbearbeitung, eine Reihe staatlicher Maschinenbau- und Industrieschulen und städtischer Gewerbe-

förderungsinstitute zu nennen. Es ist weiter auf die wirksame Betreuung dieser Veranstaltungen durch die zuständigen Ministerien für Handel und Industrie der deutschen Länder hinzuweisen. Auf die Frage, wie es mit der Ausbildung der akademischen Jugend in der Schweißtechnik und ihrer Anwendung in den gestaltenden Fachgebieten, von denen uns hier besonders der Eisenbau interessiert, bestellt ist, muß leider gesagt werden, daß die technischen Hochschulen mit der Gewährung des benötigten Fachunterrichts sowohl beim Lehrstuhl für mechanische Technologie als auch in den Fachabteilungen: Eisenbau, Fahrzeugbau, Schiffbau, Dampfkesselbau u. a. arg in Rückstand gegenüber den Anforderungen der Eisen verarbeitenden Industrie und der Tatkraft der technischen Mittelschulen aller Grade gekommen sind. Wohl haben einzelne Dozenten an technischen Hochschulen wie Aachen, Berlin und Braunschweig die Einrichtung schweißtechnischen Unterrichts mit dankenswerter Energie durchgesetzt, zu einer planmäßigen Einreihung in den zuständigen Lehrstuhl ist es aber noch nicht gekommen und bei den Fachabteilungen fehlen Sondervorlesungen über die Anwendung des Schweißens in ihrem Fachgebiet noch gänzlich. Der Unternehmer kommt durch den Mangel an ausgebildeten Konstruktionsingenieuren in eine mißliche Lage. Seine Betriebsleiter, die für die sachgemäße Ausführung verantwortlich sind, leiden nicht selten unter dem untragbaren Zustand, daß sie die Richtigkeit der Arbeitsausführung ihrer Untergebenen nicht hinreichend beurteilen können, bisweilen gar von ihnen abhängig sind. Der Verein Deutscher Ingenieure hat in den Fachtagungen für Schweißtechnik gelegentlich seiner Hauptversammlungen der Jahre 1926 und 1928 auf die bedenkliche Lücke im Lehrplan der technischen Hochschulen hingewiesen und bereitet für diesen Winter eine neue verschärfte Kundgebung vor. Trotzdem ist es wünschenswert, daß ein Unternehmer, der vor die Aufgabe gestellt wird, ein geschweißtes Bauwerk zu entwerfen und auszuführen, schon jetzt mutig an sie herangeht. Auch in der Übergangszeit wird es ihm gelingen, die Hilfe eines fachkundigen Beraters heranzuziehen. Vor allem ist es unerläßlich, in seinem Betrieb eigene Erfahrungen zu sammeln, das eigene Personal an der Ausführung kleinerer Teilaufgaben zu schulen und bei ihm Vertrauen auf die eigene Kraft wachsen zu lassen. Recht beachtenswert erscheint das Vorgehen geschlossener Unternehmerverbände wie das des Deutschen Eisenbauverbandes, in gemeinsamer Arbeit mit ihrem Großkunden, der Deutschen Reichsbahn, praktische Studien zu betreiben, und die gewonnenen Ergebnisse seinen angeschlossenen Mitgliedern nutzbar zu machen. Mir ist bekannt, daß auch das Ausland ähnlichen Weg geht.

Professor Dr. Ing. ALFRED HAWRANEK, Brünn:

### Probleme des Großbrückenbaues

Infolge der Anwendung neuer hochwertiger Baustoffe wie Stahl 48 und Si-Stahl hat der Großbrückenbau in letzter Zeit einen neuen Vorstoß zur Bewältigung großer Spannweiten erhalten. Auch im Eisenbetonbrückenbau liegen ähnliche Bestrebungen vor, doch soll hier nur vom Stahlbrückenbau die Rede sein.

Mit den großen Spannweiten treten aber neue Probleme sowohl in konstruktiver, wie in statischer Hinsicht auf, die bei kleineren Spannweiten nicht so sehr ausschlaggebend sind und für die ausreichende Erfahrungen in baulicher Hinsicht vorliegen, die den bisherigen Erfolg auf diesem Gebiete gesichert haben.

Das Bestreben, auch bei großen Brücken wirtschaftlich und ausreichend sicher zu bauen, setzt aber voraus, Fragen sowohl theoretisch wie konstruktiv zu studieren. Sie hängen einmal mit der zweckmäßigen Wahl der nun großen Stabquerschnitte zusammen, die natürlich auch ausführbar sein müssen, so daß die Güte der Arbeit gewährleistet werden kann. Die Knicksicherheit der Stehbleche hoher Blechbogen-

träger, die oft ein oder zwei Längsnähte bekommen müssen, sowie auch die Knick-sicherheit der Bogen in der Querrichtung soll vorhanden sein. Dann müssen durchlaufende Träger oder Gelenkträger mit Rücksicht auf den freien Vorbau bei der Aufstellung der Brücken zweckmäßige Tragwerkformen erhalten, welche etwaige Verstärkungen von Einzelstäben unnötig machen oder doch auf einen Kleinstwert beschränken und das Gesamtgewicht so klein als möglich halten.

Bei der Montierung von Zweigelenbogenbrücken wird oft für das Eigengewicht ein Gelenk im Scheitel angeordnet, das dann für die zufälligen Lasten ausgeschaltet wird. Die zweckmäßige Lage eines solchen Scheitelgelenkes ist wichtig.

Weiter ist eine richtige Annahme für die Verteilung des Eigengewichtes der Hauptträger für die Spannungsberechnung notwendig, und zwar tunlichst gleich bei der ersten Berechnung; eine ebenso wichtige Rolle spielt die Konstruktionsziffer. Auch die richtige Wahl der Querschnittsverhältnisse für Bogenträger bei Berechnung des Horizontalschubes ist erforderlich. Die Wahl der Belastungen und der Stoßbeiwerte für kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücken gehört auch hierher. Damit ist aber die Aufzählung nicht erschöpft.

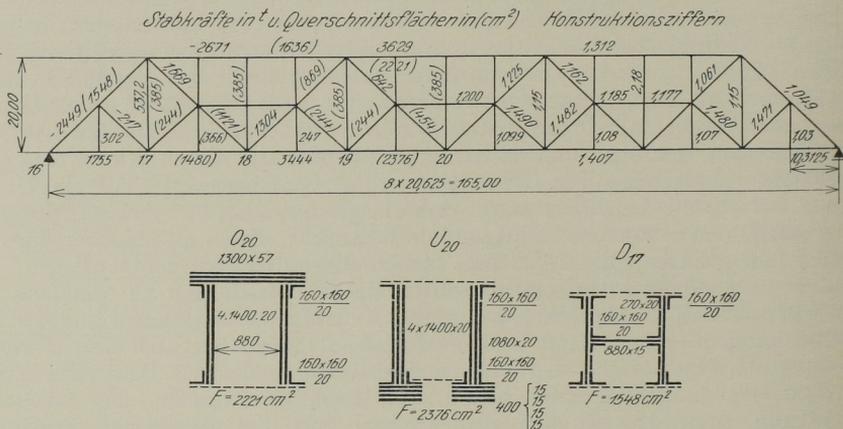


Abb. 1. Konstruktionsbeiwerte eines Parallelträgers bei Ausführung in St-Steel

Diese und ähnliche Fragen, die vor allem den Entwurf einer großen Brücke beeinflussen, den Statiker und Konstrukteur sowie den Montierungsleiter beschäftigen, spielen also neben der ebenso wichtigen Entscheidung, in welchem Baustoff angeboten werden soll, um einen Entwurf wirtschaftlich zu gestalten, eine große Rolle.

Der große Vorteil, den die Anwendung hochwertigen Stahls infolge einer Gewichtersparnis von 20 bis 30% bei großen Brücken bringt, bietet ja auch sonst die Möglichkeit, solche Bauwerke bei freiem Vorbau leichter zu montieren, da die einzubauenden Stücke leichter sind, die Vorbaukräne leichter gehalten werden können, die Rückverankerungen und Gerüste billiger werden, und daß man an Transportkosten, Zoll, an Arbeitszeit, an Werkstattarbeit und auch an Nietarbeit auf der Baustelle sparen kann.

Diese Tatsachen ebnen dem Bestreben nach Überbrückung größerer Spannweiten den Weg und machen Brückenprojekte ausführbar, die bisher zurückgestellt werden mußten. Viele der folgenden Untersuchungen mußten vom Verfasser anlässlich der Projektierung einer Anzahl größerer Brücken angestellt werden; die Ergebnisse seien, soweit sie allgemeiner Art sind, mitgeteilt.

### 1. Wahl der Konstruktionsziffer für Fachwerkträger.

Die Ausführungsbeiwerte, die für Brücken in St-37 bekannt sind, verlieren natürlich für Ausführungen in St-48 und Si-Stahl ihre Geltung. Neue Erfahrungszahlen müssen für diese Baustoffe gesammelt werden.

Die Konstruktionsziffer ist abhängig von der Art und Weise der baulichen Durchbildung aller Einzelheiten und wird in dieser Hinsicht kleinen Schwankungen unterliegen. Mit der Zeit haben sich aber für die einzelnen Stabgattungen bei richtiger Ausbildung des Stöße, Deckungen, Aussteifungen, Auskreuzungen betrifft, Regeln herausgebildet, so daß über die Konstruktionsziffer einige Angaben gemacht werden können, welche auf Grund völlig durchgezeichneter Pläne gefunden worden sind.

So wurden für eine zweigeleisige Eisenbahnbrücke von 165 m Stützweite in Si-Stahl, Parallelträger mit Hilfsstäben von 20 m Höhe (Abb. 1), nachstehende Werte gefunden. Die Konstruktionsziffer  $a$ , d. i. das Verhältnis des wirklichen Gewichtes zum theoretischen (Stabgewicht pro Einheit mal Netzlänge), beträgt:

für die Obergurtstäbe	im Mittel	$a = 1,312$	für die Vertikalen	im Mittel	$a = 1,66$
„ „ Untergurtstäbe	„ „	$a = 1,407$	„ „ Hilfsdiagonalen	„ „	$a = 1,481$
„ „ Diagonalen	„ „	$a = 1,124$	„ „ Hilfsvertikalen	„ „	$a = 1,07$
	für den ganzen Hauptträger	$a = 1,28$	ohne Nieten		
	„ „ „ „	$a = 1,31$	mit Nieten.		

Hiebei ist für die Nieten ebenfalls Si-Stahl angenommen.

Bei Ausführung des Systems *ohne* Hilfsstäbe, also für die Hauptstäbe allein, ergibt sich ohne Nieten ein  $a = 1,293$ , also höher als beim Tragwerk mit Hilfsstäben. Dabei sind alle Hauptstreben wegen der großen Länge in der Mitte gestoßen, die Gurtstäbe hingegen bei jedem Knotenpunkt, also alle 10,313 m.

In der Abbildung sind auch die für jeden Stab gesondert ermittelten Bauziffern  $a$  angegeben. Bei den Schrägstäben sieht man deutlich die Zunahme dieser Werte gegen die Mitte zu.

Auch die Querschnittsformen, es handelt sich um Gurtstehblechhöhen von 1400 mm, sind für die stärkst beanspruchten Stäbe angegeben, ebenso die Ebenen der Gurtauskreuzungen. Für diese Auskreuzungen, eine beim Obergurt und zwei beim Untergurt, ergibt sich zusammen der Beiwert mit 1,025.

Für eine andere kombinierte zweigeleisige Eisenbahnbrücke und eine darüberliegende Straße von 92 m Stützweite (Einhängträger einer Gerberbrücke) wurde bei einer Ausführung der Fachwerkparallelträger von 18 m Höhe in St-48 ohne Hilfsstäbe gefunden.

Für Obergurt	$a = 1,293$	für Diagonale	$a = 1,130$
„ „ Untergurt	$a = 1,418$	„ „ Vertikale	$a = 1,130$
	für den Hauptträger	$a = 1,242$	ohne Nieten
	„ „ „ „	$a = 1,272$	mit Nieten.

Diese Werte sind also etwas kleiner als im früher besprochenen Fall einer Ausführung in Si-Stahl.

Die Gurte waren in jedem Knoten (alle 11,50 m) gestoßen, während die Füllungsstäbe in Stabmitte einen Stoß erhielten. Die Gurtstäbe hatten eine Stehblechhöhe von 900 mm und waren natürlich doppelstegig.

Man sieht demnach, wenn auch hier keine allgemeine Gültigkeit ausgesprochen werden soll, daß man etwa mit  $a = 1,27$  bis  $1,31$  einschließlich der Nieten für den neuen Baustoff bei größeren Spannweiten rechnen kann. Entfallen durchgehende Stöße in den Füllungsstäben, so kann der Konstruktionsbeiwert kleiner gehalten werden, etwa 1,26 bis 1,28.

Diese Bauziffern geben die Möglichkeit, das Hauptträgergewicht zu bestimmen, wenn die Stäbe alle bereits bemessen sind. Soll aber das tatsächliche Gewicht für Si-Stahl aus Formeln bestimmt werden, welche direkt von den auftretenden Spannungen ausgehen, so ist eine andere Ziffer  $\alpha_0$  maßgebend.

Man bekommt das Hauptträgergewicht  $H$  aus<sup>1</sup>

$$H = \alpha_0 \gamma \frac{\Sigma S_f s + \beta \Sigma S_v \cdot s}{\sigma - \frac{\alpha_0 \gamma}{F} \Sigma S_f \cdot s}$$

$S_f$  = Stabspannung infolge Fahrbahngewichtes,  $S_v$  = Stabspannung infolge zufälliger Last,  $F$  = Eigengewicht der Fahrbahn, der Windverbände, Gehstege, für einen Hauptträger;  $s$  = Stablänge;  $\beta$  = Stoßziffer;  $\gamma$  = 7,85;  $\sigma$  = zulässige Inanspruchnahme;  $H$  = gesamtes Eigengewicht eines Hauptträgers.

Bei  $\sigma = 1700$  kg/qcm ist nach Kontrollrechnungen die Bauziffer  $\alpha_0 = 1,63$  einzusetzen.

Bei  $\sigma = 2100$  kg/qcm hingegen  $\alpha_0 = 1,70$  bis 1,72.

Eingehende Untersuchungen über die Konstruktionsziffern von Blechträgern und von Fahrbahnkonstruktionen für Ausführungen in verschiedenen hochwertigen Stahlsorten finden sich in einem Aufsätze des Verfassers.<sup>2</sup>

## 2. Wahl der Querschnittsverhältnisse für Bogenträger.

Bei großen Bogenbrücken ist die richtige Wahl der Querschnittsverhältnisse für die Berechnung des Horizontalschubes von besonderem Einfluß. Das Querschnittsverhältnis  $\frac{F_m}{F_c}$ , wobei  $F_m$  eine beliebige Querschnittsfläche eines Stabes bedeutet und  $F_c$  die Fläche eines Vergleichsquerschnittes, wird vielfach für die erste Annahme gleich 1 gesetzt. Diese Annahme gibt Abweichungen in der Horizontalschublinie, welche bis 4% der Einflußfläche ausmachen, was aber zur Folge hat, daß sich bei Stabspannungen namentlich in der Nähe des Scheitels große Unterschiede gegenüber den wirklich auftretenden ergeben.

So zeigt sich beispielsweise für eine Brücke von 188 m Spannweite (Rheinbrücke Düsseldorf) bei genauer Berechnung im mittleren Untergurtstab eine Gesamtspannung für Eigengewicht und zuf. Last von —400 t, während aus der Horizontalschublinie die für  $\frac{F_m}{F_c} = 1$  ermittelt wurde, diese Spannung sich mit nur —255,4 t ergibt. Es ist daher bei diesem Stab eine absolute Differenz von 154,6 t vorhanden, was 36,2% Unterschied ausmacht. Im Obergurtstab wiederum ergibt sich beim genauen Verfahren eine Stabkraft von —1078 t, während nach genähertem Verfahren eine Spannung von —1215 t resultiert. Der Unterschied beträgt also 137 t, das sind 12,7%. Die Unterschiede für das reine Eigengewicht sind noch größer. Die an den Scheitel weiter anschließenden Stäbe zeigen ebenfalls noch starke Unterschiede bei diesen verschiedenen Verfahren, wenn sie auch geringer als im Scheitel selbst sind.

Wenn auch für solche große Brücken eine zweimalige Anwendung eines Rechnungsverfahrens Platz greifen wird, welches sich den tatsächlichen Querschnittsverhältnissen anpaßt, so ist doch das Bestreben, schon bei der ersten Wahl richtige Annahmen für die Stabquerschnitte zu treffen, gerechtfertigt. Zu diesem Zwecke

<sup>1</sup> BÖHRIG, Zentralbl. d. Bauverwaltung 1912, S. 318. — Dr. Ing. e. h. SCHAPER, Eiserne Brücken. 5. Aufl., S. 113.

<sup>2</sup> Dr. Ing. HAWRANEK, Der Siliziumbaustahl und seine Anwendung im Brücken- und Eisenhochbau. Der Siliziumstahl der Witkowitz Eisenwerke. Wissensch. u. Wirtsch., Bd. 5. 1928, Verlag: Hauptverein deutscher Ingenieure in der tschechoslowakischen Republik, Brünn.

wurde (vom Verfasser) ein Verfahren ausgearbeitet, welches den Vergleichsquerschnitt  $F_c$  nicht beliebig wählt. Als Vergleichsquerschnitt wird beim Bogen mit Zugband der Zugbandquerschnitt herangezogen, bei anderen Bogen der erste Unterurtstab am Kämpfer. Für diese zwei Stäbe lassen sich an der Hand von Näherungsformeln für den Horizontalschub, die tatsächlichen Spannungen rasch ausrechnen und damit die wirkliche Querschnittsgröße. Diese Werte ermöglichen auch

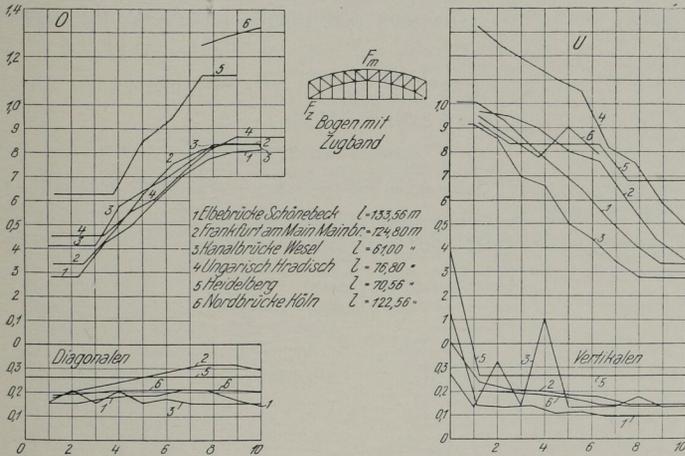


Abb. 2. Querschnittsverhältnisse von Fachwerkbogen mit Zugband in Kämpferhöhe

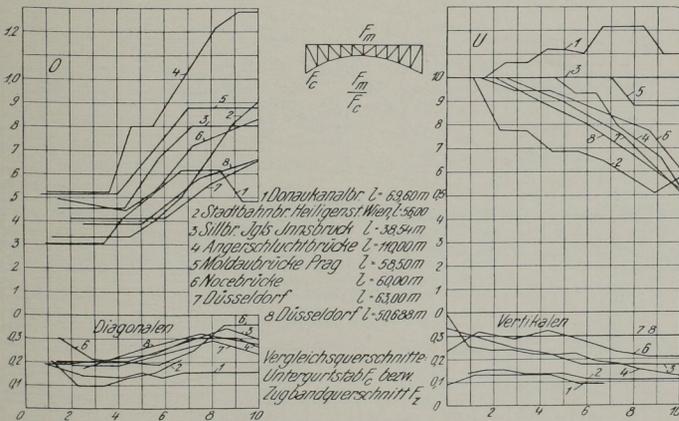


Abb. 3. Querschnittsverhältnisse von Bogenfachwerkträgern mit geradem Obergurt

eine genaue Bestimmung des Horizontalschubes für Wärmewirkung, da im Zählerausdruck für  $H_z$  diese Vergleichsquerschnittfläche erscheint. Man kann daher schon mit genaueren Werten arbeiten.

Werden die wirklichen Querschnittsverhältnisse für ausgeführte Brücken näher untersucht, so findet man eine starke Abweichung von dem Querschnittsverhältnis  $\frac{F_m}{F_c} = 1$ . In den nachstehenden Abbildungen sind für eine Reihe von Bogenformen sowohl für Zweigelenkbogen als auch für eingespannte Bogen Querschnittsverhältnisse nach ausgeführten Objekten eingetragen worden.

Behandelt wurden:

1. Der Bogen mit Zugband in Kämpferhöhe (Abb. 2).
2. Fachwerkbogen mit geradem Obergurt und Stützung im Untergurt (Abb. 3).
3. Der Bogen mit höher angeschlossnem Zugband (Abb. 4).
4. Der Bogenträger mit Kragarmen (Abb. 5).
5. Der eingespannte Bogen (Abb. 6).

Auch für andere Bogenformen ist der Verlauf der Querschnittsverhältnisse studiert worden; doch wird von einer Wiedergabe hier vorläufig abgesehen.

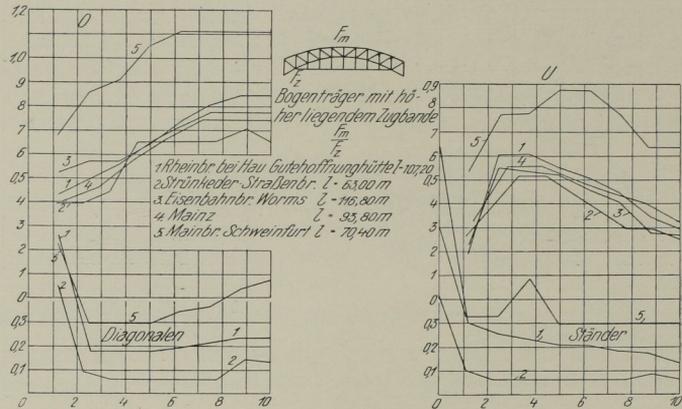


Abb. 4. Querschnittsverhältnisse von Bogenfachwerkträgern mit Zugband oberhalb der Kämpfer

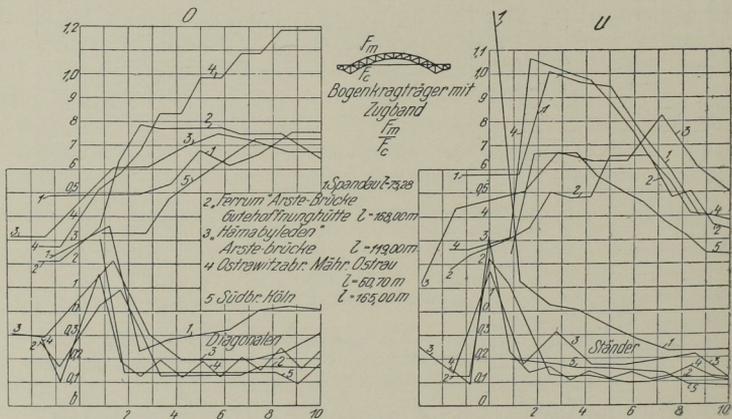


Abb. 5. Querschnittsverhältnisse von Bogenkragträgern mit Zugband

Die verschiedenen Querschnittsverhältnisse wurden in den Abbildungen derart eingetragen, daß auf einer Abzissenachse, auf welcher die halbe Bogenlänge abgemessen ist, Querschnittsverhältnisse  $\frac{F_m}{F_c}$  als Ordinaten erscheinen, indem die halbe Stützweite (hier eine Konstante) in soviel Teile geteilt wurde, als Felder in der halben Stützweite vorhanden sind.

Diese Querschnittsverhältnisse wurden sowohl für Obergurt, Untergurt, Schrägstäbe und Ständer ermittelt. Aus dem Verlauf dieser Kurven ist zu ent-

nehmen, daß sie für jede der genannten Brückentypen einen nicht so großen, aber charakteristischen Bereich einnehmen, aus welchem die bezüglichlichen Angaben für neu zu projektierende Brücken entnommen werden können. Durch Angabe der Objekte und deren Stützweite und sonstigen Abmessungen ist es möglich, bei einer neu zu berechnenden Brücke viele dieser Linien heranzuziehen.

Um die Abbildungen nicht undeutlich zu machen, sind darin die Querschnittsverhältniskurven nur für einige Brücken eingetragen, da der Verlauf für viele andere untersuchte Brücken nahezu der gleiche ist. Untersucht wurden mehr als 60 Brücken.

Jedenfalls ist aus diesen Kurven ganz deutlich ersichtlich, daß die Querschnittsverhältnisse für die Gurte weit vom Werte  $\frac{F_m}{F_c} = 1$  abweichen.

### 3. Günstigste Trägerhöhe bei Blechbogenträgern.

Die Blechbogenträger werden in jüngster Zeit auch für sehr große Spannweiten angewendet, entweder als Bogen mit nahezu konstanter Trägerhöhe oder in Sichelform mit mehr oder weniger großer Zunahme der Trägerhöhe gegen den Bogen-

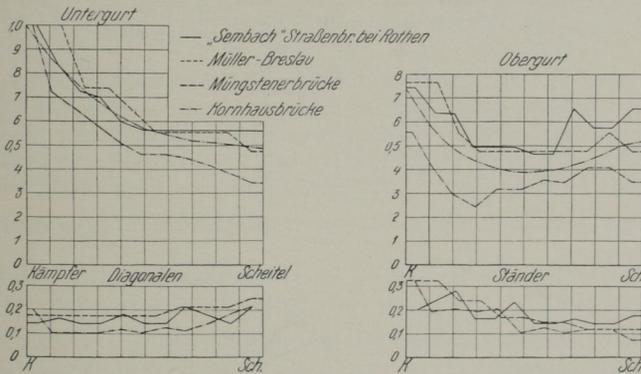


Abb. 6. Querschnittsverhältnisse von eingespannten Fachwerkbogen

scheitel hin. Letztere Form empfiehlt sich bei besonders hohem Pfeil, während bei flacheren Bogen wohl der parallelgurtige Träger oder der mit mäßiger Zunahme der Trägerhöhe vielfach geeigneter sein dürfte. Es soll von jenen abnormalen Formen abgesehen werden, welche bei beschränkter Bauhöhe angewendet worden sind, wie etwa bei der Neckarbrücke in Mannheim.

Es fragt sich nun, welche Scheitelstehblechhöhe ist die günstigste, also wirtschaftlichste.

Die größte bisher vorgeschlagene Stützweite von Blechbogen ist jene anlässlich des Wettbewerbes für die Rheinbrücke Köln-Mühlheim (KRUPP) mit  $l = 333,2$  m und  $h = 6,5$  m Bogenhöhe im Scheitel, das ist  $h = \frac{1}{51} l$ ; der Vossche Entwurf anlässlich des Arstabucht-Wettbewerbes hatte bei  $l = 194,0$  m,  $h = 4,0$  m, d. i.  $h = \frac{1}{48,4} l$ . Sonst gibt es Ausführungen von Blechbogen, deren Trägerhöhe von  $\frac{1}{35} l$  bis  $\frac{1}{65} l$  schwankt.

Für eine Bogenbrücke (Dnjeprbrücke bei Alexandrowsk) in Si-Stahl von 224 m Stützweite, 29,46 m Pfeilhöhe und einem Pfeilverhältnis  $f = \frac{1}{7,6} l$ , wurde die günstigste Stehblechhöhe gesucht (Abb. 7); der Bogenquerschnitt ist doppelwandig.

geschlossen. Die Bogenform zeigt einen nahezu gleichhohen Träger, deshalb wurden die Momente und Normalkräfte im Scheitel zur Untersuchung herangezogen. Für eine Normalkraft  $N = 3522 \text{ t}$  und das zugehörige Moment  $M = + 5240 \text{ tm}$  und  $N = 3595 \text{ t}$  und das zugehörige Moment  $M = - 3700 \text{ tm}$  wurde die Bemessung für  $s = 2100 \text{ kg/qcm}$  für verschiedene Stehblechhöhen durchgeführt, und zwar für  $h = 3,0 \text{ m}, 3,5 \text{ m}, 4,0 \text{ m}, 4,5 \text{ m}, 5,0 \text{ m}$ . Der lichte Abstand der  $30 \text{ mm}$  starken Stehbleche beträgt  $800 \text{ mm}$ , sonst waren noch  $800 \text{ mm}$  hohe Beibleche von  $16 \text{ mm}$  Dicke beiderseits zwischen den Gurtwinkeln  $200/200/16$  oben und unten angeordnet (Abb. 7). Die Gewichte der Bogenquerschnitte pro  $1 \text{ m}$  finden sich in der Abbildung. Werden diese in einem Achssystem als Ordinaten zur

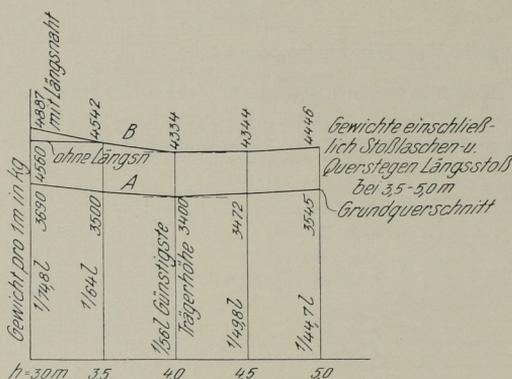


Abb. 7. Eigengewichte von Blechbogenträgern für verschiedene Stehblechhöhen. Ermittlung der günstigsten Trägerhöhe

betreffenden Trägerhöhe aufgetragen, so ergibt die diese Punkte verbindende Kurve *A* ein Minimum, welches bei einer Trägerhöhe von  $4,0 \text{ m}$  liegt, d. i.  $h = \frac{1}{50} l$ , welche Trägerhöhe auch beibehalten wurde.

Dieser günstigste Wert ändert sich nicht, wenn auch die Gewichte der Stoßlaschen der Stehbleche, der Kopfplatten, der Längsnähte der Stehbleche und ihrer Deckungen, die Querstege, sowie die Längsstege berücksichtigt werden. Diese Einheitsgewichte sind aus der Kurve *B* zu entnehmen. Man sieht auch wegen des mäßigen Ansteigens der Kurve *B* über  $h = 4,0 \text{ m}$ , daß bei Wahl einer etwas größeren Trägerhöhe als der günstigsten entspricht, die Gewichte nur mäßig zunehmen.

Man kann also für Blechbogenträger großer Spannweite in hochwertigem Stahl die Stehblechhöhe  $h = \frac{1}{50} l$  als günstigste annehmen, wenn die gleichen Voraussetzungen vorhanden sind. Die Pfeilhöhe des Bogens beeinflusst dieses Ergebnis wenig.

#### 4. Verteilung des Eigengewichtes von Hauptträgern.

Bei neuen Entwürfen von Brücken mit größeren Spannweiten wird erstens die richtige Wahl des Eigengewichtes der Hauptträger erschwert sein, weil gewöhnlich nicht ausreichende Anhaltspunkte oder Formeln vorliegen, die wohl für kleinere Spannweiten noch zuverlässige Ergebnisse geben, aber für größere Stützweiten und für die neuen Baustoffe nicht gelten, andererseits ist die Kenntnis der richtigen Verteilung des Gesamtgewichtes der Hauptträger auf die einzelnen Knotenpunkte für die Spannungsberechnung notwendig, denn eine gleichmäßige Verteilung des Eigengewichtes eines Hauptträgers ist schon bei kleinen Spannweiten nicht vor-

handen; rechnet man aber schon bei diesen kleineren Brücken mit einem gleichmäßig verteilten Eigengewicht, so ist der Fehler dann nicht groß.

Anders ist dies jedoch bei *großen* Spannweiten. Hier wirkt sich die Berücksichtigung einer *genauen* Verteilung des Eigengewichtes auf die einzelnen Knotenpunkte einmal als *Ersparnis* gegenüber einer über die ganze Länge gleichmäßigen Verteilung aus (bei durchlaufenden Trägern, Gelenkträgern und Bogenträgern), die absolut genommen doch viel ausmachen kann. Andererseits ist die Berücksichtigung der genauen Gewichtsverteilung anlässlich der Ermittlung der *Montage-spannungen* unbedingt nötig. Unterlassungen in dieser Hinsicht können sich ja rächen (Einsturz der Quebecbrücke).

Der übliche Weg bei der Berechnung großer Brücken ist, eine erste Annahme für das Eigengewicht der Hauptträger zu machen und hiebei bekannte Formeln, Erfahrungen oder dem Falle angepaßte Formeln zu benutzen, dann die Stabspannungen der Hauptträger zu bestimmen und nach der Stabmessung eine Kontrolle oder eine zweite Berechnung mit verbesserten Eigengewichten durchzuführen, ja es kann eine dritte Berechnung notwendig werden, etwa bei durchgehenden Trägern auf mehr als vier Stützen mit gegen die Mitte wachsenden Stützweiten für die Kragträger, wo es sich um unregelmäßige und unsymmetrische Anordnungen handelt.

Die Rechenarbeit wird kürzer und genauer, wenn schon bei der ersten Annahme das Richtige getroffen wurde. Der Fehler bei nicht ganz passender Eigengewichtsannahme wird natürlich klein oder groß werden, je nachdem das Verhältnis der zufälligen Last zum Eigengewicht groß oder klein ist. Der Fehler ist also bei großen Spannweiten gewiß groß. Es sollen nun einige diesbezügliche Daten angegeben werden.

a) *Durchlaufende Gelenkträger.*

So beträgt die Stabkraft für das reine Hauptträgergewicht in den stärksten beanspruchten Obergurtstäben einer vom Verfasser entworfenen Brücke über den Kleinen Belt, einer Gerberbrücke von 247,5 + 330 + 247,5 m (Abb. 9), im Einhängträger 30,9% der gesamten Stabkräfte, im Kragträger 30,6%; das Verhältnis der Spannungen infolge des Eigengewichtes der Brücke beträgt 51,2% der Gesamtspannungen (Eigengewicht + zufällige Lasten). Diese Werte schwanken bei den anderen Stäben wenig (siehe beiliegenden ziffernmäßigen Nachweis).

*Zweigeleisige Eisenbahnbrücke mit einer Straße kombiniert*

Breite der Straße + Gehweg = 16,4 m; eingehängter Träger,  $l = 165$  m  
Obergurtstabspannungen  $\sigma_{20}$

1. <i>Ständige Last:</i>	Fahrbahn .....	— 751 t	20,6%
	Hauptträger .....	— 1121 t	30,9%
	Ständige Last .....	— 1872 t	51,5%
2. <i>Verkehrslast:</i>	Zweigeleisige Bahn mit Stoßziffer .....	— 1687 t	46,5%
	Straße + Gehwege .....	— 70,1 t	2,0%
		3629,1 t	100,0%
	<i>Kragträger <math>l = 247,5</math> m, Obergurtstabspannungen <math>\sigma_{12}</math></i>		
1. <i>Ständige Last:</i>	Fahrbahn .....	+ 1284,6 t	22,2%
	Hauptträger .....	+ 1769 t	30,6%
	Ständige Last .....	+ 3053,6 t	
2. <i>Verkehrslast:</i>	Zweigeleisige Bahn mit Stoßziffer .....	+ 2620 t	45,4%
	Straße + Gehwege .....	+ 113,9 t	1,8%
		+ 5787,5 t	100,0%

Das Verhältnis des Eigengewichtes zur Nutzlast für durchlaufende Gelenkträger beträgt bei:

Projekt Beltbrücke (3 Öffnungen) ..	1,05	Quebecbrücke.....	2,00
Monongahela-Brücke, Pittsburg .....	1,00	Sewickleybrücke, Ohio .....	2,20
Rheinbrücke, Ruhrort.....	1,25	Queensboroughbrücke, New York .....	3,20
Mississippibrücke, Memphis .....	1,75	Firth of Forth-Brücke .....	4,70
Beaverbrücke, Ohio .....	1,81	Hellgatebrücke, New York .....	1,40

Wie man sieht, schwankt also dieses Verhältnis des Eigengewichtes zur Nutzlast bei großen Brücken etwa von 1,0 bis 4,7, und schon bei diesem Kleinstwert 1,0

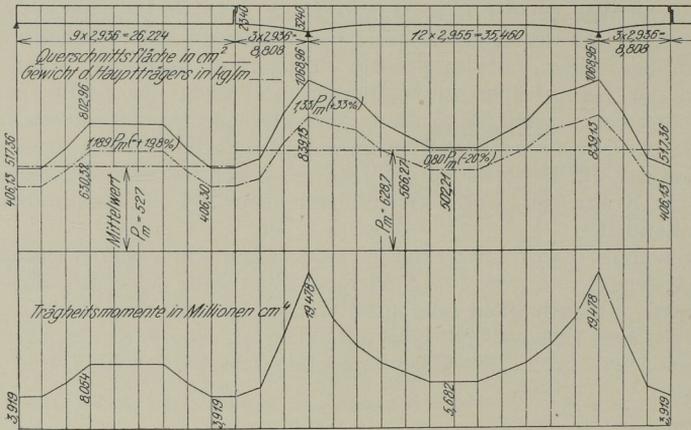


Abb. 8. Verteilung des Eigengewichtes eines vollwandigen Gerberträgers

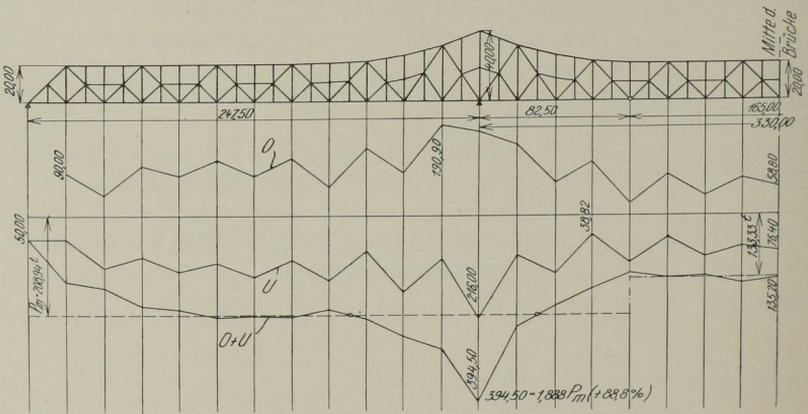


Abb. 9. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 4 Stützen. Projekt Beltbrücke. Knotenlasten in  $t$ ,  $P_m$  = mittlere Knotenlast

ist der Anteil des reinen Hauptträgergewichtes zirka 30% der Gesamtspannungen.

Aber schon bei kleineren Gelenkträgerbrücken ist die Eigengewichtsverteilung der Hauptträger nicht gleichmäßig; man kann also wenigstens beim Kragträger bei genauer Rechnung sparen.

Nur zum Vergleich sei in Abb. 8 die genaue Gewichtsverteilung des Hauptträgers für die Inundationsbrücke der Floridsdorfer Donaubrücke gezeigt, die im

Kragträger über den Stützen 33% Mehrgewicht als im Durchschnitt aufweist, während in der Mitte 20% Mindergewicht vorliegt; beim Einhängerträger ist der Fall umgekehrt, man wird dort bei Berücksichtigung der genauen Gewichtsverteilung ein etwas größeres Gewicht erhalten. Im ganzen wird aber der Träger bei genauer Rechnung leichter sein. Diese Mehr- und Mindergewichte werden allerdings durch die Fahrbahnlasten etwas ausgeglichen.

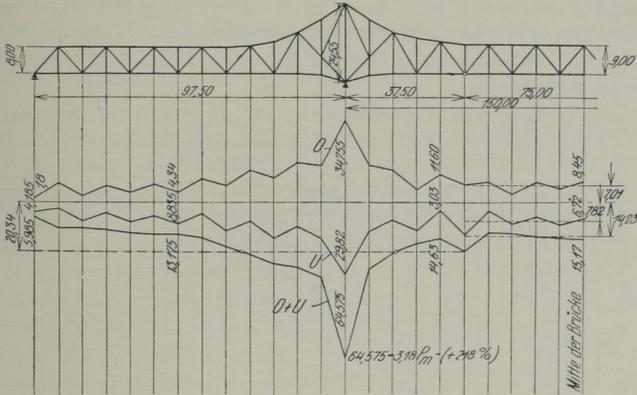


Abb. 10. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 4 Stützen. Rheinbrücke bei Wesel

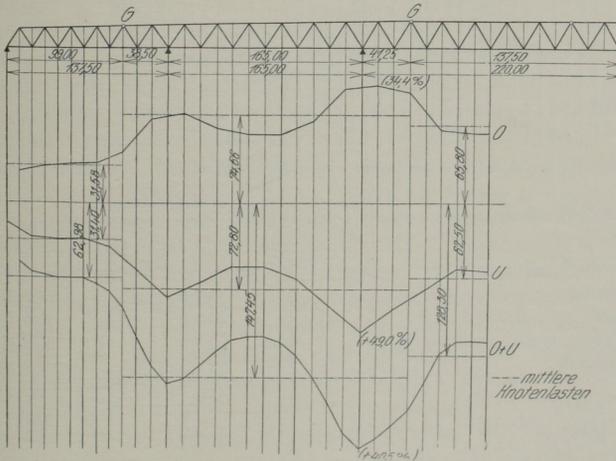


Abb. 11. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 6 Stützen. Ausführungsentwurf der Brücke über den kleinen Belt

Wie liegt nun der Fall bei großen Brücken. Zur Untersuchung der Frage ist eine Reihe durchlaufender Gelenkträger unter Beachtung der Ausführungsgewichte herangezogen worden. Es sind die Knotenlasten für Ober- und Untergurtpunkte ermittelt worden, aufgetragen und die Linie der Gesamtknotenlasten verzeichnet (Abb. 9 bis 12).

Diese Darstellungen beziehen sich auf:

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| 1. Rheinbrücke bei Wesel (Abb. 10),               | } Brücken mit 3 Öffnungen; |
| 2. Beltbrücke (Projekt mit 3 Öffnungen) (Abb. 9), |                            |
| 3. Beltbrücke, gerader Obergurt (Abb. 11),        | } Brücken mit 5 Öffnungen. |
| 4. Beltbrücke, geschweiften Obergurt (Abb. 12),   |                            |

Rein rechnerisch-theoretische Lösungen über die günstigste Lage von Gelenkstellen von Durchlaufträgern können leider nicht immer maßgebend sein.

Prof. Dr. BAYER<sup>1</sup> kommt 1908 in seiner verdienstvollen Arbeit für die wirtschaftlichste Anordnung eines Auslegerträgers mit drei Öffnungen zum Ergebnis, daß die Stützweite des Kragträgers  $n = 0,3 L$  die Länge des Auslegers  $m = 0,12 L$ , und  $n = 5 (H - h_0)$  oder  $H - h_0 = 0,2 n$  betrage. Die Stützweite des Schwebeträgers ist dann  $l = L - 2 (m + n) = 0,16 L$ ,  $l_1 = 0,4 L$ .

$H$  = Höhe des Trägers über der Mittelstütze,

$h_0$  = Höhe des Trägers am Ende der Brücke = Höhe des Schwebeträgers,

$L$  = Gesamtstützweite.

In einer Tabelle I. sind die verschiedenen wichtigsten Abmessungen von Gerberträgern und ihre Verhältniszerte in bezug auf die Gesamtlänge der Brücke angegeben.

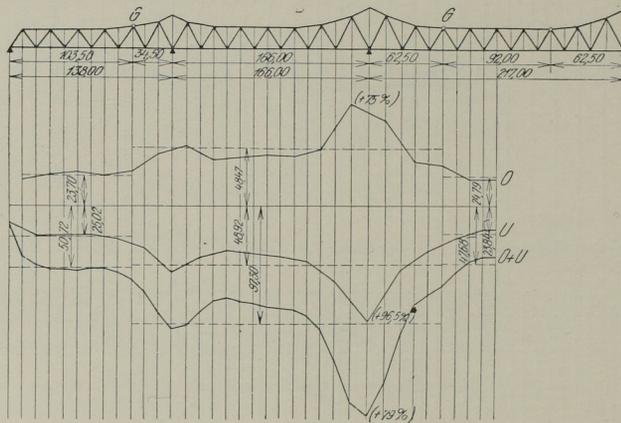


Abb. 12. Verteilung des Eigengewichtes eines durchlaufenden Gelenkträgers auf 6 Stützen. Vorentwurf Beltbrücke

Tabelle I. Abmessungen von Auslegerträgern

	$L$		Kragträger $n$	
Rheinbrücke, Wesel .....	345,0	m	97,5	$m = 0,281 L$
Hoangho-Brücke .....	420,9	„	128,1	„ = 0,304 „
Beltbrücke (Entwurf des Verfassers) .....	825,0	„	247,5	„ = 0,300 „
Sewickleybrücke .....	411,474	„	91,438	„ = 0,222 „
Beaverbrücke .....	429,44	„	97,53	„ = 0,227 „
Quebecbrücke .....	863,2	„	157,1	„ = 0,182 „
Donaubrücke, Novisad .....	303,54	„	86,73	„ = 0,286 „

	Kragarm $m$		Schwebeträger $l$		Mittelöffnung $l_1$	
Rheinbrücke, Wesel ...	37,5	$m = 0,1085 L$	75,0	$m = 0,218 L$	150,0	$m = 0,435 L$
Hoangho-Brücke .....	27,45	„ = 0,0655 „	109,8	„ = 0,261 „	164,7	„ = 0,391 „
Beltbrücke (Entwurf des Verfassers) .....	82,5	„ = 0,100 „	165,0	„ = 0,200 „	330,0	„ = 0,400 „
Sewickleybrücke .....	60,959	„ = 0,148 „	106,68	„ = 0,250 „	228,598	„ = 0,556 „
Beaverbrücke .....	73,76	„ = 0,172 „	86,86	„ = 0,202 „	234,38	„ = 0,547 „
Quebecbrücke .....	176,9	„ = 0,205 „	195,2	„ = 0,226 „	549,0	„ = 0,631 „
Donaubrücke, Novisad ..	26,016	„ = 0,0858 „	78,05	„ = 0,258 „	130,08	„ = 0,428 „

<sup>1</sup> BAYER, Eigengewichte, günstigste Grundmasse und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Fortschr. d. Ingen.-Wissensch., Leipzig 1908.

Tabelle II. *Verhältniszahlen von Auslegerträgern* $L$  = Gesamtlänge der Brücke

	nach BAYER	nach STEINMANN	nach MARBURG
Stützweite des Kragträgers $n$ .....	0,3 $L$	0,222 $L$	0,213 $L$
Kragarmlänge $m$ .....	0,12 „	0,111 „	0,092 „
Stützweite des Schwebeträgers $l$ ...	0,16 „	0,333 „	0,391 „
Stützweite der Mittelöffnung $l_1$ ....	0,40 „	0,555 „	0,575 „

Man sieht, daß sich bei den europäischen Brücken die Endstützweite und die Kragträgerlänge  $m$  den BAYERSchen Zahlen sehr anpassen, daß aber bei amerikanischen Ausführungen die Endstützweite kleiner und die Kragarmlängen wesentlich größer sind als nach BAYER, die Schwebeträger aber durchwegs länger sind.

D. B. STEINMAN<sup>2</sup> gelangt in seiner Untersuchung über durchlaufende Gelenkträger zum Minimum des Gesamtgewichtes, wenn die Einzellängen der Krag- und Hängträger derart gewählt werden, daß das Einheitsgewicht für alle diese Teile der Brücke gleich wird, und findet hierbei für: die Mittelöffnung  $l_1 = 0,555 L$ , den Kragarm  $m = 0,111 L$ , die Endöffnung  $n = 0,222 L$ , den Schwebeträger  $l = 0,333 L$

Die Gesamtmomentenflächen werden nach MARBURG ein Minimum für: die Mittelöffnung  $l_1 = 0,575 L$ , der Kragarm  $m = 0,092 L$ , die Endöffnung  $n = 0,213 L$ , der Schwebeträger  $l = 0,391 L$ .

Wie sieht es nun mit dem Einheitsgewicht aus. Die europäischen Brücken haben durchwegs für den Schwebeträger kleinere Einheitsgewichte als für den Kragträger, man kann sich der Minimumforderung nach STEINMAN nur nähern, indem man die Seitenöffnung kleiner hält als üblich, was die Amerikaner machen. Dafür muß man aber eine Verankerung der Endfelder vornehmen, deren Gewicht bei den Berechnungen STEINMANS berücksichtigt ist, während man bei uns eine Konstruktion ohne Verankerung vorzieht.

Welche Vorteile bietet nun die kleinere Seitenöffnung noch? Sie ermöglicht einmal die leichtere und schnellere Aufstellung der Endöffnung, weil die Gerüste leichter werden, dort meist die Wassertiefe geringer ist und der freie Vorbau dann in der Mittelöffnung, wo größere Wassertiefen vorliegen und der Schiffsverkehr nicht gestört werden soll, ungehindert vor sich gehen kann. Aber auch da sind Grenzen gezogen, weil man schließlich den freien Vorbau ohne Zwischenunterstützung nur bei besonderen Maßnahmen leisten kann, die auf die Formgebung des gesamten Tragwerkes von Einfluß sind, wie bei der Firth of Forth-Brücke, wo die Trägerhöhen über den Stützen besonders groß gewählt worden sind.

Kann man den Schwebeträger einschwimmen oder bei hochgelegener Fahrbahn hochziehen (Quebecbrücke, Carquinezbrücke), so ist dies günstiger, da dann im allgemeinen keine Stabverstärkungen notwendig werden, gegenüber dem freien Vorbau bis zur Mitte.

Nun sind aber auch bei den amerikanischen Brücken die Einheitsgewichte aller Teile des Hauptträgers nicht gleich, die Schwebeträger haben kleinere Gewichte, weil ihre Stützweite wenigstens bei den zwei hier angeführten bedeutendsten Brücken nicht 0,333 bis 0,391  $L$  sind, sondern bloß 0,202 bis 0,252  $L$  betragen.

Für die *Einhängträger* wird man die Gewichte leichter bestimmen können, und wie man aus den Mittelwerten für europäische Brücken sieht, weichen die tatsächlichen Gewichtsverteilungen wenig von einer gleichmäßig verteilten Annahme ab.

<sup>2</sup> STEINMAN, Suspension Bridges and Cantilevers. New York 1913.

Im *Kragträger* ist selbst bei Hochführung der Mittelstütze stets ein Gewichtsanstieg gegen den Pfeiler gegenüber dem Gewichtsmittelwert zu sehen. Er beträgt bei der Rheinbrücke bei Wesel 218<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei der Beltbrücke 88<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Diese Gewichtserhöhung an den Stützen wird kleiner, wie man aus den Kurven für die Brücken mit fünf Öffnungen sehen kann, wenn man sehr hohe Träger mit parallelen Gurten wählt.

Man kann aber für die eben behandelten zwei Trägerformen ein Hilfsmittel ableiten, um das Einheitsgewicht für die Kragträger annähernd, aber doch zutreffend, zu ermitteln.

Die Schnittpunkte *a* und *b* der tatsächlichen Gewichtskurven mit den geraden Mittelwerten liegen ungefähr an derselben Stelle. In der Seitenöffnung liegt der Punkt *a* bei der Weselbrücke in einer Entfernung von 0,31 *n* von der Mittelstütze, bei der Beltbrücke in 0,325 *n*, im Kragarm sind die bezüglichen Abstände der Punkte *b* von der Mittelstütze 0,415 m bzw. 0,374 m. Man kann also für diese Stelle *a* und *b* bei Annahme eines gleichmäßig verteilten Eigengewichtes die Berechnung der Stabkräfte für die daselbst gelegenen Stäbe durchführen, die Bemessung vornehmen und das angenommene Gewicht nun kontrollieren und die Werte vergleichen.

Dann kann man die Stäbe über den Stützen für das errechnete Gewicht bemessen und daraus den Zuschlag bestimmen, der für die Spitzen der Gewichtslinie über den Stützen gilt.

Bei weiterer Kontrolle eines Punktes, etwa in einem Viertel der Endstützweite, ergibt bereits einen sehr gut genäherten Verlauf der Knotengewichtslinie, mit der die eigentliche Stabkraftbestimmung durchgeführt werden kann. Auf diese Weise wurden für mehrere Brücken gute Ergebnisse erzielt, soweit sie den europäischen Abmessungsverhältnissen entsprechen.

Im übrigen können auch die Kurven der vorliegenden Brücken berücksichtigt werden (Abb. 9 und 10).

Was die *amerikanischen Brücken* betrifft, so sind auch bei diesen die Punkte *a* und *b* in ähnlichen Entfernungen von der Mittelstütze gelegen. Bei der Sewickley-Brücke ist  $a = 0,32 n$ ,  $b = 0,428 m$ , also von den früher angegebenen Werten wenig verschieden, wiewohl dort die Obergurte über den Mittelstützen sehr hochgezogen und straffer geformt und außerdem die Endspannweiten relativ kürzer sind als bei den europäischen Brücken. Ebenso läßt sich bei Einführung einer ausgleichenden Mittellinie für die Summenknotengewichte der Beaverbrücke das gleiche Ergebnis feststellen. (Die bezüglichen Abbildungen mußten wegen des knappen zur Verfügung stehenden Raumes entfallen.)

Ein strenges Aufsuchen der Entfernungen der Schnittpunkte *a* und *b* der tatsächlichen Knotengewichtslinie und der verglichenen ist sehr umständlich. Es genügt aber für praktische Fälle, von diesem einfachen Hilfsmittel Gebrauch zu machen. Eine annähernde Berechnung der Entfernungen der Punkte *a* und *b* von der Mittelstütze wird an anderer Stelle nachgetragen.

Nur nebenbei sei bemerkt, daß in letzter Zeit auch in Amerika Gerberträger mit Abmessungsverhältnissen, wie sie in Europa üblich, gebaut wurden.

Noch komplizierter ist der Fall bei fünf Öffnungen. Hier läßt sich eine Gesetzmäßigkeit viel schwerer aufstellen (Abb. 11, 12). Man wird sich deshalb für die erste Berechnung an ähnliche Ausführungen unter Beachtung der dort vorhandenen Verteilung der Eigengewichtsknotenlasten halten. Die Abbildungen für zwei Brücken fast gleicher Spannweite, einmal mit einem nahezu parallelen Obergurt, dann für hochgezogenen Obergurt über der Stütze, geben die Unterschiede der Gewichtsverteilung an der Hand vom Verfasser vollkommen durchdimensionierter Hauptträger wieder.

b) Bogenträger.

Auch bei *Zweigelenkbogen* in Vollwandkonstruktion von großer Spannweite läßt sich bei richtig angenommener Gewichtsverteilung sparen, da das Bogen-gewicht in den  $1/4$ -Punkten größer ist, etwa um 10%, gegenüber dem Durchschnittsgewicht und nahe beim Scheitel ein Mindergewicht von zirka 14% eintritt (Abb. 13). Man erhält dadurch einen kleineren Horizontalschub. Ob auch die lotrechten Stützdrukke kleiner werden, hängt vom Verlaufe der Gewichtskurve ab.

Bei einem Bogen von 224 m Stützweite und 29,6 m Pfeil ( $f = \frac{1}{7,6} l$ ) werden dann die Gesamtlasten der Fahrbahnständer gegen die Bogenmitte um 9% kleiner, was nicht nur Ersparnisse bringt, denn die Ständergewichte fallen nahezu nicht in die Wagschale, sondern auch richtigere Spannungen bei der Berechnung ergibt.

5. Wirtschaftlichkeit des Zweigelenk- bzw. Dreigelenkbogens. Lage des Gelenkes.

Bei sonst gleichen Voraussetzungen hat sich ergeben (es wurde ein Bogen von 248 m [Nuslebrücke, Prag] herangezogen mit  $f = 23,70$  m,  $f = \frac{1}{10,5} l$ ), daß sowohl die + wie die — Maximalmomente für den Dreigelenkbogen größere Werte ergeben

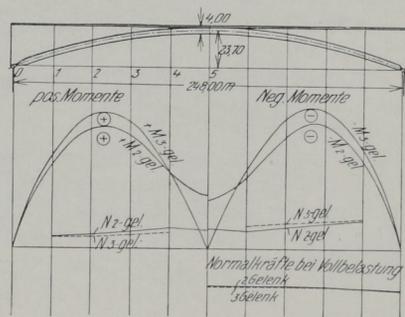
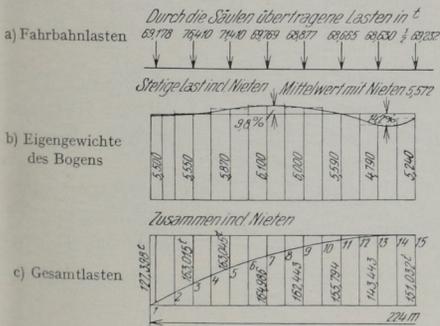


Abb. 13. Verteilung des Eigengewichtes eines Blechbogens-trägers von 224 m Stützweite

Abb. 14. Vergleich der Max-Momente und Normalkräfte eines Zwei- und Dreigelenkbogens

haben als für den *Zweigelenkbogen*. Daß die max. Momente beim *Dreigelenkbogen* im Scheitel bis auf Null abnehmen, ist von geringem Einfluß auf die Schlußfolgerung, da die Querschnitte bis nahe zum Gelenk ohnehin durchgeführt werden müssen. Die bezüglichen Normalkräfte waren für die + - Momente beim *Zweigelenkbogen* etwas größer, für die negativen etwas kleiner als beim *Dreigelenkbogen*. Die Normalkräfte bei Vollbelastung stimmten nahezu überein (Abb. 14).

Nur die Wärmespannungen beim *Zweigelenkbogen* gleichen diesen Unterschied an Baustoffgewicht etwas aus. Das Gesamtergebnis ist jedoch für den *Zweigelenkbogen* wenigstens für diesen Fall günstiger.

Wenn aus anderen Gründen beim Bogen im Scheitel ein Gelenk ausgebildet werden muß, als aus rein wirtschaftlichen, sei es, daß man Setzungen der Widerlager befürchtet, oder sei es, daß man den Bogen bei Freimontage für die Eigengewichtswirkung als *Dreigelenkbogen* wirken lassen will, so fallen damit die eingangs erwähnten Vorteile weg.

Was die zu wählende Lage des Gelenkes gegenüber der Bogenachse betrifft, so wird es wohl meist in halber Querschnittshöhe angenommen, wenn es als definitives Gelenk gedacht ist, oder in der Bogenachse.

Anders jedoch bei der Freimontage von Bogenbrücken. Hier begegnet man verschiedenen Ausführungen. Der vorübergehende Einbau des Scheitelgelenkes ist entweder in der Mitte (Bellow-Falls-Brücke) oder er liegt etwas über der Mitte (Entwurf Baurat Voss „Platbage“ Arstabucht-Wettbewerb) oder in  $\frac{1}{5}h$  vom oberen Trägerrand (Entwurf „Colonia magna“ Kölner Rheinbrücke, HEIN, LEHMANN & Co.). Es liegen aber auch Fälle mit Gelenkstellen *unter* der theoretischen Bogenachse vor.

Die Gründe für die Verschiedenheit in der Ausführung können unterschiedliche sein. Wird verlangt, daß der Bogen mit Gelenk anlässlich der Montage den gleichen Horizontalschub verursache, wie der Zweigelenkbogen, und zwar mit Rücksicht auf die Widerlager, so hat das Gelenk *über* der Mitte zu liegen und ist der Ort rechnungsmäßig aus der Formel für  $H$  sofort zu ermitteln.

Im anderen Falle, wo wirtschaftliche Momente eine Rolle spielen, wird für die Gelenklage das vorliegende Verhältnis zwischen Eigengewichtslast im Zustande des Bogenschlusses bei der Montage zur sonstigen Beanspruchung des Bogens nach Schluß des Bogenscheitels zum Zweigelenkbogen maßgebend sein.

Will man die endgültige Lage der Stützlinie des Zweigelenkbogens nahe der Höhenmitte im Scheitel haben, was zu symmetrisch ausgebildeten Querschnitten führt (gleiche Zahl der Kopfplatten oben und unten), so ist es zweckmäßig, das vorübergehende Scheitelgelenk unterhalb der Höhenmitte zu wählen. Um wieviel, hängt von dem Verhältnis der zufälligen Lasten und Wärmewirkungen zum Eigengewicht ab.

Am besten, man rechnet die Lage der Stützlinie der Bogen für beide Fälle aus und teilt die Abstände derselben im Verhältnis der stetigen Last zur Nutzlast, so daß man eine Resultierende erhält, die ungefähr in Höhenmitte fällt. Für die Wärmewirkungen kann man dann korrigieren.

Es ist aber dabei zu beachten, daß erfahrungsgemäß die Bogenenden etwa von den Viertelpunkten etwas straffer zu den Kämpfergelenken geführt werden sollen, weil die Stützlinien nahe dem Kämpfer gewöhnlich unterhalb der Bogenachse liegen, wenn kreisförmige Bogenformen gewählt werden.

## 6. Wahl der Tragsysteme.

Der Entwurf der meisten großen Brücken ist in erster Linie eine Montierungsangelegenheit, besonders bei großen Wassertiefen oder wenn solche Brücken über Täler führen. Im allgemeinen wird bald entschieden sein, ob eine durchlaufende Tragkonstruktion angewendet werden soll oder ein Bogenträger in Frage kommt.

1. Wenn es sich um *durchlaufende Träger* handelt, so ist für die Formgebung der gewählte Montierungsvorgang maßgebend. Wird bis zur Mitte der Mittelloffnung frei vorgebaut, so können die Montierungsspannungen derart groß werden, daß man genötigt ist, entweder einige Stäbe zu verstärken oder die Trägerhöhe über den Stützen sehr hoch zu wählen. Die amerikanischen Ausführungen mit den besonders kurzen Endöffnungen zeigen deshalb auch in den Endfeldern große Trägerhöhe. Will man die Forderung erfüllen, tunlichst ein gleiches Durchschnittsgewicht für Kragträger und eingehängte Öffnung im Interesse eines Gewichtskleinstwertes zu erhalten, so muß die Obergurtlinie stark gekrümmte Formen annehmen. Man sieht dies deutlich bei der Rheinbrücke bei Wesel, bei welcher ebenso eine starke Krümmung und ein starkes Hochführen über den Stützen durchgeführt worden ist (Abb. 10). Die Spannungen in den Kragträgerstäben werden günstiger, wenn die Mittelloffnung bei der Montage hochgezogen wird.

2. Bei sehr großen Brücken können Ersparnisse erzielt werden, wenn man sie für das Eigengewicht als durchlaufenden Gelenkträger ausbildet und montiert und

nachträglich für die zufällige Last die Gelenkstellen ausschaltet und das Tragwerk in einen durchgehenden Träger verwandelt. Diese Anordnung ist bei großen Brücken sicherlich von großem Vorteil, weil die durch die bedeutenden Eigengewichtslasten etwa zu erwartenden Pfeilersetzungen bereits vollzogen sind und für das Tragwerk infolge der Gelenke ohne Schaden erfolgen. Für die zufälligen Lasten kommt der Vorteil des durchlaufenden Trägers zur Geltung. Die lange Zeit hindurch vorhandene Scheu vor der Anwendung durchlaufender Träger ist glücklicherweise überwunden, wie der Bau der Sciotovillebrücke Lindenthals beweist.

3. *Bogenträger.* Der freie Vorbau des Bogenträgers hat sich bei großen Brücken wiederholt bewährt und sind die Arbeitsmethoden dabei bis auf Einzelheiten die gleichen geblieben. Dies betrifft sowohl die Fachwerk- als auch die Blechbogen. Bei der Steigerung der Spannweite ist jedoch auch das Bestreben verständlich, die Gewichte der frei einzubauenden Teile so klein als möglich zu halten. Eine Handhabe hierzu geben die hochwertigen Baustoffe, eine andere das *Tragwerk selbst.* Wird ein *Bogen mit einem Versteifungsträger* verbunden, ob derselbe oberhalb oder unterhalb des Bogens liegt, ist gleichgültig, so ist man in der Lage, das Gewicht des eigentlich frei vorzubauenden Bogens zu ermäßigen. Beispielsweise konnten auf

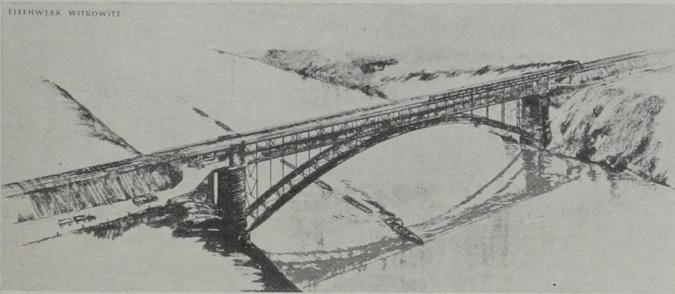


Abb. 15. Entwurf einer kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke über den alten Dnjepr bei Alexandrowsk (Sowjet-Union). Stützweite 224 m. Verfasser Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek

diese Art für den Entwurf der Dnjeprbrücke Alexandrowsk (Abb. 15) dem Versteifungsträger etwa 25% der Gesamtmomente zugewiesen werden, so daß der eigentlich tragende Bogen nur 75% der Momente aufzunehmen hatte. Infolgedessen ist er leichter geworden und der freie Vorbau ist durch diese Maßnahme begünstigt. Man gewinnt auf diese Weise einen baldigen Bogenschluß und damit die Möglichkeit, alle anderen Konstruktionsteile, wie Ständer, Versteifungsträger, die Fahrbahn nachträglich einzubauen. Ist der Versteifungsträger unterhalb des Bogens gelegen, so ist es möglich, beide Ausführungsweisen anzuwenden, entweder den Bogen mit Rückverankerung vorzubauen und nachträglich den Versteifungsträger und die Fahrbahn einzufügen; oder es ist, wie vom Verfasser vorgeschlagen, möglich, den leichten Versteifungsträger vorzubauen, wenn geeignete Zwischenstützungen in der Nähe der Widerlager möglich sind und dann den Bogen von dem geschlossenen Versteifungsträger aus, der nun als Gerüst benutzt werden kann, nachträglich aufzusetzen. Dieser Vorgang wurde für eine 135 m weite Brücke vorgeschlagen, bei welcher zufällig in der Nähe der Widerlager noch Pfeilereibauten von früheren Objekten verfügbar waren.

Bei *mehrfach statisch unbestimmten* Systemen hat man es überhaupt mehr in der Hand, Montagevorteile zu erzielen, wenn man zweckmäßig mit vorübergehenden Unterstützungen oder künstlichen Belastungen rechnet (künstliche Belastung mit

Anwendung ungleicharmiger Hebel oder Verwendung von Pressen). Ist ein tiefes Tal zu überbrücken und ist die Lösung mit drei Öffnungen verlangt oder möglich, so muß man vom Standpunkt des Gewichtsminimums die Seitenöffnungen kleiner halten als die halbe Mittelöffnung, etwa 0,18 bis 0,20 der Gesamtlänge.

Das harmonische Bild eines gefälligen Spannweitenverhältnisses 1 : 2 : 1 geht dabei verloren. Wenn es eingehalten werden soll, muß man mit einer Kosten-erhöhung rechnen. In einem Falle (Entwurf des Verfassers für die Überbrückung des Nusletales 124 + 248 + 124 m; Abb. 16) war dieses Verhältnis beibehalten

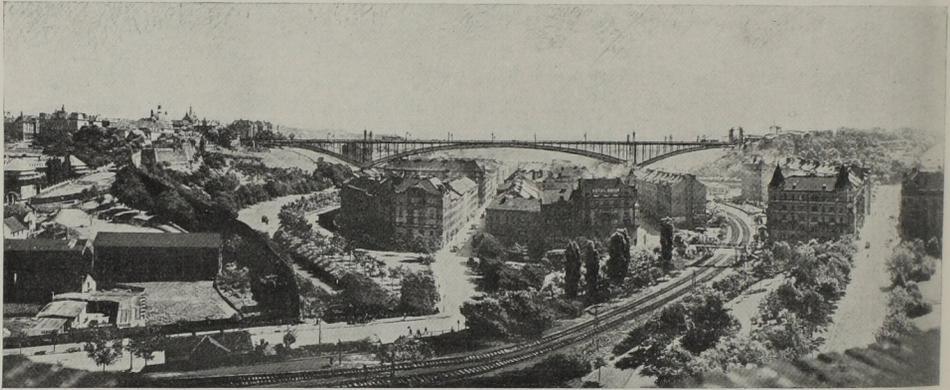


Abb. 16. Entwurf einer Stadtbrücke über das Nusletal in Prag, Variante Blechbogen. Stützweiten 124 + 248 + 124 m. Verfasser Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek

worden, weil für die freie Montierung der Mittelöffnung ein Gegengewichtsballast erforderlich war, den die auf diese Weise schwere Seitenöffnung leicht gegeben hat, ohne daß diese Seitenöffnung rückverankert worden wäre.

### *Schluß.*

Soweit dies in einem Vortrag möglich ist, wurden wenigstens einzelne Probleme, die beim Entwurf und beim Bau großer Brücken eine Rolle spielen, gestreift und die zugehörigen statischen Entwicklungen fortgelassen, die Ergebnisse dieser wissenschaftlichen Untersuchungen an der Hand von Beispielen aber gezeigt. Diese Untersuchungen sollen an anderer Stelle gebracht werden.

Eine Reihe anderer Fragen, wie die der anzunehmenden Stoßziffern für Brücken, die sowohl dem Eisenbahn- wie dem Straßenverkehr dienen, die hiebei zu wählenden Kombinationen der Belastungen und zulässigen Inanspruchnahmen hätten einer Klärung bedurft, da in letzter Zeit mehrere solcher Brücken zu entwerfen waren.

Auch die wichtige Frage der Knicksicherheit von Stehblechen hoher Blechbogenträger bzw. ihrer Aussteifung gehört hieher.

Die Montierung der Brücken stellt heute ganz andere Anforderungen an die Verwendung der Krane, Derricks, Rückverankerungen, Pressen usw., deren kritische Beleuchtung erforderlich gewesen wäre. Die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit machte eine eingehende Besprechung leider unmöglich. Ganz ausgeschaltet wurden die Hängebrücken.

Zivilingenieur Baurat Dr. Ing. e. h. KARL BERNHARD, Berlin:

Vollwand- oder Fachwerkfüllung eiserner Tragwerke vom künstlerischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Standpunkt aus

I

Eigentlich wollte ich auf die Anfrage des Kongreßausschusses im Februar dieses Jahres hier nur die Anregung geben, die Vor- und Nachteile in der Ausbildung der Füllung eiserner Tragwerke zu erörtern, einmal wie sie als *Vollwand* in neuester Zeit besonders bei uns in Deutschland im Vordergrund steht oder wie sie als *Fachwerk* in der wissenschaftlichen Entwicklung des Eisenbaues sich ergeben und bewährt hat. Darauf ist mir dann die Aufgabe in den Schoß gefallen, die Frage selbst in einem Referat zu behandeln, das natürlich nur sehr kurz sein und die Sachlage ganz allgemein und skizzenhaft darlegen soll. Ich will mich dieser Aufgabe nicht entziehen und glaube, gegenüber einem auserlesenen Fachauditorium auf jegliches Abbildungsmaterial dabei verzichten zu können.

Allen Fachgenossen ist bekannt, daß der Vollwandbalken zuerst da war. 1844 bis 1850 baute STEPHENSON die Britannia-Brücke mit vier Öffnungen von je 140 m Spannweite, bei der das gesamte eiserne Tragwerk das Eisenbahnprofil tunnelartig umschloß. Gleichzeitig und bald darnach entstanden Riesen-*Vollwandbrücken*, wie die Conway-Brücke in England und die Viktoria-Brücke über den Lorenzstrom in Kanada. In den Vereinigten Staaten entwickelten LONG und HOWE dagegen das erste *Fachwerk in Holz* und auf dem europäischen Festland entstanden *eiserne Gitter- und Fachwerkträger* wie bei Dirschau und Marienburg usw. Die wissenschaftliche Erkenntnis, die Stabkräfte nach ihrer Beanspruchung auf Druck oder Zug zu bemessen und ihre Verbindung in den Knoten durch Gelenkbolzen, in Europa der größeren Steifigkeit wegen durch Nietverbindungen, den angreifenden Kräften entsprechend, auszubilden, förderte die Entwicklung des Fachwerks bis zu der heutigen, in der ganzen Welt anerkannten Bauart großer eiserner Tragwerke. Nur bei kleineren Spannweiten, neuerdings bis 25 und 30 m, erhielt sich die Vollwand-Balkenbrücke — in England noch bei etwas größeren — wogegen bei Bogenbrücken auch für größere Spannweiten die vollwandige Bauart unter der Fahrbahn verwendet wurde. Heute sehen wir jedoch die Blechwandfüllung in erhöhtem Maße an die Stelle des Fachwerkes treten, wozu, wie ich vorweg betonen möchte, die Entwicklung der hochwertigen Stahlarnten mit beigetragen hat. Geschichtlich hat dies aber einen anderen Hintergrund.

II

Viele von Ihnen werden es miterlebt haben, wie schon *vor* der Jahrhundertwende eine Bewegung einsetzte, welche die eisernen Fachwerkbrücken aus künstlerischen Gründen in Mißkredit brachte. Das als großmaschiges Stabnetz aufgelöste Tragwerk von Brücken und Hallenbindern veranlaßte die Kunstkritik dem wissenschaftlich begründeten und ingenieurtechnisch vertretbaren Materialminimum gegenüber zu der Phrase, der Brückenbau sei im XIX. Jahrhundert durch das Eisen „*entmaterialisiert*“. Gleichzeitig entwickelte sich nun der Eisenbetonbau und die Baukünstler befreundeten sich schnell mit dieser Bauart, weil in der massigen Erscheinung, die den statischen Inhalt umkleidete, sie künstlerisch leichter zu verdauen erschien als das eiserne Stabwerk. Die Gewöhnung durch den Steinbau macht das verständlich. So sind unter diesem Druck auf den Bauingenieur Bögen und Balken für Brücken und Hallenbinder aus Eisenbeton mit reichlicher Masse entstanden. Die schmalen, schlanken und durchsichtigen eisernen Fachwerkskonstruktionen kamen wohl auch aus verschiedenen anderen Gründen noch ins Hintertreffen. Wohl tauchten auch die Vierendelträger im Eisenbau dort auf, wo es darauf ankam,

die mißliebigen Diagonalen im Fachwerk zu vermeiden. Aber der Schrei nach Masse fand schließlich doch seine einfachste Befriedigung in der Vollwandfüllung sowohl im Brücken- wie im Hallenbau, und zwar nicht bloß bei kleineren und mittleren Spannweiten, sondern auch bei den allergrößten, wie z. B. bei dem preisgekrönten Entwurf des letzten Kölner Brückenwettbewerbs von Erlinghagen, wo Bögen von über 300 m Weite mit 6,5 m hohen Blechwänden aus der Fahrbahn emporwachsen sollten.

Wer diese Auffassung von der Entwicklung *altmodisch* findet, gibt logischerweise zu, daß die Vollwand im Eisenbau eine *Mode* ist. Eine schärfere Abwehr gegen diese Mode gab auch Herr Prof. HARTMANN in seinem schönen Vortrag über „Ästhetik im Brückenbau“. Er sagte, die Vollwand wirke „*öde, plump und monströs*“. Ich füge noch hinzu, die Riesenkästen, welche die schon bei mittleren Spannweiten nötigen Doppelwände bilden, sind *hohl* und rufen bei den Durchschnittsmenschen den falschen Eindruck hervor, die Entmaterialisierung sei hierdurch überwunden, die Masse sei nun da, folglich auch die Schönheit. Viele, wozu ich selbst gehöre, haben schon solche neugebauten eisernen Brücken von ferne für Eisenbetonbrücken gehalten und allenthalben predigen die Ästhetiker jenseits des Eisenbaues doch *Materialechtheit* und sie sind befriedigt durch solchen Schein, der selbst Fachleute trügt.

Nun, in gewissen Fällen ist die Vollwand trotzdem ästhetisch gerechtfertigt.

Wenn nämlich die Tragwerke unter Geländerhöhe einer Brücke liegen, wie z. B. bei der neuen schönen Mannheimer Friedrich-Ebert-Brücke, so liegt ein ganz anderer Maßstab vor, da die Vollwand nur aus weiterer Entfernung in der Gesamtansicht zu übersehen ist. Auch wenn vollwandige Bögen *über* die Fahrbahn sich erheben und bei 50 bis 60 m Spannweite im Scheitel nur wenig über ein Meter hoch sind und sich nach den Kämpfern sichelförmig verjüngen, kann schönheitlich nur wenig entgegengehalten werden. Die Ausbildung der Blechwand darf jedoch dann nicht ganz glatt sein, sondern muß als Eisenbau durch Versteifungen, Winkeleisen und dergleichen scharf aufgeteilt und gekennzeichnet werden.

Aber wenn sie sich in ihren Bauteilen so dem Beschauer darbietet, daß er die Wände in mehr als zwei Meter Höhe unmittelbar beim Passieren der Brücken streifen muß — was namentlich bei Bögen von mehr als 50 m Spannweite *über* der Fahrbahn einer Straßenbrücke der Fall ist, die im Scheitel niedriger als im Kämpfer sind — so wirkt die hohe Blechwand wirklich plump. Besonders ist das der Fall mit der Luft im Hintergrund im Gegensatz zur durchsichtigen Fachwerkfüllung. Die hohe Blechfüllung bedrückt Auge und Sinne des Beschauers derart, daß er die schöne Linienführung der Gurte als Umriß des Tragwerkes erst in zweiter Linie wahrnimmt. Gerade aber die Linienführung der Gurte bildet den Kern der technischen Schönheit einer großen Eisenkonstruktion. Gleichviel, ob wir beim Betreten einer Straßenbrücke die Bogengurte in starker Verkürzung oder vom Ufer oder Wasser aus in breiterer Ansicht vor uns haben, immer bleibt die Gurtlinie die Dominante des ganzen Bauwerkes. Beim zweigurtigen Bogen mit kurzstäbigem Fachwerk jeder Art, ja selbst bei Überschneidung zweier solcher Fachwerkbögen, treten die unregelmäßig erschienenen Füllungsstäbe völlig zurück gegen die Linien der Gurte. Bei zwei Bogen erscheinen die Linien des hinteren Bogens durch das Fachwerk des vorderen in ihrem weiteren Verlauf hindurch, was den ästhetischen und ruhigen Genuß der perspektivischen Linienführung beider Bogen erhöht und nicht verringert. Die Fachwerkfüllung solcher Bogen wirkt dabei von jedem Standpunkte gleichsam wie eine durchsichtige Schraffur und wird noch zu einem Schönheitseffekt in zweiter Linie gegenüber der aufdringlichen Massenwirkung der vollwandigen Füllung über der Fahrbahn, wo sie den Vordergrund durchschneidet und in *erster* Linie wirkt, eine Rolle, die ihr nie und nimmer zukommen darf. Mir fehlt für hohe Blechfüllungen

— und anderen geht es auch so — eben der Sinn für die viel gepriesene Ruhe und für den dadurch erzeugten ästhetischen Genuß beim Anblick eines hohen eisernen Kastens von primitiver Gestalt in der freien Luft.

Sind die Abmessungen mäßig oder ist der Hintergrund wie bei Hallenbauten eine undurchsichtige Dachhaut, so wird die Gurtlinie nicht mehr im Vordergrund stehen und durch andere Dominanten im Bauwerk ersetzt. Deshalb sind vollwandige Binder von mäßiger Stärke vor undurchsichtiger Dachhaut gut erträglich, namentlich wenn sie in ihrem ganzen Verlauf nur als kräftige Linien wirken.

Man übersehe doch nicht, daß Fachwerk und Knotenpunkte an sich zugleich mit konstruktiver und ästhetischer Sorgfalt auch vom Standpunkte der Überschneidung durchgebildet werden können und unter dieser Voraussetzung, wozu allerdings entsprechend vorgebildete Eisenbauingenieure gehören, wird man *dem hohen Werte des Stahlmaterials echter und besser gerecht* als auf jedem anderen Wege. Das aber ist die höchste Sachlichkeit, — übrigens ein Schlagwort, mit dem vor den Augen und mit den Mitteln des Ingenieurs nie mehr Schwindel getrieben worden ist, als heute in der Zeit der „neuen Sachlichkeit“ in der Baukunst.

### III

Auf die Sachlichkeit, d. h. die konstruktive und wirtschaftliche Seite möge aber nun auch noch kurz eingegangen werden. Schon bei Spannweiten nicht viel über 30 m ergibt sich die Notwendigkeit des *zweiteiligen* Querschnittes. Zwischen den beiden Stehblechwänden der vollwandigen Bauart muß genügend Platz sein, damit ein Mann bequem und sicher wegen der Nietung, des Anstriches und der Überwachung und Prüfung ins Innere des Hohlraumes gelangen kann, sofern die Höhe mehr als 90 cm beträgt. Daher sind 50 bis 60 cm Abstand zwischen den beiden Blechen notwendig. Das ergibt sich bei größeren Spannweiten aus statischen Gründen von selbst. Bei zweispurigen Straßenbrücken selbst bis 100 m Spannweite ist das nicht der Fall, wodurch, falls bei Vollwandbogen diese die Fahrbahn durchdringen, sie übermäßig breit, fast 1 m, werden, eine Breite, welche an der Nutzbreite der Brückenfahrbahn verloren geht. Bei Fachwerkfüllung fällt die Rücksicht auf die innere Zugänglichkeit bei zweiteiligen Querschnitten weg, da alle Teile von außen erreicht werden können. Hier kann man auf das statisch zulässige, niedrigste Maß heruntergehen, sodaß der Breitenverlust geringer wird und mit ihm infolge Verringerung des Hauptträgerabstandes die Länge der Pfeiler. Das beträgt etwa 5% Ersparnis am ganzen Brückenbau.

Wie ferner große Brücken mit hohlen, oben ganz geschlossenen Kasten dauernd von der dazu verpflichteten Verwaltung revidiert und selbst, wenn innere elektrische Beleuchtung vorgesehen ist, unterhalten werden sollen, bleibt ein fraglicher Punkt, dessen erst die Erfahrung klären kann. Jedenfalls werden sich also dickbäuchige Revisoren auf die Berichte schlankerer Gehilfen und Akrobaten verlassen müssen.

Weiter entsteht die Frage, daß die zellenartige Aussteifung großer Blechwände, deren statische Erfordernisse und Durchbildung noch nicht ganz geregelt sind, deren Materialbedarf steigert und die Zugänglichkeit erschwert. Zugunsten der Vollwand in statischer Hinsicht spricht andererseits der Umstand, daß die Knickberechnung gedrückter Fachwerkstäbe zu Querschnitten und Anordnungen führt, denen gegenüber die gutausgesteifte Vollwand mit ihrer Druckverteilungsmöglichkeit in Vorteil kommen kann.

Schließlich möge noch darauf hingewiesen werden, daß bei Vollwandkonstruktionen in Kastenform, deren untere Seite der Regel nach offen, während die obere vollgeschlossen ist, eine Ansammlung von schädlichen Gasen des Eisenbahn- und Straßenverkehrs stattfinden kann. Wenn man, was ja nicht unmöglich erscheint, nicht für Durchlüftung sorgt, kann das zu Beschädigungen des Anstriches und

Verrostung führen und jedenfalls die Kosten der Unterhaltung vollwandiger Konstruktionen nicht vermindern. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß das Anstreichen im Innern des Hohlraumes erheblich teurer ist als bei geschlossen konstruierten Fachwerkstäben, wenn auch der äußere Anstrich vielleicht billiger zu stehen kommt.

Zugegeben bleibt, daß sich Vollwandkonstruktionen gegenüber den dynamischen Beanspruchungen bei kleineren Brücken besser bewähren als Fachwerk. Bei großen Spannweiten ist das aber nicht der Fall, da hier der dynamische Einfluß keine so große Rolle spielt.

#### IV

Schließlich noch ein Wort zu den *Herstellungskosten* selbst. Vollwandige Träger sind schwerer als Fachwerkträger. Für eine einfache Straßenbrücke erforderten die Halbparabelträger von 36 m Stützweite 30 t schwere Blechträger gegenüber 18,3 t schweren Fachwerkträgern; bei 25,6 m Stützweite verhalten sich die Gewichte 8,62 t zu 5,7 t und selbst bei 20 m ist der Blechträger noch 59% schwerer. Das Gleiche ergibt sich bei Eisenbahnbrücken aus Si-Stahl bei 29 m mit 70% Mehrgewicht, bei vollwandigen Bogenbindern beträgt in einem Sonderfall für einen Lokomotivschuppen das Mehrgewicht 40% gegenüber einfachen Fachwerkbindern.

Im Straßenbrückenbau namentlich bei Zweigelenkbögen ohne Zugband für etwa 50 m Weite stellen sich die Kosten gleich, darüber hinaus wird an Material bei Fachwerk mehr gespart als durch das Steigen des Einheitspreises für Fachwerk infolge der Verschiedenartigkeit der einzelnen Teile Zusatzkosten entstehen. Auch hier ist das Fachwerk billiger als Vollwandfüllung, und zwar bis 20% der Hauptträger.

#### V

Im allgemeinen kann man also die Rückkehr zur Vollwandfüllung, wie sie bei den ersten großen eisernen Brücken ausgeführt worden ist, sowohl ästhetisch, konstruktiv als auch wirtschaftlich für größere Konstruktionen nicht als ratsam und begründet erachten. Nur in besonderen Fällen können sie ästhetisch zugelassen werden, wenn, was heute wohl selten der Fall ist, Bau- und Unterhaltungskosten in den Hintergrund treten. Ob danach das völlige Verdrängen des Fachwerks durch die Vollwand in der weiteren Entwicklung des Eisenbaues unvermeidlich ist und darin sogar ein Fortschritt gesehen werden muß, überlasse ich meine Herren, nunmehr Ihrer weiteren Kritik.

GEORGES SECKLER, Ingénieur Principal des Chemins de fer A. L., Strasbourg:

#### Couvertures des ponts métalliques sous rails et dispositions spéciales pour ponts biais<sup>1</sup>

Les tabliers avec ballast continu présentent aux points de vue construction et entretien et même au point de vue financier des avantages incontestables sur les tabliers sans ballast. Le ballast formant un matelas élastique entre la voie et le tablier atténue les effets dynamiques des charges roulantes tout en les répartissant sur une plus grande surface. D'autres avantages sont l'étanchéité absolue des tabliers, leur insonorité et leur indépendance de la voie. En cas de déraillement, les conséquences sont moins graves. D'autre part, pour les portées jusqu'à environ 20 m, les tabliers avec ballast continu calculés d'après le Règlement français de 1927 sont moins chers que les tabliers sans ballast. Cette différence dans le prix de revient est en partie la conséquence des bases de calcul imposées par le règlement. Le coefficient de choc à introduire dans les calculs est plus petit pour les tabliers lourds à ballast et permet ainsi de construire ceux-ci, jusqu'à une certaine portée, plus légèrement

<sup>1</sup> Regardez aussi à la page 638.

que les tabliers sans ballast. Leur exécution paraît encore justifiée pour des portées de 30 m et dans des circonstances exceptionnelles pour des portées jusqu'à 40 m et plus. Il existe en effet des tabliers à ballast continu dont la portée dépasse 90 m.

En ce qui concerne la couverture des tabliers métalliques, on a employé jusqu'à présent différents systèmes: des couvertures en bois, des fers Zorès, en tôles embouties ou bombées, des voûtins en briques, en béton et en béton armé et enfin des

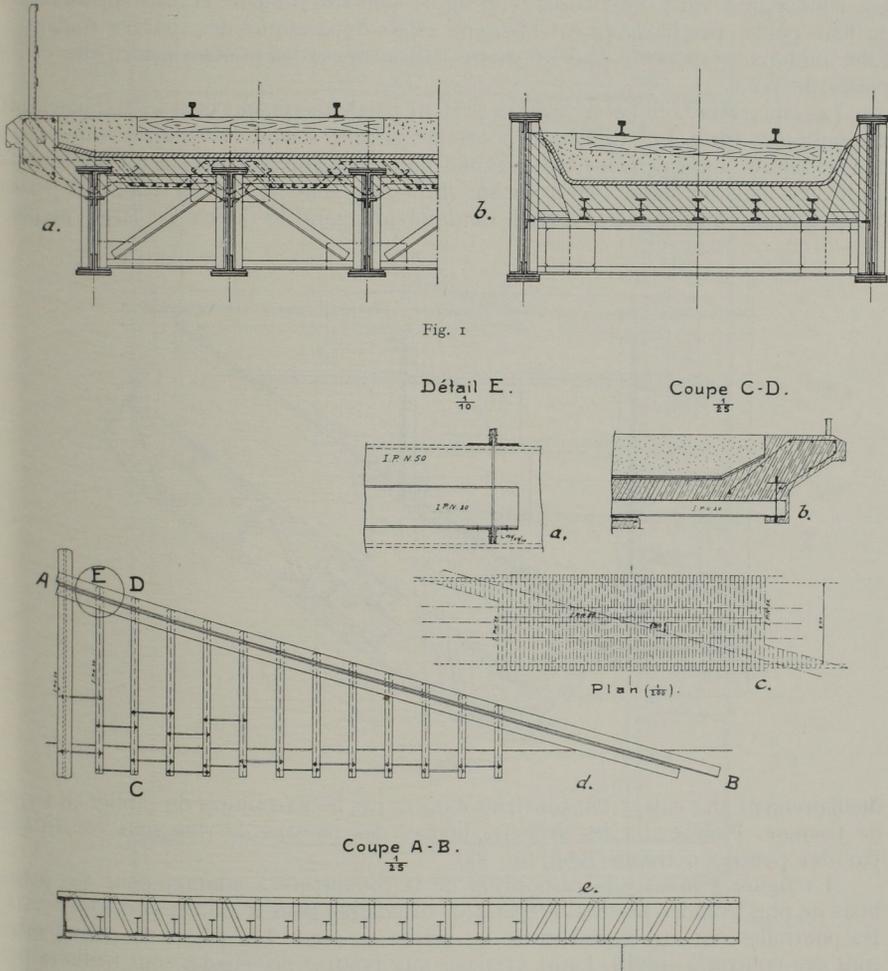


Fig. 2

dalles en béton armé ou à poutrelles enrobées. Les couvertures en bois et fers Zorès n'ont pas donné satisfaction; on a abandonné depuis longtemps ces systèmes et on a eu recours aux autres systèmes plus modernes. Les couvertures en tôles embouties ou bombées se sont, en général, bien comportées. Leurs avantages sont la simplicité, le poids relativement faible et la rigidité. Mais elles ont l'inconvénient d'être dispendieuses, de s'oxyder facilement et de rendre nécessaire tout un système de longerons et de pièces de pont. Pour ces raisons on a parfois donné la préférence aux

voûtins en briques, en béton ou en béton armé. Cette construction plus économique que les tôles, quoique un peu plus lourde, résiste bien aux actions de la fumée des locomotives et se recommande par l'absence d'entretien et sa grande rigidité; mais elle a le grave inconvénient que la poussée des voûtes demande des dispositifs spéciaux (tirants entre les pièces de pont). Pour obvier à cet inconvénient on remplace avantageusement les voûtes par des dalles en béton armé ou à poutrelles enrobées. Les couvertures ainsi constituées (voir fig. 1) sont très robustes et résistent, en raison de leur poids, particulièrement bien aux effets dynamiques des charges roulantes. Elles renforcent en outre plus ou moins efficacement les poutres principales et les pièces de pont.

Les couvertures en béton armé se prêtent particulièrement bien à l'établissement des ouvrages biais. Les tabliers à poutrelles enrobées dont les poutres sont posées dans le sens du biais peuvent être exécutés dans les mêmes conditions que les tabliers droits. Le biais ne donne lieu à aucune difficulté. Dans le but de réduire la portée des poutrelles, on les pose souvent, notamment quand le tablier est large, perpen-

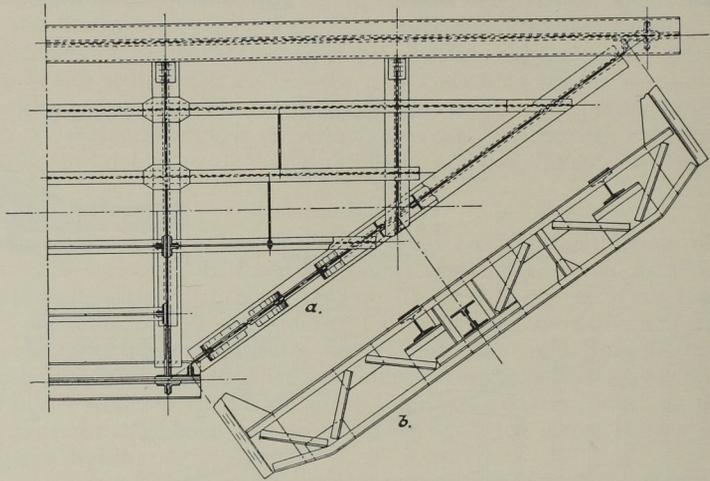


Fig. 3

diculairement aux culées. On construit dans ce cas les extrémités du tablier en forme de triangle. Pour éviter les attaches biaisées, les poutres de rive sont constituées par des poutres à treillis (voir fig. 2).

La figure 3 montre la disposition de la couverture à adopter pour des ponts biais de plus grandes portées. L'épaisseur disponible pour le tablier étant restreinte, les poutrelles ont été noyées entre les pièces de pont. Les pièces de pont biaisées sont des poutres à treillis. Leurs attaches aux poutres principales sont réalisées par des cornières droites. Il n'y a que les goussets qui soient courbés. Les évidements entre les barres de treillis permettent d'aménager un appui convenable aux différentes poutres en évitant ainsi les difficultés que présentent les attaches aux pièces de pont extrêmes en raison de l'obliquité. L'enrobement de ces pièces avec du béton leur donne une grande rigidité dont profite toute la construction. Nous avons pu constater en effet, lors des éprouves des ponts de ce type, une forte réduction des vibrations.

L'emploi du béton armé au lieu de poutrelles enrobées permet de réaliser les attaches aux pièces de pont biaisées d'une façon encore plus simple.

La figure 4 qui représente un pont biais à deux voies, met en évidence la manière dont on procède, si, en raison de la portée, l'emploi de ballast continu ne paraît plus économique. On prolonge dans ce cas le ballast jusqu'à la deuxième pièce de pont qui est ainsi appelée à jouer le rôle de murette garde-grève. Cette disposition

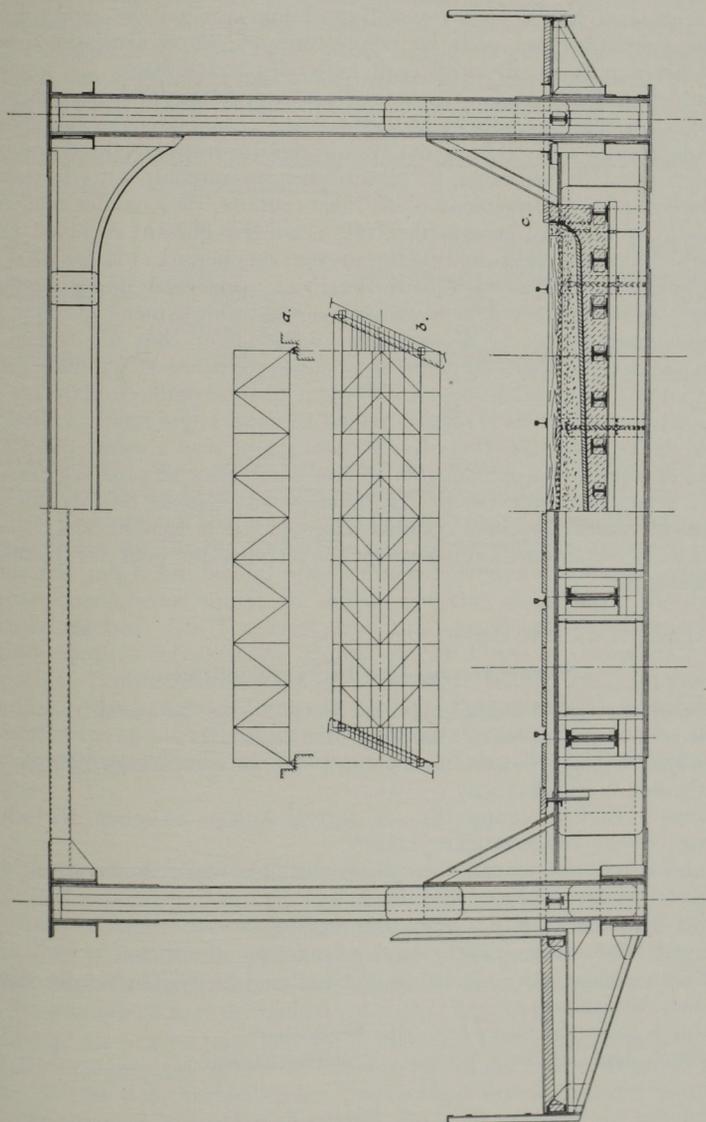


Fig. 4

permet de construire les extrémités du tablier comme pour les ponts avec ballast continu. La pièce de pont biaisée est abaissée pour pouvoir servir d'appui aux poutrelles enrobées de la couverture. Par ce moyen simple on évite les attaches obliques. Une telle construction est toujours réalisable sans qu'il soit nécessaire de relever

la voie. Elle permet en outre la pose normale de toutes les traverses et atténue l'effet des chocs qui, d'après l'expérience, sont particulièrement grands au droit des appuis. D'autre part, elle raidit suffisamment les extrémités du tablier pour pouvoir se passer de tout dispositif de freinage.

En raison des sujétions que présentent les ponts biais, notamment pour l'exécution de leurs extrémités, on les a souvent remplacés par des ponts droits. Ces sujétions ne subsistant pas pour les couvertures en béton armé ou à poutrelles enrobées il n'y a plus aucun motif pour éviter les ponts biais.

Les couvertures des ponts sans ballast sont appelées platelages. On a exécuté des platelages en tôle, en bois et en béton armé. Les platelages métalliques ont l'avantage de donner aux tabliers une grande rigidité transversale, de remplacer le contreventement et de renforcer les membrures se trouvant dans le même plan. Mais ce dispositif a l'inconvénient d'être fort coûteux, de s'oxyder facilement, de faire beaucoup de bruit au passage des trains et d'être glissant en hiver. Les platelages en bois sont moins chers, mais leur entretien est onéreux et le danger d'incendie est grand, surtout si le bois est injecté. Il est donc préférable de les remplacer par des platelages en béton armé dont le prix est sensiblement le même et qui ont l'avantage d'être incombustibles et d'une longue durée. Leur coût d'entretien est très faible. Il existe des platelages en béton armé sur le réseau A. L. qui datent de 20 ans et qui sont encore en excellent état d'entretien. Chaque dalle du platelage est fixée à ses deux extrémités sur les traverses par un tirefond à tête noyée. L'épaisseur des dalles varie de 45 à 50 mm. Dans les derniers temps on l'a même réduite jusqu'à 40 mm afin de rendre les platelages à la fois plus légers et plus souples. Un trou oblong sert à faciliter l'enlèvement du platelage au moment des révisions.

Les considérations exposées ci-dessus ont conduit le Réseau A. L. à employer exclusivement le béton armé tant pour les couvertures que pour les platelages des tabliers métalliques.

Dr. Ing. ALBERT DÖRNEN, Derne:

### Verbesserung der Nietverbindungen

Aus der bisherigen Behandlung des Nietproblems haben sich zwei wichtige Kennzeichen einer guten Nietverbindung herausgeschält:

I. Größter Reibungswiderstand zwischen den zu verbindenden Eisen — besonders wichtig bei Wechselstäben.

2. Kleinste Gleitbewegung bis zur satten Anlage zwischen Nietschaft und Lochleibung; d. h. vollgestauchte Löcher.

Diese beiden Kennzeichen geben die Richtlinien für Verbesserungen der Nietverbindungen. Verbesserungen sind möglich:

- I. bei dem Entwurf der Nietverbindungen,
- II. durch Verwendung eines Sonderstahles für die Nieten,
- III. durch sachgemäße, schonende Behandlung der Nieten bei der Herstellung und Verarbeitung,
- IV. durch sauberes Herrichten der Nietlöcher,
- V. durch den Gebrauch geeigneter Nietwerkzeuge.

### I

Der Entwurf muß von den Nietverbindungen alles fernhalten, was ihrem Wesen widerspricht; hierzu gehören achsiale Beanspruchungen der Nieten durch äußere Kräfte, die den Reibungswiderstand mindern, z. B. bei den Anschlüssen der Längsträger an die Querträger. Diese Anschlüsse sind besonders schwierig bei Eisenbahnbrücken, weil sie den Stößen der Verkehrslast ziemlich unmittelbar ausgesetzt, auf

der Baustelle herzustellen und schwer zugänglich sind. Wenn irgend möglich, verbinden wir oben die Längsträger mit Kontinuitätsplatten, durch die Querträger durch oder über die Querträger weg. Sie sollen die Zugspannungen, welche hier — die Längsträger als durchgehend aufgefaßt — infolge der negativen Stützenmomente entstehen, zur Entlastung des Längsträgeranschlusses auffangen. Den negativen Stützenmomenten entsprechen bei bestimmten Lastenstellungen positive Stützenmomente. Folgerichtig sollte man, wenn irgend möglich, die Längsträger auch unten, durch den Querträger durch oder unter dem Querträger weg, mit Kontinuitätsplatten verbinden (Abb. 1). Eine nicht immer einfache Arbeit, deren Ausführung aber die Gewißheit gibt, daß in den Nietens des Längsträgeranschlusses nur Scherkräfte zu übertragen sind. Gleichzeitig schafft man so klare statische Verhältnisse für die Berechnung der Kontinuitätsplatten.

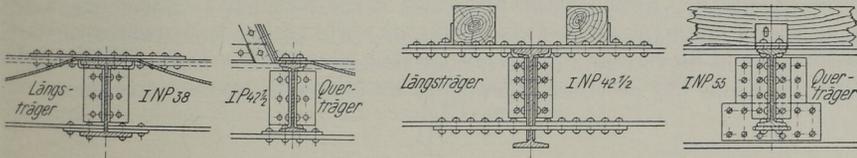


Abb. 1

Die Nietbilder sind möglichst klein zu halten. Je größer sie sind, um so weiter werden die zu übertragenden Kräfte auseinandergeleitet, um so ungleichmäßiger sind die einzelnen Niete an der Kraftübertragung beteiligt und um so größer sind infolgedessen die für die Aufnahme der Höchstkraft eintretenden Gleitungen. Man muß mit möglichst wenig, aber starken Nietens auskommen, ohne indessen die Konstruktionsglieder durch zu diesem Zwecke vergrößerte Nietdurchmesser weiter zu schwächen. Die Tragkraft des einzelnen Nietens ist, ausgehend von den zu verbindenden Konstruktionen, durch die in Betracht kommende Leibungsfläche gegeben. Diese ist also mit kleinstem Scherquerschnitt auf Leibungsdruck auszunutzen. Es liegt nahe, durch Wahl eines entsprechenden Nietstahles die Scherquerschnitte spezifisch möglichst stark zu machen; d. h. für die Niete einen besonders geeigneten Sonderstahl mit entsprechenden Festigkeitseigenschaften zu verwenden.

## II

Der Brückenbau verwendet neuerdings immer höherwertige Baustähle als Konstruktionsmaterial und nimmt fast durchweg jeweils die gleichen Stähle auch für die Nietens. Auffallenderweise; denn der gleiche Stahl wird dabei für zwei verschiedene Zwecke verwandt, verschieden beansprucht und verschieden bearbeitet.

**Beanspruchung:** Als Konstruktionsmaterial in der Hauptsache längs der Walzfaser, als Nietmaterial im wesentlichen quer zur Walzfaser.

**Verarbeitung:** Als Stabmaterial durchweg kalt. Er wird gebohrt, gehobelt, gefräst. Arbeitsvorgänge, bei denen in kaltem Zustande Späne abgehoben werden, ohne daß in dem verbleibenden Stoffgefüge Verschiebungen eintreten.

Als Nietmaterial hauptsächlich warm. Er muß zweimal auf mindestens Rotwärme gebracht werden und wird in diesem Zustande beim Herstellen und beim Verarbeiten des Nietens von Grund auf umgeformt.

Beim Schlagen des Nietens muß sich diese umformende Behandlung — und das ist besonders erschwerend — sogar von Rotwärme bis fast zur Erkaltung ausdehnen. Je höherwertiger ein Material aber ist und je höher es dementsprechend beansprucht

werden soll, um so schwieriger ist es, alle Eigenschaften in ihm zu vereinigen, die es für diese verschiedenen Beanspruchungen und diese verschiedene Behandlung in gleichem Maße geeignet machen. Es ist leichter und besser, für beide Zwecke nicht das gleiche Material zu nehmen, sondern Konstruktions- wie Nietmaterial jedes für sich für seine Sonderzwecke fortzuentwickeln. Diese Stähle zu schaffen, ist Sache des Hüttenmannes. Sache des Eisenbauers ist es, die Eigenschaften aufzustellen, die sie haben müssen. Für den Nietstahl ist zu fordern, daß er vor allen Dingen weitestgehend unempfindlich ist gegen die doppelte Wärmebehandlung bei der Herstellung und der Verarbeitung der Niete. Er muß Stauchen durch Einzelschläge bei allen Temperaturen zwischen 200<sup>0</sup> und 1100<sup>0</sup> vertragen können und im fertig geschlossenen Niet die von ihm verlangten physikalischen Eigenschaften haben; er muß ferner über ein großes Arbeitsvermögen verfügen und gegen Abscheren so fest sein, daß für die Berechnung der Nietverbindungen der Lochleibungsdruck des Konstruktionsmaterials mit kleinstem Scherquerschnitt ausgenutzt werden kann. Dieses Nietmaterial wird natürlich teuer sein als das Konstruktionsmaterial. Das ist aber nicht von ausschlaggebender Bedeutung, wenn man bedenkt, daß in Eisenbauten nur 5% des Gesamtgewichtes im Mittel an Nieten nötig sind.

### III

Gegen die schonende Behandlung des Nietmaterials wird besonders beim Erwärmen desselben verstoßen. Die zurzeit als Nietmaterial üblichen Stähle sind aber bei hoher Temperatur sehr empfindlich. Es ist also beim Erwärmen, solange wir keinen weniger empfindlichen Sonderstahl für Nieten haben, besonders schonende Behandlung am Platze, bei der alle Einflüsse auszuschalten sind, die die Eigenschaften des Stahles ändern. Es ist immer daran zu denken, daß das geschlagene Niet die verlangten Festigkeits- usw. Eigenschaften haben muß. Abgesehen von der Erwärmung durch den elektrischen Nieterhitzer, worüber gleich noch zu sprechen ist, werden die Niete bei der Herstellung und bei der Verarbeitung zurzeit meistens in Kohlen- und Koksfeuern erwärmt, in denen das Material mit der Flamme in unmittelbare Berührung kommt. Hiebei ist die Gefahr, daß sich der Stahl in seinen Eigenschaften ändert, besonders groß. Besser sind Feuerungen, bei denen dieser Übelstand vermieden wird. An erster Stelle kommen Öfen mit Öl- oder Gasfeuerung in Frage. Aber auch in diesen Öfen muß es nach Möglichkeit vermieden werden, die Niete wegen des Zunders unnötig lange auf hoher Temperatur zu halten.

Bei der Herstellung der Niete ist dies verhältnismäßig einfach. Es werden im allgemeinen von den einzelnen Nietsorten jedesmal bedeutendere Mengen angefertigt, und wenn die Größe des Ofens dem Arbeitsgang angepaßt ist, bleiben die Stifte nur so lange im Ofen, wie zu ihrer hinreichenden Erwärmung nötig ist. Schwieriger ist es bei der Erwärmung der Niete zum Schlagen. Beim Nieten werden meistens mehrere Nietsorten durcheinander gebraucht, treten Stockungen im Nietbetrieb ein, wobei die Nietkolonne manchmal längere Zeit keine warmen Niete benötigt. Es kommt also darauf an, einerseits die angeforderten Niete der einzelnen Sorten über die ganze Länge warm und gar laufend abgeben zu können und andererseits die Nieten nicht zu lange auf hoher Temperatur zu halten. Diese Erfordernisse zu vereinigen, ist nicht einfach. Ich habe eine ganze Anzahl Öfen durchversucht, muß aber sagen, daß ich einen befriedigenden Ofen bis jetzt nicht gefunden habe. Ich bin dazu übergegangen, mir einen Ofen mit Öl- bzw. Gasfeuerung bauen zu lassen, der zwei Wärmekammern hat. Zunächst kommen die Nieten der verschiedenen Sorten auf Vorrat entsprechend dem Bedarf in eine große Kammer und werden hier durch die Abhitze des Ofens bis auf etwa 500<sup>0</sup> erwärmt. Bei dieser Temperatur ist das Nietmaterial noch verhältnismäßig unempfindlich gegen schädigende Einflüsse. Es schadet den Nieten also wenig, wenn sie längere Zeit in dieser Kammer bleiben.

Unmittelbar vor der Verarbeitung werden die einzelnen Niete in Anpassung an die Nietarbeit rechtzeitig aus dieser großen Vorratskammer in eine kleine Kammer gebracht und in kürzester Zeit auf  $1000^{\circ}$  bis  $1100^{\circ}$  erhitzt. Sie sind also dieser hohen Temperatur, bei der sie für Einwirkungen durch die erhitzenden Gase besonders empfindlich sind und bei der auch das lästige Zundern stattfindet, nicht lange ausgesetzt. Der Betrieb des Ofens ist mit Gas und Öl möglich. Ob er sich dauernd bewährt, bleibt abzuwarten, darf aber nach den bis jetzt gemachten Erfahrungen angenommen werden.

Und nun über das Maß der Erwärmung. Um ein gut gestauchtes und gut sitzendes einwandfreies Niet zu bekommen, ist es nötig, daß es vor dem Schlagen in seinen einzelnen Teilen auf die richtige Temperatur gebracht wird. Man kann sehr häufig beobachten, daß vor dem Schlagen die Niete zwar über ihre ganze Länge erwärmt werden, daß aber der Setzkopf dunkler ist als das Stauchende. Ein solches Niet kann nicht voll in das Nietloch gestaucht werden, denn das hellrote, weiche Stauchende kann die Stauchschräge auf den dunkelroten und infolgedessen weniger weichen Schaft am Setzkopf nicht in wirksamer Weise übertragen; es staucht sich nur das Stauchende, und das Material, das eigentlich zum Füllen des Nietloches bestimmt ist, bildet einen Bart am Schließkopf (Abb. 2).

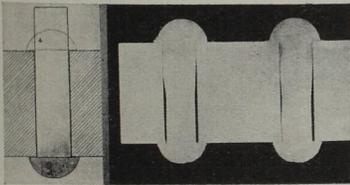


Abb. 2

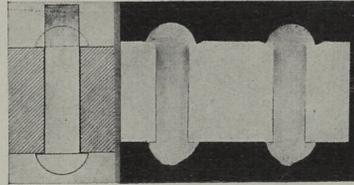


Abb. 3

Auf dem Lichtbild sind in ein Vierkanteisen Löcher von 21 mm Durchmesser gebohrt worden. In diese Löcher wurden Niete von 19,5 mm Durchmesser (vor dem Erwärmen) geschlagen. Der Unterschied von  $1\frac{1}{2}$  mm zwischen Loch- und Schaftdurchmesser wurde hergestellt, weil er durch die Toleranzen in den DI-Normen für Nieten möglich ist. Die Eisenstärke beträgt rund das dreifache des Lochdurchmessers, ist also durchaus normal, und doch sehen wir, daß das Stauchen sich noch nicht bis auf die Hälfte der Eisenstärke erstreckt hat und daß der Nietfchaft das Loch nur sehr mangelhaft ausfüllt. In Abb. 3 sind die Nietlöcher bis zum Setzkopf gefüllt. Diese beiden Niete waren erwärmt: Setzkopf hellrot und Stauchende dunkelrot. Das dunkelrote und darum weniger weiche Stauchende hat die Stauchschräge zum Setzkopf hin weitergeleitet, dort das hellrote und weiche Material bis zum Füllen des Nietloches gestaucht und dann erst sich selbst stauchen und zum Schließkopf ausschlagen lassen. Für beide Nietpaare waren Loch- und Schaftdurchmesser gleich. Die Nietlängen waren nach den Gebrauchsregeln bestimmt, und wir sehen, daß bei dem zweiten Nietpaar die Schäfte hätten länger angenommen werden müssen, wenn die Einkerbungen in das Eisen am Schließkopf hätten vermieden werden sollen.

Es genügt nicht, die Nieten über die ganze Länge gleichmäßig zu erwärmen; der Setzkopf muß wärmer sein als das Stauchende. Außerdem ist die Abkühlung im Nietloch stärker als draußen; dorthin fließt Wärme aus dem stärker erhitzten Setzkopf zum Ausgleich ab.

Wenn man sich nun vorstellt, daß in einer Verbindung Nieten von so verschiedener Beschaffenheit aufeinander folgen, so sieht man ohneweiters ein, daß diese

Niete nach Überwindung des Reibungswiderstandes zunächst nur sehr ungleichmäßig tragen können und daß sehr große Verschiebungen nötig sind, um in den schlecht gestauchten Nietenschaften und Lochleibungen zur Anlage zu bringen und daß vorher die gut gestauchten Nieten hoch überbeansprucht werden, bis der Ausgleich stattfindet.

Die richtige Erwärmung der Nieten — Setzkopf hellrot, Stauchende dunkelrot — läßt sich auf elektrischen Nieterrhitzern kaum erreichen. Hier bleiben die Setzköpfe meistens dunkler als das Stauchende. Aus diesem Grunde sind elektrische Nieterrhitzer, so sauber und bequem ihre Benutzung auch ist, für unsere Zwecke weniger geeignet.

#### IV

Beim Herrichten der Nietlöcher ist darauf zu achten, daß der Unterschied zwischen dem aufgeriebenen Loch und dem Nietschaft nicht zu groß wird. Je größer der Unterschied ist, um so mehr Material muß von dem Stauchenden her in das Nietloch hineingeschaft werden, um so schwieriger ist das Stauchen und um so unvollkommener wird das Nietloch gefüllt.

Nach den Di-Normen kann es vorkommen, daß der Unterschied zwischen Loch und Nietschaft fast  $1\frac{1}{2}$  mm beträgt. Dieser Unterschied ist für gute Nietarbeit reichlich groß und auch nicht nötig. Die Kesselfirmen kommen mit kleineren Unterschieden aus. Ich bin in meinem Betriebe, in dem ich die Nieten für den eigenen Bedarf selbst herstelle, so weit, daß ein Unterschied von 0,7 mm zwischen dem kalten Nietschaft und dem Lochdurchmesser genügt. Viel kleiner aber darf er namentlich mit Rücksicht auf die Nietarbeit auf der Baustelle nicht genommen werden. Um damit auskommen zu können, sind glatte Löcher Voraussetzung. Beim Aufreiben muß viel Öl verwendet werden, und das Nietloch ist vor dem Nieten sauber durchzuputzen, damit auch kleinste Späne sorgfältig entfernt werden. Die warmen Nieten sind restlos zu entzundern, zunächst um das Einführen zu erleichtern und dann um zu vermeiden, daß wegen des Zunders sich das Nietloch nicht vollständig stauchen läßt.

Zum Aufreiben werden vielfach zu schwache und zu langsam laufende Maschinen benutzt. Diese Maschinen haken häufig fest, kommen ins Schleudern und die Folge ist, daß die Nietlöcher nicht mit dem richtigen Durchmesser zylindrisch, sondern oben und unten konisch, manchmal sehr stark erweitert werden. Besonders nachteilig ist dies am Setzkopf, weil hier ein Vollstauchen des Nietloches am schwersten ist. Es empfiehlt sich die Anwendung von starken Aufreibemaschinen, die etwa 300 bis 400 Touren machen. Sie ziehen glatt durch und laufen ruhig. Auch habe ich gefunden, daß mit diesen schnell laufenden Maschinen, wenn sie auch schwerer sind, die Leistungen der Aufreibekolonnen steigen.

Nach dem Aufreiben müssen, was häufig unterbleibt, die Löcher oben und unten etwas versenkt werden. Es bildet sich durch das Aufreiben oben und unten ein Grat, der am Setzkopf dessen satten Anlage vereitelt und am Stauchenden dem in das Nietloch hineinwandernden Material mit seinen scharfen Kanten den Weg erschwert.

Man kann Nietlöcher noch so sauber bohren und noch so sauber aufreiben, es läßt sich nicht verhindern, daß durch kleine Sprünge in den Reibahlen und dergleichen feine Riefen in der Lochleibung entstehen. Es ist sehr schwer, die Nietschaften in diese Riefen hineinzustauchen. Die Folge davon ist, daß die Gleitbewegungen bis zur satten Anlage zwischen Nietschaft und Lochleibung größer werden als bei vollkommen glatten Löchern. Es empfiehlt sich aber, diese kleinen Unebenheiten zu verteilen und das Loch glattzumachen, indem man einen Putzdorn durchtreibt. Dies erfordert wenig Arbeit und ist wohl das einfachste Mittel, glatte Löcher zu erhalten.

## V

Die am besten sitzenden Niete erzielt man mit der Nietpresse, solange man nicht mit zu hohen Schließdrücken arbeitet. Die wichtigsten Niete aber, die in den Anschlüssen, sind meistens auf der Baustelle zu schlagen, wo man nur selten mit der Nietpresse arbeiten kann, und können auch meistens mit der Nietpresse nicht erreicht werden. Man ist hier also auf die Arbeit mit Preßluftschlämmern angewiesen. Die Preßluftschlämmer müssen möglichst schwere Schlagkolben und möglichst leichte Döpper haben, damit die Schläge im Interesse einer guten Staucharbeit gut durchziehen. Häufig wird mit zu leichten Hämmern auf zu große Döpper gearbeitet. Hiermit kann man wohl einen Kopf bilden, aber nicht ein Nietloch vollstauchen. Zu beachten ist auch, daß der Luftdruck im Werkzeug genügend groß ist. In den wenigsten Fällen kann man mit dem Druck rechnen, der im Luftkessel ist. Durch lange und meistens zu dünne, häufig auch undichte Rohr- und Schlauchleitungen hat man bis zum Werkzeug oft einen Abfall von mehreren Atmosphären. Mangelhafte Niete sind die Folge. Daß die Konstruktionsteile gut und bis zum festen Anliegen zu verschrauben sind, ist selbstverständlich. Die Nietarbeit muß bis zum Erkalten des Nietes fortgesetzt werden, damit nicht die noch warmen Nietschäfte durch auseinanderstrebende Konstruktionen nachträglich gelängt und die Niete lose werden. Hierauf ist besonders zu achten, denn unsere Nietwerkzeuge sind heute so vervollkommen, daß für die Dauer der Nietarbeit auch bei Nieten aus Siliziumstahl nicht die Zeit maßgebend ist, die man für das Stauchen und die Kopfbildung benötigt, sondern die Zeit bis zum Erkalten des Nietes. Wenn in dem Buche „Amerikanischer Eisenbau in Büro und Werkstatt“ von DENCER in der deutschen Übersetzung von MITZKAT auf S. 254 gesagt wird, daß eine Nietmaschine beim Nieten normaler Konstruktionsteile in einer Zehnstundenschicht 4000 Niete schlägt, so lassen sich dabei kaum vollwertige Niete erreichen, denn bei 4000 Nieten in 10 Stunden kommen auf das Niet 9 Sekunden. In dieser Zeit erkaltet aber ein Niet nicht.

Am Schluß meiner Ausführungen möchte ich einen Vorschlag für die Verbesserung der Nietarbeit vorbringen, den ich seit längerer Zeit erprobt habe. Er läuft darauf hinaus, daß man die Niete in kaltem Zustande dornartig mit Kraftanstrengung bis an den Setzkopf in die Nietlöcher hineintreibt, so daß sie bereits kalt das Nietloch schließend füllen. Jetzt werden die Niete elektrisch erwärmt und geschlossen. Die Herstellung derartiger Versuchsstücke hat keine Schwierigkeiten gemacht. Die Zerreißergebnisse waren sehr befriedigend. Immerhin dürften sich der Einführung dieses Verfahrens in größerem Umfange Schwierigkeiten entgegenstellen, weil die elektrische Erhitzung dieser Niete, z. B. in großen, schwer zugänglichen Knotenpunkten, nicht ganz leicht ist und weil bei größeren Nietbildern und rascher Reihenfolge im Nieten vielleicht zu viel Wärme in die Konstruktion ausstrahlt. Immerhin wird eine derartige Nietung den beiden Grundbedingungen für gute Nietarbeit — großer Reibungswiderstand zwischen den Konstruktionsteilen und vollständige Füllung des Nietloches — so weitgehend gerecht, daß man sie vielleicht weiter verfolgt.

Man sieht, es läßt sich noch mancherlei bei Herstellung der Nietverbindungen verbessern. Meine Anregungen sind mit geringem Aufwand an Material und Löhnen durchzuführen, verteuern also die Bauwerke nur wenig, machen sie aber viel besser, leichter zu unterhalten und damit wirtschaftlicher. Ihre Durchführung trägt dazu bei, unsere Eisenbauweise als die einwandfreieste und zuverlässigste zu empfehlen.

Reichsbahnrat Dr. Ing. RUDOLF BERNHARD, Berlin:

## Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen<sup>1</sup>

### I. Allgemeine Problemstellung

Das wachsende Bedürfnis, die nur durch Rechnung gewonnenen Ergebnisse der z. B. in unseren Brückenbauwerken auftretenden Spannungen auch praktisch durch örtliche *Messungen* nachzuprüfen, hat in den letzten Jahren zu zahlreichen Versuchen geführt, die auch heute noch keineswegs als abgeschlossen zu betrachten sind. Bei Berücksichtigung der dynamischen Beanspruchungen, also der Untersuchung des Zustandes während der Überfahrt von Fahrzeugen, gestalten sich die Vorgänge jedoch derartig verwickelt, daß bisher keine einwandfreien Lösungen gefunden werden konnten.

Die große *wirtschaftliche Bedeutung* dieser Versuche liegt bekanntlich darin, daß durch experimentellen Nachweis die wirklich auftretenden Stoßzahlen sich genauer erfassen lassen, und daher die zulässigen Spannungen vielleicht etwas erhöht werden können. Die Ergebnisse werden dann möglicherweise eine wirtschaftlichere Ausbildung zulassen.

Die *Anforderungen an statische und dynamische Brückenspannungsmesser* müssen bekanntlich sehr weit gestellt werden, weil die auftretenden Dehnungen nicht bloß außerordentlich klein sind, also erhebliche Vergrößerungen verlangen, sondern sich andererseits auch auf einen verhältnismäßig großen Meßbereich erstrecken. Außerdem sind die Apparate sehr raschen Dehnungsschwankungen ausgesetzt, die sie gleichzeitig selbst aufzeichnen müssen.

Dazu kommt, daß man auf einer im Betriebe befindlichen Brücke aus naheliegenden Gründen keine empfindlichen Laboratoriumsgeräte verwenden kann und daß andererseits an die Genauigkeit sowie Empfindlichkeit Anforderungen gestellt werden müssen, wie sie in dieser ungünstigen Zusammenstellung wohl bei kaum einem der bisher bestehenden Meßgeräte auch auf anderen Gebieten gefordert werden. Der eigentliche Dehnungsmesser, der handfest ausgebildet werden muß, ist zweckmäßig von der Schreibvorrichtung zu trennen. Der empfindliche, registrierende Teil braucht dann nicht mehr auf der Brücke aufgestellt zu werden, was u. a. auch aus rein dynamischen Gründen zweckmäßig erscheint, da die Masse des Schreibwerkes die Aufzeichnungen stets störend beeinflussen wird. Die beiden Teile werden dann am einfachsten elektrisch verbunden. Der Bauingenieur, der hier das ihm fernerliegende Gebiet der Feinmeßtechnik beschreiten muß, kann nicht erwarten, mit den altgewohnten Mitteln einwandfreie Ergebnisse zu erzielen, sondern wird die Verfahren aus den Grenzgebieten, z. B. der Elektrotechnik zu Hilfe holen müssen, wo Schwingungsuntersuchungen mit noch weit höheren Anforderungen bereits gelöst worden sind.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat, wie bekannt, bereits im Jahre 1925 ein *Preis Ausschreiben* zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungsmessers für die dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken veranstaltet.

Nachdem das anlässlich dieses Wettbewerbs eingesetzte Preisgericht zu dem Ergebnis gekommen ist, daß die bisherigen sowie die zum Wettbewerb eingereichten Brückenspannungsmesser noch keineswegs den an sie zu stellenden Anforderungen genügen, sind zur Schaffung geeigneter Apparate zwei grundsätzlich verschiedene Wege weiter beschritten worden.

Der eine Weg behandelt in erster Linie die Verbesserung der vorhandenen *mechanischen Geräte*.

<sup>1</sup> Eine ausführliche Wiedergabe des Referates ist im Stahlbau (Beilage zur Zeitschrift „Die Bautechnik“) als Sonderdruck erschienen (Heft 13 vom 21. September 1928).

Der zweite Weg, der aus obigen Gründen *elektrische Meßverfahren* benützt, ist inzwischen ebenfalls, und zwar vom Reichsbahnzentralamt in Berlin weiter ausgebaut worden, worüber hier vor allem berichtet werden soll. Vorausgeschickt sei, daß sich beide Verfahren keineswegs ausschließen, nur wird das erste wohl stets auf einfachere Brückenmessungen, unter Verzicht der Aufnahme sehr rascher Spannungsschwankungen bei erheblichen Vergrößerungen beschränkt bleiben.

## II. Eichfragen

Die *Eichfrage* spielt nicht bloß bei allen dynamischen Spannungsmessern, sondern auch für die rein statischen Apparate eine so wichtige Rolle, daß hierauf ausführlicher eingegangen werden soll.

Man muß scharf zwischen einer statischen und einer dynamischen Eichung unterscheiden. Die dynamischen Apparate werden naturgemäß beiden Prüfungen unterworfen.

1. Zunächst sei die *statische Eichung*, d. h. die genaue Bestimmung des jeweiligen *Vergrößerungsmaßstabes* der statischen und selbstverständlich auch dynamischen Spannungsmesser, innerhalb ihres gesamten Meßbereiches behandelt.

Bei einer normalen Meßlänge von 20 cm muß, wenn z. B. die *sehr weitgehende* Forderung des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beibehalten werden soll, der Nachweis von Spannungsschwankungen von 5 kg/qcm gefordert, d. h. Dehnungsänderungen ( $\Delta l$ ) von  $0,5 \mu$  gemessen werden können. Es ist nämlich  $\Delta l = \frac{20 \cdot 5}{2 \cdot 100 \cdot 000} \approx \frac{1}{20 \cdot 000} \text{ cm} = 0,5 \mu$ . Nimmt man dann an, daß bei normaler Diagrammstrichstärke noch ein halbes Millimeter genügend genau abgelesen werden kann, so bedingt dies eine Vergrößerung von mindestens eintausend

$$\left( n = \frac{0,5 \text{ mm}}{0,5 \mu} = 1000 \right).$$

Der Nachweis derartig kleiner Längenänderungen verbunden mit einer 1000-fachen Vergrößerung erklärt die Schwierigkeit, mit mechanischen Geräten diese beiden Bedingungen, auch schon für rein statische Messungen, zu erfüllen.

Will man also in Zukunft derartige Eichungen unter  $0,5 \mu$  der vorher errechneten Genauigkeitsgrenze ausführen, so müssen andere Wege eingeschlagen werden.

Erst wenn es also möglich ist, derartig kleine, *ursächliche* Bewegungen im Bereich von  $0,5 \mu$  den Meßgeräten einerseits aufzuzwingen und auf irgend eine Weise, z. B. auf optischem Wege, durch Meßmikroskope, wenn man von Interferenzkomparatoren absehen will, andererseits nachzumessen, lassen sich Eichkurven der Meßgeräte für die in der Brückenmeßtechnik nun leider erforderlichen Genauigkeiten einwandfrei aufstellen.

Dasselbe Eichverfahren muß sinngemäß auch für alle dynamischen Spannungsmesser verwendet werden, um zunächst die absolute Vergrößerung der statischen Grundspannung nachweisen zu können.

2. Die *dynamische Eichung* besteht *erstens* in der Feststellung der *Eigenschwingungszahl* der Apparate. Bei Frequenzen über 500 Hertz kann diese kaum noch mit Hilfe eines Schütteltisches, wie weiter unten ausgeführt, der für so hohe Frequenzen schwerlich gebaut werden kann, sondern nur durch *Anstoßversuche* nachgewiesen werden. Unter Anstoßversuchen wird hier die künstliche Erregung der Meßgeräte durch einen einmaligen Impuls verstanden.

*Zweitens* muß jedoch dann noch der endgültige Beweis geführt werden, daß innerhalb des Bereiches der auftretenden Brückenschwingungen, für die zur praktischen Auswertung im Höchstfalle etwa 300 Hertz in Frage kommen, die Apparate auch absolut richtige, d. h. *unverzerrte Amplituden* aufzeichnen.

Dies läßt sich aber exakt wiederum nur mit Hilfe eines *Schütteltisches* nachweisen.

Die bisherigen Versuche, sowohl mit mechanischen wie auch elektrischen Spannungsmessern haben gezeigt, daß jeder beim Befahren der Brücke entstehende Schwingungsvorgang (Erregerfrequenz), sobald er mit einer Eigenschwingung der Meßgeräte übereinstimmt, eine erhebliche Verzerrung der Aufzeichnungen verursacht, selbst wenn die erregenden Amplituden so klein sind, daß sie auf die Brückenspannungen keinerlei nennenswerten Einfluß ausüben. Die Resonanzwellen überlagern die Aufzeichnungen vielfach derartig, daß eine Auswertung der Diagramme praktisch unmöglich wird, da eine Aufschauklung zu großen Ausschlägen auch bei verhältnismäßig hohen Apparateigenschwingungen nicht zu vermeiden ist.

### III. Elektrische Meßverfahren

Auf die Versuche und Ergebnisse mit vorwiegend *mechanischen Meßgeräten* soll hier nicht weiter eingegangen werden, da hierüber bereits ausreichend Literatur in den letzten Jahren erschienen ist. Ebenso seien *Schwingungsmesser* zunächst nicht weiter behandelt, weil den Brückenbauer ja in erster Linie die Auswirkungen der Schwingungen in Form von Spannungsänderungen interessieren.

Die Hauptschwierigkeit bei sämtlichen mechanischen Apparaten besteht vor allem *erstens* in der Erreichung der erforderlichen hohen *Eigenschwingungszahl*, um innerhalb ihres Meßbereiches maßstabgetreue Aufzeichnungen zu erhalten und *zweitens* der gleichzeitig zur einwandfreien Auswertung erforderlichen erheblichen Vergrößerung, da mit wachsender Vergrößerung die Eigenschwingungszahl ganz bedeutend fällt.

Es ergibt sich aus den *Resonanzkurven*, daß die wichtige Forderung, mindestens ein Vierfaches der höchsten zu messenden Schwingungen als Apparateigenschwingung zu verlangen, doch unbedingt empfehlenswert erscheint, um unter allen Umständen im unverzerrten Bereich zu bleiben. Unter *Resonanzkurven* versteht man diejenigen Kurven, welche entstehen, wenn z. B. auf der X-Achse die dem Meßsystem aufgedrückte Frequenz und auf der Y-Achse die Amplitude, d. h. die vom Meßsystem aufgezeichnete Wellenhöhe aufgetragen wird.

Mit Meßgeräten, die auf elektrischer Übertragung beruhen, gelingt es ohne weiteres, diese Schwierigkeit zu überwinden, und zwar sowohl eine ausreichend rasche Apparateigenschwingung zu erreichen, als auch die Frage der Eichfähigkeit, wie weiter unten ausgeführt, ebenfalls einwandfrei zu lösen.

Die im folgenden geschilderten Versuche hatten ausschließlich den Zweck, ein *elektrisches Meßverfahren* so zu vervollkommen, daß es für die Praxis des Brückeningenieurs ohne besondere Bedienungsschwierigkeiten verwendbar wird.

Man muß, wie bereits erwähnt, zunächst zwischen dem eigentlichen Schreibgerät und dem Dehnungsmesser unterscheiden.

1. Ein vorzügliches *Registriergerät*, das u. a. die erforderlichen hohen Eigenschwingungszahlen aufweist, ist durch den Oszillographen gegeben, mit dem in der Elektrotechnik schon lange sämtliche Schwingungserscheinungen untersucht werden.

Der Oszillograph kann daher, von dem Nachteil der photographischen Entwicklung abgesehen, infolge der Verwendung des masselosen Lichtstrahls, was bei dynamischen Messungen im Bereich höherer Frequenzen unvermeidlich erscheint, für Registrierzwecke von Schwingungs- und Spannungsvorgängen jeglicher Art als hervorragendes Meßgerät angesehen werden.

2. Weit schwieriger ist die eigentliche Dehnungsmessung und die *Umsetzung* der *Dehnung* in Gleichstrom zwecks Registrierung durch den Oszillographen.

Zur Dehnungsmessung sind daher zunächst *Kohlendehnungsmesser* weiter entwickelt worden, die die obigen Nachteile vermeiden. In einem Gehäuse enthalten sie zwei Säulen, die aus aufeinandergeschichteten Kohlenscheibchen bestehen.

Zwischen diesen Säulen befindet sich ein elastisch eingespannter Stab, dessen Bewegung gegen das Gehäuse durch Aufsetzen seines freien Endes auf das sich dehnende Brückenglied in der einen Kohlensäule Zug, in der andern Druck erzeugt; der elektrische Berührungswiderstand der Kohlenscheibchen wird dadurch verändert. Fügt man die beiden Kohlensäulen so in die bekannte WHEATSTONESche Brückenschaltung ein, daß in Normallage kein Strom durch die Brücke fließt, so ergibt jede Dehnungsänderung und mithin Druck- oder Widerstandsänderung einen positiven, bzw. negativen Gleichstrom in der WHEATSTONESchen Brücke. Die Zug- und Druckversuche haben bewiesen, daß es durch die obenerwähnte Schaltung und die Wahl einer geeigneten mechanischen Vorspannung von *zwei* Kohlensäulen möglich ist, innerhalb des erforderlichen Meßbereiches von etwa  $\pm 1000$  kg/qcm, praktisch linear mit jeder Spannungsschwankung veränderliche Ausschläge am Milliampere-meter bzw. der Meßschleife zu erhalten.

Durch Anschlagen der Apparate, sowohl in aufgespanntem wie nicht aufgespanntem Zustande sind die Eigenschwingungskurven aufgenommen worden, die sich zu 2000 bis zu 4000 Hertz, je nach der gewählten mechanischen Vorspannung der Kohlensäulen ergeben haben. Dies von den Amerikanern zuerst im Jahre 1923 verwendete Prinzip (Electrical Telemeter von O. S. PETERS, U. S. Bureau of Standards, Washington, D. C.) ist in Deutschland von Dr. SIEMANN, Bremen, im Jahre 1925 zur Aufzeichnung langsamer Spannungsänderungen bei Untersuchungen von Schiffen auf See in etwas veränderter Form wieder benutzt worden.

#### IV. Besondere Aufgaben aus der Brückenmeßtechnik und Wege zu ihrer Lösung

In beliebiger Entfernung von der Brücke steht ein Meßwagen, der den Oszillographen und das Schaltpult aufnimmt, welches lediglich zum Abgleichen der Widerstände in den einzelnen Zweigen der WHEATSTONESchen Brückenschaltung dient.

Die Eichung der Oszillogramme wurde mit Hilfe von HUGGENBERGER-Spannungsmessern von 10 cm Meßlänge, durch wiederholtes Auffahren der Belastungslokomotive auf die Brücke in die jeweils ungünstigste Stellung, vorgenommen. Aus dem Mittelwert der Ablesungen dieser Dehnungsmesser konnte dann die statische Spannung errechnet werden. Der infolge der entsprechenden statischen Belastung erzeugte Schleifenausschlag des Oszillographen vor und nach der Aufnahme der eigentlichen Oszillogramme wurde dann der Auswertung der dynamischen Aufzeichnungen zugrunde gelegt.

*Endgültige Folgerungen* können aus den bisher durchgeführten wenigen Versuchen jetzt noch nicht gezogen werden. Einige bemerkenswerte Ergebnisse seien jedoch, vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Messungen auch an anderen Brücken, kurz gestreift.

Erkennbar ist zunächst jedenfalls, daß die durch die *Einrüttelfahrten* erzwungene, absolute Konstanz der Null-Linie eine gute Bestätigung für das richtige Arbeiten der gesamten Apparatur darstellt. Die systematischen Einrüttelfahrten, die bei mechanischen Geräten und auch rein statischen Messungen unbedingt erforderlich sind, haben jedenfalls zum Erfolg sehr wesentlich beigetragen.

Auf die außerordentliche Bedeutung der *absoluten Gleichzeitigkeit* mehrerer Diagramme, die bei mechanischen Einzelapparaten wohl niemals so genau zu erzielen sein wird, sei nochmals hingewiesen. Man kann auf diese Weise durch Anbringen einer größeren Zahl von Apparaten die räumliche Verformungslinie eines ganzen Stabes oder Fachwerkträgers usw., also die Schwingungsform (Grundton oder 1., 2. usw. Oberton) festlegen.

Der Charakter der *Schwingungserscheinungen* in einem Untergurtstab und somit auch der Stoßkoeffizient läßt sich vorläufig wie folgt auswerten:

1. Bei den *Fahrten mit 10 km/Std.* Geschwindigkeit ergab sich eine deutliche,

bisher bei so geringer Geschwindigkeit wohl kaum beobachtete Schwingung von 30 bis 50 Hertz, was lediglich infolge der erheblichen Vergrößerung und des raschen Papiervortriebes erst erkennbar wurde. Es errechnet sich daraus bereits für 10 km/Std ein Stoßkoeffizient von 1,06 ( $\sigma_{\max} = 1,06 \sigma_{\text{mittel}}$ ).

2. Bei den *Fahrten* von 40 km/Std. sind drei völlig voneinander verschiedene Schwingungen deutlich zu erkennen, und zwar:  $n_1 = 4$  bis 6 Hertz,  $n_2 = 42$  bis 44 Hertz und  $n_3 = 300$  bis 600 Hertz. Vergleicht man diese drei Schwingungen mit den von Prof. HORT<sup>1</sup> errechneten Werten, so kann man vermutlich die langsame Schwingung als den Triebad- und Timoshenkoeffekt, und die mittlere als Stoßeffect ansprechen, während die dritte, rasche Schwingung möglicherweise als ein Oberton der Eigenschwingung des Stabes anzusehen ist.

3. Die *Eigenschwingungszahl* bzw. deren *Obertöne eines Obergurtes* und eines *Pfostens* im belasteten und unbelasteten Zustande sind auch experimentell, und zwar auf folgende Weise bestimmt worden: Die Stäbe wurden durch Anschlagen mit Vorschlagshämmern in Richtung der X- sowie Y-Achse unmittelbar neben den Dehnungsmessern erregt; sie erhielten dadurch eine Beanspruchung, der mechanische Geräte wohl kaum gewachsen sind.

Die Übereinstimmung der auftretenden Schwingungen bei einer gewöhnlichen Belastungsfahrt mit den Anstoß-Eigenschwingungen der Einzelstäbe, sowohl für die X- wie auch für die Y-Achse, die im Bereich von 50 bis 600 Hertz liegen, erlaubt wohl den Schluß zu ziehen, daß nicht bloß Längsschwingungen (Longitudinalwellen), wie später ausgeführt wird, sondern in ausgeprägter Weise auch Querschwingungen (Transversalschwingungen oder Biegungswellen) unsere Brückenspannungen beeinflussen.

4. Die *Amplitudenhöhe der einzelnen Schwingungen*, auf den Stoßkoeffizienten umgerechnet, ergibt für  $n_1$  rd. 0,08 (nach HORT bei 65 km/Std. als Triebadefekt bei Resonanz und Timoshenkoeffekt zusammen mit 0,20 errechnet), für  $n_2$  rd. 0,15 (nach HORT als Stoßeffect ebenfalls mit 0,15 errechnet) und für  $n_3$  rd. 0,02 (voraussichtlich Eigenschwingungsoberton des Fachwerkstabes). Daß diese hohen Obertöne keine praktische Bedeutung in bezug auf die Stoßzahl haben, war vorauszu-sehen; der Zweck der Versuche ist auch keineswegs in der Aufnahme so rascher Schwingungen zu suchen.

5. Um die *Eigenschwingung der Brücken* genauer bestimmen zu können, aus deren Veränderung nach längerem Betriebe möglicherweise sich Rückschlüsse auf ihren Zustand ziehen lassen, sind Versuche mit einem Erschütterungswagen ange-stellt worden. Der *Erschütterungswagen* soll den Brücken sinusförmige Schwingungen aufdrücken, und zwar mit Hilfe von sogenannten Unbalancen, d. h. exzentrisch angebrachten Schwungrädern, die verschieden gerichtete Stöße in beliebiger Reihen-folge und Stärke auf die Brücken ausüben können. Über weitere im Gang befindliche Untersuchungen mit dem Erschütterungswagen kann zurzeit noch nicht berichtet werden.<sup>2</sup>

6. Schließlich werden aber auch Schwingungserscheinungen bereits durch *rein statische* Wirkungen, und zwar die besonders beim Längs- und Querträger auf-tretenden starken Spitzen der bisher wohl allgemein zu sehr vernachlässigten *Wirkungsflächen* hervorgerufen.

Unter *Wirkungsflächen*, also den *theoretischen Diagrammen* oder *Summeneinfluß-linien*, wie man sie sonst auch nicht ganz zutreffend nennt, wird hier die Summe der

<sup>1</sup> W. HORT: Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch be-stimmter Eisenbahnbrücken. „Die Bautechnik“, 1928, Heft 3 und 4.

<sup>2</sup> R. BERNHARD und W. SPÄTH: Reindynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchung von Bauwerken. „Der Stahlbau“, 1929, Heft 6.

mit den entsprechenden Raddrücken multiplizierten Einflußlinien verstanden, die zu einer bestimmten wandernden Lastgruppe (z. B. einer Belastungslokomotive) und nicht einer Last „eins“, wie bei einer gewöhnlichen Einflußlinie, gehören. Die rasche Aufeinanderfolge ihrer Spitzen, die leicht mit anderen Schwingungen verwechselt werden kann, ist nur von der Geschwindigkeit der Belastungslokomotive abhängig. Bei 40 km/Std. ergibt sich z. B. für den Längsträger und für den Querträger der untersuchten Brücke eine scheinbare Frequenz von etwa 4 Hertz. Zur Bestimmung der Stoßzahl von Schrägen, Pfosten und vor allem von Quer- und Längsträgern ist es daher unbedingt erforderlich, diese Wirkungsflächen einzuzichnen, um richtige Werte zu erhalten.

### V. Zusammenfassung

Einige *Hauptbedingungen*, die an einen guten, registrierenden Spannungsmesser zur Untersuchung statischer und dynamischer Beanspruchungen eiserner Brücken gestellt werden müssen, sind demnach kurz zusammengefaßt zurzeit etwa folgende:

1. *Apparateigenschwingungszahl*: Größer oder gleich 1200 Hertz, damit maßstabgetreue Anzeige von Frequenzen bis zu 300 Hertz sichergestellt ist.
2. *Empfindlichkeit*: Anzeige der Spannungsänderungen von etwa 5 kg/qcm.
3. *Genauigkeit*: Bei über 1000facher Vergrößerung  $\pm 2,5\%$ .
4. *Zeitliche Übereinstimmung*: Anzeigen von mehreren Meßstellen auf einem Diagramm.
5. *Diagrammvortrieb*: Zur Aufnahme kurzer Vorgänge Papiergeschwindigkeit bis 4 m/Sek. regelbar.
6. Einfache *Eichmöglichkeit*.
7. Leichte *Bedienbarkeit*.

Diese Grundlagen stimmen im wesentlichen mit den bisherigen Forderungen des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überein. Ob sie überhaupt alle durch einen einzigen Apparat erfüllt werden können, bleibt noch dahingestellt. Mit den elektrischen Verfahren kann jedenfalls der größte Teil davon erreicht werden. Die Notwendigkeit, auch andere als vorwiegend mechanische Geräte auszubilden, hat sich gerade als Folge des obigen Preisausschreibens erst herausgestellt und war wohl früher nicht mit Bestimmtheit vorauszusehen.

Die *Nachteile* des elektrischen Verfahrens liegen zweifellos in der nicht leichten Bedienung des Oszillographen, wobei freilich zu bemerken ist, daß auch sämtliche, selbst die einfachsten mechanischen, rein statischen Dehnungsmesser unbedingt eingearbeitete Hilfskräfte erfordern.

Die *Vorteile* des elektrischen Meßverfahrens sind dagegen in erster Linie die praktisch unbegrenzte, hohe Apparateigenschwingung und Vergrößerungsmöglichkeit, geringe Aufspannzeit, Bedienung vieler Dehnungsmesser gleichzeitig von einer Zentralstelle aus, also Ersparnis an Arbeitskräften, absolute Koinzidenz der verschiedensten Vorgänge auf einem Streifen, sowie Verringerung der Diagrammzahl durch Wiedergabe auf einem Papierstreifen von fast beliebig raschem Vortrieb, der damit verbundene Zeitgewinn und schließlich die insgesamt geringeren Kosten.

Herr Oberbaurat Prof. Dr. SKUTSCH, Herr dipl. Ing. CURTIUS, Herr Dipl. Ing. KAMMERER und Herr Reichsbahnoberinspektor MORGENROTH haben wesentlich zum Gelingen der Versuche beigetragen. Es ist dem Berichtersteller eine angenehme Pflicht, seinen Dank auch an dieser Stelle zum Ausdruck zu bringen.

## Diskussion

ALFRED MEYER, II. Sektionschef bei der Generaldirektion der Schweizer Bundesbahnen, Bern:

Als Erbauer eines mechanisch registrierenden Dehnungsmessers möchte ich einige Bemerkungen zu den Ausführungen von Herrn Dr. BERNHARD anbringen.

Herr Dr. BERNHARD stellt in erster Linie die Forderung auf, daß die sekundliche Eigenschwingungszahl, die sogenannte Resonanz eines Dehnungsmessers, nicht unter 1200 Hertz liegen müsse, damit der Dehnungsmesser mit Sicherheit den vierten Teil, d. h. 300 Hertz, unverzerrt aufzeichne. Diese Forderung mag für den Kohlenplättchen-Dehnungsmesser zutreffen. Bei einem mehrhebligen, mechanisch-registrierenden Meßgerät liegt der Fall insofern anders, als die Resonanzkurve nicht eine einfache mathematische Funktion ist, wie sie gewöhnlich dargestellt wird, weil bei hohen Schwingungszahlen eine natürliche Dämpfung in Form von vermehrter Reibung und vermehrtem Luftwiderstand durch die Hebel eintritt. Dadurch liefert der Dehnungsmesser weit über den vierten Teil der Resonanz hinaus unverzerrte Diagramme, wie Versuche auf dem elektrischen Schütteltisch der Firma TRÜB, TÄUBER & Co. in Zürich mit meinem Dehnungsmesser gezeigt haben. Diese Versuche sind noch im Gang und erlauben daher noch kein abschließendes Urteil.

Eine Gefahr, daß die an einer Brücke auftretenden 300 sekundlichen Dehnungsschwingungen von einem mechanisch-registrierenden Dehnungsmesser verzerrt aufgezeichnet würden, wenn dieser beispielsweise eine Eigenfrequenz von nur 400 Hertz besitzt, ist ausgeschlossen. Die Amplitude so hoher Schwingungen ist gering, schätzungsweise im Maximum 30 kg/qcm, so daß diese den Dehnungsmesser kaum zu erregen vermögen, und von ihm entweder gar nicht oder aber zu klein aufgezeichnet werden. Was bedeutet aber die Unterdrückung von einigen kg/qcm, wenn in Betracht gezogen wird, daß der mechanisch-registrierende Dehnungsmesser dem elektrisch-optischen in der praktischen Handhabung überlegen ist? Auch in bezug auf die Kosten stellt sich der mechanisch-registrierende günstiger, und zwar sowohl bezüglich der Anschaffungs- als auch der Betriebskosten. Außerdem fehlt heute noch die Erfahrung darüber, wie rasch der Verschleiß der Kohlenplättchen bei den heftigen Brückenerschütterungen sich gestaltet. Beispielsweise verändern Kohlenmikrophone manchmal verhältnismäßig rasch ihre Leitfähigkeit, wodurch sie unbrauchbar werden. Es ist daher nicht ausgeschlossen, daß infolge Veränderungen der Berührungsf lächen der Kohlenplättchen der elektrische Widerstand sich ändert, wodurch der Kohlenplättchen-Dehnungsmesser unrichtige Angaben macht.

Betreffend die im Vortrage besonders hervorgehobene Trennung der eigentlichen Meßapparate vom Oszillographen möchte ich noch kurz folgendes erwähnen:

Wer schon Messungen an Brücken ausgeführt hat, weiß, wie wichtig es ist, daß alle Beteiligten möglichst gut erreichbar sind. Durch die Aufstellung des Oszillographen im weit entfernten Brückenmeßwagen wird die Messung eher umständlicher. Außerdem besteht beim Versagen der Bremsen des Belastungszuges die Gefahr, daß die Beobachter des Meßwagens und dieser selbst Schaden leiden. Auch im Hinblick auf eine rasche Räumung des Geleises für einen fahrplanmäßigen Zug ist die Belassung des Meßwagens auf offener Strecke nicht zu empfehlen. Es wird daher in bestimmten Fällen die Aufstellung des Oszillographen samt der Akkumulatorenbatterie in der Nähe der Brücke nicht immer zu umgehen sein. Solche Maßnahmen würden naturgemäß den Betrieb weiter erheblich verteuern und umständlicher machen.

Reichsbahnrat Dr.-Ing. BERNHARD:

1. Die aufgestellte Forderung, eine Apparate-Eigenschwingungszahl nicht unter 1200 Hertz anzustreben, um durch die auftretenden Spannungsschwankungen von etwa 300 Hertz in den Brückenstäben *keine Störungen und falsche Anzeigen* zu erhalten, ist in der Form der *für jedes Schwingungssystem ganz allgemein gültigen Resonanzkurve* begründet. Nur bei halbaperiodischer Dämpfung, gleichgültig aus welcher Ursache, z. B. Luftwiderstand oder sonstige Reibungen, wird man bis zu einem Viertel der Apparate-Eigenschwingungszahl unverzerrte Anzeigen erhalten. In allen anderen Fällen, also sowohl geringerer wie auch größerer Dämpfung, *ganz unabhängig, ob ein mechanisches, optisches oder elektrisches System zugrunde liegt*, werden sich falsche, d. h. Über- bzw. Unteranzeigen ergeben.

2. Die raschen, aber absolut genommen sehr kleinen Spannungsschwankungen, die Herr MEYER auf etwa 30 kg/qcm schätzt, machen immerhin rund 10% *der überhaupt mit den Meßgeräten erfaßbaren Spannungen aus*. Normalerweise betragen diese Beanspruchungen infolge Verkehrslast etwa 300 kg/qcm; der Rest von 900 kg/qcm (1200—300 kg/qcm) bildet den Eigengewichtsanteil.

In dem jetzt erschienenen, außerordentlich gründlichen Bericht des englischen Ausschusses für Brückenmeßtechnik (London 1929) wird von ganz unabhängiger Seite erneut festgestellt, daß *mechanisch aufzeichnende Meßgeräte* durch rasche Erregerschwingungen, *mögen sie noch so gering sein*, zu erheblichen Fehlanzeigen, und zwar insbesondere störenden *Überanzeigen*, angeregt werden.

Das *Aneinanderreihen verschiedener Hebel*, wie es zur Erzielung der notwendigen Vergrößerung bei mechanischen Geräten nun einmal erforderlich ist, bildet u. a. eine Ursache von Ungenauigkeiten, die bei *statischen Messungen*, wie es z. B. jeder Versuch auf einer Eichbank zeigt, leicht zu erheblichen Hysteresiserscheinungen und bei *dynamischen Versuchen*, z. B. durch Nachweis auf dem Schütteltisch leicht zu Schüttelschwingungen führen kann. Die *einwandfreie Bedienung* dieser verschiedenen, durch Gelenke stets mit geringem Spiel verbundenen Hebel, erscheint deshalb *keineswegs so ganz einfach*.

3. Die Anschaffung einer größeren Anzahl der im Handel befindlichen mechanischen Brückenspannungsmesser ist zur Zeit noch teurer als die gleiche Anzahl Kohlendehnungsmesser in Verbindung mit einem Oszillographen; insbesondere wenn man berücksichtigt, daß der Kohlendehnungsmesser fast ohne Mehrkosten *gleichzeitig als Schwingungs-, Beschleunigungs- und auch dynamischer Durchbiegungsmesser* verwendet werden kann.

4. Der Vorteil, alle Meßstellen von einer Zentralstelle aus bedienen zu können, ergibt meines Erachtens eine wesentliche *Vereinfachung des Meßvorganges* und verlangt keine weitere Verständigung der nun überhaupt nicht mehr erforderlichen Einzelbeobachter, was auch als wirtschaftlicher Vorteil in einer *Herabsetzung der Betriebskosten* zur Auswirkung kommt.

Außerdem ist die *gleichzeitige Aufzeichnung* derartiger Vorgänge, die sich in Bruchteilen von Sekunden abspielen, nur bei Registrierung auf einem *einzigem Papierstreifen* gewährleistet. Die Synchronisierung des Vortriebes der verschiedenen Meßstreifen bei einzelnen Meßgeräten ist auch bei elektrischer Kupplung nicht mit der genügenden Genauigkeit durchführbar.

5. Eine *Veränderung der Leitfähigkeit der Kohlenplättchen* ist trotz fast zweijähriger Versuche nicht beobachtet worden; jedenfalls wird innerhalb der Überfahrt eines Zuges, die nur wenige Sekunden dauert, bestimmt keine störende Veränderung eintreten, was sich durch einfache Eichung vor und nach der Meßfahrt stets leicht kontrollieren läßt.

6. Während der Fahrt des Belastungszuges über die Brücke muß die Strecke

ohnehin gesperrt werden. Besondere *betriebliche Störungen* durch Aufstellung des Meßwagens entstehen dadurch also nicht; falls ein Versagen der Bremsen des Belastungszuges und mithin eine Gefährdung des Meßwagens auf eingleisigen Strecken befürchtet wird, werden Schnellfahrten mit der Anfahrstrecke vom Meßwagen ausgehend zur Brücke hin vorgenommen.

Zum Schluß sei ausdrücklich noch einmal darauf hingewiesen, daß es vielleicht möglich sein wird, durch Vergleich mit einem genauen, elektrisch-optischen und daher *masselosen* Meßverfahren, die Fehler der mechanischen Dehnungsmesser durch ihre stets *mit Masse behafteten Teile*, zu erkennen, um sie für *einfache Messungen* trotzdem verwenden zu können.

Ministerialrat a. D. Ing. J. BEKE, Budapest:

### Neuartige Verwendung des versteiften Stabbogens bei der Straßenbrücke in Győr in Ungarn<sup>1</sup>

Die kön. Freistadt Győr hat im Jahre 1926 einen öffentlichen Wettbewerb für den Bau der Straßenbrücke über einen Nebenarm der Donau ausgeschrieben. System, Form, Material der Brücke konnten die Bewerber nach eigenem Ermessen wählen. Die gesamte *freie* Öffnung von 120 m war in eine Mittelöffnung von 88 m

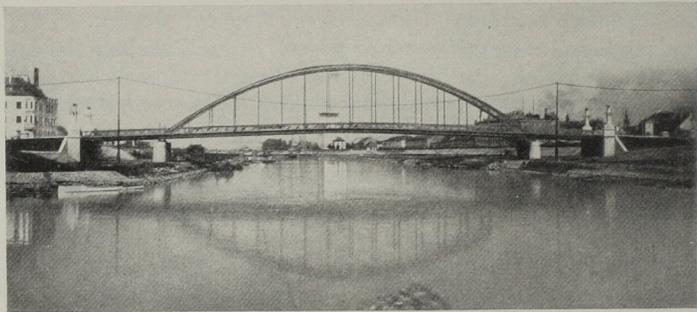


Abb. 1

und zwei Uferüberbrückungen von je 16 m zu teilen. Die Bauhöhe war mit ungefähr 1,0 m festgesetzt, so daß nur eine Brücke mit untenliegender Fahrbahn in Frage kommen konnte. Die Brückenbreite war mit 10,9 m vorgeschrieben, hievon entfallen 6,9 m auf den Fahrweg zwischen den Hauptträgern und je 2,0 m auf die beiderseitigen äußeren Gehwege.

Eingereicht wurden elf Offerte mit mehr als 30 Varianten. Der Bauauftrag wurde für den Überbau der WAGGON- U. MASCHINENFABRIK A. G. in Győr auf Grund der vom Vortragenden entworfenen Brückenkonstruktion mit Langer-Trägern erteilt; die Unterbauten wurden von den Baufirmen ZSIGMONDY (Budapest) und HLATKY-SCHLICHTER (Győr) hergestellt.

Der Stabbogen in der Mittelöffnung hat 90,5 m Spannweite und ist mit einem parallelgurtigen Strebenfachwerk versteift. Die Pfeilhöhe des Bogens ist vom *Untergurte* des Versteifungsträgers gemessen rund 15,8 m, d. i. etwas mehr als ein Sechstel der Spannweite. Die Höhe des Versteifungsträgers ist 2,40 m, der Obergurt ist ungefähr in Geländerhöhe. Eine Besonderheit der Konstruktion ist, daß die Versteifungsträger konsolartig in die Seitenöffnungen hineinragen und daselbst

<sup>1</sup> Der vollständige Vortrag wird im „Bauingenieur“ erscheinen.

freischwebend, ohne Stützung an den Widerlagern, die Hauptträger der Uferüberbrückungen bilden.

Das gewählte Trägersystem, dessen vorteilhafte, ästhetische Wirkung allgemein anerkannt wird,<sup>1</sup> und das trotzdem bis jetzt nur sehr selten zur Verwendung gelangte, konnte hier sehr gut den besonderen Öffnungsverhältnissen angepaßt werden und kommt im Stadtbilde sehr günstig zur Erscheinung (s. Abb. 1, 2, 3).

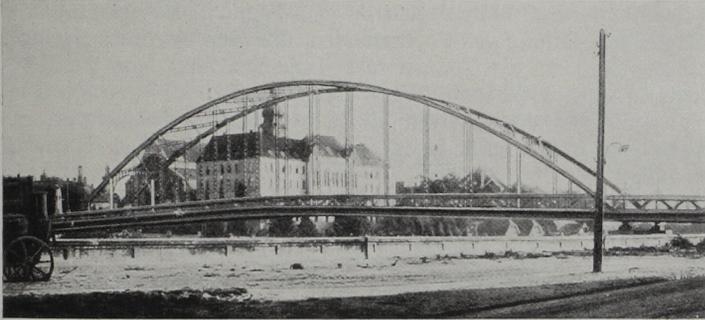


Abb. 2

Die Anordnung ist nicht nur in ästhetischer Beziehung befriedigend, sondern hat auch gewisse konstruktive und wirtschaftliche Vorteile. Die Konstruktion ist nur einfach statisch unbestimmt, und infolge der konsolartigen Vorkragung vermindern sich die Bogenkräfte etwas und ist auch im Gewichte des Versteifungsträgers eine Ersparnis zu verzeichnen.



Abb. 3

Der Vortragende hat in Lichtbildern außer den Bildern der fertigen Brücke auch einige Konstruktionsdetails, so unter anderen die Verbindung des Bogens mit beiden Gurten des Versteifungsträgers, sowie den Vorgang der Montierung kurz vorgeführt.

Damit bei Durchbiegung oder Erhebung des Konsolendes die Bildung einer

<sup>1</sup> Siehe auch den Kongreßbericht des Herrn Prof. Dr. F. HARTMANN über „Ästhetik im Brückenbau“.

Stufe zwischen Brückenfahrbahn und Widerlager vermieden werde, ist am Brückende kein Querträger angeordnet, sondern die letzten, ungefähr 6,0 m langen Längsträger sind gelenkig am Querträger des vorletzten Knotenpunktes und mittels kleinen Kipplagers an den Widerlagern gestützt.

Das Material der Brücke ist im allgemeinen St. 48, die Nieten wurden aus St. Si hergestellt.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt — ohne Hinzurechnung der Einlagen der Eisenbeton-Fahrbahnplatten — 359 Tonnen. Demgegenüber ergab sich in einer Vergleichsrechnung des Vortragenden das Gewicht einer Fachwerk-Bogenbrücke mit Zugband zu 365 Tonnen und dasjenige einer Konstruktion mit Ausleger-Balkenträger zu 356 Tonnen. Wenn man noch die vom Vortragenden besonders betonten Vorteile der erleichterten Werkstattarbeit berücksichtigt, erweist sich dieses System nicht nur in ästhetischer, sondern auch in wirtschaftlicher Beziehung konkurrenzfähig.

Bei der Probebelastung war die *größte* Durchbiegung in der Mittelöffnung, bei Belastung einer Brückenhälfte, 64 mm, d. i.  $\frac{1}{1400}$  der Spannweite. Bei Vollbelastung der Mittelöffnung war die Durchbiegung nur 45 mm. Die freischwebenden Konsolen verursachten in der Brückenfahrbahn keine ungünstigen Bewegungen.

Der Vortragende schloß mit dem Ausdruck seiner Überzeugung, daß dieses durch viele Jahrzehnte vernachlässigte System einer Weiterentwicklung fähig ist, und gab der Hoffnung Ausdruck, daß der Vortrag zur Heranziehung des genannten Systems bei verschiedenartigen Aufgaben des Brückenbaues eine gewisse Anregung bieten werde.

Dr. Ing. PAUL EBERSPÄCHER, Esslingen:

### Glasdächer und Korrosion

Die bekannten Mängel der verkitteten Glasdächer führten schon vor mehreren Jahrzehnten zur *kittlosen* Verglasung; ursprünglich vielerlei Systeme, aus denen die unerbittlichste Prüfung, die Bewährung in der Praxis, eine kleine Anzahl ausgesiebt hat.

Wenn kittlose Glasdächer noch heute manchen Gegner finden, so ist diese Abneigung letzten Endes immer auf dieselbe alte Wahrheit zurückzuführen, nämlich darauf, daß *Eisen rostet*. Schützt man ein Glasdach nicht vor Rost, so muß es, ob verkittet oder kittlos, früher oder später zugrunde gehen. Für die Glasdachindustrie steht somit als wichtigste Frage im Vordergrund: Wie ist es zu erreichen, daß die Glasdächer der Korrosion länger widerstehen als bisher, oder mit anderen Worten: Wie kann die Lebensdauer der Glasdächer in Einklang gebracht werden mit der Lebensdauer der übrigen Konstruktionsteile eines Gebäudes?

Diese Frage interessiert den Hochbauer ebenso sehr wie den Erzeuger des Glasdaches, und ich glaube daher, in diesem Kreise gerne Gehör zu finden, wenn ich zeige, wie und mit welchem Erfolg daran gearbeitet wird.

An jedem Glasdach kann man drei Bauelemente unterscheiden: 1. *das Glas* (meistens mit Drahteinlage), dessen Aufgabe es ist, die schützende und gleichzeitig lichtdurchlässige Dachhaut zu bilden; 2. *die Dichtungsbleche*, die zwischen den einzelnen Glastafeln, zwischen dem Glas und der undurchsichtigen Dachhaut an der Traufe, am First und an den Seiten den dichtenden Übergang bilden; 3. *die sogenannten Sprossen*, das sind die Teile der Dachkonstruktion, auf denen das Glas sein tragendes Auflager findet. Die einzelnen, etwa 70 cm breiten Glastafeln werden über den Sprossen stumpf gestoßen, somit fällt den Sprossen außer der tragenden Funktion noch die Aufgabe zu, das Wasser von der Stoßstelle der Glastafeln nach außen abzuleiten. Der Baustoff der Sprossen ist heute meist gewalzter Baustahl.

Diese drei Bauelemente sind der Korrosion in besonders hohem Maße ausgesetzt, *weit mehr*, als die andern Teile des Baues. Man denke an die Witterungseinflüsse, denen das Glasdach vollständig preisgegeben ist; im Sommer wird es von der glühenden Sonne erhitzt; dann wieder wird es durch Regen abgekühlt und durchnäßt; im Winter muß es Schnee und Frost standhalten. Ist der Raum geheizt, so bildet sich Kondenswasser. Hinzu kommen nun die schlimmsten Feinde: die säurehaltigen Rauch- und Abgase von Industrie- und Hausbrand. Die nassen Ablagerungen und die auf den genannten Bauelementen fast stets vorhandene Feuchtigkeit werden angesäuert, so daß diese Elemente, soweit sie aus Eisen sind, in erschreckendem Maße korrodieren.

Die Tatsache, daß gerade die in den Industrieabgasen wirksamen *geringen* Säurekonzentrationsgrade entgegen der gefühlsmäßigen Annahme einen viel größeren Zerstörungseinfluß haben als die konzentrierten Säuren, wird zu wenig beachtet. Vor wenigen Jahren noch war man über das Versuchsergebnis, daß z. B. konzentrierte Schwefelsäure auf Eisen weit weniger wirkt als verdünnte, wässrige schwefelige Säure, sehr erstaunt. Wenn man berücksichtigt, daß nach einem Versuche der Technischen Hochschule Stuttgart gewöhnlicher Baustahl durch verdünnte wässrige, schwefelige Säure siebzehnmal rascher in Lösung geht, als durch konzentrierte Schwefelsäure, dann lernt man die tatsächliche Bedeutung der Abgaseanalysen industrieller Betriebe richtig abschätzen. Die Analyse des Lokomotivrauches ergibt z. B. in 100 Liter 60 bis 70 mg Schwefelsäure, 5 bis 6 mg Salpetersäure und 5 bis 6 mg Salzsäure. Diese Tatsache erklärt die kurze Lebensdauer der vielen Bahnsteigdächer aus verzinktem Eisenblech.

Merkwürdigerweise ist man in vielen Kreisen der Bautechnik bis vor kurzer Zeit zum Schaden der Bauherren fast achtlos hieran vorübergegangen. Man übersah, daß die Bauelemente des Glasdaches, soweit sie aus Eisen sind, besonders gefährdet sind und begnügte sich damit, z. B. die Sprossen lediglich mit einem Anstrich zu versehen, so wie es auch bei den übrigen eisernen Konstruktionsteilen eines Baues geschah. Gerade bei den Sprossen erscheint dies schwer verständlich: wie schon vorhin gesagt, dienen sie u. a. dem Ableiten von Wasser. Sie sind somit als wasserführende Rinnen zu betrachten. Kein Baumeister würde es sich aber einfallen lassen, z. B. eine Dachrinne oder ein Regenrohr aus Schwarzblech anzufertigen und lediglich mit Farbe anzustreichen. Und dabei soll die Glasdachspresse auch noch eine tragende Funktion erfüllen!

In seltenen Fällen hat man sich dann auch dazu verstanden, die Sprossen zu verzinken, womit man freilich in Industriegebieten dem Übel auch nicht wirksam begegnen konnte.

Wird einer technisch richtigen Ausführung des Glasdaches nicht genügender Wert beigemessen, so sind vorzeitige Korrosionsschäden an allen Teilen die Folge; die Dächer bekommen Leckstellen, weil sich die Gläser auf den geschwächten Sprosseneisen zu stark durchbiegen und zerspringen. Ist es aber einmal so weit, dann wird man sich notgedrungen zu teuren Reparaturen entschließen müssen, um die noch teureren Betriebsstörungen und die Schäden an Waren zu vermeiden.

Heute beginnt man, die Folgen einer Vernachlässigung des Glasdaches zu erkennen und ist deshalb auch zu höheren Anschaffungspreisen bereit. Unter dieser Voraussetzung bietet der heutige Glasdachbau mancherlei Verbesserungen, die im folgenden kritisch besprochen werden mögen.

Einer dieser *Verbesserungsvorschläge* geht ganz allgemein dahin, die Glasdächer *den Einflüssen* der schädlichen *Rauchgase* ganz zu *entziehen*. Mehrere Neubauten der deutschen Reichsbahn zeigen dieses Bestreben. An den Glasdächern auf den Bahnhöfen Köln a. Rh., Hamburg, Frankfurt a. M. hat man *nicht* bauen soll; denn dort wird durch die nicht ganz zweckmäßig angebrachte Lüftung

der Lokomotivrauch an Glas und Eisenträger geradezu herangesaugt. Anders bei den neueren Hallen in Darmstadt, Stuttgart, Frankfurt a. d. O., Bahnhof Börse und Lehrter Bahnhof in Berlin, wo man durch Schlotte und Schürzen vom Dach bis zur Lokomotive den Rauch unmittelbar ins Freie abziehen läßt. Glasdächer und Eisenkonstruktion sind dadurch weitgehendst geschützt. Was für Bahnhöfe gilt, gilt natürlich ganz allgemein für andere rauchende Industriebetriebe, z. B. Schmieden und Gießereien. Ich könnte mir denken, daß bei richtiger Zusammenarbeit von Bau- und Betriebsingenieur auch für solche Betriebe rauchfreie Hallen geschaffen werden können.

Mit diesen vorbeugenden Maßnahmen sollte Hand in Hand gehen der *Schutz* der einzelnen vorerwähnten *Bauelemente* der Glasdächer.

Bei dem ersten Bauelement, dem *Drahtglas*, bestehen die Korrosionserscheinungen darin, daß an den Schnittkanten, wo die Drahtenden freiliegen, der Draht zu rosten beginnt. Das Volumen des Drahtes wird bei dem Oxydationsprozeß größer und beginnt, das Glas von den Rändern her zu sprengen. Zur Abhilfe streicht man über die Schnittkanten mit Farbe. Das beste Mittel, freilich auch das teuerste, ist Glas mit drahtfreien Rändern. Das Drahtnetz ist hier vollständig rostsicher ins Glas eingebettet.

Für das zweite Bauelement, die *Dichtungsbleche*, ist bisher Zinkblech oder verzinktes Eisenblech am gebräuchlichsten. Beide Materialien können nicht als korrosionssicher bezeichnet werden, da Zinkblech durch schwefelsaure Rauchgase zerstört wird. Wo also mit derartigen Gasen zu rechnen ist, muß an Stelle von Zink das so ziemlich unverwüsthliche Kupfer treten, das dann allerdings auch für alle anderen Blechteile auf demselben Dach verwendet werden sollte; es besteht sonst die Gefahr, daß sich zwischen den verschiedenen Metallen eine galvanische Kette bildet, was bekanntlich zur beschleunigten Zerstörung dieser Baustoffe führt.

Ein idealer Baustoff für diese Dichtungsbleche wäre zweifellos Krupp'sches nicht rostendes Blech. Es ist jedoch leider heute noch viel zu teuer.

Auch Aluminiumbleche hat man schon verwenden wollen. Die Erfahrungen des Flugzeugbaues mit der Widerstandsfähigkeit dieses Materials gegen Korrosionen sind aber nicht besonders ermutigend.

Mit gutem Erfolg hat man ferner bei gewissen Bauteilen des Glasdaches, wie z. B. bei den Deckschienen und Firstkappen, das Blech ganz durch Drahtglasstreifen ersetzt. Solche Deckschienen sind absolut korrosionssicher und genügen in bezug auf die Festigkeit vollkommen.

Die mannigfaltigsten Verbesserungsvorschläge und Neuerungen finden wir beim dritten Bauelement, den *Sprossen*.

Hierher gehören die Versuche, an Stelle des gewalzten Baustahles ein anderes Material zu setzen, wie z. B. Holz. Die im Vergleich zu Stahl geringere Festigkeit dieses Baustoffes zwingt zu großen lichtraubenden Querschnitten. Holzsprossen neigen auch bei Feuchtigkeit trotz aller Imprägnierung zur Fäulnis und werfen sich, wodurch die Gläser zerbrechen.

Auch aus Eisenbeton hat man Glasdachsprossen schon konstruiert. Auf den ersten Blick scheint dieses Material sehr verlockend, aber auch hierfür gilt das schon von den Holzsprossen Gesagte: die Querschnitte werden zu massig. Es können sich Haarrisse bilden, die zur Zerstörung der nur wenig gedeckten Eiseneinlagen führen, hier besonders gefährlich, da der Grad der Zerstörung nicht ohne weiteres festzustellen ist. Außerdem ist feuchter Beton nicht widerstandsfähig gegen Säure.

Gegen Aluminium sprechen der teure Preis und die unsicheren Festigkeitszahlen; kein Aluminiumwalzwerk gab bisher genügende Gewährzahlen auf Jahre hinaus. Ebensovienig wollen die Metallwerke für die sonst angepriesenen *Speziallegierungen* mit Kupfer, Nickel usw. längere Zeit Gewähr übernehmen.

Meine Erfahrungen mit *gekupferten Stahl* seit drei Jahren waren nicht günstig; die Versuchsstücke rosteten praktisch fast ebenso stark wie gewöhnlicher Baustahl.

Sprossen aus Kupferblech sind schon verwendet worden; sie sind jedoch zu weich und zu nachgiebig.

Am besten und zweckmäßigsten wäre auch hier Kruppscher, nicht rostender Stahl, der eine ideale Glasdachspresse ergeben würde. Bedenkt man aber, daß eine Sprosse z. B. aus V2a mindestens M 16,— pro lfdm allein für das Material kosten würde, so ist die Unmöglichkeit der Verwendung leicht einzusehen.

Eine weitere Versuchsgruppe geht dahin, den billigen Baustahl mit seiner hohen Festigkeit beizubehalten, dagegen die Querschnittsform so zu gestalten, daß die Sprossen ohne Abheben der Gläser periodisch neu angestrichen werden können. Dieser Gedanke erscheint zunächst aussichtsreich. Es bestehen aber zwei grundsätzliche Bedenken: 1. Da das Glas auf den Sprossen aufliegt, ist es unmöglich, gerade dieses gefährdete Auflager ohne Abheben der Gläser zu entrostern und es neu anzustreichen; 2. das Nachstreichen der Sprossen ist immer schwierig, zeitraubend, teuer und lästig, da Gerüste notwendig sind. Man denke an den herunterfallenden Schmutz und Rost in empfindlichen Betrieben, wie z. B. einer Spinnweberei, Papierfabrik, Kabelfabrik oder in einer elektrischen Ankerwickerei. Meines Erachtens kommt man mit solchen nachstreichbaren Profilen nicht weit.

Die letzte Gruppe von Versuchen, die wohl den größten Erfolg verspricht, erstreckt sich darauf, den Baustahl als Material und das bewährte Rinnenprofil als Sprossenquerschnitt beizubehalten, aber durch hochwertigen Überzug der Sprossen dafür zu sorgen, daß sie nicht rosten. Freilich muß man dann den zu wählenden Überzug den zu erwartenden Angriffen anpassen. Ein Zinküberzug wird sich gut bewähren, wenn die Sprosse nur in Wind und Wetter liegt, nicht aber, wenn sie sauren Rauchgasen ausgesetzt wird. Auch Kadmium wird in bezug auf chemische Widerstandsfähigkeit nicht viel mehr leisten können, als Zink. Chrom würde, weil sehr hart und chemisch schwer löslich, zweifellos einen sehr guten Rostschutz bilden, doch ist die Verchromung heute noch nicht weit genug entwickelt, sie ist auf bestimmte Spezialgebiete beschränkt.

(Für Schutzüberzüge aus Kupfer, Zinn, Nickel und Kobalt, die wie alle Metalle, die edler sind als Eisen, dieses nur bei porenfreiem Überzug schützen können, fehlen infolge verschiedener galvanotechnischer Schwierigkeiten praktisch anwendbare und zuverlässige Verfahren.)

Auch Blei ist edler als Eisen, weshalb Feuerverbleiung versagen muß; denn der Bleiüberzug, dessen Stärke man beim Eintauchen in flüssiges Blei nicht regulieren kann, ist zu dünn und infolgedessen porös. An den porösen Stellen bildet sich zwischen Eisen und Blei eine galvanische Kette und das Eisen geht in Lösung, d. h. es rostet schnell; feuerverbleite Eisenstücke rosten in feuchtem Sand viel rascher als solche mit Farbanstrich.

Sehr gut bewährt hat sich dagegen die in den letzten Jahren eingeführte porenfreie galvanische Verbleiung. Dieser Bleiüberzug widersteht den chemischen Angriffen mit Ausnahme jener von Salpetersäuren ganz ausgezeichnet.

Den beachtenswertesten Fortschritt im Glasdachbau stellt es aber zweifellos dar, daß es in den letzten Jahren nach mancherlei Rückschlägen gelungen ist, die Sprossen zu erschwinglichen Preisen mit einem *Emaillüberzug* zu versehen. Emaill ist ja im Grunde Glas und somit sehr widerstandsfähig gegen Säuren aller Art. Es ist weiterhin elektrischer Isolator, im Hinblick auf die öfters erwähnte galvanische Kette ein nicht zu unterschätzender Vorteil. Das vielfach gefürchtete Abspringen des Emailles tritt, wie Versuche zeigen, nicht ein, bevor das Eisen seine Streckgrenze erreicht hat; es ist also praktisch nicht zu erwarten. Auch die Schlagfestigkeit des

Emaillüberzuges konnte so weit erhöht werden, daß er den unvermeidbaren Stößen bei der Montierung und beim Transport gewachsen ist.

Damit komme ich zum Schluß!

Im Kampf gegen den Rost gilt für den Glasdachbau in erhöhtem Maße das, was allgemein in der Bautechnik Gültigkeit hat: Wir sind einige große Schritte vorwärtsgekommen; doch müssen wir aus Praxis und Wissenschaft noch weiterhin neue Lehren ziehen, prüfen, verbessern und das Beste behalten!

Doz. Dr. Ing. E. CHWALLA, Wien:

### Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl

Meine Herren! Die frühzeitig gewonnene Erkenntnis der Ungültigkeit der klassischen Eulerformel im Falle kleiner Stabschlankheiten wies schon in den ersten Entwicklungsjahren des Eisenbaues auf den entscheidend großen Einfluß, der dem *Formänderungsgesetz* eines Werkstoffes im Komplex der Knickerscheinungen zuzuschreiben ist. Da sich die Theorie von damals einer Erfassung des Problems noch nicht gewachsen zeigte, war man auch im einfachen Falle des rein zentrischen Kraftangriffes auf Formeln angewiesen, die ausschließlich der Versuchserfahrung entsprangen, bis es vor etwa zwei Jahrzehnten TH. V. KÁRMÁN in Anknüpfung an die Gedankengänge ENGESSERS gelang, zielbewußt die Gesetzmäßigkeit der zentrischen Knickfestigkeit aus dem Verhalten des Baustoffes unter reinem Druck, also aus dem *Formänderungsgesetz*, abzuleiten und die erhaltenen Ergebnisse durch sorgfältig durchgeführte Versuche zu bestätigen. KÁRMÁN entwickelte in seiner Abhandlung auch eine (wenn man von den verwendeten Spannungsbildern absieht) einwandfreie Methode zur Ermittlung der kritischen Achsiallasten bei *exzentrischen* Angriffen, hatte jedoch bei diesen Untersuchungen einzig die Erkenntnis des Einflusses sehr kleiner, sogenannter „unvermeidlicher“ Angriffsexzentrizitäten zum Ziele. Erst in den letzten Jahren erschienen zwei breiter angelegte Arbeiten, die auch die sog. „Knickfestigkeit“ beliebig exzentrisch gedrückter Baustahlstäbe behandeln und Prof. KROHN bzw. ROŠ-BRUNNER zum Verfasser haben. Die in der „Bautechnik 1923“ erschienene Abhandlung KROHNS beinhaltet den Versuch einer rein *analytischen* Erfassung des Problems, die begrifflichen Schwierigkeiten begegnet und zu vereinfachenden Annahmen wie auch zur Festsetzung der Sinuslinie als Gleichgewichtsform zwingt. Das erstrebenswerte Ziel, das Problem bis zu einem der Praxis unmittelbar zugänglichen Resultat zu verfolgen, hat nur die Arbeit ROŠ-BRUNNERS erreicht, deren praktisch bedeutungsvolle Ergebnisse Sie im Referate finden. Auch bei diesen Untersuchungen sind die Gleichgewichtsformen willkürlich angenommen, und zwar wurden der Einfachheit halber auch bei beliebig *exzentrischen* Kraftangriffen ganze Halbwellen der Sinuslinie gewählt (die z. B. an den beiden Stabenden zu dem Widerspruche führen, daß dem oft beträchtlichen Angriffsmoment der Achsialkraft eine Achsenkrümmung Null gegenübersteht). Dem exzentrischen „Knickproblem“ wurden ferner Spannungsbilder zugrunde gelegt, die im unelastischen Bereich ungeachtet des *gemeinsamen* Anwachsens von Grund- und Biegespannung eine Entlastungsgerade auf der Biegezugseite aufweisen, wodurch ein Teil der ermittelten Knicklasten zu groß erhalten wird. Wie ich schon im Rahmen der Diskussionen erwähnte, habe ich, insbesondere um die willkürliche Annahme der Deformationsfiguren auf ihre *praktische* Zulässigkeit zu prüfen, das Stabilitätsproblem eines zentrisch oder beliebig exzentrisch gedrückten Baustahlstabes mit Schärfe behandelt und in den „Sitzungsberichten der Akad. d. Wiss. in Wien 1928 (Abt. IIa, S. 469)“ das graphisch-analytische Verfahren zur Festlegung der ersten kritischen Achsiallasten für einen beiderseits gelenkig gelagerten Stab von Rechteckquerschnitt entwickelt. Die Abweichungen der erhaltenen Ergebnisse von

den Diagrammwerten ROŠ-BRUNNERS, denen das gleiche Formänderungsgesetz zugrunde liegt, erweisen sich auch tief im elastischen Bereiche, in dem die Annahme einer Sinuslinie noch am ehesten gerechtfertigt erscheinen muß, zum Teil als erheblich. Bei nur 1000 kg/qcm mittlerer Druckspannung resultierten die kritischen Stabschlankheiten z. B. bei einem exzentrischen Angriff in der dreifachen Kernweite um etwa 46% größer. Ohne auf irgendwelche Herleitungen einzugehen, möchte ich nur kurz bemerken, daß ich auch die Schubverzerrung und Nulllinienverschiebung in Rücksicht gezogen habe, was jedoch ausschließlich theoretisches Interesse beansprucht. Die Differentialbeziehung kann graphisch exakt festgelegt und ihre Lösung in bekannter Weise auf Quadraturen zurückgeführt werden; es resultiert dann für jeden vorgegebenen Wert der mittleren Druckspannung „ $P/F$ “ eine Gruppe von Gleichgewichtslagen, also eine Schar jener

Kurven, die die ursprünglich gerade Stabachse bei verschiedenen Werten der Scheitelausbiegung unter der unveränderlichen Last „ $P$ “ annimmt. Die Länge dieser Kurven innerhalb der beiden Integrationsgrenzen, also vom Lager bis zum

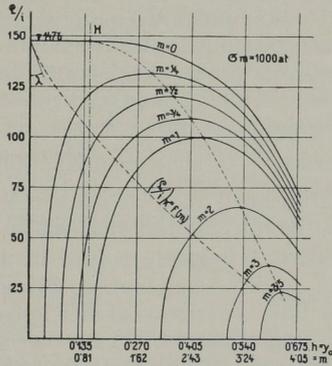
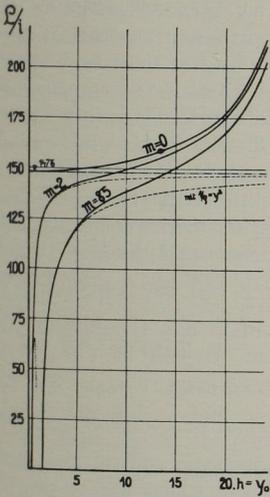


Abb. 1

Scheitelpunkt gemessen, führt dann auf die sogenannten „Gleichgewichtsschlankheiten“, d. s. die Schlankheiten jener Stäbe, die allein bei der vorgegebenen Scheitelauslenkung und vorgegebenen Achsialkraft ein Gleichgewicht ermöglichen. Im rechten Diagramm der Abbildung 1 ist der Verlauf dieser Gleichgewichtsschlankheiten zu erkennen, wie er sich im Zuge wachsender Scheitelausbiegung für einen Stab aus Baustahl von Durchschnitsqualität unter einer mittleren Druckspannung von  $P/F = 1000 \text{ kg/qcm}$ , also im sogenannten „elastischen“ Bereich ergibt. Die den einzelnen Kurven beigeschriebenen „ $m$ “-Werte bedeuten die Verhältniszahlen der Angriffsexzentrizität zur Kernweite des Querschnittes; die Kurve „ $m = 2$ “ bezieht sich sonach auf einen beiderseits gelenkig gelagerten Baustahlstab von Rechteckquerschnitt, dessen Achsiallast in der zweifachen Kernweite angreift und gleich ist der Querschnittsfläche mal  $1000 \text{ kg/qcm}$ . Auf der Abszissenachse sind die gesamten Scheitelauslenkungen aufgetragen, d. s. die jeweiligen Angriffsexzentrizitäten plus den eigentlichen Biegepeilen der verformten Stabachse; hat also der erwähnte Stab z. B. die Schlankheit  $L/i = 50$ , so beträgt diese Gesamtauslenkung, wie man der „ $m = 2$ “-Kurve entnehmen kann, ungefähr die 0,4fache Querschnittshöhe „ $h$ “. Die Kurve „ $m = 0$ “, die sinngemäß dem Fall eines rein zentrischen Kraftangriffes entspricht, besitzt in Form der Ordinatenachse einen

unbeschränkten zweiten Ast und trifft diesen an der Stelle  $\frac{L}{i} = 147,6$ , welcher Wert identisch ist mit der nach EULER-KÁRMÁN berechneten Knickschlankheit für 1000 kg/qcm Druckspannung. Mit Beziehung auf die später erfolgenden Gleichgewichtsprüfungen sei hier noch vermerkt, daß der eingetragene Kurvenverlauf im Sinne seiner Herleitung nur für zunehmende, jedoch nicht allgemein auch für abnehmende Scheitelausbiegungen Geltung besitzt, da diesfalls die Spannungsbilder durch das Entlastungsgesetz Veränderungen erfahren und unter Voraussetzung ebenbleibender Querschnitte eigenartige Gleichgewichtsformen liefern, die noch der genaueren Untersuchung bedürfen.

Bevor wir auf den Kurvenverlauf des näheren eingehen und aus ihm Schlüsse ziehen, wollen wir kurz das *linke* Diagramm betrachten. Es zeigt die gleichen Koordinaten wie das rechte, gilt ebenfalls für  $P/F = 1000$  und unterscheidet sich einzig in der Voraussetzung, die bezüglich des *Materialverhaltens* getroffen wurde. Das linke Graphikon bezieht sich allgemein auf einen Druckstab aus einem *ideellen* Werkstoff, der *unbeschränkt dem HOOKEschen Gesetze* folgt und ausreichend bruchstark ist, während das rechte für den *Baustahl*, also ein „*elastisch-plastisches*“ Material mit ausgesprochener Fließgrenze ermittelt wurde. Das linke Diagramm vertritt die Stabilitätsprobleme unserer Elastizitätstheorie, die ja alle, auch bei Zuziehung der sogenannten „Knickmoduli“, die Geradlinigkeit der Spannungsverteilung schlechtweg voraussetzen, und das rechte Diagramm repräsentiert die Stabilitätsprobleme für elastisch-plastische Werkstoffe, also die des *praktischen Eisenbaues*. Das Wort „Bau“ gewährleistet hierbei die Beschränkung auf Stabschlankheiten, die kleiner sind als etwa  $\frac{L}{i} = 200$ ; denn eine dünne Blattfeder von der Schlankheit „2000“ verläßt naturgemäß auch bei starken Verbiegungen nicht den HOOKEschen Bereich und gehört damit praktisch dem *linken* Graphikon zu, wiewohl sie aus „Stahl“ ist.

Beachten Sie, verehrte Herren, den *grundverschiedenen Verlauf* der Kurvenscharen in beiden Diagrammen, berücksichtigen Sie hierbei, daß die Scheitelausbiegungen links *vierzigmal* größer aufgetragen wurden als rechts, und Sie werden die Verwirrung erassen, die bei Stabilitätsuntersuchungen eine nicht *ausreichend scharfe Trennung* nach dem Formänderungsgesetz zur Folge haben muß. Beide Diagramme stimmen nur in einem *einzigen* Punkte überein, das ist der kritische Schlankheitswert im Falle *zentrischer* Knickung; hier handelt es sich um den Grenzfall einer unendlich kleinen Verformung, der auch im unelastischen Bereich eine geradlinige Spannungsverteilung im Sinne des KÁRMÁnschen Knickspannungsbildes zuläßt. Wenn ich nun noch vorgehend darauf verweise, daß die Maxima des Kurvenverlaufes, wie Sie solche im rechten Graphikon bei allen „ $m > 0$ “-Kurven finden, kritische Gleichgewichtszustände bedeuten, so können wir den Schluß wagen, daß alle Stabilitätsuntersuchungen unserer Elastizitätstheorie (vertreten durch das linke Bild) dem *Eisenbau* (vertreten durch das rechte Bild) nicht mehr geben können als *einen Teil* seiner kritischen *Belastungswerte*, während eine Gruppe *gänzlich neuer*, baupraktisch bedeutungsvoller kritischer Zustände, wie hier die des *zentrischen* Druckes (und damit wahrscheinlich auch neue kritische Laststellungen z. B. bei eisernen Bogenträgern), und auch das Verhalten in *qualitativer* Hinsicht dem *Formänderungsgesetz des Baustahls* entspringt. Ich habe es mir zum Ziele meiner Ausführungen gesetzt, diese Tatsache besonders zu unterstreichen und dürfte damit auch ausreichend betont haben, daß der Eisenbau ungeachtet der Fülle vorhandener Literatur noch immer der Lösung vieler seiner Gleichgewichtsprobleme harret.

Ich will nun noch zusammenfassend vom Standpunkt des so bedeutungsvollen Formänderungsgesetzes die Stabilitätsverhältnisse achsial gedrückter, gerader Stäbe

an Hand der beiden Diagramme kurz skizzieren und möchte vorher noch bemerken, daß der Kurvenverlauf in seinem Wesen der gleiche bleibt, auch wenn Sie sich (gerade umgekehrt, als es hier der Fall ist) die *Stabschlantheit* unveränderlich gegeben denken und dafür die *Achsiallasten* dieses betrachteten Stabes als Variable auf der Ordinatenachse auftragen.

Das linke Graphikon gilt, wie wir schon festgestellt haben, für einen ursprünglich geraden Stab aus einem Werkstoff, der nach Voraussetzung unbeschränkt dem Hooke'schen Gesetze folgt und ausreichend bruchsicher ist. Die drei eingetragenen Kurven, die sich auf einen Lastangriff im Schwerpunkt, in der zweifachen und in der 8,5fachen Kernweite beziehen, sind nach der *genauen* Theorie berechnet, die auf den exakten analytischen Ausdruck für die Achsenkrümmung Rücksicht nimmt. Würde man, wie es bei der elementaren Herleitung der Eulerwerte gerechtfertigt ist, nur die Näherungsbeziehung: „Krümmung gleich der zweiten Ableitung der Ausbiegung“ in Rechnung stellen, so würden die gestrichelt eingetragenen Linien resultieren; bei zentrischem Kraftangriff wäre dann die Gleichgewichtsschlantheit unter der Wirkung der Eulerlast fälschlicherweise *unabhängig* von der Ausbiegung, und bei exzentrischen Angriffen würde man unter dieser Eulerlast ungeachtet der endlichen Stablänge eine *unendlich große* Scheitelausbiegung „ $y_0$ “ erhalten. Dieses fälschliche Unendlichwerden der Stabausbiegung wird nicht selten als Kriterium eines „Stabilitätswechsels“ angesehen und führt dann zu dem immer wiederkehrenden Irrtum, daß ein gerader, exzentrisch gedrückter, unbeschränkt „elastischer“ Stab unter der Eulerlast der Knickung unterliegt; wie Sie dem Graphikon entnehmen, besteht auch unter dem Eulerwert und auch unbeschränkt darüber hinaus *immer nur ein einziger*, ganz bestimmter, endlich großer Wert für die Scheitelausbiegung. Bei *zentrischem* Kraftangriff „ $m = 0$ “ schneidet eine horizontale Gerade „ $\frac{L}{i}$ “ konstant, jedoch kleiner als 147,6“ einzig die Ordinatenachse, so daß ausschließlich die biegeungsfreie Gleichgewichtsform möglich ist. Wird „ $\frac{L}{i}$ “ größer als 147,6, so gibt es, wenn von der Erzwingung höherer Knickformen abgesehen wird, zwei Schnittpunkte dieser Horizontalen mit der gesamten Diagrammkurve, so daß neben der gestreckten noch eine *ausgebogene* Gleichgewichtslage besteht. Das Gleichgewichtsproblem ist somit (entgegen den Verhältnissen im rechten Diagramm) unterhalb der kritischen Belastung grundsätzlich *eindeutig* und oberhalb grundsätzlich *mehrdeutig*; im ersten Fall ist der Zustand stabil, da ein positiver Arbeitsaufwand für jede unendlich kleine Ausbiegung erforderlich ist, und zwar können wir ihn „*unbeschränkt stabil*“ nennen, da in wachsendem Maße auch zu jeder *endlich* großen gewaltsamen Scheitelausbiegung „ $y_0$ “ nach dem Graphikon eine *größere* Gleichgewichtsschlantheit gehört, als der Stab tatsächlich besitzt. Mit derselben Überlegung ergibt sich ferner, daß oberhalb des kritischen Zustandes die gestreckte Form labil und die ausgebogene stabil ist. Besitzt der untersuchte Stab die Euler-schlantheit „147,6“, die der zugrunde gelegten Druckspannung von 1000 kg/qcm zugehört, so wird unsere Schnittgerade zur *Tangente* und innerhalb der beiden unendlich nahe benachbarten Gleichgewichtsformen besteht ein Indifferentismus.

Gehen wir nunmehr zum *rechten* Diagramm, also zur Gleichgewichtsprüfung bei „elastisch-plastischem“ Materialverhalten über und betrachten wir wieder vorerst den Fall eines *exzentrischen* Kraftangriffes, etwa in der doppelten Kernweite; eine horizontale Gerade „ $\frac{L}{i}$ “ konstant, jedoch kleiner als 65“ schneidet die Kurve „ $m = 2$ “ in *zwei* Punkten, so daß *zwei* Gleichgewichtsformen existieren, deren verschieden große Scheitelausbiegungen  $(y_0)_I$  und  $(y_0)_{II}$  jeweils dem Diagramm zu entnehmen sind. Die erste, weniger ausgebogene Form ist gemäß dem Arbeits-

erfordernis für unendlich kleine Störungen stabil, die zweite, stärker ausgebogene, labil. Wir wollen nun wieder *endlich große* störende Ausbiegungen, und zwar Ausbiegungsvergrößerungen, in Rücksicht ziehen und das Ergebnis dieser *baupraktisch* erweiterten Gleichgewichtsprüfung hier durch ein „Anführungszeichen“ kennzeichnen; endlich große Ausbiegungs*verkleinerungen*, wie sie beim exzentrischen Druck denkbar wären, wollen wir außer acht lassen, da der dargestellte Kurvenverlauf wegen des Entlastungsgesetzes hiefür nicht allgemein gilt, und weiters müssen wir aus dem gleichen Grunde darauf verzichten, daß gestörte „stabile“ Formen *genau* in die störungsfreie Lage zurückfedern. In diesem Sinne ist dann die weniger ausgebogene Gleichgewichtsform bezüglich einer Vergrößerung der Ausbiegung als „beschränkt stabil“ zu bezeichnen, da der Stab seine ursprüngliche Form nicht mehr anstrebt, wenn die störende Ausbiegung den Wert  $(y_0)_{II}$  (es handelt sich hierbei, wie man dem Graphikon entnehmen kann, nur um Bruchteile der Querschnittshöhe) erreicht. Das Verhalten der ersten Form ist somit bei Baustahlstäben an einen kritischen Wert transversaler Störung, an ein „Stabilitätsmaß“, wie wir es nennen wollen, gebunden; als derartiges „Stabilitätsmaß“ vermag die Ausbiegungsvergrößerung  $(y_0)_{II} - (y_0)_I$ , die nicht überschritten werden darf, oder auch die Arbeitsmenge zu dienen, die zu dieser störenden Verbiegung aufgewendet werden muß und für deren Verlauf der Flächeninhalt des Kurvensegmentes oberhalb der horizontalen Schnittgeraden angenähert ein Bild zu liefern vermag. Die zweite, stärker ausgebogene Gleichgewichtsform ist bezüglich einer Vergrößerung der Ausbiegung im gleichen Sinne „unbeschränkt labil“, da zu jedem „ $y_0 > (y_0)_{II}$ “ immer *kleinere* Gleichgewichtsschlankheiten gehören als tatsächlich vorhanden sind, so daß der vorhandene Stab in immer höherem Maße zu schlaff erscheint und seine Ausbiegung *immer rascher* zunehmen muß, bis er biegezugseitig bricht oder eine äußere Stützung findet. Wir können diesen Zustand ständig wachsender Unterlegenheit des inneren Widerstandes gegenüber dem äußeren Angriff etwa mit „Erschlaffung“ bezeichnen. Da sich das erwähnte „Stabilitätsmaß“ unmittelbar auf den Beginn dieses Erschlaffungszustandes bezieht, erhält es seine besondere Bedeutung und stellt *allgemein* einen wichtigen Faktor im baupraktischen Begriff der „Knicksicherheit“ eines gedrückten Baustahlstabes vor, um so mehr als die kritischen Ausbiegungsvergrößerungen, wie Sie dem Diagramm entnehmen können, relativ kleine Werte (etwa von der Größe des Trägheitshalbmessers) sind und durch unberücksichtigte Einflüsse (Schwingungen, Nebenspannungen u. a.) zum Teil zur Ausbildung gelangen können.

Wird die Schlankheit des betrachteten Stabes *größer* gewählt, so liegt die horizontale Schnittgerade höher; die beiden Gleichgewichtslagen, die stabile und die labile rücken dann näher aneinander und das sie trennende Stabilitätsmaß wird kleiner. Den *größtmöglichen* Schlankheitsgrad, der überhaupt noch ein Gleichgewicht zuläßt, liefert die horizontale *Tangente* an die Diagrammkurve; hier sind beide Gleichgewichtsformen unendlich nahe benachbart und das sie trennende Stabilitätsmaß ist Null, so daß ein Indifferentismus gegen unendlich kleine Verformung und Einleitung der „Erschlaffung“ besteht. Dieser Zustand wird mit Beziehung auf die äußere Erscheinung „*Knickzustand*“ des exzentrisch gedrückten Baustahlstabes, die erhaltene Schlankheit die „*Knickschlankheit*“ und die zugrundeliegende mittlere Druckspannung von 1000 kg/qcm die „*Knickspannung*“ genannt. Bedeutungsvoll erscheint hierbei, daß im Rahmen unseres Beispiels, also bei 1000 kg/qcm mittlerer Druckspannung, in den Fällen „ $m < 1$ “ dieser Knickzustand schon bei Scheitelausbiegungen von weniger als der 0,4fachen Querschnittshöhe erreicht wird, denn zu derartig kleinen Ausbiegungen der Gleichgewichtslage gehören Spannungsbilder, bei denen die größte auftretende *Randpressung* noch nicht die *Quetschgrenze* erreicht. Man ersieht daraus, daß durch eine exakt nachgewiesene

Unterschreitung der Quetschgrenze im Stabe nicht auch im gleichen Maße diese *Knickgefahr* gebannt sein braucht. Ist die vorhandene Stabschlankheit größer als der kritische Wert, so existiert *überhaupt kein* Gleichgewicht zwischen dem äußeren Angriff und dem inneren Widerstand; der Stab biegt sich unter der Belastung vorerst immer weniger und dann, nach Überschreitung des Kurvenmaximums, immer stärker beschleunigt durch, bis er bricht oder eine äußere Stützung findet (Schleifenformen berücksichtigen wir nicht).

Für den Fall eines rein *zentrischen* Angriffes „ $m = 0$ “ bestehen ganz analoge Verhältnisse. Unterhalb des kritischen Zustandes gibt es grundsätzlich *mehrere* Gleichgewichtsformen, eine gestreckte und (mindestens) eine ausgebogene mit einer Scheitelausbiegung „ $(y_0)_{II}$ “. Die gestreckte Form ist im dargelegten erweiterten Sinne „beschränkt stabil“ mit dem Stabilitätsmaß „ $(y_0)_{II}$ “ (bzw. der erforderlichen Störungsarbeit) und die ausgebogene Gleichgewichtsform ist bezüglich einer Vergrößerung der Ausbiegung wieder „unbeschränkt labil“ und führt auf den Zustand ständiger Unterlegenheit des inneren Widerstandes, auf den „Erschlaffungszustand“. Die allgemeine Bedeutung des „Stabilitätsmaßes“ für die Knicksicherheit eiserner Bauwerkstäbe wurde schon unterstrichen; als Beispiel eines gefährlich erscheinenden Verstoßes gegen diesen Begriff sei etwa die Verwendung systemgedrückter Fachwerkständer als Halbrahmenstiele offener Brücken erwähnt. Oberhalb des kritischen Zustandes existiert hier einzig die labile, gestreckte Lage; einen *ausgebogenen* Gleichgewichtszustand gibt es nicht. Der kritische Zustand begrenzt also schlechtweg die Tragfähigkeit und wird durch die EULER-KÁRMÁN-Formel *einwandfrei*<sup>1</sup> erfaßt.

Bei Ausbiegungen innerhalb der vertikalen Geraden „ $H$ “ wird im Stab der HOOKEsche Bereich, also die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten, würden somit die Verhältnisse des *linken* Diagrammes Geltung besitzen. Wie man aber aus dem Diagramm ersieht, ist dieser Bereich hier auf Scheitelausbiegungen unterhalb der 0,14fachen Querschnittshöhe, d. i. weniger als ein Dreihundertstel der Stablänge beschränkt, so daß der im linken Graphikon ersichtliche Kurvenanstieg nicht einmal mit *ein Tausendstel Prozent* zur Geltung kommen würde. Es ist demnach eine Berücksichtigung des *exakten* analytischen Ausdruckes für die Achsenkrümmung bei Baustahlstäben *nicht erforderlich*, da auch bei den größten praktisch vorkommenden Schlankheitsgraden der Einfluß des Formänderungsgesetzes ganz wesentlich überwiegt. Die Übertragung der „ $m = 2$ “-Kurve vom rechten in das linke Diagramm würde die kaum merkbare gestrichelte Linie ergeben.

Im rechten Graphikon ist strich-punktiert auch der Verlauf der kritischen Schlankheitswerte als Funktion des Exzentrizitätsmaßes „ $m$ “ (hiez u der untere Abszissenmaßstab) aufgetragen und läßt den starken Abfall der „Knickschlankheiten“ bei wachsender Angriffsexzentrizität erkennen. Die reziproken Werte des Anlaufwinkels „ $\lambda$ “ dieser Diagrammkurve vermögen im Rahmen des *zentrischen* Knickproblems als Maße der „Empfindlichkeit bezüglich unvermeidlicher Angriffsexzentrizitäten“ zu dienen und nehmen mit wachsender mittlerer Druckspannung stark zu, um dann im „unelastischen“ Bereiche eine auch empirisch auffallende Größe zu erreichen.

<sup>1</sup> Den im Rahmen der Diskussionen von Prof. BROSKO, Warschau, diesbezüglich vorgebrachten Darlegungen (Compt. rend. d. s. de l'Acad. d. sciences, t. 186, p. 1041) kann ich mich nicht anschließen, da auch bei infinitesimalen Ausbiegungen Verformung, Biegespannung und Moment von der gleichen Größenordnung sind und somit der unveränderliche Modul des Entlastungsgesetzes wie auch das Tangentengesetz auf der Biegedruckseite niemals, *auch im Grenzfall nicht*, durch die Dehnungszahl „ $\sigma/\epsilon$ “, der Grundspannung ersetzbar ist.

Bezüglich einer *näherungsweise* Berechnung außermittig gedrückter Baustahlstäbe möchte ich noch bemerken, daß der Nachweis effektiver Randpressungen die gewünschten Sicherheitsgrade in befriedigender Annäherung nicht gewährleistet. Meines Erachtens vermag im praktischen Schlankheitsbereich eine Beziehung von der Form  $(\sigma_K)_{\text{exz}} = \frac{1}{1 + a \cdot \frac{p}{i}} \cdot (\sigma_K)_{\text{zent}}$

die theoretischen und auch die vorhandenen (Züricher) Versuchsergebnisse zutreffend zu umschreiben; sie ist für den praktischen Gebrauch recht geeignet, da die vorhandenen Knickzahlen des zentrischen Angriffes einfach mit dem Beiwert  $\left(1 + a \cdot \frac{p}{i}\right)$  zu multiplizieren sind (hiebei bedeutet „*p*“ den Hebelarm des Angriffes, „*i*“ den Trägheitshalbmesser in Richtung von „*p*“ und für den Beiwert „*a*“ kann bei gewöhnlichem Material etwa  $\frac{3}{2}$  gesetzt werden).

## Diskussion

J. RATZERSDORFER, Breslau:

Ich möchte feststellen, daß man nach den Darlegungen von Herrn E. CHWALLA das Knicken erst neu definieren müßte. Es ist aber aus leicht zu ersehenden Gründen erforderlich, bei einer Definition unabhängig vom Material des Baustoffes zu sein. Und also dabei zu bleiben, daß der *reelle* Verzweigungspunkt des Gleichgewichtes oder der Beginn der Ausbiegung das Knicken vorstellt und nicht ein Verzweigungspunkt, der komplex ist. Eine „exzentrische Knickung“ gibt es dann natürlich nicht.

Dr. E. CHWALLA:

Ich bestehe durchaus nicht darauf, das Verhalten eines Baustahlstabes unter seiner kritischen exzentrischen Last als „Knickung“ zu bezeichnen; dieses Wort wurde von KROHN, ROŠ u. a. gebraucht und sollte vor allem die *äußere Erscheinung* kennzeichnen. Zusätzlich liegt hier, wie ich dargelegt habe, im Gegensatz zu den Verhältnissen beim HOOKESchen Idealmaterial tatsächlich ein (durch das eigenartige Formänderungsgesetz des Baustahls bedingtes) *Stabilitätsproblem* vor und überdies gilt auch das analytische Kriterium der unendlich nahe benachbarten Gleichgewichtsformen und des Indifferentismus innerhalb dieser. Vom Standpunkt des *Mathematikers*, der dem Begriff „Knickung“ im Rahmen der Elastizitätstheorie seine klar umschriebene Definition gab (der Übergang von Biegefreiheit zur Biegung ist, wie die reine Fachwerksknickung zeigt, nicht grundsätzlich erforderlich), ist es sicherlich gerechtfertigt zu verlangen, das Wort „exzentrische Knickung“ hier durch ein anderes zu ersetzen; an der Erscheinung selbst, auf die es ja schließlich ankommt, und an den Stabilitätsverhältnissen, wie ich sie geschildert habe, wird damit natürlich nichts geändert.

Oberinspektor Ing. JULIUS BRUMMER, Resita:

### Neue Methode der Aufstellung hoher Eisenfachwerksäulen und Maste mittels Doppelhebel

Die Aufstellung hoher Eisenfachwerksäulen und Maste, wie sie für Funkstationen, manchmal auch für Seilbahnen und elektrische Hochspannungsleitungen verwendet werden, hat heute, durch die ständig wachsende Anzahl derartiger Anlagen, eine wenn auch bescheidene, immerhin keineswegs zu vernachlässigende

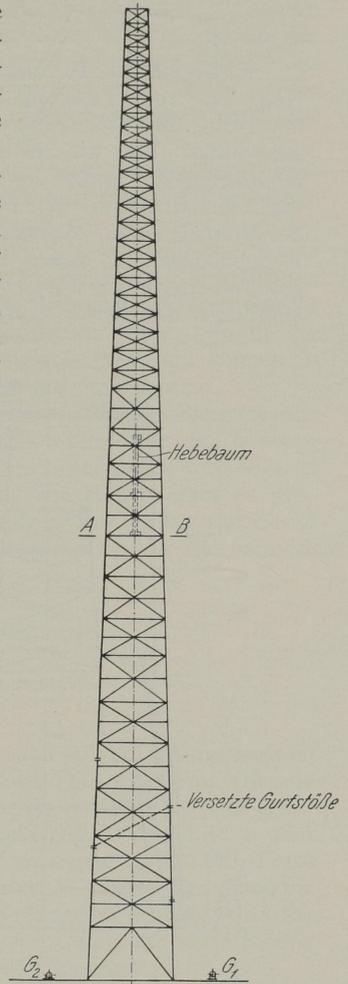
wirtschaftliche Bedeutung erlangt. Eine verbesserte neue Montierungsmethode, die die Kosten und Aufstellzeit der heute üblichen Verfahren verringert, hingegen die Sicherheit der Montierungsmannschaft vergrößert, ist demnach geeignet, ins Gewicht fallende wirtschaftliche und Arbeiterschutzvorteile zu bringen.

In Abb. 1 und 2 ist eine derartige hohe Fachwerksäule dargestellt, welche aus vier Gurten besteht, die in vier Seiten durch Riegel und Schrägstabfüllungen verbunden erscheinen. Die Montierung derartiger Türme beruht auf dem Grundsatz, daß der bereits fertig montierte Teil des Gerüsts als Plattform für die Montierung der unmittelbar folgenden Teile zu dienen hat; es muß daher ein höherer Stützpunkt über dieser Plattform geschaffen werden, von welchem aus die nächstfolgenden Konstruktionsteile in die Höhe gezogen und versetzt werden können. Die bestbekanntesten Montierungsleitungen benutzen zu diesem Zweck einen Hebebaum, der fix oder schwenkbar in die Eisenkonstruktion verankert wird, am oberen Ende mit Rolle armiert, die Führung des Aufzugseiles vermittelt; nach Montierung einer unter dieser Rolle befindlichen Partie muß der Hebebaum weiter in die Höhe befördert werden, um den Aufbau einer neuen Partie zu ermöglichen, und dieses Verfahren wird fortgesetzt, bis die Spitze des Turmes erreicht wird.

Diese heute übliche Montierungsmethode hat sich für Türme bis zirka 40 bis 50 m ganz gut bewährt; ihre Anwendung aber in Höhen bis 150 m ist offenbar nur dem Umstande zuzuschreiben, daß bisher nichts Besseres gefunden wurde; es liegt aber auf der Hand, daß die Handhabung dieses Hebebaumes in den großen Höhen auf immer kleiner werdenden Plattformflächenraum nicht nur ungewöhnlich zeitraubend wird, sondern auch zur Vermeidung von Unfällen eine ausgezeichnet geschulte und eingearbeitete Mannschaft erfordert.

Die Montierungsarbeit spielt sich hierbei fast ausschließlich in den betreffenden Höhenplattformen ab.

Zur Behebung der geschilderten Unzukömmlichkeiten wird das verbesserte Montierungsverfahren vorgeschlagen. Die Anfertigung der Säule in der Werkstätte erfolgt aus dem Gesichtspunkte, daß die Säule aus zwei Wänden  $a$  und  $b$  senkrecht zur Zeichenfläche aus je zwei Gurtungen mit zwischenliegender Füllung besteht, während die Seiten  $c$  und  $d$  parallel zur Zeichenfläche Füllungsstäbe besitzen, welche die Gurte der Wände  $a$  und  $b$  verbinden. Die Wände  $a$  und  $b$  werden in Wandelemente  $W$  (Abb. 3) zerlegt und vollständig vernietet hergestellt, mit Gurtlaschen verbunden, während die Füllungsstäbe  $c$  und  $d$  an sie mit Schrauben angehängt erscheinen. Statt nun wie bisher die Gurtstöße der gegenüberliegenden Wandelemente in gleiches



Schnitt, A-B  
Abb. 1 und 2

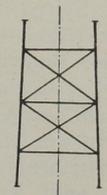


Abb. 3

Niveau zu bringen, werden für das neue Verfahren diese Stöße schräg versetzt hergestellt.

Es beginnt die Montierung des Säulenfußes bis zu einer gewissen Höhe, die der Höhe des zur Verfügung stehenden Hebebaumes entspricht, mit dem Schwenkhebebaum; in Fortsetzung der Montierung werden die Vorteile der versetzten Stöße ausgenutzt. Wie wir aus Abb. 4 ersehen, ist in dem betreffenden Zustande der Montierung die Spitze des Wandelementes  $W_{b1}$  höher als die übrige bereits montierte Konstruktion. Wir haben demnach den höheren Stützpunkt zur Fortsetzung der Montierung zur Verfügung, ohne die mühsame Handhabung des aufzuziehenden Hebebaumes. Von diesem Standpunkt aus soll die Montierung durch Aufziehen des gegenüberliegenden Wandelementes  $W_{a1}$  fortgesetzt werden und da zeigt es sich allerdings, daß dieser Stützpunkt viel zu weit von der Lotrechten durch das zu

hebende Wandelement  $W_{a1}$ . Es ist demnach eine Übersetzung des Stützpunktes über  $W_{a1}$  nötig, und dies besorgt der gleicharmige

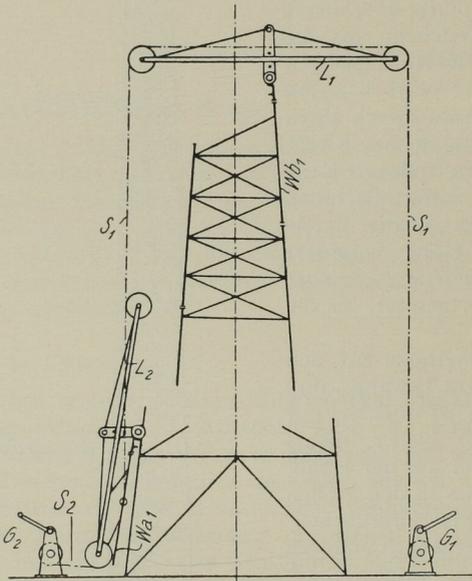


Abb. 4

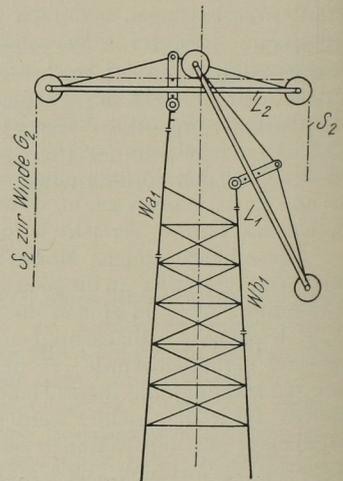


Abb. 5

Doppelhebel  $L_1$ , der mittels einer die Wandgurte überbrückenden Traverse  $T$  in der Mitte drehbar gelagert ist, an den Hebelenden aber mit Seilrollen armiert ist, die das Hubseil von der am Boden befindlichen, von Hand oder maschinell angetriebenen Bauwinde zur Lotrechten über  $W_{a1}$  führen. Dieses Hubseil endet in einem Haken, welcher in der Mitte des am Säulenfuß vorbereiteten, vollständig ausgerüsteten Wandelementes  $W_{a1}$  eingreift, das an der Spitze mit aufmontiertem Doppelhebel  $L_2$  versehen ist, welcher mit Hebel  $L_1$  identisch ist. Der Hebel  $L_2$  führt das Hubseil  $S_2$ , dessen Ende auf die Trommel der Bauwinde  $G_2$  aufgewickelt ist und sich beim Aufziehen des Wandelementes  $W_{a1}$  abwickelt — an dessen oberen Ende der Haken sitzt.

Nachdem das Wandelement  $W_{a1}$  aufgezogen und in seine richtige Montierungslage gebracht worden ist, besorgen ein oder zwei Arbeiter auf der aus Brettern gebildeten Plattform das Verschrauben der Gurtlaschen sowie der Füllungsstäbe. Wie Abb. 5 zeigt, ist nunmehr die obere Spitze des Wandelementes  $W_{a1}$  höher gelegen und man kann die Montierung fortsetzen, indem das am Säulenfuß vorbe-

reitet Wandelement  $W_{b2}$  mittels des Hebels  $L_2$  in die Höhe gezogen wird. Zu diesem Behufe muß das Hakenende des Seiles  $S_2$  heruntergelassen werden; der an der Spitze des Wandelementes  $W_{b1}$  befindliche Hebel  $L_1$  wird bei dieser Gelegenheit abmontiert und vom Haken des Seiles  $L_2$  gefaßt heruntergelassen, sowie an die Spitze des Wandelementes  $W_{b2}$  aufmontiert, wenn nicht vorgezogen wird, zur Ersparung von Zeit einen dritten Hebel  $L_3$  einzuführen.

Das beschriebene Montierungsverfahren wird nun abwechslungsweise fortgesetzt, indem immer von der höheren Spitze des zuletzt montierten Wandelementes das Wandelement der entgegengesetzten Wand aufgezogen und in seiner Lage befestigt wird. Die Handhabung der Doppelhebel wird durch deren statische Eigenschaft erleichtert, indem sie sich stets senkrecht zu der Resultierenden der Seilzüge an den Hebelenden einstellen, also durch Änderung der Seilrichtung durch den an der Arbeitsplattform befindlichen Arbeiter leicht regulierbar sind. Sowohl die Hebel als auch die nachstellbar hergestellten Verbindungslagertraversen können in Anbetracht der verhältnismäßig geringen Lasten leicht gehalten werden.

Aus der Beschreibung des neuen Verfahrens ist zu ersehen, daß der überwiegende Teil der Montierungsarbeit am Boden durchgeführt wird, während in den höheren Plattformen ein oder zwei Arbeiter hauptsächlich Verschraubungen auszuführen haben. Die zeitraubende und gefährliche Handhabung des Hebebaumes ist ausgeschaltet, wodurch ein stark beschleunigter und billiger Montierungsfortschritt gewährleistet erscheint. Die Kosten der Montierungswerkzeuge, die für mehrere Türme verwendet werden können, sind gering.

Prof. G. G. KRIVOCHÉINE, Prague:

## La théorie exacte des ponts suspendus à trois travées

### Chapitre I.

I. *Introduction.* Le plus grand pont suspendu de tout l'univers fut construit en 1926 aux États-Unis de l'Amérique du Nord sur la Delaware entre les deux villes de Philadelphie et de Camden. M. RALPH MODJESKI, l'auteur du projet de ce pont gigantesque, et son collaborateur M. LÉON MOISSEIFF ont adopté pour le calcul de ce pont une théorie qui est exposée dans l'œuvre connue du professeur J. MELAN<sup>1</sup>. Cette théorie, nommée par M. L. MOISSEIFF « Deflection Theory »<sup>2</sup>, donne une économie du métal pour la poutre de rigidité de 42 % avec une réduction des moments fléchissants maxima de 38 %. Ce résultat frappant nous a forcé d'étudier cette théorie pour expliquer la possibilité d'obtenir une économie aussi anormale.

M. le professor H. MÜLLER-Breslau<sup>3</sup>, M. F. BLEICH<sup>4</sup> et M. le professeur W. SCHACHENMEIER<sup>5</sup> donnent des indications qui contredisent la possibilité d'atteindre une économie considérable. Ainsi M. H. MÜLLER-Breslau croit, que les moments fléchissants de la poutre de rigidité pour le pont suspendu à une travée unique peuvent être de 10 à 14 % moindres que pourrait donner la méthode ordinaire d'après la théorie d'élasticité; M. F. BLEICH précise cette différence aussi pour un pont à une travée entre 6 et 11 %; M. W. SCHACHENMEIER fait valoir cette différence jusqu'à 12 %.

<sup>1</sup> Handbuch der Ing.-Wissenschaften, Brückenbau, II. Band, 5. Abt.

<sup>2</sup> a) Journal of the Franklin Institute, October 1925, N. 4.

b) The bridge over the Delaware River, Final report, 1<sup>st</sup> June 1927.

<sup>3</sup> H. MÜLLER-Breslau, Graphische Statik, Bd. II, 2.

<sup>4</sup> F. BLEICH, Theorie und Berechnung der Eisernen Brücken, 1924, Berlin, JULIUS SPRINGER, P. 457.

<sup>5</sup> Die Bautechnik, le 17 décembre 1926.

La théorie exacte des ponts suspendus à *trois travées* n'est décrite ni par M. MÜLLER-Breslau, ni par M. BLEICH. Elle n'est exposée que dans l'œuvre de M. le professeur J. MELAN et dans le rapport final sur le pont de la Delaware (par M. L. MOISSEIFF); pour former les équations fondamentales M. L. MOISSEIFF a accepté comme règle de sa théorie, que la chaîne déformée prend sa forme parabolique *quelle que soit la surcharge*<sup>1</sup>. Tandis que la différence entre les ordonnées de la chaîne déformée et de la parabole atteint dans le pont sur la Delaware jusqu'à 11 %.

Comme nous ne pouvons pas accepter cette supposition, assez arbitraire, nous préférons choisir une autre méthode de composition des équations fondamentales, indiquées par M. MÜLLER-Breslau, mais nous devons les transformer de telle manière qu'elles puissent prendre la forme extérieure donnée par M. F. BLEICH pour le pont suspendu à une travée unique.

Le problème de composition des équations fondamentales dans le cas du pont sur la Delaware est plus compliqué parce que les pylônes de ce pont sont encastrés à leurs extrémités, et par conséquence les tensions horizontales dans les chaînes

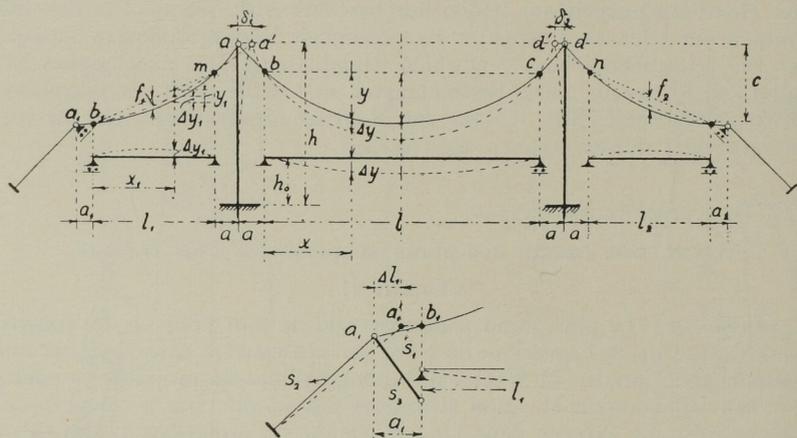


Fig. 1

des travées latérales ne doivent pas être égales à la tension horizontale de la chaîne dans la travée centrale. Ces conditions exigent la composition de trois équations fondamentales avec trois inconnues.

Malgré la différence entre deux méthodes les résultats de nos recherches coïncident presque avec ceux du calcul admis par M. LÉON MOISSEIFF pour le projet du pont sur la Delaware.

Pour expliquer cette théorie exacte nous avons composé trois équations fondamentales et calculé les valeurs des moments fléchissants seulement pour quelques cas principaux de la surcharge du pont sur la Delaware:

1. quand la surcharge est uniformément répartie sur toute la longueur de la travée centrale avec l'effet d'accroissement positif de la température,

2. quand la surcharge est répartie sur une moitié de la travée centrale avec l'effet d'accroissement positif de la température, et

3. quand la surcharge est répartie sur toute la longueur d'une travée latérale avec l'effet d'accroissement positif de la température.

<sup>1</sup> L'équation (30), p. 99, Final report.

Il faut noter que les règles de superposition et la méthode des lignes d'influence ne sont pas applicables à nos recherches.

2. *Règles de la théorie exacte.* Nous envisageons un pont suspendu à trois travées qui est composé, Fig. 1, d'un câble, attaché par les tiges de suspension à trois poutres rigides, posées par leurs extrémités sur des appuis simples et soumises à une surcharge quelconque uniformément répartie.

Les câbles, la fibre moyenne des poutres de rigidité et les pylônes encastres à leurs bases sont marqués par les lignes continues avant la déformation et en pointillé après la déformation.

Les tiges de suspension, dans un pont suspendu, travaillent toujours à une faible tension et leurs allongements sont négligeables. Il en résulte que partout où règnent les tiges, l'abaissement positif ou négatif  $\Delta y$  d'un point de la fibre moyenne de la poutre est égale à celui du point correspondant du câble.

Un pont suspendu à trois travées avec les pylônes encastres dans les piles est triplement statiquement indéterminé. Ses valeurs inconnues sont les tensions horizontales du câble dans les trois travées:  $H$ ,  $H_1$  et  $H_2$ .

La différence des tensions horizontales  $\Delta H_1 = H - H_1$  ou  $\Delta H_2 = H - H_2$ , appliquées aux sommets des pylônes, nous permettra de déterminer les valeurs des composantes horizontales des déplacements pour les sommets des pylônes  $\delta_1$  et  $\delta_2$ ; les déplacements  $\Delta l_1$  et  $\Delta l_2$  des bouts des câbles  $a_1$  pour les travées latérales, Fig. 1, peuvent être déterminés selon les déformations des câbles en retenue comme la fonction de la tension horizontale  $H_1$  pour la travée latérale gauche et de  $H_2$  pour la travée droite. Si la surcharge est symétrique  $H_1$  sera égal à  $H_2$ ,  $\Delta H_1 = \Delta H_2$ ,  $\delta_1 = \delta_2$  et  $\Delta l_1 = \Delta l_2$ .

Pour déterminer les inconnues  $H$ ,  $H_1$  et  $H_2$  nous pouvons citer les équations d'élasticité suivantes:

1. la somme des projections horizontales des déplacements des éléments du câble pour la travée centrale est égale à  $[-(\delta_1 + \delta_2)]$ ; la partie gauche de l'équation contient l'inconnue  $H_1$ , mais  $\delta_1$  et  $\delta_2$  peuvent être écrites comme une fonction de  $\Delta H_1 = (H - H_1)$  et respectivement  $\Delta H_2 = (H - H_2)$ ;

2. la somme des projections horizontales des déplacements des éléments du câble pour chaque travée latérale est égale à  $[\delta_1 - \Delta l_1]$  et  $[\delta_2 - \Delta l_2]$ ; les parties gauches de ces équations contiennent l'inconnue  $H_1$  ou  $H_2$ , mais  $\Delta l_1$  peut être écrite comme une fonction de  $H_1$  et  $\Delta l_2$  — comme une fonction de  $H_2$ . De plus, les équations des déformations pour chaque pylône, soumis à la force  $\Delta H_1 = H - H_1$  ou  $\Delta H_2 = H - H_2$ , nous donneront les déplacements des sommets  $\delta_1$  et  $\delta_2$ .

Nous n'essayerons pas de résoudre ces trois équations ensemble parce qu'elles prennent la forme transcendante, mais nous voulons indiquer que nous avons employé ici une méthode de détermination des inconnues à l'aide de l'interpolation d'espace.

3. *La travée centrale.* Supposons que le câble avant sa suspension est pris effectivement un peu plus court que cela n'est exigé par le projet, pour que le câble, après le montage du pont, supportant la charge permanente (le poids du pont) puisse prendre la forme que le projet exige, c'est-à-dire, celle avec les flèches  $f$ ,  $f_1$  et  $f_2$ .

Désignons la tension horizontale du câble par  $H_g^0 = \frac{gl^2}{8f} = \frac{g_1 l_1^2}{8f_1} = \frac{g_2 l_2^2}{8f_2}$  — due à la surcharge permanente après le montage du pont, c'est-à-dire, avant la déformation du câble due à la surcharge et aux effets de température,

$H_g$  — due à la charge permanente après la déformation qui est produite par l'action de la surcharge et de l'effet de température; dans ce cas la forme du câble ne peut pas être parabolique,

$\Delta H_g = H_g^0 - H_g$  — la différence, qui est produite par cette circonstance que la tension du câble due à l'action de la charge permanente change après la déformation

due à l'action de la surcharge et d'un changement de température, parce que la flèche du câble change sa valeur,

$H_p$  — due à la surcharge,

$H_t$  — due à l'action d'un changement de température,

$H_q = H_g + H_p + H_t$  — la tension totale du câble.

Nous pouvons écrire

$$H_q = H_g^0 - \Delta H_g + H_p + H_t = H_g^0 + H_x,$$

où  $H_x = H_p - \Delta H_g + H_t$  — représente la valeur de la tension horizontale, qui est la tension supplémentaire pour la tension horizontale  $H_g^0$  du câble due à la charge permanente unique avant l'action de la surcharge et de l'effet d'un changement de température.  $H_x$  est la tension inconnue à déterminer. Il faut faire attention que la valeur  $H_x$  dépend non seulement de l'influence de la surcharge et d'un changement de température, mais contient aussi l'influence de la charge permanente due au changement de la forme du câble.

a) *La déformation de la poutre de rigidité.* Si nous voulons prendre en considération la déformation du câble, qui est assez grande dans les ponts suspendus, alors le moment fléchissant est égal à

$$M = M_0 - (H_p - \Delta H_g + H_t) (y + \Delta y) - H_g^0 \Delta y \dots \dots (1)$$

ou

$$M = M_0 - H_q (y + \Delta y) + H_g^0 y \dots \dots \dots (2)$$

où  $\Delta y$  est un changement de l'ordonnée d'un point du câble répondant à l'abscisse  $x$ , ou un abaissement de la poutre dû à l'action de la surcharge et de la température.

L'équation de la ligne élastique de la poutre est

$$E J \frac{d^2 \Delta y}{dx^2} = -M = -M_0 + H_q (y + \Delta y) - H_g^0 y$$

ou

$$\frac{d^2 \Delta y}{dx^2} - \alpha^2 \Delta y + \left( \frac{H_g^0}{EJ} - \alpha^2 \right) y + \frac{M_0}{EJ} = 0,$$

où

$$\alpha = \sqrt{\frac{H_q}{EJ}}.$$

L'intégrale générale de cette équation, quand la chaîne avant la déformation a la forme parabolique, est

$$\Delta y = C_1 \sin h \alpha x + C_2 \cos h \alpha x + \left( \frac{H_g^0}{EJ \alpha^2} - 1 \right) \left( y - \frac{8f}{(\alpha l)^2} \right) + \frac{1}{EJ \alpha^2} \left( M_0 - \frac{p}{\alpha^2} \right) \quad (3)$$

La seconde dérivée de cette expression nous fournit

$$M = -H_q (C_1 \sin h \alpha x + C_2 \cos h \alpha x) - (H_q - H_g^0) \frac{8f}{(\alpha l)^2} + \frac{p}{\alpha^2} \dots \dots (4)$$

et enfin, la troisième dérivée  $\frac{d^3 \Delta y}{dx^3}$  ou la première  $\frac{dM}{dx}$  donnera la valeur de l'effort tranchant:

$$Q = -(\alpha l) \frac{H_q}{l} (C_1 \cos h \alpha x + C_2 \sin h \alpha x) \dots \dots \dots (5)$$

où  $p$  — est la surcharge continue.

b) *Détermination de la tension horizontale totale du câble.* Quand nous avons déterminé la ligne élastique de la poutre de rigidité, nous avons suivi la

méthode commune qui est exposée par MM. J. MELAN, H. MÜLLER-Breslau, L. MOISSEIFF et F. BLEICH, mais nous avons préféré de choisir une forme extérieure des formules que donne M. F. BLEICH. Même dans le cas où nous voulons déterminer la tension horizontale totale du câble  $H_q$  nous devons refuser d'adopter les méthodes de MM. MOISSEIFF et F. BLEICH, parce que celles-ci ne sont pas libres de certaines thèses mathématiques, qui ne sont pas très exactes.

*Remarque.* Ainsi, quand M. L. MOISSEIFF<sup>1</sup> détermine la tension horizontale du câble, il écrit l'expression du travail des tensions dans les tiges de suspension d'après la formule:

$$A_a = q \int \Delta y \, dx,$$

où  $q$ —est la tension des tiges de suspension

$$q = \frac{8f}{l^2} \left( H_g^0 + \frac{1}{2} H_p \right),$$

c'est-à-dire, il prend le câble déformé pour la *parabole ordinaire*. Et voilà une circonstance qui nous oblige d'être fort réservé pour approuver cette thèse. Cette supposition est, peut-être, admissible pour la méthode approximative, mais nous ne pouvons pas l'admettre pour la méthode exacte, parce que la fibre moyenne de la poutre courbée n'est pas une parabole et par conséquent, le câble déformé diffère assez considérablement de la parabole, surtout, si la poutre subit la surcharge non symétrique, qui produit des fléchissements aussi bien positifs que négatifs. Ensuite nous donnerons un exemple du pont sur la Delaware, qui nous montrera que les tensions de tiges de suspension peuvent avoir une différence entre elles jusqu'à 5%, si la surcharge couvre toute la longueur de la travée centrale, et jusqu'à 11%, si celle-ci ne couvre que la moitié de cette travée. Sans doute, nous n'avons pas le droit d'admettre que les tensions des tiges de suspensions soient égales pour toute la longueur de la travée.

Pour corriger l'expression du travail des tensions dans les tiges de suspension, composée par M. L. MOISSEIFF,<sup>2</sup> il faudrait écrire cette expression sous cette forme:

$$A_a = \int q \Delta y \, dx,$$

$$q = - \left( H_g^0 + \frac{H_p}{2} \right) \frac{d^2 \left( y + \frac{\Delta y}{2} \right)}{dx^2},$$

où le coefficient  $\frac{1}{2}$  est introduit avant le terme  $\Delta y$ , parce que nous devons supposer quelque position du câble moyenne intermédiaire. D'où nous avons

$$A_a = \left( H_g^0 + \frac{H_p}{2} \right) \frac{8f}{l^2} \int \Delta y \, dx - \frac{1}{2} \left( H_g^0 + \frac{H_p}{2} \right) \int \Delta y \frac{d^2 \Delta y}{dx^2} \, dx.$$

Ainsi le travail des tensions dans les tiges de suspension d'après M. L. MOISSEIFF est exagéré par le second terme de la dernière expression.

M. F. BLEICH dans son investigation, où il détermine la tension horizontale du câble d'un pont à une travée unique, fait deux simplifications. Premièrement, il suppose qu'un angle de rotation d'un élément du câble est égal à

$$\Delta \varphi = \frac{d \Delta y}{ds} \cos \varphi \quad (p. 460),$$

tandis que cet angle doit être égal à

$$\Delta \varphi = \frac{d \Delta y}{ds} \cos \varphi - \frac{d \Delta x}{ds} \sin \varphi.$$

Nous préférons ne pas négliger l'influence de ce terme.

<sup>1</sup> The Bridge over the Delaware River. Final report (p. 99, formules 29 et 30).

<sup>2</sup> M. J. MELAN admet aussi  $A_a = q \int \Delta y \, dx$  au lieu de  $A_a = \int q \Delta y \, dx$ .

Dans la seconde simplification M. F. BLEICH prend la valeur approximative  $tg \varphi (1 - tg^2 \varphi)$  au lieu de l'expression  $\cos \varphi \sin \varphi = \frac{tg \varphi}{1 + tg^2 \varphi}$  et remplace  $(1 - tg^2 \varphi)$  par la valeur moyenne

$$\mu = \frac{1}{l} \int_{x=0}^{x=l} (1 - tg^2 \varphi) dx.$$

Nous préférons de nous passer de ces simplifications.

Dans notre recherche nous voulons admettre la méthode exposée par M. H. MÜLLER-Breslau.

Nous avons pour un élément du câble

$$d(\Delta x) = d(\Delta s) \frac{ds}{dx} - d(\Delta y) \frac{dy}{dx}.$$

L'allongement d'un élément du câble est

$$d(\Delta s) = \frac{S_x ds}{E_k F_k} \pm \epsilon t ds.$$

Le déplacement horizontal réciproque des sommets des pylônes est égal à

$$-(\delta_1 + \delta_2) = \int_{x=0}^{x=l} d(\Delta s) \frac{ds}{dx} + 2 \frac{H_x a}{E_k F_k \cos^3 \varphi_0} \pm 2 \epsilon t \frac{a}{\cos^2 \varphi_0} - \int_{x=0}^{x=l} d(\Delta y) \frac{dy}{dx}.$$

Enfin, l'équation fondamentale nécessaire pour la détermination de la tension horizontale du câble prend la forme

$$\frac{H_x L}{E_k F_k} \pm \epsilon t L_t - \frac{8f}{l^2} \int_{x=0}^{x=l} \Delta y dx + (\delta_1 + \delta_2) = 0 \dots \dots \dots (I)$$

où  $L = L_0 + 2 \frac{a}{\cos^3 \varphi_0}$ ,  $L_t = L_{0t} \pm 2 \epsilon t \frac{a}{\cos^2 \varphi_0}$ ; l'intégrale dans cette expression (I) doit être déterminée toutes les fois séparément en dépendance de la surcharge donnée.

4. *La travée latérale.* Les lettres de la même valeur dans les travées latérales sont marquées par indices (1) pour la travée gauche et (2) pour celle de droite.

$$\Delta y_1 = C_1' \sin h a_1 x_1 + C_2' \cos h a_1 x_1 + \left( \frac{H_g^0}{E J_1 a_1^2} - 1 \right) \left( y_1 - \frac{8 f_1}{(a_1 l_1)^2} \right) + \frac{1}{E J_1 a_1^2} \left( M_0' - \frac{p_1}{a_1^2} \right) \quad (6)$$

$$M_1 = H_q' (C_1' \sin h a_1 x_1 + C_2' \cos h a_1 x_1) - (H_q' - H_g^0) \frac{8 f_1}{(a_1 l_1)^2} + \frac{p_1}{a_1^2} \quad (7)$$

$$Q_1 = -(a_1 l_1) \frac{H_q'}{l_1} (C_1 \cos h a_1 x_1 + C_2' \sin h a_1 x_1) \quad (8)$$

Si la surcharge est absente sur la travée latérale, il y aura  $p_1 = 0$  et  $M_0' = 0$ . Le déplacement horizontal réciproque des deux points du câble de la travée latérale  $a_1$  et  $a$  est  $(\delta_1 - \Delta l_1)$ .

$$L_0 = \int_0^l \frac{dx}{\cos^3 \varphi} = l \left\{ \left( \frac{5}{8} + 4 \frac{f^2}{l^2} \right) \sqrt{1 + 16 \frac{f^2}{l^2}} + \frac{3}{64} \frac{l}{f} \lg \text{nat} \frac{\sqrt{1 + 16 \frac{f^2}{l^2}} + 4 \frac{f}{l}}{\sqrt{1 + 16 \frac{f^2}{l^2}} - 4 \frac{f}{l}} \right\}$$

$$L_{0t} = \int_0^l \frac{dx}{\cos^2 \varphi} = l \left( 1 + \frac{16 f^2}{3 l^2} \right).$$

Analogiquement nous pouvons écrire à la fois l'équation fondamentale pour la travée latérale gauche<sup>1</sup>:

$$\frac{H_x' L_1}{E_k F_k} \pm \varepsilon t L_{1t} - \frac{8 f_1}{l_1^2} \int_{x_1=0}^{x_1=l_1} \Delta y_1 dx_1 - \delta_1 + \Delta l_1 = 0 \quad \dots \dots \dots \text{(II)}$$

Nous pouvons écrire la même équation (II) pour la travée latérale droite, mais il faut seulement y remplacer les indices (1) par ceux (2).

5. Détermination de  $\Delta l_1$ . Cette valeur peut être facilement déterminée en fonction de la tension horizontale  $H_x'$  du câble de la travée latérale, par exemple à l'aide du principe des déplacements virtuels:

$$\bar{1} . \Delta l_1 = (\Sigma \bar{S} . \Delta s) \cos \alpha_1 \quad \dots \dots \dots \text{(9)}$$

Exemple. Nous trouvons pour le pont sur la Delaware:

$$\Delta l_1 = \frac{5584}{10^{12}} H_x' \pm 121,92 \varepsilon t \text{ (pieds anglais)} \quad \dots \dots \dots \text{(10)}$$

6. Détermination de la déformation du sommet du pylône  $\delta$ . Le déplacement horizontal du sommet du pylône  $\delta$  peut être déterminé, par exemple, à l'aide de la règle des déplacements virtuels:

$$\bar{1} . \delta = \int_0^h \bar{M} \frac{M}{EJ} dx + \int_0^h \bar{N} \frac{N}{EF} dx \pm \varepsilon t \bar{N} s \quad \dots \dots \dots \text{(II)}$$

Exemple. Nous trouvons pour le pont sur la Delaware:

$$\delta = \frac{4682}{10^9} \Delta H_x + \frac{126}{10^9} (A - B_1),$$

où  $A$  et  $B_1$  sont les réactions des appuis de la poutre de rigidité.

### Chapitre II.

*Surcharge couvrant toute la longueur de la travée centrale avec effet d'accroissement positif de la température.*

7. Formules fondamentales. Les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$  peuvent être déterminées à condition que les déformations  $\Delta y = 0$  pour les appuis  $x = 0$  et  $x = l$ , où il y a aussi  $y = 0$ .

$$1 L_1 = \int_0^{l_1} \frac{dx_1}{\cos^3 \varphi} + \frac{a_1}{\cos^3 \varphi_1} + \frac{a}{\cos^3 \varphi_0} \text{ et } \int_0^{l_1} \frac{dx_1}{\cos^3 \varphi} = l_1 \left[ \left( \frac{1}{16} + \frac{c}{64 f_1} \right) (2 m^2 + 3) m + \left( \frac{1}{16} - \frac{c}{64 f_1} \right) (2 n^2 + 3) n + \frac{3}{64} \frac{l_1}{f_1} \lg \text{nat} \frac{n + 4 \frac{f_1}{l_1} - \frac{c}{l_1}}{m - 4 \frac{f_1}{l_1} - \frac{c}{l_1}} \right]$$

où  $m = \sqrt{1 + 16 \frac{f_1^2}{l_1^2} + 8 \frac{f_1}{l_1} \cdot \frac{c}{l_1} + \frac{c^2}{l_1^2}}$ ,

$n = \sqrt{1 + \frac{16 f_1^2}{l_1^2} - 8 \frac{f_1}{l_1} \cdot \frac{c}{l_1} + \frac{c^2}{l_1^2}}$ .

$$L_{1t} = \int_0^{l_1} \frac{dx_1}{\cos^2 \varphi} + \frac{a_1}{\cos^2 \varphi_1} + \frac{a}{\cos^2 \varphi_0} \text{ et } \int_0^{l_1} \frac{dx_1}{\cos^2 \varphi} = \frac{l_1}{3} \left[ \left( \frac{1}{2} + \frac{c}{8 f_1} \right) m^2 + \left( \frac{1}{2} - \frac{c}{8 f_1} \right) n^2 + 2 \right].$$

Nous avons  $M_0 = \frac{p}{2} x (l - x)$ .

On peut alors écrire les formules (3), (4) et (5) dans la forme suivante:

$$\Delta y = \frac{1}{(al)^2} \left( \frac{pl^4 + 8H_g^0 f l^2}{EJ(al)^2} - 8f \right) \left[ \frac{\sin h ax + \sin h a(l-x)}{\sin h al} + \frac{(al)^2}{2} \cdot \frac{x}{l} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) - 1 \right] \quad (I3)$$

$$M = \frac{1}{(al)^2} [pl^2 - 8f(H_g - H_g^0)] \left[ 1 - \frac{\sin h ax + \sin h a(l-x)}{\sin h al} \right] \dots \quad (I4)$$

$$Q = - \frac{1}{(al)} \left[ pl - \frac{8f}{l} (H_g - H_g^0) \right] \left[ \frac{\cos h ax - \cos h a(l-x)}{\sin h al} \right] \dots \quad (I5)$$

Les formules fondamentales prendront la forme suivante:

$$\frac{8f}{l} \left( \frac{pl^4 + 8H_g^0 f l^2}{EJ(al)^2} - 8f \right) \left[ \frac{1}{(al)^2} - \frac{2}{(al)^3} tgh \frac{al}{2} - \frac{1}{12} \right] + (al)^2 \frac{EJL}{E_k F_k l^2} - \frac{H_g^0 L}{E_k F_k} + \varepsilon t L_t + 2 \delta_1 = 0 \dots \dots \dots (I6)$$

$$\frac{8f_1}{l_1} \left( \frac{8H_g^0 f_1 l_1^2}{EJ_1(al_1)^2} - 8f_1 \right) \left[ \frac{1}{(al_1)^2} - \frac{2}{(al_1)^3} tgh \frac{al_1}{2} - \frac{1}{12} \right] + (al_1)^2 \frac{EJ_1 L_1}{E_k F_k l_1^2} - \frac{H_g^0 L_1}{E_k F_k} + \varepsilon t L_{1t} - \delta_1 + \Delta l_1 = 0 \dots \dots \dots (I7)$$

En remplaçant dans cette formule  $\delta_1$  et  $\Delta l_1$  et les exprimant en fonction de  $al$  et  $a_1 l_1$ , nous obtenons deux équations, que nous pouvons résoudre d'abord approximativement par voie d'essais, et puis à l'aide de l'interpolation nous trouvons les valeurs  $(al)$  et  $(a_1 l_1)$  exactes. Les valeurs des tensions horizontales des câbles des travées centrale et latérale seront déterminées à l'aide des formules:

$$H_q = EJ a^2 \text{ et } H_q' = EJ_1 a_1^2.$$

Exemple. Nous avons les données suivantes pour le pont sur la Delaware: a)  $l = 1722'$ ,  $f = 193,70'$ ,  $a = 14'$ ,  $g = 13000 \text{ lb/p}$  — la charge permanente,  $p = 6000 \text{ lb/p}$ , la surcharge,  $s_0 = 15,352'$ ,  $E = 29500000 \times 144 \text{ lb/p}^2$  — le coefficient d'élasticité pour la poutre  $E_k = 27000000 \times 144 \text{ lb/p}^2$  — pour le câble,  $J = 1002 \text{ p}^4$ ,  $F_k = 562 \times \frac{1}{144} \text{ p}^2$ ,  $\varepsilon = 0,0000066$ ,  $t = + 55^0 F$ ,  $L = 1938,39'$ . b)  $l_1 = 702,67'$ ,  $f_1 = 33,68'$ ,  $a_1 = 35'$ ,  $p_1 = 0$ ,  $J_1 = 1,24 J$ ,  $c = 240,6'$ ,  $L_1 = 1056,38$

$$\Delta l_1 = 0,05969 (a_1 l_1)^2 - 0,0947$$

$$2 \delta_1 = 13,4410 (al)^2 - 100, 1002 (a_1 l_1)^2 + 0,5996.$$

La théorie d'élasticité donne les valeurs approximatives  $al = 4,96$  et  $a_1 l_1 = 1,805$ . D'après quelques essais nous pouvons prendre les valeurs plus petites et résoudre le problème finalement à l'aide d'interpolation de surface.

L'interpolation graphique donne  $al = 4,8830$  et  $a_1 l_1 = 1,7819$ .

		D'après la théorie d'élasticité	D'après la théorie exacte	Déduction en %
Tension horizontale du câble ...	$Hq =$	35 325 300 l.	34 226 000 l.	3%
" " " " ...	$H_x = H_p + H_t =$	10 488 300 ,,	9 349 000 ,,	11%
" " " " ...	$\Delta H_x$	359 500 ,,	284 000 ,,	21%
Moment fléchissant .....	$M_{l/2} =$	200 127 000 l. p.	114 820 000 l. p.	43%
" " .....	$M_{l/4} =$	150 095 000 l. p.	94 458 000 l. p.	37%
Déformation (max).....	$\Delta y =$	13,17 p.	8,72 p.	33%

Cette table nous donne les résultats du calcul d'après deux méthodes, qui sont très remarquables, surtout la réduction de la déformation de 33 0/0.

$\frac{x}{l}$	Déformations (en pieds)	Déviations de la parabole (Fig. 2)
0,1	2,50	11 0/0
0,2	4,86	13 0/0
0,3	7,14	3 0/0
0,4	8,32	3 0/0
0,5	8,72	—

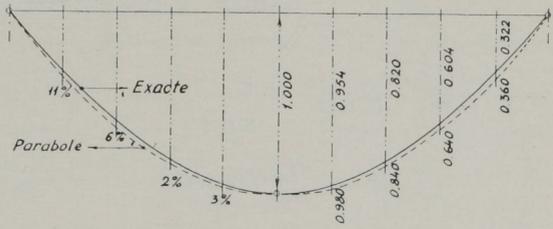


Fig. 2. Déviations du câble déformé de la parabole

Cette table indique que la forme exacte du câble déformé due à la surcharge répartie sur toute la longueur de la travée centrale diffère très considérablement de la parabole ordinaire, Fig. 2.

8. Tensions dans les tiges de suspension. Elles peuvent être déterminées à l'aide de l'équation de la chaîne:

$$q = -H_g \frac{d^2(y + \Delta y)}{dx^2}$$

ou

$$q = + \frac{8f}{l^2} H_g + \left[ p - \frac{8f}{l^2} (H_g - H_g^0) \right] \left[ \frac{1 - \sin h a x + \sin h a (l - x)}{\sin h a l} \right] \quad (18)$$

Cette formule indique que la courbe des tensions dans les tiges de suspension diffère de la parabole par la valeur du deuxième terme.

Exemple. Nous avons pour le pont sur la Delaware:

La théorie d'élasticité donne  $q = 18460 \text{ lb}$ .

Cette table indique que la différence dans les tensions des tiges de suspension est assez considérable.

$m$	$q \text{ (lb)}$	Différence
0	17 886	0
1	18 308	2 0/0
2	18 561	4 0/0
3	18 708	5 0/0
4	18 784	5 0/0
5	18 807	5 0/0

### Chapitre III.

Surcharge couvrant la moitié gauche de la travée centrale avec effet d'accroissement positif de la température.

9. Formules fondamentales. Si la surcharge sur la travée centrale est non symétrique, les deux moitiés du câble auront la forme non symétrique. Quand la surcharge couvre la moitié gauche de la travée centrale, la partie gauche du câble s'abaisse, celle de droite monte.

Moments fléchissants pour la poutre simple de la travée centrale sont:

$$M_0 = \frac{p}{2} x \left( \frac{3}{4} l - x \right) \dots \dots \dots \text{pour } x < \frac{l}{2},$$

$$M_0 = \frac{p}{8} l (l - x) \dots \dots \dots \text{pour } x > \frac{l}{2}.$$

Les constantes d'intégration peuvent être déterminées par les conditions suivantes:

$$y = 0, \Delta y = 0, \Delta y' = 0 \text{ pour } x = 0 \text{ et } x = l,$$

$$\Delta y = \Delta y', \frac{d \Delta y}{dx} = \frac{d \Delta y'}{dx} \text{ pour } x = \frac{l}{2}.$$

Nous pouvons obtenir :

a) pour la moitié gauche :

$$\Delta y = \frac{1}{(al)^2} \left( \frac{8 H_g^0 f l^2}{E J (al)^2} - 8 f \right) \left[ \frac{\sin h a x + \sin h a (l-x)}{\sin h a l} - 1 \right] + \frac{p l^4}{E J (al)^4} \left[ \frac{\sin h a (l-x)}{\sin h a l} + \frac{\sin h a x}{2 \sin h \frac{al}{2}} - 1 \right] + \left( \frac{H_g^0}{E J a^2} - 1 \right) y + \frac{1}{E J a^2} \frac{p}{2} x \left( \frac{3}{4} l - x \right) \quad (19)$$

$$M = \frac{8 f}{(al)^2} (H_q - H_g^0) \left[ \frac{\sin h a x + \sin h a (l-x)}{\sin h a l} - 1 \right] - \frac{p l^2}{(al)^2} \left[ \frac{\sin h a (l-x)}{\sin h a l} + \frac{\sin h a x}{2 \sin h \frac{al}{2}} - 1 \right] \dots \dots \dots (20)$$

$$Q = \frac{1}{(al)} \cdot \frac{8 f}{l} (H_q - H_g^0) \left[ \frac{\cosh a x - \cosh a (l-x)}{\sin h a l} \right] + \frac{p l}{(al)} \left[ \frac{\cosh a (l-x)}{\sin h a l} - \frac{\cosh a x}{2 \sin h \frac{al}{2}} \right] \quad (21)$$

b) pour la moitié droite :

$$\Delta y' = \frac{1}{(al)^2} \left( \frac{8 H_g^0 f l^2}{E J (al)^2} - 8 f \right) \left[ \frac{\sin h a x + \sin h a (l-x)}{\sin h a l} - 1 \right] + \frac{p l^4}{E J (al)^4} \left( 1 - \cos h \frac{al}{2} \right) \frac{\sin h a (l-x)}{\sin h a l} + \left( \frac{H_g^0}{E J a^2} - 1 \right) y + \frac{1}{E J a^2} \frac{p}{8} l (l-x) \quad (22)$$

$$M' = \frac{8 f}{(al)^2} (H_q - H_g^0) \left[ \frac{\sin h a x + \sin h a (l-x)}{\sin h a l} - 1 \right] + \frac{p l^2}{(al)^2} \left( \cos h \frac{al}{2} - 1 \right) \frac{\sin h a (l-x)}{\sin h a l} \dots \dots \dots (23)$$

$$Q' = \frac{1}{(al)} \frac{8 f}{l} (H_q - H_g^0) \left[ \frac{\cosh a x - \cosh a (l-x)}{\sin h a l} \right] - \frac{p l}{(al)} \left( \cos h \frac{al}{2} - 1 \right) \frac{\cosh a (l-x)}{\sin h a l} \quad (24)$$

Pour les travées latérales  $M_0 = 0$  et  $p = 0$ .

Nous pouvons obtenir les équations fondamentales (I) et (II) — (avec l'effet d'accroissement positif de la température)<sup>1</sup> pour la travée centrale :

$$\frac{8 f}{l} \left[ \frac{1}{(al)^2} \left\{ \left[ - \frac{p l^4 + 16 H_g^0 f l^2}{E J (al)^3} + \frac{16 f}{(al)} \right] t g h \frac{al}{2} + \frac{p l^4}{2 E J (al)^2} - 8 f \left( 1 - \frac{H_g^0 l^2}{E J (al)^2} \right) \right\} + \left( 1 - \frac{H_g^0 l^2}{E J (al)^2} \right) \frac{2}{3} f - \frac{1}{24} \frac{p l^4}{E J (al)^2} \right] + \frac{E J L (al)^2}{E_k F_k l^2} - \frac{H_g^0 L}{E_k F_k} + \varepsilon t L_t + (\delta_1 + \delta_2) = 0 \dots \dots \dots (I)$$

pour la travée latérale gauche :

$$\frac{8 f_1}{l_1} \left[ \frac{1}{(a_1 l_1)^2} \left\{ \left[ - \frac{16 H_g^0 f_1 l_1^2}{E J_1 (a_1 l_1)^3} + \frac{16 f_1}{(a_1 l_1)} \right] t g h \frac{a_1 l_1}{2} - 8 f_1 \left( 1 - \frac{H_g^0 l_1^2}{E J (a_1 l_1)^2} \right) \right\} + \left( 1 - \frac{H_g^0 l_1^2}{E J_1 (a_1 l_1)^2} \right) \frac{2}{3} f_1 \right] + \frac{E J_1 L_1 (a_1 l_1)^2}{E_k F_k l_1^2} - \frac{H_g^0 L_1}{E_k F_k} + \varepsilon t L_{1t} - \delta_1 + \Delta l_1 = 0 \dots \dots \dots (II)$$

La même équation sera obtenu pour la travée latérale droite, mais il faut remplacer les indices (1) par les indices (2).

<sup>1</sup> Ces formules diffèrent un peu de celles de M. BLEICH.

En remplaçant ici les valeurs  $\delta_1, \delta_2,$  et  $\Delta l_1, \Delta l_2$  et en exprimant en fonction de  $(al), (a_1 l_1)$  et  $(a_2 l_2)$  nous pouvons obtenir *trois équations transcendantes avec trois inconnues* ( $a\bar{l}$ ),  $(a_1 l_1)$  et  $(a_2 l_2)$ . En les résolvant par essais nous pouvons trouver leurs valeurs exactes à l'aide de l'interpolation d'espace<sup>1</sup>.

*Exemple.* Nous pouvons trouver pour le pont sur la Delaware à l'aide de l'interpolation d'espace

$$al = 4,5120,$$

$$a_1 l_1 = 1,6475,$$

$$a_2 l_2 = 1,6455.$$

Travée		Valeurs d'après la théorie d'élasticité	Valeurs exactes	Différence
<i>I. Tension horizontale (lb.)</i>				
Centrale .....	$H_q =$	30 104 800	29 223 000	3%
Latérale gauche .....	$H_q' =$	29 855 250	29 015 000	
Latérale droite .....	$H_q'' =$		28 944 000	
Centrale .....	$H_x =$		4 346 000	
Latérale gauche .....	$H_x' =$		4 138 000	
Latérale droite .....	$H_x'' =$		4 067 000	
	$\Delta H_1 =$ $\Delta H_2 =$	} $\Delta H = 249 550$	208 000 279 000	
<i>II. Moments (lb. p.)</i>				
Centrale .....	$M_{l/4} =$	} $\begin{cases} + 359 000 000 = \\ = \frac{1}{50} p l^2 \\ + 109 041 000 \\ - 196 215 000 \end{cases}$	$+ 249 548 000 =$ $= \frac{1}{71} p l^2$	31% <sup>2</sup>
Centrale .....	$M_{l/2} =$		$+ 84 160 000$	
Centrale .....	$M_{3/4} =$		$- 112 306 000$	
<i>III. Effort tranchant (lb.)</i>				
Centrale .....	$A = Q_o =$	$+ 1 544 490$	$+ 1 200 000$	22%

	Déformations (pieds)	La tension dans les tiges de suspension (lb./p.)	
	$\Delta y$	$q$	Différence
0		15 271	—
0,10	+ 4,15	16 330	+ 7%
0,20	+ 7,02	16 887	+ 11%
0,25	+ 7,91	16 984	+ 11%
0,30	+ 8,38	16 981	+ 11%
0,40	+ 8,05	16 647	+ 9%
0,50	+ 6,88	15 849	+ 4%
0,60	+ 4,09	14 999	— 2%
0,70	+ 2,05	14 583	— 5%
0,75	+ 1,26	14 498	— 5%
0,80	+ 0,70	14 471	— 5%
0,90	+ 0,19	14 684	— 4%
1,00		15 271	—

<sup>1</sup> Pour adapter la méthode de l'interpolation d'espace il faut choisir 4 points dans l'espace avec les axes des coordonnées  $(al), (a_1 l_1)$  et  $(a_2 l_2)$ . Ces 4 points doivent former un tétraèdre sans angles aigus, Fig. 3a. Nous pouvons faire l'interpolation graphiquement à l'aide de la

Ces tables indiquent que les déformations du câble ont la différence maximum de 5% et que les tensions dans les tiges de suspension diffèrent entre elles de (-5%) jusqu'à (+11%) par rapport à la valeur moyenne.

### Chapitre IV.

*Surcharge couvrant la travée latérale gauche avec effet d'accroissement positif de la température.*

Les formules (16) et (17) sont les mêmes; il faut prendre pour les travées centrale et latérale droite  $\phi = 0$ , parce que la surcharge est absente sur ces travées, et remplacer dans la formule (17) pour la travée droite les indices (1) par les indices (2).

*Exemple.* Nous avons trouvé pour le pont sur la Delaware à l'aide de l'interpolation d'espace:

$$a_1 l = 4,1470,$$

$$a_1 l_1 = 1,5204,$$

$$a_2 l_2 = 1,5176.$$

		Valeurs d'après la théorie d'élasticité	Valeurs exactes	Différence
Tension horizontale (lb.) .....	$H_q' =$	24 839 000	24 711 000	
" " " " .....	$H_x' =$	— 37 961	— 166 000	
Moment (lb. p.) .....	$M_{l_2} =$	+ 371 584 000	+ 302 615 000	19 $\frac{0}{0}$ <sup>3</sup>
Effort tranchant (lb.) .....	$Q_0 =$	+ 2 115 000	+ 1 788 000	16 $\frac{0}{0}$ <sup>3</sup>

### Résumé.

Il résulte de tout ce qui précède que la réduction du moment fléchissant maximum de 38% dans la travée centrale, prévue par l'auteur du calcul du pont sur la Delaware, est confirmée casuellement par notre recherche exacte; nous avons reçu pour la travée latérale une réduction du moment fléchissant de 19% au lieu de 26 $\frac{1}{2}$ % (ce qui était fait par l'auteur du pont sur la Delaware).

Géométrie descriptive, Fig. 3b. Nous prenons 4 points C, E, F, K, qui forment le tétraèdre, Fig. 3a et b, et puis à l'aide de l'interpolation nous trouvons pour trois points de chaque face du tétraèdre les lignes d'interpolation, au travers de chaque paire desquelles nous traçons les

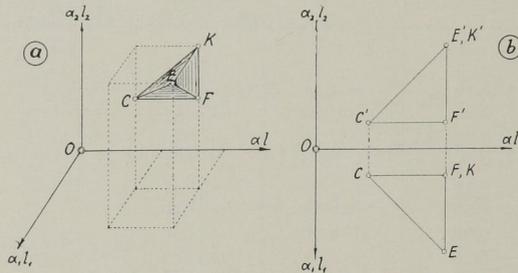


Fig. 3. a) Le tétraèdre. b) La méthode de la Géométrie descriptive

surfaces planes; l'intersection de deux surfaces planes donne une ligne droite, qui croise la troisième surface au point cherché avec les coordonnées cherchées.

<sup>2</sup> M. L. MOISSEIFF donne la valeur approximative + 324 000 000 l. p. et la valeur exacte + 200 500 000 l. p. avec la différence de 38 $\frac{0}{0}$ .

<sup>3</sup> M. L. MOISSEIFF donne  $M = + 272 000 000$  lb. p. avec la différence de 26 $\frac{1}{2}$ %, et  $Q_0 = + 1 682 000$  lb. avec la différence de 20 $\frac{1}{2}$ %.

Mais, ce qui est important pour un pont suspendu, c'est que la théorie exacte donne la déformation maximal du pont moindre (de 33 %); c'est tout à fait clair puisque la déformation d'un pont suspendu dépend principalement de la dilatation du câble. Si l'accroissement de la flèche du câble diminue sa tension, due à la charge permanente, nous avons le droit d'attendre encore une réduction générale de la flèche du câble.

Toutefois, la théorie exacte du pont suspendu à trois travées a une importance très essentielle pour obtenir une économie considérable dans la poutre de rigidité (jusqu'à 42 % de poids, comme disent les calculations des auteurs du pont sur la Delaware) et pour recevoir une réduction de 33 % des déformations du pont. Cette dernière circonstance a une grande signification pour les ponts suspendus, puisqu'elle peut facilement écarter les attaques contre la rigidité insuffisante des ponts suspendus.

Nous pouvons en tirer la conclusion que les susdites considérations ont aussi de l'importance surtout quand il y a concurrence entre les ponts suspendus et les ponts à consoles; une économie obtenue par l'application de la théorie exacte dans les ponts suspendus doit leur donner la préférence.

Prague, le 3 Novembre 1926.

#### Littérature.

Prof. J. MELAN, Handbuch d. Ing.-Wissenschaften. Brückenbau, II. Band, 5. Abt., 1925. — Prof. G. MEHRTENS, Eisenbrückenbau, III. Band, 1923. — Prof. H. MÜLLER-Breslau, Die Graphische Statik, II. Band, 2. Abt., 1925. — G. PIGEAUD, Nouvelles recherches sur le calcul des ponts suspendus et de leurs poutres de rigidité, Le Génie Civil, 2 et 9 juillet 1927. — The theory of the stiffened suspension bridge, Engineering, April 29, 1927. — The stiffening girder with variable moment of inertia, Engineering, January 6, 1928. — Steifigkeit von Hängebrücken, von S. TIMOSHENKO in Pittsburgh, ins Deutsche übertragen von J. MALKIN in Berlin. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Band 8, Februar 1928, Heft 1. — JEAN KARPINSKI, Le calcul des ponts suspendus à poutre de rigidité. Annales des Travaux Publics de Belgique, Juin 1928.

## Diskussion

Prof. GRÜNING, Hannover:

Im Zusammenhang mit den beachtenswerten Ausführungen des Herrn KRIWOSCHEN über die *exakte Berechnung der Hängebrücke* darf wohl das Ergebnis meiner Untersuchung des gleichen Problems mitgeteilt werden.

Ich habe die Bauart „Kette in drei Öffnungen mit durchlaufendem Versteifungsbalken“ nach zwei Verfahren behandelt. Das eine setzt in jeder Öffnung unveränderliches Trägheitsmoment voraus und benutzt Differenzgleichungen, das zweite gilt für den allgemeinen Fall beliebiger Trägheitsmomente. Der Horizontalzug muß durch Approximation, aber mit großer Genauigkeit berechnet werden. Zwei Rechnungsgänge reichen trotzdem immer aus. Die Rechnung zeigt, daß unter sonst gleichen Verhältnissen das Moment im Versteifungsbalken durch das Trägheitsmoment der Mittelöffnung wesentlich beeinflußt wird. Je kleiner das Trägheitsmoment, desto kleiner das Moment im Versteifungsbalken, desto größer die Abweichung von dem gleichen Wert der Elastizitätstheorie. Das für den Querschnitt des Versteifungsbalkens maßgebende Moment in etwa  $\frac{1}{4}$  der Spannweite kann man nicht nur auf 62%, wie im Falle der Delaware-Brücke, sondern auf 50, ja 40% des Wertes der Elastizitätstheorie herabdrücken.

Folgendes Verfahren ist allgemein anwendbar. Man setzt die Höhe  $h$  des Versteifungsträgers

$$h = \frac{2J}{W} = \frac{J}{M} a$$

$\alpha = 2\sigma_{zul} \frac{W_n}{W} = \text{constans}$ . Indem man für einige — etwa drei — beliebig gewählte Werte  $J$  die Momente berechnet, kann man so

$$h = f(J)$$

darstellen. Aus dieser Kurve ist zu jedem Wert  $h$ , den man wählen will, der zugehörige Wert  $J$  und das erforderliche  $W_n$  zu entnehmen. Man erkennt, daß fast beliebig kleine Trägerhöhen möglich und wirtschaftlich ausführbar sind. Man kann die Kurve auch benutzen, um die Höhe des *kleinsten* Querschnittes zu ermitteln. Natürlich nimmt mit abnehmendem  $h$  die Durchbiegung zu. Im allgemeinen wird das größte Maß der Durchbiegung, das man für zulässig hält, für die Wahl von  $h$  maßgebend sein müssen. Die Durchbiegung ist indessen ebenfalls kleiner — unter Umständen beträchtlich — als die Elastizitätstheorie ergibt.

Nachstehend einige Zahlen, die ich für ein Beispiel von den Verhältnissen der Wettbewerbsentwürfe für die Rheinbrücke Köln—Mülheim erhalten habe. In der Mittelöffnung ist  $l = 330$  m,  $f = 36,7$  m, Eigenlast  $g = 18$  t/m, Verkehrslast  $p = 8,0$  t/m für einen Hauptträger. Laststellung von 0 bis  $0,45 l$  und rechte Seitenöffnung voll.

J m <sup>4</sup>	Momente in $\frac{l}{4}$ t · m		$\frac{b}{a}$	Durchbiegung in $\frac{l}{4}$ m		Trägerhöhe m
	a	b		a	b	
1,31	8718	6400	73 <sup>0</sup> / <sub>10</sub>	0,786	0,602	5,92
0,855	8374	5413	65 <sup>0</sup> / <sub>10</sub>	1,170	0,743	4,57
0,584	8162	4528	55 <sup>0</sup> / <sub>10</sub>	1,494	0,883	3,73
0,260	7876	2779	36 <sup>0</sup> / <sub>10</sub>	2,988	1,201	2,71

Die Spalten  $a$  geben Momente und Durchbiegung nach der Elastizitätstheorie,  $b$  nach der exakten Theorie an. Die Trägerhöhe ist für  $\sigma_{zul} = 1,82$  t/cm<sup>2</sup> und  $\frac{W_n}{W} = 0,875$  berechnet. Der kleinste Querschnitt des Versteifungsbalkens liegt noch unter  $h = 3,0$  m.

Bemerkenswert ist noch, daß auch die Beanspruchung des Versteifungsbalkens infolge Nachgebens der Widerlager, in denen die Kette verankert ist, nicht so erheblich ist wie nach Ausweis der Elastizitätstheorie. Auf Grund meiner Rechnungen muß ich der von den Konstrukteuren der Delaware-Brücke im Journal of the Franklin-Institut ausgesprochenen Ansicht zustimmen, daß die Elastizitätstheorie für die Berechnung einer Hängebrücke im allgemeinen unbrauchbar ist.

Professor Dr. Ing. HUGO KULKA, Hannover:

### Angreifende Kräfte im Eisenwasserbau<sup>1</sup>

In den letzten Jahrzehnten hat sich ein Sondergebiet des Eisenbaues, der Eisenwasserbau, zu großer technischer und wirtschaftlicher Bedeutung entwickelt. Die Eigenheiten dieses Gebietes und seine Unterschiede gegenüber dem Brückenbau sind sowohl theoretischer als auch konstruktiver Art und sind wesentlich hervorgerufen durch die Eigenart der angreifenden Kräfte. Ähnlich wie im Brückenbau spielen neben der statischen Belastung auch dynamische Probleme eine Rolle, nur daß hier den dynamischen Erscheinungen häufig die Hauptrolle zukommt.

<sup>1</sup> Vergl. Kulka: „Der Eisenwasserbau I“, Ernst u. Sohn, Berlin 1928.

Das Grundproblem der angreifenden Kräfte im Eisenwasserbau, zugleich aber auch eines der wichtigsten Probleme der praktischen Hydraulik ist die Bestimmung des Druckes des ruhenden und bewegten Wassers auf eine Zylinderwand.

Die statische Aufgabe der Druckbestimmung des ruhenden Wassers gestaltet sich verhältnismäßig einfach und kann letzten Endes als eine rein geometrische Aufgabe behandelt werden. Die Eigenschaft des Wassers, daß an einer Stelle der Druck nach allen Richtungen des Raumes gleich groß ist, bewirkt eine so vollständige Übereinstimmung zwischen Theorie und Erfahrung, wie sie sonst wohl selten in einem technischen Gebiete zutrifft.

Dagegen wird die Druckbestimmung wesentlich verwickelter und gestaltet sich zu einem schwierigen physikalischen Problem, wenn die Flüssigkeit in Bewegung ist. Man kann hier zwischen zwei Sonderfällen unterscheiden. Der erste Fall, der der einfachere ist, behandelt jene Aufgaben, bei welchen die Voraussetzung des Wassers als reibungslose Flüssigkeit durch die Erfahrung bestätigt wird, jedenfalls die Unterschiede

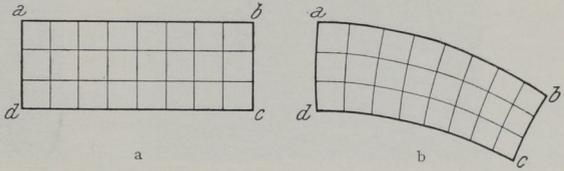


Abb. 1

zwischen Rechnung und Versuch durch die Zähigkeit als Ursache der Reibung nur wenig beeinflußt werden. Der zweite Fall ist von dem Einflusse der Zähigkeit des Wassers so weitgehend beherrscht, daß eine Vernachlässigung der Reibungen zu großen Unterschieden zwischen Theorie und Erfahrung führen würde.

Der erste Fall kommt im Eisenwasserbau, besonders im Wehrbau, sehr häufig vor und ist eigentlich derjenige, den man bei der Formgebung unserer Staukörper anstreben soll. Auch dieser Fall gestaltet sich nach Voraussetzung einer reibungslosen Flüssigkeit und nach Annahme der Eigenschaft der Kontinuität zu einem rein mathematischen Problem. Die Kontinuität ist durch die Eigenschaft des Wassers definiert, daß eine Ansammlung von Masse ebenso wie die Bildung von masselosen Hohlräumen ausgeschlossen sein soll. Die mathematische Formulierung

der Zähigkeit als Ursache der Reibung nur wenig beeinflußt werden. Der zweite Fall ist von dem Einflusse der Zähigkeit des Wassers so weitgehend beherrscht, daß eine Vernachlässigung der Reibungen zu großen Unterschieden zwischen Theorie und Erfahrung führen würde.

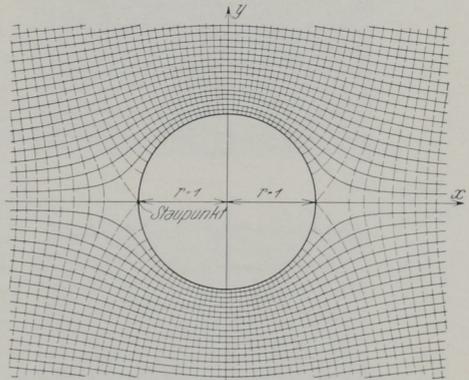


Abb. 2.

dieser grundsätzlichen Voraussetzungen in der Theorie der reibungslosen Flüssigkeiten führt zu dem Anschlusse dieser Theorie an die Theorie der analytischen Funktionen, deren Methoden, insbesondere die der konformen Abbildungen zu einer sehr geschickten theoretischen Behandlung der vorliegenden Probleme führt. Diese Methode läuft im wesentlichen darauf hinaus, das Koordinatensystem für die mathematische Behandlung dem Sonderproblem anzupassen. Stellte z. B. in Abb. 1a  $ab$  und  $cd$  die Seitenwände eines Gerinnes dar, das vom Wasser parallel zu diesen Kanten durchströmt wird, so werden die Bewegungen dieser Flüssigkeit am bequemsten durch Festlegung auf ein Koordinatensystem bezogen, dessen Achsen parallel sind zu den Kanten  $ab$ , bzw.  $cd$ . Bedenkt man, daß infolge der Reibungslosigkeit und Kontinuität die Flüssigkeitsteilchen sich in Bahnen bewegen, deren Richtung durch die zu  $ab$  parallelen Seiten der Quadratchen gegeben sind, während

die Flüssigkeitsmenge, welche in der Zeiteinheit durch die anderen Seiten der Quadratchen fließen, wegen der Kontinuität konstant sein muß, so liegt es nahe, auch bei der Strömung zwischen den Wänden  $a b$ ,  $d c$  in Abb. 1 b von dieser Eigenschaft der wirbellosen und kontinuierlichen Strömung bei Wahl des Koordinatensystems Gebrauch zu machen, wodurch die Koordinatenteilung laut Abb. 1 b folgt. Auch hier entsteht zur Festlegung der Bewegung der Flüssigkeitsteilchen ein Quadratnetz, das jedoch im Durchflusse von  $a d$  nach  $b c$  sich der veränderlichen Geschwindig-

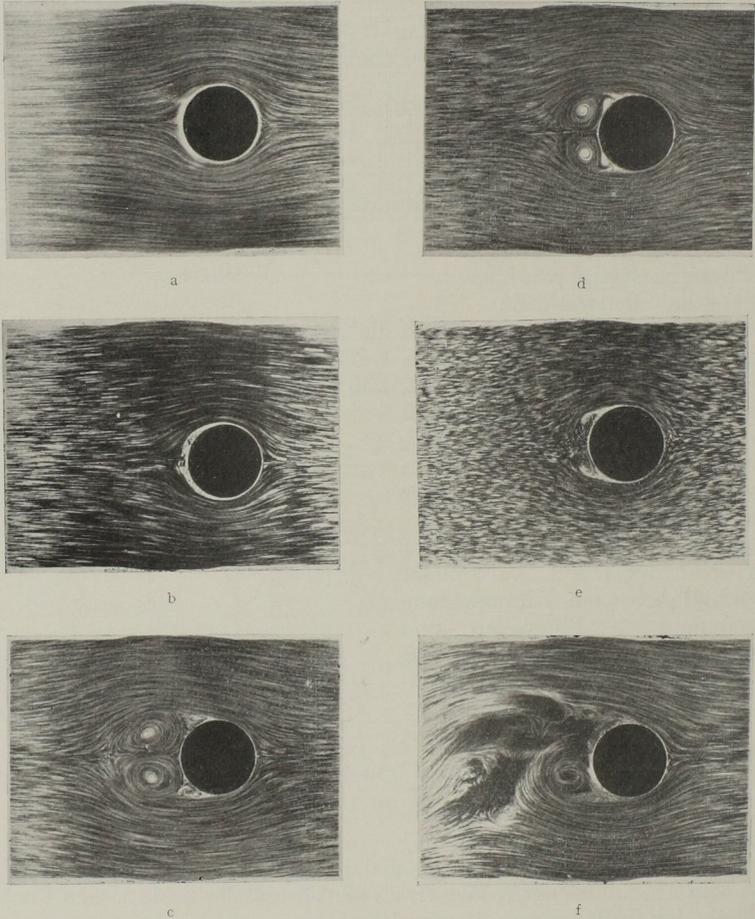
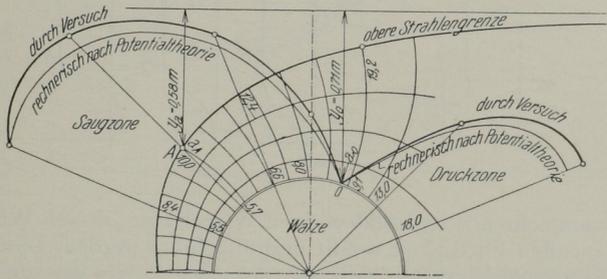


Abb. 3

keit so anpaßt, daß die Größe der Quadratteilchen im umgekehrten Verhältnis steht zu der Größe der Geschwindigkeit. Diese wertvolle Erkenntnis für die Festlegung der Bewegung des Wassers wird umso bedeutungsvoller, als in der Funktionentheorie bewiesen wird, daß bei gegebenen Rändern  $a b$ ,  $d c$  eine eindeutige Teilung in Quadratchen folgt. Die Quadratseitechen in Richtung  $a b$ , bzw.  $d c$  geben die sogenannten Stromlinien, die senkrecht darauf stehenden Trajektorien die Linien gleicher Geschwindigkeitspotentials an. Durch Ausnutzung der Methoden der konformen Abbildungen, deren Endzweck die Teilung einer gegebenen Figur in genügend

kleine solcher Quadrate ist, kann auf rein mathematischem Wege die Aufgabe der Geschwindigkeitsverteilung der reibungslosen Flüssigkeit in einem ebenen Gerinne gelöst werden. Bei Kenntnis der Geschwindigkeit an irgend einer Stelle des Gerinnes folgen die Geschwindigkeiten an einer beliebigen Stelle aus dem umgekehrten Verhältnis der Quadratseiten der Netzteilung an den betreffenden Stellen. Da nun mit  $v = \sqrt{2gh}$  und  $h = \frac{v^2}{2g}$  sich aus der Geschwindigkeit und der Erdbeschleunigung  $g$  die sogenannte Geschwindigkeitshöhe, d. h. die zur Erzeugung von Geschwindigkeit verzehrte Druckhöhe des verfügbaren Flüssigkeitsdruckes  $H$  an der betreffenden Stelle ergibt, so ist der noch vorhandene Druck durch die bekannte Beziehung  $p = H - \frac{v^2}{2g}$  gegeben. Damit wäre die Druckbestimmung für die Zylinderwand gelöst. Abb. 2 zeigt die Netzteilung für den Fall eines in eine Flüssigkeit getauchten Kreiszylinders. Abb. 3a ist eine photographische Wiedergabe eines solchen Strömungsbildes ersichtlich.

Eine ganze Reihe von Strömungserscheinungen, namentlich solche, die im Wehrbau vorkommen, erfüllen die Voraussetzungen der hier angewandten Theorie, die man auch Theorie der Potentialströmungen nennt, in sehr befriedigendem Maße. Dies gilt insbesondere von Überfallsproblemen mit sogenannten freien Oberflächen, d. h. mit Begrenzung des Flüssigkeitsstrahles durch die Luft, wo also Reibungen an Gefäßwänden teilweise ausgeschlossen sind. In Abb. 4 ist eine solche Strömung über einen Zylinder dargestellt. Es ist daraus die obere Strahlengrenze



ohne Zuhilfenahme der Reibung eine Wirbelbildung in einer Flüssigkeit unmöglich ist. Selbst bei außerordentlich kleiner Zähigkeit wirkt die Reibung an der Oberfläche des umströmten Körpers so verzögernd auf die vorbeiströmenden Flüssigkeitsteilchen, daß die Geschwindigkeit an der Körperoberfläche Null wird.

Der Geschwindigkeitsverlauf von der Oberfläche des Körpers zu den Zonen der durch Reibung ungestörten Strömung bei  $B$  ist durch Abb. 5 gekennzeichnet. Die Übergangszone von  $A$  bis  $B$  mit der Stärke  $\delta$  heißt die „Grenzschicht“. Ihre Dicke ist beim sehr wenig zähen Wasser sehr gering. Die Bildung dieser Grenzschicht bildet den Ausgangspunkt für die Erklärung der Strömungserscheinungen der zähen Flüssigkeitsteilchen. Der Geschwindigkeitsabfall von  $B$  nach  $A$  kann auf verschiedene Weise erfolgen. In Abb. 6 sind drei typische Fälle skizziert. Der Pfeil gibt die Strömungsrichtung an. Während im Falle  $a$  und  $b$  die Geschwindigkeit in der Grenzschicht positive Werte zeigt, kehrt sich im Falle  $c$  der Bewegungssinn der Strömung teilweise um, d. h. es strömen Flüssigkeitsteilchen in der Grenzschicht der allgemeinen Bewegungsrichtung entgegen. Diese Flüssigkeitsteilchen

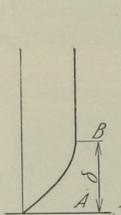


Abb. 5

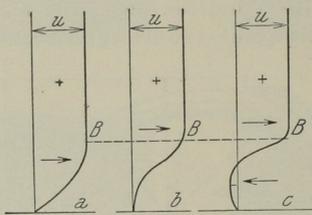


Abb. 6

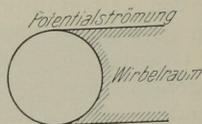


Abb. 7

sammeln sich und bilden einen Wirbelraum, dessen Wirbel ab und zu von der strömenden Flüssigkeit erfaßt und abgeführt werden. Die Ursache dieser geschilderten Rückströmung läßt sich aus der Abb. 2, die den umströmten Zylinder darstellt, leicht erklären. Der in dieser Abbildung dargestellte vollkommen symmetrische Zustand kann selbst bei kleinster Zähigkeit nicht bestehen, da auf dem Wege der Strömung den Flüssigkeitsteilchen etwas Energie durch die Reibung genommen wird. Der geringste Verlust an Energie genügt aber schon, daß die Flüssigkeitsteilchen hinter dem Zylinder nicht mehr an die zur angeströmten Vorderseite symmetrische Stelle des betreffenden Stromfadens, vielmehr zum Stillstande gelangen und dann infolge der Druckverhältnisse sich der Strömung entgegen bewegen.

Wie sich diese Wirbelbildung vollzieht, geht aus den sechs Lichtbildern Abb. 3 a—f hervor, welche bei einem Zylinder bei gleichbleibender Relativgeschwindigkeit zwischen Zylinder und Wasser nacheinander aufgenommen wurden. (Die Bilder wurden mir von Herrn Prof. L. PRANDTL in Göttingen zur Verfügung gestellt.) Durch die Grenzschichttheorie kommt man zu befriedigender Erklärung einer Reihe von Erscheinungen, die durch Integration der vereinfachten STOKESSCHEN Gleichungen nicht erklärbar sind.

Die Schule OSEENS sucht die Lösung auf rein mathematischem Weg, indem die Integration der vollständigen NAVIER-STOKESSCHEN Differentialgleichungen zunächst bei endlicher Zähigkeit versucht wird unter der auch in der PRANDTL'SCHEN Theorie gemachten Annahme, daß die Geschwindigkeit an der Körperoberfläche durch die Zähigkeit einen konstanten Wert (in der Grenzschichttheorie = Null) annimmt. Durch nachträglichen Grenzübergang zu unendlich kleiner Zähigkeit erhält OSEEN Resultate, die zwar der Theorie der idealen Flüssigkeiten (Potentialtheorie) widersprechen, aber mit der Wirklichkeit in Einklang stehen. Nach OSEEN beruht der

Fehler der STOKESSchen Annäherung in der unzulässigen Vernachlässigung der Trägheitsglieder gegen die Zähigkeitsglieder. Selbst bei kleinsten Geschwindigkeiten, wo die Bewegung in so hohem Maße, wie überhaupt möglich, von der Reibung beeinflusst sind, wird durch die Trägheit eine Unsymmetrie erzeugt, noch mehr aber dann, wenn die Geschwindigkeiten groß sind.

Das Bild, das sich aus der OSEENSchen Theorie ergibt, ist in Abb. 7 skizziert. An der Vorderseite der eingetauchten Fläche gehorcht die Strömung den Gesetzen der idealen Flüssigkeit hinter der Fläche, also innerhalb des Zylinders, der in der Figur durch Schraffen hervorgehoben ist, wird eine Wirbelbewegung über die wirbellose gelangt.

Mit der Bestimmung der Geschwindigkeiten ist nach Obigem die Frage der Druckbestimmung gelöst.

Wie wichtig im Sonderfalle die richtige dynamische Behandlung des Problems der Druckbestimmung ist, zeigt die Abb. 8, wo der Druck des unter einem Zylinder (Walze) strömenden Wassers gegen den Zylinder dargestellt ist. (Nach Versuchen des Verfassers.) Vor noch nicht zu langer Zeit wurden solche Aufgaben rein statisch betrachtet mit dem in der Abb. 8 eingetragenen Ergebnis (Druckverteilung bei ruhendem Wasser), das selbstredend falsch ist. In der Abbildung sind die Druckverteilungen (gemessen und berechnet) für „Oberwasserstände“ (I und II) eingetragen. Es ist zu ersehen, daß an der Stelle, wo statisch der größte Druck vorhanden wäre, sogar ein negativer Druck, also eine Saugwirkung eintritt (unterster Walzentheil).

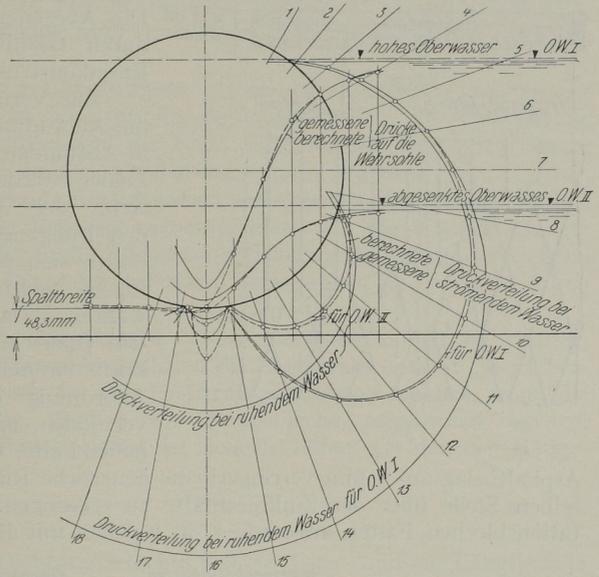


Abb. 8

Stadtbaurat Ing. Dr. RUDOLF SCHUHMAN, Wien:

### Erfahrungen bei der Erhaltung von Straßenbrücken<sup>1</sup>

Nachfolgende Erfahrungen bei der Erhaltung von Straßenbrücken zwecken, die Erhaltungskosten auf das geringste Maß herabzudrücken. Soweit dies im beschränkten Rahmen möglich ist, sollen Einzelheiten von Fahrbahn- und Gehwegkonstruktionen städtischer Straßenbrücken beschrieben werden.

#### 1. Gehwege der Fahr- und Fußgängerbrücken

Da Gehwege der Fahr- und Fußgängerbrücken seltener aus Holzkonstruktion (Bohlen auf Trämen), Holzlatten mit Asphaltbelag, Trägerwellblechen mit Beton

<sup>1</sup> Der vollständige Vortrag ist in der Zeitschrift des Österr.-Ingenieur- und Architekten-Vereins, H. 37/38, Jahrg. 1928, erschienen.



## 2. Fahrbahnen

1. Hölzerne Bruckstreu auf eisernen Längsträgern. Dieselbe ist gewöhnlich zum Schutz gegen Fäulnis mit Teeröl (90 kg für 1 m<sup>3</sup>) getränkt. Über der Bruckstreu wird eine Abdichtungsschicht angeordnet, oder es wird die Bruckstreu kalfatert, d. h. die Fugen werden mit in Bitumen getränkten Hanfstricken ausgestopft. Die Abdichtungsschicht muß mit einer Schutzbetonschicht versehen werden.

2. Zoreisen auf eisernen Längsträgern. Über den Zoreisen, welche auf eisernen Längsträgern lagern, ist Schotter oder Beton angeordnet. Die Verwendung von Zoreisen ist unzweckmäßig, weil die Füße derselben auf ihre ganze Länge anrosten, wenn sich Schäden in der Abdichtungsschicht zeigen.

3. Hängebleche oder hängende Buckelplatten auf eisernen Längsträgern. Diese Konstruktionsart ist für neue Brücken anzupfehlen. Da die Hängebleche im Gefälle liegen, kann bei Schäden in der Abdichtung Sickerwasser sich an den tiefsten Stellen sammeln, fließt dann längs der untersten Erzeugenden ab und wird durch ein Abfallrohr weitergeleitet.

4. Eisenbetonplatten auf Längsträgern. Diese Konstruktionsart ist günstig, weil zufolge des Fortfalles der Eisenkonstruktion die Rostgefahr entfällt. Bei Überführung von Straßenbahngelisen ist eine Ersparnis von Beton möglich, wenn die Eisenbetonplatten schalenartig, ähnlich wie Hängebleche, angeordnet werden. Das Eigengewicht der Eisenbetonplatten ist jedoch höher als das der Hängebleche.

## 3. Abdichtung der Fahrbahn

Die richtig angeordnete Dichtungsschicht soll ein Quer- und ein Längsgefälle von 1,5 bis 2% aufweisen und im Querprofil mehrere Tiefpunkte besitzen, an welchen das Sickerwasser durch Abflußrohre abgeleitet wird (Abb. 2 a und 2 b). Wichtig ist, wenn Geleise überführt werden, daß sich diese Tiefpunkte in der Nähe der Straßenbahnschienen befinden, weil neben den Geleisen das meiste Niederschlagswasser eindringt, welches auf kürzestem Wege abgeführt werden soll. An den Fahrbahnrändern soll die Dichtungsschicht dermaßen unter den Randstein geführt werden, daß zwischen Randstein und Fahrbahn eindringendes Wasser mit Sicherheit längs der Dichtungsschicht fließt und sich nicht außerhalb einen Weg zur Fahrbahnkonstruktion bahnt. Um ein gutes Einbinden der Abflußrohre in die Dichtungsschicht zu ermöglichen, werden Zinkblechtassen mit anschließenden kurzen Zinkblechstutzen zwischen je zwei Lagen der Dichtungsschicht eingeklebt, da sich bei vielen Ausführungen erwiesen hat, daß die Bitumenkitte sehr gut an Zink- oder Kupferblech haften. Über den Zinkblechstutzen werden dann die Abfallrohre aufgeschoben und angeschraubt und können jederzeit ausgewechselt werden.

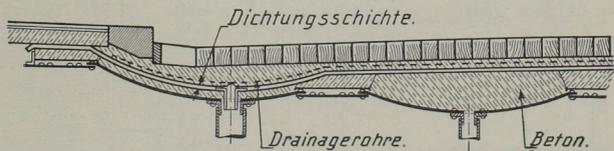


Abb. 3

Eine besondere Abdichtung wurde bei der Friedensbrücke über den Donaukanal in Wien angewendet (Abb. 3). An den Hängeblechen wurden mit Bleiplatteneinlagen Ablaufstutzen dicht angenietet. In die obere Öffnung der Ablaufstutzen reichten mit kleineren Durchmessern konstruierte Zinkblechstutzen. Diese teleskopartige Ineinanderschiebung der Stutzen hat den Zweck, falls die Dichtungsschicht schadhaft wird, das Sickerwasser innerhalb der Hängebleche zum Abflusse

zu bringen, von wo das Wasser durch den Zwischenraum zwischen beiden Stützen in das weitere Rinnensystem gelangt.

Unter den Schienenfüßen ist eine 15 bis 20 cm starke Betonunterlage (Abb. 4) nötig, welche die Dichtungsschicht vor der Zerstörung schützen soll.

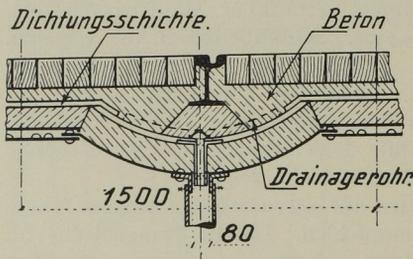


Abb. 4

Als Abdichtungsschicht hat sich Asphalt nicht bewährt, weil er bei Kälte spröde wird und auch die Schwingungen der Brücke schlecht verträgt. Am besten eignen sich ein bis drei Teerpappen-, Ruberoid-, Asphaltfilzlagen, welche zwischen den Lagen und an den Ober- und Unterflächen mit Dichtungsanstrichen versehen sind. Diese Anstriche werden heiß oder kalt aufgebracht.

Die heißen Anstriche bestehen aus Teerpech, Bitumen oder einem Gemisch von beiden oder aus Bitumen allein. Sie haben jedoch die Eigenschaft, daß sie bei Kälte leicht spröde werden und bei Hitze abrinnen. Besser würden sich daher die kalten Anstriche eignen, welche gegen Temperatureinwirkungen unempfindlich sind und auch sonst ihre Elastizität behalten. Sie sind ausländischer und inländischer Herkunft und unter dem Namen Arco, Masticon, Conco, Xerotheron, Everseal, Asbestogum usw. im Handel bekannt.

Im Falle, als der Deckbeton über die Dichtungsschicht die Stärke von 5 cm übersteigt, ist es zweckmäßig, Dränageröhre in den Deckbeton einzubauen. Diese liegen auf der Abdichtungsschicht auf, bestehen aus Halbrohren aus Eternit oder Ton und werden stellenweise mit Portlandzementmörtel auf die Dichtungsschicht befestigt. Besonders wichtig ist, daß das ganze System von Entwässerungsrinnen und Entwässerungskanälen frei zugänglich ist und jederzeit durch Revisionsstege oder Einsteigschächte gereinigt werden kann.

M. CHAUDY, Ingénieur Principal au Chemin de fer du Nord, Paris<sup>1</sup>:

*Observation présentée à la suite de la communication de M. Seckler<sup>1</sup>*

M. CHAUDY fait observer que, pour les tabliers constitués par des poutrelles en acier enrobées de béton, on obtient l'économie la plus grande en armant le béton comprimé au moyen d'une crémaillère de son système comme le montrent les figures ci-après:

Ce frettage a pour but d'empêcher la couche de béton supérieure de se détacher par flambage sous l'action de la compression. Quand il n'existe pas et que, traitant le tablier comme une dalle en béton armé, on fait travailler au maximum les fibres inférieures des poutrelles, on trouve, pour le travail du béton comprimé, un chiffre trop élevé. On est donc conduit à diminuer le travail des poutrelles en employant des profils plus forts, ce qui n'est pas économique. Avec l'armature en crémaillère du béton comprimé, il n'en va pas de même et il devient possible de faire travailler les poutrelles à la traction au taux

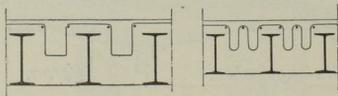


Abb. 1

pratique le plus élevé sans que pour cela le travail du béton comprimé cesse d'être admissible.

M. CAMBOURNAC, Ingénieur en Chef au Chemin de fer du Nord français, a fait effectuer des expériences qui ont montré le bien fondé de l'emploi des crémaillères

<sup>1</sup> Regardez à la page 584.

dans les ouvrages de l'espèce. Il semble, d'après ces expériences, que le calcul des tabliers à poutrelles enrobées de béton peut s'effectuer conformément aux principes admis pour le calcul du béton armé ordinaire en prenant pour valeur du rapport  $m$  des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton:

$m = 9$ , dans le cas où il n'y a pas de crémaillères de frettage;

$m = 14$ , lorsque le béton est fretté.

Prof. H. DUSTIN, Bruxelles:

### Note sur les Charpentes soudées — Calcul des assemblages

*Conclusions des essais faits par l'auteur au Laboratoire de l'Université de Bruxelles 1926/1928*

(Communication présentée par Mr. le Prof. F. CAMPUS de l'Université de Liège)

Cette note constitue l'aboutissement logique et la conclusion de deux autres communications: le mémoire publié en décembre 1926 par la Revue Universelle des Mines, et le Mémoire présenté en septembre 1927 au Congrès International des Matériaux à Amsterdam; le premier avait trait à l'étude de la soudure par arc,

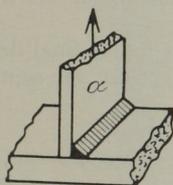


Fig. 1

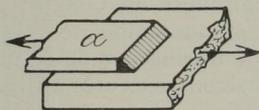


Fig. 2

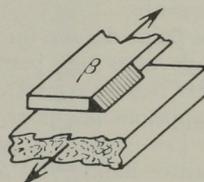


Fig. 3

considérée en tant que matériau; le second relatait les résultats de nos essais sur les assemblages élémentaires.

Quelle que soit la variété des assemblages qui se rencontrent en charpente, tous peuvent se réaliser au moyen de deux éléments seulement:

1<sup>o</sup> des soudures bout à bout;

2<sup>o</sup> des cordons de soudure déposés dans l'angle dièdre formé par les pièces à assembler.

Les soudures bout à bout ont été complètement étudiées en chaudronnerie; nous savons qu'il est aisé de leur donner une résistance égale à celle des pièces assemblées.

Il ne nous reste donc à étudier que les soudures en cordons.

En analysant les situations que peuvent occuper dans un assemblage les cordons élémentaires, on constate que malgré la variété apparente des assemblages, ces éléments ne peuvent occuper que deux positions de sollicitation différentes.

a) la position frontale définie par les fig. 1 et 2;

b) la position latérale définie par la fig. 3.

On peut imaginer une position intermédiaire; il est impossible d'en imaginer d'autres.

La résistance des cordons frontaux et latéraux a fait l'objet d'études dès 1922, notamment par Humphreys aux États-Unis et Hoehn en Suisse.

Les conclusions de ces auteurs, basées sur des essais, en nombre relativement restreint, sont parfois un peu inattendues. Elles demandaient à être vérifiées.

C'est ce que nous nous sommes efforcés de faire en 1926/1927 et cela par deux moyens:

1<sup>o</sup> Par l'étude attentive du mode de sollicitation des cordons — notamment par l'observation d'éprouvettes transparentes en lumière polarisée; de leur déformation et de leur mode de rupture.

2<sup>o</sup> Par des essais systématiques, exécutés en grand nombre — plus des 200 essais — dans des conditions strictement contrôlées.

Ces essais ont mis en évidence les points suivants:

1<sup>o</sup> Une fort bonne régularité.

2<sup>o</sup> La quasi disparition du facteur personnel dans les travaux exécutés d'une manière systématique.

3<sup>o</sup> L'existence pour les cordons de soudure d'un « profil naturel » ou « profil normal » vers lequel tend rapidement l'ouvrier soudeur engagé dans un travail systématique.

4<sup>o</sup> La différence de comportement des cordons frontaux et latéraux vis-à-vis des efforts dynamiques; tandis que les premiers sont statiquement bien plus résistante que les seconds, leur résistance dynamique est faible, car ils rompent sans déformation sensible; les cordons latéraux, au contraire, qui se déforment considérablement avant rupture, ont fait preuve d'une résistance dynamique remarquable.

De plus, ces essais ont permis la détermination du type d'électrode le plus convenable pour réunir les tôles et profilés du commerce; donc pour les travaux de charpente.

Au point de vue du *Calcul des charpentes soudées* qui était le but final de notre étude, ils nous ont permis de formuler au Congrès d'Amsterdam, en septembre 1927, des règles précises et d'une grande simplicité.

Rappelons-les, pour la bonne intelligence de ce qui va suivre:

1<sup>o</sup> Les cordons de soudure seront exécutés au moyen d'électrodes qui, outre les qualités habituelles à exiger d'une bonne électrode, auront les caractéristiques suivantes:

a) le métal déposé sera de l'acier doux ayant une charge de rupture de 38/40 Kgs par mm<sup>2</sup> avec un allongement de 15/20%;

b) le profil « naturel » ou « normal » du cordon déposé sera plan ou légèrement convexe, jamais franchement concave.

2<sup>o</sup> Cela étant, on peut tableur avec sécurité pour les cordons *frontaux* sur une charge de rupture de 2,6 t. par cm<sup>2</sup> de la section de la pièce directement en contact avec la soudure. Pour les aciers doux de construction courants ayant une charge de rupture voisine de 40 Kgs par mm<sup>2</sup>, nous pouvons dire qu'une soudure frontale équivaut en résistance à 65% ou  $\frac{2}{3}$  de la section de pièce directement en contact avec elle.

3<sup>o</sup> Cela étant, on peut tableur avec sécurité, pour les cordons *latéraux* sur une charge de rupture variant de 2 t. à 1,6 t. par cm<sup>2</sup> de la section de la pièce directement en contact avec la soudure suivant l'épaisseur de celle-ci. Pour les aciers doux de construction courants, ayant une charge de rupture voisine de 40 Kgs mm<sup>2</sup>, nous pouvons dire qu'une soudure latérale équivaut à une fraction de résistance variant de 50% à 40% de celle de la section de métal directement en contact avec elle.

4<sup>o</sup> Quand on visera en ordre principal la résistance aux charges statiques, on développera tout d'abord les cordons frontaux qui sont plus avantageux. Quand au contraire on aura en vue la résistance aux actions dynamiques, on donnera la préférence aux cordons latéraux.

Pour l'interprétation du 2<sup>o</sup> voir fig. 2 la « pièce » étant  $\alpha$ ; pour celle du 3<sup>o</sup> voir fig. 3 la pièce étant  $\beta$ ; le cordon de la fig. 1 aura même résistance que celui de la fig. 2 s'il a les mêmes dimensions.

Dans le 3<sup>o</sup> on pourra prendre 50% pour les pièces ne dépassant pas 6 mm. d'épaisseur et descendre à 40% pour 15 mm. ou plus.

On voit par le 1<sup>o</sup> que nous avons assemblé les tôles et profilés du commerce à l'aide d'un métal d'apport très analogue à leur propre métal.

Nos essais nous ont montré qu'au point de vue économique, il était généralement peu intéressant d'adopter une soudure plus résistante, donnant par exemple une charge de rupture de 50 Kgs par mm<sup>2</sup>. Au point de vue de la sécurité, ce supplément de résistance est illusoire. Nous devons tenir compte en effet de ce que les profilés du commerce n'ont qu'une très médiocre résistance vis-à-vis des efforts de cisaillement longitudinaux. Au moment de sa rupture un cordon latéral en soudure à 40 Kgs sollicite le métal adjacent du profilé presque à rupture; une soudure de même résistance totale, mais légèrement plus courte (il suffit de 15%) entraîne régulièrement la rupture par glissement dans le métal du profilé.

L'application des règles précédentes aux charpentes, soulève une question préliminaire: Quand on réunit par des rivets, deux profilés ayant chacun une résistance  $R$ , l'ensemble a seulement une résistance  $R' < R$ .

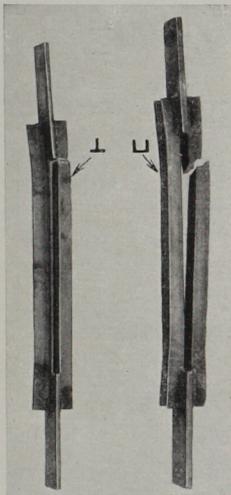


Fig. 4

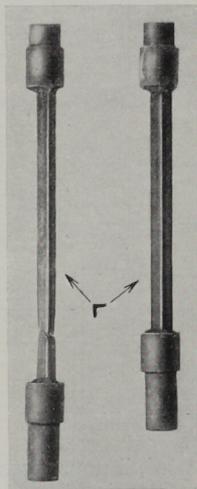


Fig. 5

Le déchet provient de 2 causes: la perte de section due aux trous de rivets — l'excentricité souvent inévitable de l'assemblage.

En soudure, la seconde cause de faiblesse subsiste, tout au moins dans les assemblages par recouvrement ou sur goussets qui sont encore les plus fréquents actuellement; il convient de déterminer expérimentalement ce déchet.

A cet effet, nous avons choisi une série de profilés normaux ( $L$ ,  $T$ ,  $U$ ) et avons procédé comme suit:

Nous avons pris des tronçons de 1 m. environ et les avons réunis par paires en les soudant sur fort gousset pour former des éprouvettes telles que celles de la fig. 4. La symétrie de ces éprouvettes devait écarter les effets de flexion. Les soudures avaient un volume volontairement excessif.

Pour comparer la résistance ainsi obtenue à celle du profilé considéré isolément, nous avons mesuré cette dernière, soit en découpant des bandelettes dans la masse du métal, soit en soudant le profilé en bout sur des cylindres d'acier doux au moyen de cordons frontaux entourant toute la section, assemblage beaucoup plus résistant que le profilé. — Voir fig. 5.

Les résultats de ces essais sont justifiés dans le tableau A. Ils montrent que la résistance des profilés soudés sur goussets est remarquablement bien utilisée. Pour les profilés trapus comme les *U* et les *T* l'effet de l'excentricité est pratiquement négligeable; pour les *L* la perte de résistance est encore inférieure à 10%.

La courbure des profilés rompus montre cependant que les fibres intérieures paraissent travailler plus que les fibres extérieures (fig. 4).

Ceci entraîne comme conséquence pratique que nos assemblages soudés devront être calculés pour une résistance égale à celle de la pleine section des profilés.

Tableau A — Profilés *L*, *T* et   
Charge de rupture en Kg./mm<sup>2</sup>

Profil		2 pièces soudées au gousset	Soudé aux bouts ronds	Bandes décou- pées dans le profilé	
 30/30/4	1	38	40,3	—	Point faible: déformation locale du 
	2	36,4	40,6	—	
 50/50/5,1	1	39	40,9	—	
	2	35,2*)	40,9	—	
 70/70/7,5	1	40	—	42,2	
	2	39,25	—	42,6	
 53/28/6,6	1	38,1	38,4	40	
	2	37,6	37,8	37,9	
 50/50/6,6	1	37,2	37,8	38,1	
	2	37,4	37,8	38,3	
 80-44 normal	1	37,3	—	37,4	
	2	37,3	—	36,8	

Juillet-Août 1927.

Ceci étant posé, il nous restait à vérifier si nos règles de résistance établies pour des assemblages élémentaires, pouvaient s'appliquer sans correction aux profilés utilisés dans les charpentes.

A cet effet nous avons refait les mêmes éprouvettes, mais cette fois nous avons dimensionné les soudures en vue d'une résistance inférieure de 15% à celle des profilés.

Les règles d'assemblage que nous avons énoncées montrent que l'assemblage de profilés sur gousset ayant une résistance de  $100 - 15 = 85\%$  de celle des profilés pourra se faire:

- Par des cordons latéraux d'épaisseur et de longueur appropriées;
- par un cordon frontal combiné avec des cordons latéraux. Il ne pourra pas se faire au moyen d'un cordon frontal seul, car nous ne pouvons donner à celui-ci ni la hauteur ni le développement nécessaires.

Les deux méthodes a) et b) ont été employées.

Les profilés ont été assemblés par paires sur une forte tôle formant gousset comme dans les essais précédents et pour les mêmes raisons.

Avec les profils dissymétriques, comme les cornières nous avons employé des cordons latéraux de sections inégales, mais de même longueur de façon à faire coïncider au mieux le centre de gravité de la section de l'ensemble des soudures avec le centre de gravité de la paire des profilés.

Dans nos assemblages élémentaires, la forme même choisie pour l'éprouvette délimitait automatiquement les dimensions exactes du cordon de soudure. Comment faire avec profilés pour qu'il en soit de même et par conséquent que la résistance des soudures soit exactement calculable?

Déposer du métal en suivant un tracé précis est une opération incommode, c'est un mode de travail qui ne s'emploie pas en pratique. En pratique, l'ouvrier dépose 1,2 ou 3 couches de métal superposées, à l'aide d'une électrode de calibre convenablement choisi en vue de réaliser à peu près le volume total de soudure qu'il juge nécessaire.

En travaillant avec une électrode en fil de 4 mm, nous avons contrôlé que le cordon déposé dans l'angle de deux pièces et formé de 1,2 et 3 couches superposées, produit assez correctement le profil « naturel » ou « normal » des soudures de 5,10 et 15 mm. utilisées dans nos essais précédents.

C'est ce mode opératoire très simple que nous avons adopté.

Les résultats de ces essais sont condensés dans les tableaux B et C; les soudures frontales du tableau C couvrent toute la section de l'aile du profilé en contact avec le gousset.

Tableau B — Profilés L, T et  soudés au gousset

Soudure latérale seule

\*Dimensions des cordons. — Comparaisons entre les valeurs des efforts calculés et observés

Profil	Electrode n° 8		Effort en T			
	Longueur du cordon	Nombre de cordons déposés	Calc.	Obs.		
 30/30/4	1	30 mm.	2+1	15,2	15,3	Point faible dans un té
	2					
 50/50/5,5	1	60	3+1	38,4	38,2	
	2					
 70/70/7,5	1	120	3+1	80	80,5	
	2					
 3/28/6	1	90	1+1	36	30,3	
	2					
 50/50/6	1	130	1+1	50,4	45	
 80/44 normal	1	120	2+2	88	86,3	
	2					
	3					87,5

Août 1927.

Le tableau B montre, pour les assemblages réalisés au moyen de cordons latéraux employés seuls, une concordance remarquable entre la résistance calculée et la résistance observée.

Pour les assemblages du tableau C, réalisés au moyen de cordons frontaux et latéraux combinés, la concordance est beaucoup moins satisfaisante.

Nous trouvons partout une résistance réelle inférieure à la résistance calculée. Mais la différence est très variable: insignifiante pour les U, elle atteint 10% pour les petites L et va à 20% pour les T.

Pourquoi cette différence? Comment la faire disparaître?

La cause de faiblesse est ici double: à côté d'une répartition défavorable des

Tableau C — Profils L, T et  soudés aux goussets  
Soudure frontale et latérale  
Dimension des Cordons. — Les efforts calculés et observés

Profil	Electr. n° 8		Effort en T			
	Soudure frontale. Nombre de cordons déposés	Soudure latérale Longueur et nombre de cordons déposés	Calc.	Obs.		
 30/30/4	1	1	20 2+1	17	17,6	Rupture dans le 
	2				—	
 50/50/5.5	1	1	30 3+1	33,8	31,4	
	2				30,7	
	3				31,7	
	4				31,9	
 70/70/7.5	1	1	60 3+1	65,4	63,5	
	2				63	
 52/28/6	1	1	35 1+1	30,4	24,8	
	2				24,5	
	3				26,1	
	4				25,6	
 50/50/5	1	1	50 1+1	33	26	
	2				25	
 48×4 80×5	1	1	65 2+2	70	67,5	
	2				69	
 50/50/5.5	1	fig. I	55 1+1	41,5	39,5	
	2	fig. II	50 1+1	30	28,6	

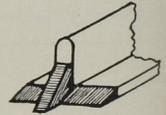


Fig. I

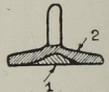


Fig. II

tensions (notamment pour les T), il y a l'union dans un même assemblage d'éléments de liaison aussi dissemblables qu'un cordon frontal et un cordon latéral.

Si nous observons le mode de rupture de ces assemblages, nous constatons que la déchirure s'amorce toujours dans la soudure frontale qui est cependant l'élément le plus résistant de l'ensemble. Pourquoi?

Le cordon frontal, ne peut se déformer sensiblement avant la rupture et dans la période élastique ces déformations sont inappréciables; au contraire, les cordons latéraux ont une grande ductilité, prennent avant la rupture des déformations qui frappent l'observateur le moins attentif et manifestent des allongements élastiques qui peuvent être mis en évidence par les appareils relativement grossiers.

De là, il résulte que, lorsqu'on charge progressivement un assemblage mixte, la sollicitation des cordons, tout d'abord conforme aux calculs, s'en écarte à mesure que leur charge augmente: les cordons frontaux travaillent de plus en plus fort et soulagent d'autant les cordons latéraux.

Le remède pratique consiste évidemment à renforcer les cordons, mais lesquelles faut-il renforcer?

C'est une question d'espèce. Sur les petites cornières on ne trouvera pas le plus souvent la place nécessaire pour accrocher un renforcement frontal et on devra forcément allonger un peu les cordons latéraux. Sur les T et les cornières plus importantes on pourra faire le renforcement frontal représenté au croquis n° 2 du

tableau; enfin, quand on a un peu de place disponible sur le gousset la soudure frontale des  $T$  pourra être renforcée comme il est indiqué au croquis n° 1 du tableau.

On peut adopter encore bien d'autres solutions: celles-ci ne sont indiquées que comme exemple.

Il sera donc toujours possible, par des moyens fort simples de donner très exactement à nos assemblages, quels qu'ils soient, une résistance que nous serons fixés à l'avance.

Si on examine les dimensions des cordons de soudure portés à nos tableaux et si on se rappelle que leur résistance représente environ 85% de celle qui correspond à des sections pleines de profilés on ne pourra manquer d'être frappé par leur petitesse.

Les assemblages égaux en résistance aux profilés eux-mêmes seront à peine plus gros: la soudure conduit à des nœuds de charpente remarquablement réduits et compacts, si on les compare aux nœuds rivés. La tendance actuelle, en charpente soudée est d'ailleurs de supprimer radicalement les goussets et toutes les pièces d'assemblages intermédiaires.

Nous avons maintenant en mains tous les éléments nécessaires pour dessiner et calculer les nœuds de charpentes soudées, soumises à des charges statiques.

Il reste à voir comment ces assemblages vont se comporter vis-à-vis des *charges dynamiques* et des *sollicitations répétées* et quelles retouches il y aura lieu, éventuellement, de leur faire subir.

Enfin, nous aurons à examiner comment se présentent les nœuds soudés au point de vue de *l'encastrement plus ou moins complet des barres comprimées* et des *tensions secondaires*.

Ces 4 points ont déjà été l'objet de pas mal de déclarations aventurées; il se professe couramment à leur sujet quelques jugements « a priori » dictés par le sentiment bien plus que par le raisonnement. Il est nécessaire de les envisager à la lumière d'expériences et de constatations positives.

#### *Résistance aux sollicitations dynamiques*

Il a été dit à plusieurs reprises que, puisque, le métal de soudure se comporte médiocrement à l'essai de Charpy, il est dangereux d'introduire la soudure dans des constructions exposées à des chocs. Un tel raisonnement suppose que l'on puisse établir une certaine relation — qui n'a d'ailleurs jamais été définie — entre l'essai si spécial de Charpy et les densions dynamiques pouvant naître dans un nœud de charpente.<sup>(1)</sup>

Déjà en 1926 (voir R. U. M. de déc. 1926) nos longs essais sur le métal d'apport considéré en lui-même, nous avaient amenés à conclure formellement: « l'essai de Charpy est absolument insuffisant pour décider de la fragilité ou de la non-fragilité des soudures. Il est indispensable de procéder à des essais, se rapprochant autant que possible, des conditions de sollicitation en service. »

En conséquence, nous avons essayées dans un appareil de choc, des éprouvettes toutes semblables à celles employées dans nos essais statiques. (Fig. 6.)

Il nous est apparu tout de suite qu'avec la puissance que nous pourrions correctement développer et mesurer avec les machines de notre laboratoire (Mouton universel Amsler de 200 Kgms), nous ne pouvions rompre que des soudures fort modestes.

Si nous considérons la plus petite éprouvette utilisée dans nos essais statiques, nous voyons qu'elle est formée de deux plats de 50 sur 5 mm. en acier doux réunis aux pièces d'attache par 4 petits cordons latéraux de 5 × 20 mm.

<sup>(1)</sup> Nous devons constater que depuis nos premiers essais de Charpy sur soudures (1925) de grands progrès ont été réalisés.

La rupture par choc d'une telle éprouvette a donné comme travail absorbé dans une série de trois essais:

54,3 — 45 — 49,5 Kgms (moyenne 50).

En faisant varier les longueurs des cordons, nous avons constaté que la puissance nécessaire à la rupture augmentait beaucoup plus vite que cette longueur: c'est ainsi que pour une longueur de 35 mm. seulement, il faut déjà plus de 150 Kgms.

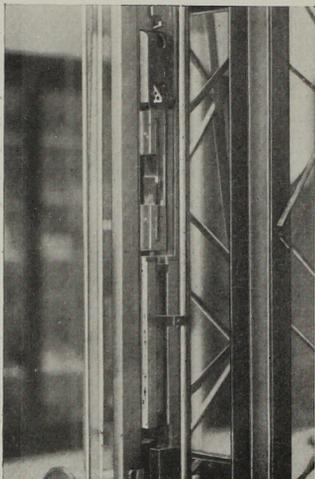


Fig. 6

La résistance vive des cordons latéraux paraît donc augmenter comme le carré de leur longueur.<sup>(1)</sup>

Pour se représenter exactement la valeur de ces chiffres, il faut les comparer à ce que donnent les rivets.

Si nous réunissons nos plats de 50 × 5 mm. par un bon rivet de 12 mm., nous constatons que celui-ci cède régulièrement sous 50 Kgms comme nos petits cordons de 5 × 20 mm. (6 essais).<sup>(2)</sup>

Au point de vue statique, les deux modes d'assemblage étaient aussi à peu près équivalents, ayant donné comme charge de rupture 7,75 t (3 essais) pour la soudure et 8,15 (3 essais) pour le rivet.

On voit combien sont minuscules les soudures *latérales* pouvant remplacer statiquement et dynamiquement un bon rivet.

Au point de vue spécial des charpentes, l'enseignement à tirer de ces essais est le suivant: les soudures latérales, *dynamiquement* équivalentes à un plat en acier doux sont très *courtes*, beaucoup trop courtes pour avoir la même résistance statique que ce plat.<sup>(3)</sup> Inversement, quand un plat est fixé par une soudure ayant même résistance statique que lui (ce que nous nous sommes fixés comme règle dans nos assemblages), la résistance dynamique de l'assemblage est beaucoup plus grande que celle de la pièce assemblée.<sup>(4)</sup>

Passons aux profilés. Il faudrait examiner comme ci-dessus, chaque profil et chaque mode d'assemblage, comme nous avons fait pour le plat; nous ne referons pas ici cet examen.

Nous dirons seulement: comparons les chiffres ci-dessus à ceux du tableau B de tantôt, donnant les dimensions de cordons latéraux ayant seulement 85% de la résistance *statique* des profilés normaux qu'ils assemblent. — Nous voyons immédiatement que de tels cordons doivent avoir une résistance dynamique énorme.

En un mot, d'une manière très générale, pour les soudures de profilés par cordons latéraux, la question de la résistance dynamique ne se pose pas.

Et pour les soudures frontales? Comme elles ne se déforment pas sensiblement

(1) Les plats en acier doux s'étant rompus sous 100 Kgs environ, ces dernières éprouvettes ont été faites en acier demi dur — bien entendu avec la même soudure que les précédentes.

(2) Ici aussi, il a fallu prendre des plats en acier demi dur, car avec l'acier doux les résultats sont faussés par la déchirure partielle des plats.

(3) Les plats utilisés dans ces éprouvettes, ont une charge de rupture d'environ 20 tonnes; les cordons ayant même résistance dynamique (100 Kgms) ont environ 30 mm. de long et une charge de rupture statique de 12 tonnes seulement.

(4) Nous ne tenons pas compte ici du fait que nous avons opéré avec des pièces *très courtes*: le travail de déformation d'une pièce longue, avant rupture réduira considérablement la fatigue du joint.

avant rupture, leur résistance vive est faible-elles ne pourront donc être employées dans les constructions soumises à des chocs que si on peut les dimensionner assez largement pour que les tensions qui s'y développent soient suffisamment réduites — dans la position de la fig. 2 il sera généralement impossible de donner aux cordons frontaux un développement suffisant = mais dans ce cas on est bien placé pour faire des soudures latérales; dans la position de la fig. 1 au contraire, cela fort aisé.<sup>(1)</sup>

*Conclusion:* Il n'y a aucune difficulté à donner à un nœud soudé une résistance dynamique égale ou supérieure à celle des profilés qui s'y rencontrent. — Dans la plupart des cas, les soudures statiquement suffisantes seront dynamiquement excessives.

#### Résistance aux sollicitations répétées

Nos essais de 1926 sur le métal d'apport, jugés par nous insuffisants, avaient toutefois donné des renseignements précieux, ils ont été repris en 1927<sup>(2)</sup> Ils l'ont été avec une technique améliorée et en utilisant des éprouvettes analogues à celles recommandées par le Lloyd. Ils se sont déroulés cette fois avec grande régularité et nous ont permis de conclure:

Tableau D — Essais de fatigue. — 1927

Electrode T employée dans nos essais systématiques

Effort à la fibre extérieure Kg/mm <sup>2</sup>	Nombre de tours avant la rupture	Observation
20	360.000	
Id.	160.800	
Id.	422.000	
18	668.000	
Id.	1,120.000	
Id.	715.000	
16	2,344.600	
16	2,344.600	
Id.	2,312.500	
Id.	8,243.000	
15	∞	6 éprouvettes non cassées après 10,000.000 à 15,000.000 tours

Les soudures, faites au moyen de bonnes électrodes enrobées, ont une limite d'endurance qui n'est pas très élevée mais qui est bien nette.

« Pas très élevée » signifie que les valeurs trouvées sont inférieures de quelque 10% à celles données par les essais américains pour les bons aciers coulés. Voir Bulletin de l'Université d'Illinois.<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> La position 1 devient de plus en plus fréquente à mesure que se développent les assemblages sans pièces intermédiaires, qui sont ceux de l'avenir.

<sup>(2)</sup> Nous avons opéré par flexion rotative et tracé par points la courbe de Wöhler, méthode longue et demandant beaucoup de soins, mais qui a l'avantage de mettre en jeu des efforts exactement connus et mesurables; ce qui n'est pas le cas pour des méthodes plus expéditives.

<sup>(3)</sup> On sait que depuis 1921, aux E. U. se poursuivent sous la Direction techn. de l'Université d'Illinois, des essais d'endurance systématiques, entrepris avec des grands moyens. — Les résultats, très importants de ces essais, ont été publiés dans une série de bulletins qui s'échelonnent depuis 1922.

« Bien nette » signifie qu'il existe une tension alternative qu'il suffit de réduire un peu — disons de 1 Kg. par  $\text{mm}^2$  — pour que les éprouvettes qui rompaient régulièrement atteignent une résistance pratiquement indéfinie.

Donnons à titre d'exemple, le tableau des essais de fatigue auxquels nous avons soumis l'électrode qui nous a servi en 1927 pour nos recherches sur les assemblages (tableau D).

Pour ces soudures qui représentent un type très recommandable pour les travaux de charpente, la limite d'endurance aux efforts alternatifs traction-compression est de 15 Kgs par  $\text{mm}^2$ .

Nous avons par les lois le Wöhler, très exactement confirmées par les essais d'Illinois, que pour des efforts variant de 0 à un maximum cette limite peut être prise de  $15 \text{ Kgs} \times 150\% = 22\frac{1}{2} \text{ Kgs}$  par  $\text{mm}^2$ .

Nous n'avons pas fait d'essais d'endurance au glissement, mais nous savons de façon précise, aussi par les récents essais américains que les limites d'endurance au glissement sont, pour les aciers analogues à nos soudures, égales à la moitié des limites précédentes.

Soit  $7\frac{1}{2} \text{ Kgs}$  par  $\text{mm}^2$  pour des efforts alternés et  $11\frac{1}{4} \text{ Kgs}$  pour des efforts variant entre 0 et un maximum.

Appliquons ces chiffres à l'assemblage des profilés et considérons successivement une soudure frontale et latérale ayant même résistance statique que les pièces soudées, ce qui est la règle d'assemblage que nous nous sommes imposée.

Lorsque la section dangereuse de la soudure frontale sera soumise à des tensions normales de 15 à 22,5 kgs par  $\text{mm}^2$ , nous savons par nos essais sur assemblages élémentaires (I) que le métal voisin du profilé sera soumis à des tensions normales qui seront sensiblement  $\frac{\sqrt{2}}{2}$  fois moins fortes, soit 10,6 ou 15,9 kgs par  $\text{mm}^2$ .

Ce sont là des formes de travail qu'on n'admet pas en général, pour des pièces de charpentes soumises à des efforts fréquemment répétés, du moins avec les aciers courants du commerce.

En ce qui concerne les soudures latérales on verrait par le même raisonnement que leur section dangereuse, sollicitée au glissement vaut suivant leur grosseur — de  $\sqrt{2}$  fois à  $1,25 \sqrt{2}$  fois la section normale du profilé assemblé. Comme les limites d'endurance au glissement sont faibles (moitié des précédents), elles vont cette fois être atteintes pour des taux de travail du profilé toujours inférieurs à 8 kgs par  $\text{mm}^2$ , c'est-à-dire pour des taux qui se rencontreront normalement en pratique.

Les joints latéraux qui résistaient si remarquablement aux charges dynamiques, sont relativement faibles vis-à-vis des charges répétées et bien moins intéressants que les joints frontaux.

Pour assembler des pièces soumises à des efforts répétés, nous devons donc donner la préférence aux soudures frontales.

Sera-t-il toujours possible de leur faire la part assez large pour que l'assemblage, pris dans son ensemble, et calculé statiquement comme plus haut résiste à la fatigue aussi bien que les profilés eux-mêmes? Une réponse de principe est impossible, mais si on compare les charges et dimensions portées aux tableaux B et C contrairement à nos éprouvettes et si on tient compte que les charpentes réelles offrent de bonnes opportunités pour développer des cordons frontaux suivant le type de la figure 2, on doit en arriver à cette conclusion qu'un dessinateur adroit sera rarement embarrassé.

*Conclusion:* Il sera généralement possible de dessiner les assemblages d'une charpente soudée de façon que leur résistance aux efforts répétés soit égale ou supérieure à celle des profilés, sans qu'il soit nécessaire pour cela d'exagérer leur résistance statique.

#### *Encastrement des barres comprimées*

Pour les charpentes rivées, les travaux les plus récents ont montré que<sup>(2)</sup>:

Les barres comprimées, d'élançement normal, doivent être calculées comme si elles avaient leurs extrémités pivotées; le calcul doit se faire en prenant leur longueur réelle et non pas 80% de celle-ci comme il est autorisé par certains règlements.

Ces conclusions doivent-elles être appliquées aux charpentes soudées? D'une part il y a augmentation de la rigidité des nœuds par suppression du jeu aux rivets, d'autre part comme les dits nœuds seront notablement plus petits et plus légers il y aura augmentation des flexions élastiques.

Pour éclaircir la question, nous nous sommes proposés de rechercher *expérimentalement* et en procédant de proche en proche, comment il fallait fixer par soudure l'extrémité d'un profilé pour obtenir avec quelque certitude un degré d'encastrement plus ou moins important.

Nous avons commencé nos essais avec des éprouvettes comme celles de la fig. 7. Les tronçons de profilés de 1 m. étaient pris dans les barres ayant servi à nos essais précédents, de façon à opérer sur des matériaux bien connus; ils étaient fixés aux blocs d'appui par un fort cordon de soudure entourant tout le profilé et ayant un moment d'inertie bien plus grand que celui du profilé; toutes précautions utiles ont été prises pour l'équerrage des abouts, le dressage des plaques d'appui, le bon centrage et un guidage rigide: en bonne logique nous devions avoir réalisé les conditions d'un encastrement parfait. Or, sur une première série de 8 pièces ainsi traitées, 4 ont flambé en S comme des pièces bien encastrees, les 4 autres flambant en C, comme des pièces mal encastrees.

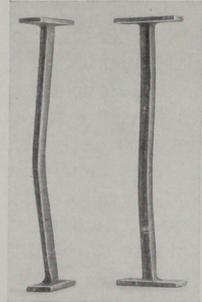


Fig. 7

Pour ces huit pièces, nous avons calculé, par la formule de Tetmayer<sup>(3)</sup>, la « longueur de flambage » c'est-à-dire la longueur que devrait avoir une pièce de même profil mais à extrémités pivotées pour flamber sous la charge observée. Pour les 4 premières nous avons trouvé  $0,25 + 0,01$ , ce qui indique un encastrement parfait et pour les 4 autres des valeurs allant de 0,357 m. à 0,650 m., ce qui est le signe d'un très mauvais encastrement.

Les essais et vérifications que nous avons faits à la suite de cette constatation, en vue de déterminer l'origine du flambage prématuré, nous ont amenés à la conviction que cette origine devait être recherchée *dans le profilé lui-même*.

L'amorce de flambage peut être constituée, soit par une zone faible, soit par une zone surtendue.

Une zone faible, dans profilés du commerce est un défaut, qui d'après notre propre expérience est assez fréquent; une zone de surtension provenant soit du laminage, soit du refroidissement inégal après laminage est aussi un défaut fréquent;

(1) La soudure a alors la même charge de rupture statique que le profilé auquel nous supposons une résistance de 40 Kgs mm<sup>2</sup>.

(2) Nous visons en ordre principal les recherches expérimentales de la « Technische Kommission des Verbandes Schweizer Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken » (1922) et les travaux analytiques du Prof. Ros de Zurich (1926).

(3) Elles sont trop courtes pour être traitées par la formule d'Euler.

enfin, on ne peut écarter a priori la possibilité de surtensions créée par la soudure elle-même et localisée dans son voisinage immédiat.

Les petits profilés, qui sont les plus employés en charpentes soudées, sont nécessairement plus sensibles à ces causes de faiblesse que les gros.

Dans ces conditions, il nous paraîtrait fort imprudent d'appliquer au calcul des charpentes soudées des prescriptions moins rigides que celles recommandées par la Commission suisse de 1922, et nous dirons donc :

*Conclusion* = dans les charpentes soudées, le calcul des pièces comprimées se fera comme il est prescrit pour les charpentes rivées.

#### *Tensions secondaires au voisinage des nœuds*

Cette question est étroitement liée à la précédente; la commission suisse déjà citée étudiant des charpentes rivées, est arrivée à des conclusions précises sur ce point.

Notons parmi ces conclusions :

a) Les goussets et autres pièces d'assemblage sont le siège de déformations élastiques évidentes.

b) Pour des structures correctement dessinées et des barres d'élanement moyen, les tensions secondaires au voisinage des nœuds ne dépassent pas 15 à 20% des tensions de sécurité admissibles.<sup>(1)</sup>

Ces conclusions sont directement applicables aux charpentes soudées.

La déformation élastique du a) remplace l'articulation réelle qui devrait théoriquement exister au nœud; plus les goussets seront petits et légers — et avec la soudure on peut fréquemment les supprimer tout à fait — plus on se rapprochera des conditions du nœud théorique exempt de tensions secondaires. A ce point de vue l'avantage du nœud soudé est évident.

En ce qui concerne le b) nous savons que les tensions secondaires dans les barres sont d'autant moindres que leur élanement relatif est plus grand; à ce point de vue, la soudure procure aussi un léger avantage: les barres tendues, non déformées par les trous de rivet, auront à résistance égale une moindre section et un plus grand élanement; les barres comprimées, dimensionnées en vue du flambage devront conserver le même profil.

Dans une charpente soudée il paraît donc logique d'admettre que les tensions secondaires aux nœuds auront donc des valeurs moindres que dans la charpente rivée de même forme et dimensions; comme déjà, dans les charpentes rivées correctement dessinées, ces tensions n'atteignent que des valeurs faibles, nous pouvons dire :

*Conclusion*: Dans les charpentes soudées, correctement dessinées on pourra, d'une manière générale, négliger les tensions secondaires au voisinage des nœuds.

Une telle conclusion n'a encore qu'une valeur théorique; mais actuellement plusieurs laboratoires ont entrepris l'étude élastique de poutres en treillis soudés de type courant; nous-mêmes avons entrepris celle d'une poutre de type spécial. Dans peu de mois donc nous posséderons sur ce point spécial la documentation expérimentale qui nous manque encore.

#### *Conclusions générales*

De ce que nous venons de dire, il résulte que, par l'emploi de la soudure électrique :

1<sup>o</sup> Il est aisé d'assembler les profilés du commerce entre eux ou sur gousset de façon à utiliser sans déchet la pleine résistance du métal.

2<sup>o</sup> Il est aisé de réaliser des assemblages dont la résistance aux charges statiques est égale à celle des profilés eux-mêmes.

<sup>(1)</sup> Ceci confirme le faible degré d'encastrement des barres au nœuds.

3<sup>o</sup> De tels assemblages auront vis-à-vis des charges dynamiques une résistance considérable<sup>(1)</sup>; vis-à-vis des efforts répétés il sera en général facile résistance égale à celle des profilés eux-mêmes.

4<sup>o</sup> Parmi toutes les charpentes ayant même forme et dimensions et calculées avec un même facteur de sécurité, la charpente soudée établie suivant les recommandations qui précèdent, sera celle où la résistance du métal sera utilisée le plus complètement possible — ce sera donc la plus économique possible.

Pour finir, montrons quelques exemples tout récents de constructions exécutées conformément aux principes exposés.

#### 1<sup>o</sup> — Charpentes légères

a) Nouveaux halls de la Centrale Electricque de Langerbrugge (Belgique). Cette centrale ultra-moderne a été décrite dans la plupart des revues techniques. C'est une des toutes premières où on ait appliqué avec succès les très hautes pressions (45 atmosphères) et les très hautes surchauffes.

b) Construction de fermes par soudure à l'arc à proximité du chantier. Les fers, coupés à dimension viennent directement de l'Usine; au lieu du montage ils sont couchés sur un gabarit et soudés.

c) Un des deux grands pylônes (hauteur 80 m.) de la station d'émission de la Société belge Radioélectrique. — La base.

d) Le même — vue de bas en haut.

#### 2<sup>o</sup> — Charpentes moyennes

Détails d'un pont-route de 27 m. de portée — largeur: 10 m. 320.

L'ouvrage a été commandé par le Ministère des Travaux publics polonais pour Lowitz à 50 Kms de Varsovie. Il a été établi en collaboration par le prof. BYRLA — ingénieur — professeur à l'École Polytechnique de Lodz et la Sté. Ame. S. E. A. de Bruxelles. Il ne contient pas un seul rivet. Le montage sur place lui-même se fait par soudure. Il a été expédié sous forme de profilés et de tôles séparées, simplement découpés à dimensions. En ce moment une équipe de soudeurs belges travaille à les assembler. Le poids de cet ouvrage ne sera que de 55 tonnes au lieu de 70 tonnes pour le projet primitif étudié suivant les règles ordinaires du rivetage. Le travail sera entièrement terminé dans 3 mois, sauf imprévu.

#### 3<sup>o</sup> — Charpentes extra-lourdes

a) Renforcement des semelles de poutrelles profil Differdange n<sup>o</sup> 90 et 70 (900 et 700 mm. de hauteur).

Ces poutrelles constituent les 5 travées d'un ouvrage de plus de 100 m. de portée totale formant passage supérieur au dessus des voies de la gare de Neuchâtel. Le travail est exécuté par les Chemins de fer fédéraux Suisses. Les poutrelles ont dû être renforcées par des semelles de 15 mm. d'épaisseur qu'il était pratiquement impossible de fixer par rivetage à cause du trop grand déformement des ailes des poutrelles par les trous de rivets.

Des essais préalables avaient montré la parfaite tenue de la liaison obtenue par soudure entre le profilé et les semelles.

b) Colonne portant 120 tonnes.

Elle fait partie d'un bâtiment actuellement en construction au Vieux-Marché aux Grains à Bruxelles.

(1) Ici, une comparaison directe avec la résistance des pièces assemblées est difficile = les tensions que fait naître dans un assemblage donné un effort dynamique donné varient avec la longueur des pièces assemblées. Le plus souvent les profilés seront rompus avant que l'assemblage ne soit menacé.



Vom Standpunkte eines Städtebauers betrachtet, kann man die dem Preisgerichte vorgelegten Projekte in drei Gruppen einteilen:

- I. Entwürfe, welche das Tal wesentlich nicht berühren und die Talstadt als eine nicht zu störende Einheit auffassen. Dieser großzügige Grundsatz führt natürlich zu großen Spannweiten (Eisen 236 bis 310 m, Eisenbeton 260 m).
- II. Entwürfe, welche teilweise oder völlig die Häuserblöcke abbrechen, um für mehrere Zwischenstützen Platz zu finden; sonst aber bleibt die Brücke ein Objekt für sich. Die Stützweiten der Hauptöffnungen reichen bis zu 160 m in Eisen, bis 140 m in Eisenbeton.
- III. Entwürfe, welche die eigentliche Brücke mehr oder weniger mit Gebäuden kombinieren. Die radikalste Lösung dieser Type stellt in das Tal neun Wolkenkratzer, zwischen welchen ganz kleine Balken gespannt werden.

Es liegt in der Natur der gewählten Baustoffe, daß in der ersten Gruppe Eisenbrücken dominieren, während in der zweiten Type sowohl Eisenbeton, als auch Eisen vertreten sind. Die dritte Gruppe gehört fast ausschließlich dem Eisenbeton. Den neuzeitlichen Bestrebungen und dem Zwecke des Ideenwettbewerbes entsprechend, traten ganz besonders die ästhetischen und städtebaulichen Richtlinien in den Vordergrund, wobei natürlich die konstruktiven und wirtschaftlichen Rücksichten ihre Bedeutung im vollen Maße beibehalten haben.

Es ist wohl zu begreifen, daß die Ansichten der Entwurfsverfasser recht verschieden waren und auch das Preisgericht keine einheitlichen, endgültigen Grundsätze geschaffen hat. Trotzdem kann behauptet werden, daß sich die Mehrheit der Verfasser, besonders aber die Eisenbauer und die mitwirkenden Architekten, zu den Prinzipien der *heutigen Formenempfindung* bekennen.

Nachstehend sollen einige Wettbewerbsentwürfe von eisernen Brücken ganz kurz beschrieben werden:

1. *Entwurf*: 5 X : 279. (I. Preis.) — Verfasser: Brückenbau-Skodawerke Pilsen, Architekt Vlast. HOFMAN, Prag.

Vollwandiger, kontinuierlicher Bogen auf vier festen Stützen, Fahrbahn oben. — Stützweiten zirka 108,5 + 279 + 124,0 m, Pfeilhöhe der Hauptöffnung 1 : 7,2, schlanke Bögen (im Scheitel der Mittelöffnung 1 : 70), Material St 48 und St 36. — Gewicht der Eisenkonstruktion 9800 t (0,9 t/qm) (Abb. 1 u. 2). — Alternative: Stützweiten 118 + 236 + 118 m. — Gewicht der Eisenkonstruktion 8050 t (0,81 t/qm).

2. *Entwurf*: „Volny rozhled“ (Freie Aussicht). (III. Preis.) — Verfasser: Prof. Dr. Ing. ZDENEK BAŽANT, Brückenbau-Skodawerke Pilsen, Architekt Jos. CHOCHOL, Prag.

Kontinuierlicher *Fachwerkbogen* auf vier Stützen, innere tief liegende Stützen fest, äußere beweglich, Fahrbahn oben, zwei Hauptträger, Stützweiten 120 + 240 +

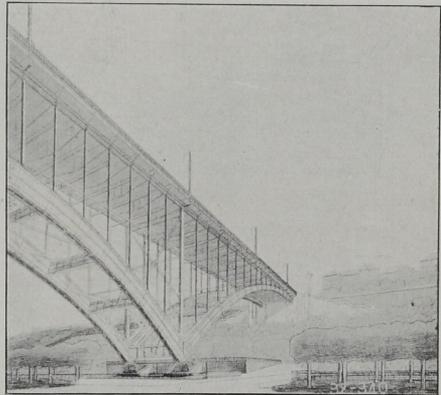


Abb. 2



Abb. 3

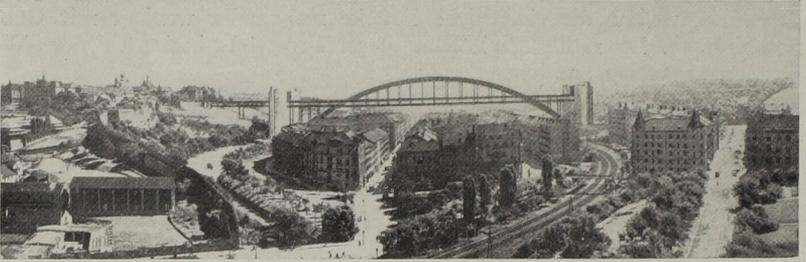


Abb. 4



Abb. 5

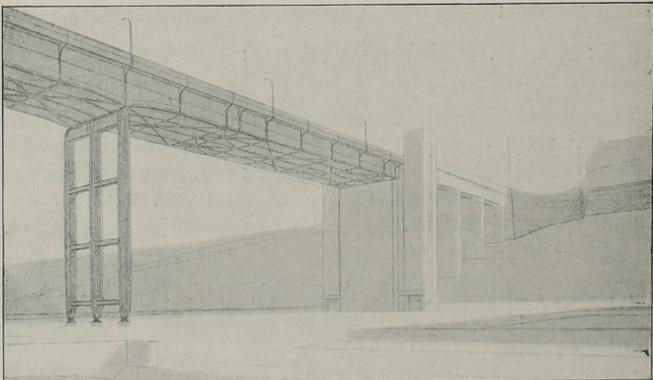


Abb. 6

+ 120 m. — Material St Si 48 und St 36. — Gewicht der Eisenkonstruktion 8750 t (0,87 t/qm) (Abb. 3).

3. *Entwurf*: „N. M.“. (Ehrende Anerkennung.) — Verfasser: Witkowitz Eisenwerke — Brückenbau, Prof. Dr. Ing. A. HAWRANEK, Architekt KORNER.

Vollwandiger, kontinuierlicher Bogenträger auf vier Stützen, äußere Auflager beweglich, innere *hochliegende* Stützen fest, Fahrbahn oben, vier Hauptträger, Stützweiten 124 + 248 + 124 m, Stich der Hauptöffnung zirka 1 : 10; die Konstruktion liegt oberhalb der Häuser (zwecks Erzielung guter Übersicht der ganzen Brücke). Material St Si 48; Gewicht 12100 t (1,17 t/qm). — Alternative: Fachwerkträger, sonst wie vor. Gewicht 12600 t (1,21 t/qm).<sup>1</sup>

4. *Entwurf*: „OCEL“ (Stahl). (Angekauft.) — Verfasser: Českomoravská-Kolben, Abteilung Brückenbau Prag, Architekt HÜBSCHMANN.

Drei vollwandige, ganz oberhalb der Häuser liegende Zweigelenkbögen, gestützt auf hohen *Eisenbetonportalen*, acht Hauptträger, Stützweiten 129 + 147 + 129 m, Pfeil 9,45 m, 12,27 m, 9,45 m, also 1 : 13 bzw. 1 : 12, Höhe der Bögen konstant  $v = 2,30$  m. Gewicht der Eisenkonstruktion 5340 t (0,52 t/qm; jedoch *ausschließlich* der Armatur der Portale).

5. *Entwurf*: „Černý terč“ (Schwarze Scheibe). — Verfasser: Skodawerke-Brückenbau, Pilsen, Ing. HOLLMANN, Architekt PEŠÁNEK, Prag.

Vollwandiger Zweigelenkbogen von 310 m Stützweite, hochsteigend über die zwei Fahrbahnen, von denen die obere für Fußgänger und Wagenverkehr, die untere für *Untergrundbahn* und Garagenverkehr bestimmt sind. Seitenöffnungen Vollwandbalken auf Pendelstützen. Über den Stützen des mächtigen Bogens *Garagenbauten*. Material derselben: Eisen und Glas. — Material der Brücke: St Si 48, St 36. — Gewicht der Brückenkonstruktion 10760 t (rund 1,0 t/qm); Garagenbauten rund 6000 t (Abb. 4).

6. *Entwurf*: „Neporušené údolí“. (Preisgekrönt.) — Verfasser: Skodawerke-Brückenbau, Pilsen, Architekt CHOCHOL, Prag.

Hängebrücke (Kette oder Seil) auf eisernen vollwandigen Pylonen, Versteifungsträger ebenfalls vollwandig. Stützweiten: 112 + 280 + 112 m = 504 m (1 : 2,5 : 1). Pfeil der Mittelöffnung zirka 1 : 9,5. Material: Kette St 60 kg/qmm, Pylonen St Si 48. Gewicht 10750 t (1,0 t/qm) (Abb. 5).

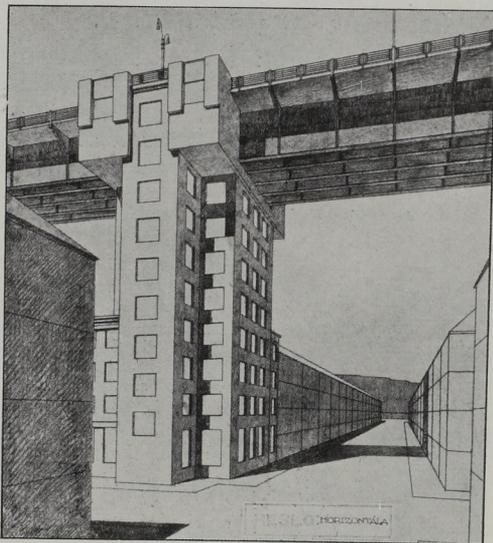


Abb. 7

<sup>1</sup> Eine Abbildung des Hawranek'schen Projektes ist auf Seite 580 dieses Buches zu finden.

7. *Entwurf*: „Jednoduché řešení“. (Angekauft.) — Verfasser: Skodawerke-Brückenbau, Pilsen, Architekt BR. F. a V. KERHARTOVÉ, Prag.

Vollwandige Gelenkträger auf eisernen Pendelstützen, Fahrbahn oben, fünf Hauptträger, Stützweiten  $71,25 + 85 + 114 + 85 + 71,25 = 427,5$  m. Brückenanschluß an der Neustädter Seite aus Eisenbeton mit *vertikaler Kommunikation*. Gewicht 6300 t (0,7 t/qm) (Abb. 6).

8. *Entwurf*: „Horizontála“. (Ehrende Anerkennung.) — Verfasser: Dr. Ing. J. SEKLA, Ing. MACHAN, Architekt Ing. TKALCŮ, Architekt Ing. FIKR.

Vollwandige, durchgehende, 5,8 m hohe Balkenträger auf gemauerten Pfeilern mit tragendem Kern und Geschäftsräumen (Ausnutzung der Pfeiler als Wolkenkratzer). *Vertikale Kommunikation*. Betont wagrechte und lotrechte Linien. Gewicht 6300 t (0,7 t/qm) (Abb. 7).

*Schlußbemerkung*: Fast alle Projekte des Wettbewerbes zeigen die Mitwirkung des Architekten; der rechnende Verstand stützt sich auf die formschöpferische Empfindung. Die Formen des Bauwerkes entspringen aus *Material*, *Zweck* und *Konstruktion*. Sein ästhetischer Wert wird in gutem Einpassen der Brücke in das Stadtbild, in *großen, einfachen Linien* und *richtigen Proportionen* gesucht<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Diskussionsbeitrag siehe im Nachtrag.