

# Über die Festigkeitsberechnung von Schiebetoren und ähnlichen Bauwerken.

---

Von der  
Eidgenössischen Technischen Hochschule  
in Zürich  
zur Erlangung der  
Würde eines Doktors der technischen Wissenschaften  
genehmigte  
Promotionsarbeit

vorgelegt von

**Adolf Eggenschwyler**

dipl. Ing. aus Schaffhausen.

228



Referent: Prof. A. Rohn.  
Korreferent: Prof. E. Meyer-Peter.



Druck von Robert Noske, Borna-Leipzig  
Großbetrieb für Dissertationsdruck  
1921.

**Leer - Vide - Empty**

Leer - Vide - Empty

Leer - Vide - Empty

## 1. Einleitung.

Schleusentore und ähnliche im Wasserbau vorkommende und mit versteiften Blechwänden versehene Eisenbauwerke bilden ein bisher stark vernachlässigtes Gebiet der Festigkeitslehre. Ihre Festigkeitsberechnung stößt auf eine ganze Reihe von statischen Problemen, die im Eisenhoch- und Brückenbau entweder gar nicht vorkommen oder nur von untergeordneter Bedeutung sind und, weil die heutige Festigkeitslehre ja in überwiegendem Maße aus dem Brückenbau hervorgegangen ist, bisher nicht genügend untersucht wurden. Infolgedessen sind bei vielen solchen Bauwerken Rechnungsweisen in Gebrauch, die in auffallendem Widerspruch zur Wirklichkeit stehen und in manchen Teilen einen viel zu hohen Materialaufwand, in anderen auch wieder eine zu schwache Ausbildung mit sich brachten.

Diese Bauwerke, zu denen außer Schleusentoren besonders auch Docktore, bewegliche Wehrkörper, Schwimmdocks und ähnliche zu rechnen sind, bestehen meistens zum Teil aus versteiften ebenen oder gebogenen Blechwänden und zum Teil aus Fachwerken oder Rahmengebilden und stehen infolgedessen ungefähr in der Mitte zwischen dem Eisenhoch- und Brückenbau einerseits und dem Schiffbau. Zwischen diesen beiden Hauptgebieten des Eisenbaues besteht aber in statischer Hinsicht insofern ein bemerkenswerter Unterschied, als sich der Eisenhoch- und Brückenbau, besonders aber der Brückenbau, vornehmlich auf Grund der Festigkeitslehre entwickelte, der Schiffbau dagegen auf Grund der Erfahrung. Im Brückenbau bildete eine möglichst zuverlässige Spannungsberechnung von jeher eine der wichtigsten Grundbedingungen für jede Bauausführung, und es kamen deshalb neue Formen im allgemeinen immer erst dann zur Ausführung, wenn eine befriedigende Berechnungsweise dafür gefunden und anerkannt worden war. Im Schiffbau war eine zuverlässige Spannungsberechnung viel schwieriger, weil gerade in den wich-

tigsten Bauwerksteilen, den Schiffswandungen, allerhand schwierig zu berechnende Einzelbeanspruchungen, wie Plattenbeanspruchungen, Beanspruchungen infolge der Zusammenwirkung der Wände im Querschnitt der auf Biegung beanspruchten Spanten, Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen des Schiffskörpers bei Seegang, Stöße durch Treibeis und andere schwimmende Gegenstände und andere Beanspruchungen zusammentreffen, und weil auch über die ungünstigsten zu erwartenden Belastungsverhältnisse viel weniger zuverlässige Anhaltspunkte vorlagen. Man kannte die größten vorkommenden Wellenhöhen kaum. Man wußte nicht, wie der Wasserdruck unter einem Wellenberg oder einem Wellental mit der Tiefe zunimmt. Man wußte nicht, wie tief die einzelnen Teile des Schiffes bei Seegang eintauchen können. Es waren auch immer unvorhergesehene Belastungsänderungen z. B. infolge von Verschiebungen der Ladung bei Seegang und andere zufällige Belastungen zu gewärtigen. Allen diesen Berechnungsschwierigkeiten konnte der Schiffbau zum größten Teil entgehen, weil er von jeher über ein reichhaltiges Erfahrungsmaterial verfügte, das um so leichter verwertet werden konnte, als die Formen und Belastungsverhältnisse der verschiedenen Schiffstypen einander immer wieder sehr ähnlich sind. Schon die beim Bau von hölzernen Schiffen gesammelten Erfahrungen gaben für den Anfang des eisernen Schiffbaues wertvolle Anhaltspunkte, und nachher konnte man an etwas schwach gebauten eisernen Schiffen immer wieder verbogene Spanten oder zwischen den Spanten etwas eingebogene Blechwände beobachten und daraus auf die Wünschbarkeit einer reichlicheren Eisenstärke schließen. Aus diesen Erfahrungen heraus entwickelten sich die Normalien, die dem Schiffbauer für jede Schiffform und für jede beliebige Stelle der Wand die erforderlichen Blechstärken, Spantenabstände und Spantenstärken genau angeben und ihn damit jeder Berechnung der in den Wänden auftretenden Beanspruchungen entheben.

Für die Stärkenbemessung der Wände von Schleußentoren und ähnlichen Bauwerken genügen jedoch die Erfahrungen und Normalien des Schiffbaues nicht, weil bei ihnen die Mannigfaltigkeit der Formen und Belastungsverhältnisse eine viel größere ist. Es besteht deshalb hier ein viel lebhafteres Bedürfnis nach

genauen Spannungsberechnungen, um so mehr als die mit den Blechwänden verbundenen fachwerkförmigen Teile ohnehin eine eingehende Spannungsberechnung erfordern und solche Bauwerke meistens von Brückenbauern entworfen und geliefert werden, denen eine genaue Spannungsberechnung in viel höherem Maße Gewohnheit ist als den Schiffbauanstalten. Der Spannungsnachweis ist bei solchen Bauwerken aber auch leichter durchzuführen als bei Schiffen, weil es sich dabei in der Regel nicht um See-gang, sondern nur um ziemlich genau bekannte, ruhende Wasserbelastungen handelt und weil die Wände im allgemeinen eben oder zylindrisch, die Wände eines Schiffes aber mehrfach gekrümmt sind.

Die Fragen, die dem Statiker bei Berechnung solcher Eisenwasserbauwerke entgegnetreten, treffen vielleicht bei keinem anderen Bauwerk in so interessanter Mannigfaltigkeit zusammen, wie bei den für große Schiffsschleusen neuerdings häufig verwendeten Schiebetoren, und sollen deshalb im folgenden an Hand eines solchen näher erläutert werden.

## 2. Allgemeine Anordnung von Schiebetoren.

Als Schiebetore bezeichnet man diejenigen Schleusentore, die die Schleuseneinfahrt dadurch freigeben, daß sie senkrecht zur Schleusenachse in seitliche Torkammern zurückgefahren werden (Abb. 1). Sie sind besonders dort allen anderen Tor-

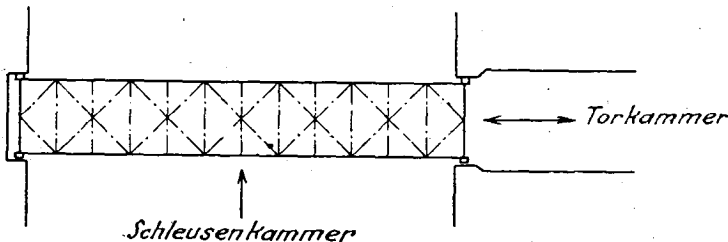


Abb. 1.

arten wirtschaftlich überlegen, wo der höhere Wasserspiegel auf der einen oder anderen Seite der Schleuse liegen kann, weil sie leicht nach beiden Seiten kehren können, während z. B. bei

Verwendung von Stemmtoren in solchen Fällen in jedem Schleusen-  
haupt zwei Torpaare, also vier Torflügel mit vier besonderen  
Antriebsvorrichtungen erforderlich wären. Solche nach beiden  
Seiten kehrende Schiebetore erhalten im allgemeinen zwei ebene,  
senkrechte und parallele Dichtungswände, zwischen denen sich  
etwa in halber Höhe des Tores ein Schwimmkasten befindet,  
der sich über die ganze Länge und Breite des Tores erstreckt  
und durch senkrechte Schottwände in eine größere Anzahl ein-  
zelner Kammern unterteilt ist (Abb. 2). Im normalen Betriebe  
bleibt der größte Teil dieser Kammern ausgepumpt, um die Lauf-

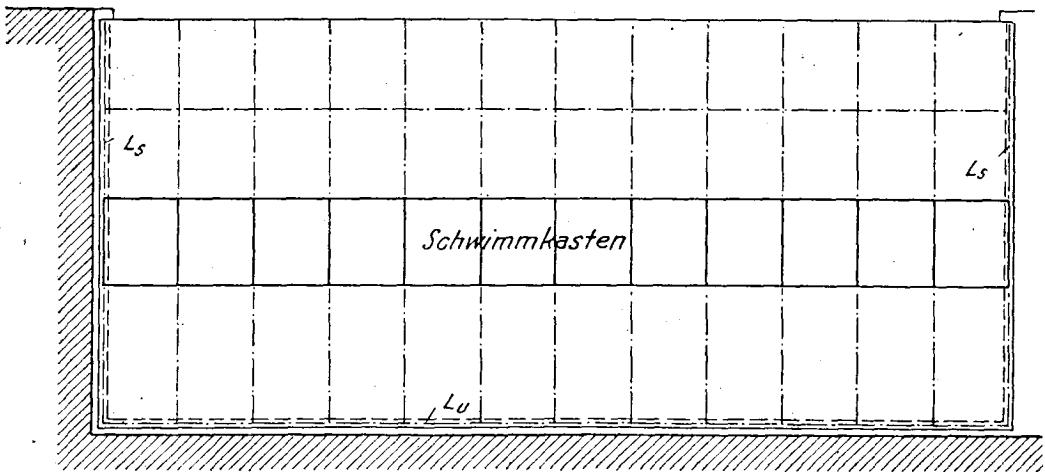


Abb. 2.

rollen so weit als möglich zu entlasten, und bei gänzlicher Ent-  
leerung aller Kammern schwimmt das Tor hoch und kann in  
diesem Zustande zur Vornahme von Instandsetzungsarbeiten in  
ein Dock geschleppt werden. Boden und Decke des Schwimm-  
kastens bilden wagerechte Hauptträger, die einen Teil des auf  
das Tor einwirkenden Wasserdruckes in die Seitenmauern über-  
tragen. Auch über und unter dem Schwimmkasten sind im all-  
gemeinen noch je einer oder zwei wagerechte, meistens fach-  
werkförmige Hauptträger vorhanden, und in der Querrichtung ist  
das Tor auf seine ganze Höhe durch Querverbände ausgesteift,



die innerhalb des Schwimmkastens durch die Schottwände gebildet werden und außerhalb desselben fachwerk- oder rahmenförmig ausgebildet sind, wobei eine möglichst große Maschenfläche anzustreben ist, um den Wasserwiderstand des fahrenden Tores möglichst niedrig zu halten.

Damit sich solche Tore beim Verfahren nicht zwischen den Maueranschlügen klemmen, müssen sie zwischen denselben einen gewissen seitlichen Spielraum haben. Sie werden in geschlossenem Zustande stets mit der dem niedrigeren Wasserspiegel zugekehrten Seite an die Maueranschlüge gedrückt. Auf der anderen Seite erhält das in der Torkammer und zwischen den beiden Dichtungswänden des Tores befindliche Wasser Verbindung mit dem höheren der beiden anschließenden Wasserspiegel und gleicht sich mit ihm aus, so daß der auf das Tor einwirkende Wasserüberdruck jeweils von der dem niedrigeren Wasserspiegel zugekehrten Wand aufgenommen werden muß.

Alle dem Verfasser bekannten bisherigen Ausführungen von Schiebetoren laufen unten in einer Vertiefung der Schleusensole und besitzen am unteren Rande jeder Dichtungswand eine wagerechte hölzerne Dichtungsleiste  $L_u$  (Abb. 2a), die im allgemeinen mit den beiden seitlichen Dichtungsleisten  $L_s$  bündig liegt und gleichzeitig mit diesen gegen senkrechte Maueranschlüge  $A_u$  und  $A_s$  gedrückt wird und dort einen dichten Abschluß bewirkt.

Das Tor stellt demnach einen in der Längs- und Querrichtung ausgesteiften biegungs- und drehungs-festen Kasten dar, der den darauf einwirkenden Wasserdruck teils in die Seitenmauern und teils in den Drempel überträgt. Die oberen Hauptträger biegen sich unter dem Einflusse der Belastung etwas durch, während der in Höhe der unteren Dichtungsleiste liegende unterste Hauptträger auf

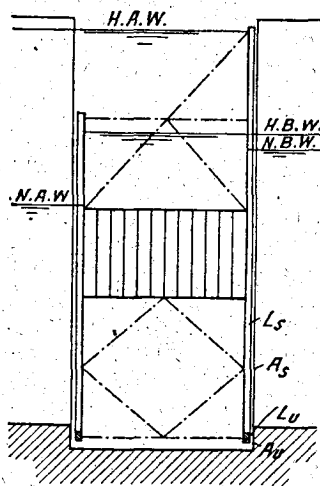


Abb. 2a.

seine ganze Länge durch das Mauerwerk starr unterstützt ist und sich deshalb nicht durchbiegen kann, mit Ausnahme der beiden Trägerenden, die sich bei zunehmender Belastung meistens etwas vom Mauerwerk abheben.

Infolge dieser nach oben zunehmenden Durchbiegung der Hauptträger beschreiben alle mittleren Querverbände eine gewisse Drehung um ihren Fußpunkt und zwingen dadurch die eine Dichtungswand nach oben und die andere nach unten auszubiegen. Der ganze Torkasten ist infolgedessen auf Biegung und Drehung beansprucht. Man muß sich vorstellen, daß er sich infolge der Biegungsbeanspruchung auf seine ganze Höhe gleichmäßig durchbiege und daß diese wagerechte Durchbiegung in Höhe der unteren Dichtungsleiste durch die Drehungsbeanspruchung wieder aufgehoben werde.

Diese Drehungsbeanspruchung scheint aber noch bei keinen bisher ausgeführten Schiebetoren berücksichtigt worden zu sein, weil keine Berechnungsweise dafür bekannt war. Man nahm entweder an, daß der ganze auf das Tor einwirkende Wasserdruck durch die Biegefestigkeit der wagerechten Hauptträger, sogen. Riegel, in die Seitenmauern übertragen werde, und bezeichnete solche Tore als Riegeltore, oder man faßte die senkrechten Versteifungsträger, sogen. Ständer, der unter dem Schwimmkasten liegenden Wandteile als selbständige, unten durch den Drempeel und oben durch den Schwimmkastenboden unterstützte Träger auf und nahm an, daß nur die wagerechten Hauptträger vom Schwimmkastenboden an aufwärts den auf sie einwirkenden Wasserdruck auf die Seitenmauern übertragen. Solche Tore bezeichnete man als Ständertore. In Wirklichkeit sind aber beides drehungs- und biegefestige Kasten mit wagerechten Hauptträgern und durchgehenden senkrechten Querverbänden und übertragen den auf sie einwirkenden Wasserdruck durch die Biegefestigkeit der Hauptträger und Querverbände und durch die Drehungsfestigkeit des Torkastens teils in die Seitenmauern und teils in den Drempeel. Die im einschlägigen Schrifttum bisweilen zu treffende Unterscheidung der Schiebetore in Riegeltore und Ständertore deutet deshalb durchaus nicht auf einen wesentlichen konstruktiven Unterschied hin,

sondern lediglich auf die Rechnungsannahmen, die in Ermangelung einer genaueren Erkenntnis über die tatsächliche statische Wirkungsweise gemacht wurden. Der einzige konstruktive Unterschied könnte darin gefunden werden, daß die Ständertore gewöhnlich keinen oder nur einen schwächeren Verband in Höhe der unteren Dichtungsleiste besitzen. Dadurch wird aber nur die Drehungssteifigkeit des Torkastens etwas vermindert und die Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen werden etwas erhöht. Grundsätzlich aber ändert sich an der Beanspruchungsweise gegenüber Riegel-toren nichts. Die Folgen der für Riegel- oder Ständertore üblichen, unzutreffenden Rechnungsannahmen waren einerseits viel zu große rechnungsmäßige Biegemomente für die Hauptträger und damit ein unnötig hoher Materialaufwand in den Hauptträgergurtungen, andererseits viel zu geringe Beanspruchungen der Querverbände und ein völlig unzutreffendes Bild über die Verteilung des auf die Maueranschläge übertragenen Auflagerdruckes.

Die Bestimmung der Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen eines unten und an beiden Seiten durch Maueranschläge unterstützten Torkastens wird die Hauptaufgabe der vorliegenden Arbeit sein. Sie erfordert zunächst die Lösung von drei grundlegenden statischen Fragen, über die im einschlägigen Schrifttum keine genügenden Anhaltspunkte gefunden werden konnten. Einmal ist zu untersuchen, welche Beanspruchungen eine bekannte Drehungsbelastung in einem derartigen kastenförmigen Träger erzeugt, wie groß die Drehungssteifigkeit, d. h. der Verdrehungswinkel bei bekanntem Drehmoment sei, und wo die Drehungsachse liege, um die sich der ganze Kasten dreht (Kap. 3). Dann ist die durch die Verbiegung der Querschnitte bewirkte Verminderung der Biegungsspannungen gegen die Ränder eines breiten Trägerflansches zu untersuchen (Kap. 4), denn nur die Kenntnis dieses seitlichen Spannungsabfalles ermöglicht es, die Grenzen zwischen den einzelnen Hauptträgerquerschnitten und gleichzeitig die Verteilung des vom ganzen Tor auf die Seitenmauern zu übertragenden Wasserdruckes auf die verschiedenen Hauptträger zu bestimmen. Drittens ist zu untersuchen, wo die Lasten angreifen müssen, die einen Träger mit beliebigem, zur

Kraftrichtung nichtsymmetrischem Querschnitt derart auf Biegung beanspruchen, daß er, ohne sich zu verdrehen, in einer bestimmten Richtung ausbiegt (Kap. 5). Erst auf Grund der Lösung dieser Fragen wird es möglich sein, den auf einen beliebigen Querverband einwirkenden Wasserdruck zu zerlegen in einen Drempeindruck, eine Belastung, die den Torkasten in wagerechtem Sinne verbiegt, eine Belastung, die ihn in senkrechter Richtung verbiegt, und ein vom Torkasten aufzunehmendes Drehmoment. Daraus ergeben sich dann die auf die verschiedenen Torquerschnitte einwirkenden Biegemomente, Querkräfte und Drehmomente, sowie die Beanspruchungen der Dichtungswände, Hauptträger und Querverbände und die Verteilung des auf die Maueranschlüge übertragenen Auflagerdruckes.

Es ist das gleiche Problem, das z. B. auch die Berechnung der besonders bei Trockendocks üblichen Sperrschiffe beherrscht, denn auch diese bilden ganz entsprechende, unten und an beiden Seiten gegen Maueranschlüge gedrückte drehungs- und biegungsfeste Kasten und unterscheiden sich grundsätzlich von den Schiebetoren nur dadurch, daß sie zur Öffnung der Einfahrt nicht in seitliche Torkammern zurückgezogen, sondern durch Auspumpen des Schwimmkastens zum Aufschwimmen gebracht und in schwimmendem Zustande beiseite geschleppt werden. Für die Festigkeitsberechnung des Torkastens hat dies keinen Einfluß, weil alle maßgebenden Beanspruchungen nur bei geschlossenem Tor auftreten. Ein mehr zufälliger Unterschied zwischen Sperr- und Schiebetoren besteht darin, daß die ersteren bisher fast immer gebogene Dichtungswände erhielten. Der Grund dafür dürfte nach Aussage des verstorbenen Ingenieurs O. Bargetzi, der als Vorsteher des Technischen Büros der Unternehmung C. Zschokke in Aarau besonders viel mit der Entwurfsbearbeitung solcher Tore zu tun hatte, darin zu suchen sein, daß man in Verkennung der tatsächlich vorhandenen Drehungsbeanspruchung annahm, daß bei gleichem Gurtabstand die Biegungsbeanspruchung der Hauptträger annähernd ihrer Durchbiegung proportional sei, daß also die oberen Hauptträger, die sich infolge der Steifigkeit der Querverbände am stärksten durchbiegen, die größten Biegunsspannungen erhalten, wenn man ihnen nicht einen

kleineren Gurtabstand gebe als den etwa in halber Höhe des Tores liegenden Hauptträgern. Man glaubte deshalb die Biegefestigkeit der Hauptträger am besten ausnützen zu können, wenn man den Gurtabstand der Hauptträger annähernd umgekehrt proportional zu der durch die Steifigkeit der Querverbände bedingten nach oben zunehmenden Durchbiegung wählte. Dadurch entstanden ungefähr nach Abb. 3 ausgebildete Querschnittsformen, die auch wieder eine Biegung der Dichtungswände in der Längsrichtung erforderlich machten. In Wirklichkeit ist jedoch, wie gerade in den nachstehenden Kapiteln gezeigt werden wird, die Zunahme der Durchbiegung der Hauptträger nach oben die Folge einer Drehungsbeanspruchung des Torkastens, und diese Drehungsbeanspruchung bringt im allgemeinen nur unbedeutende Längsspannungen mit sich, die ohne weiteres vernachlässigt werden können und die zudem, je nach dem Stärkenverhältnis zwischen den wagerechten Hauptträgern und den senkrechten Dichtungswänden, in den einzelnen Hauptträgergurtungen positives oder negatives Vorzeichen erhalten können und häufig gerade in den oberen Hauptträgern, die sich am stärksten durchbiegen, den Biegespannungen entgegenwirken. Nach der im folgenden gezeigten

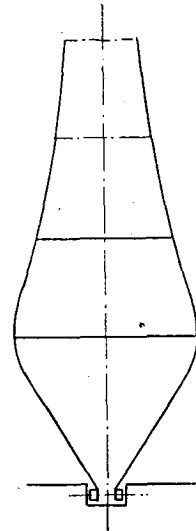


Abb. 3.

Berechnungsweise erhält man bei rechteckigen Torquerschnitten meistens eine ziemlich gleichmäßige Verteilung der aus der Biege- und Drehungsbeanspruchung des Torkastens resultierenden Längsspannungen über die ganze Höhe der Dichtungswände, so daß die Materialausnützung auch durch ein Abweichen von der rechteckigen Querschnittsform nicht wesentlich verbessert werden könnte. Die gebogene Ausbildung der Seitenwände von Sperrschiffen, durch die die Drehungsbeanspruchung natürlich keineswegs ausgeschaltet wird, ist demnach auf einen statischen Irrtum zurückzuführen und in Wirklichkeit durchaus nicht zu empfehlen, weil dadurch nur die Herstellungskosten erhöht, die

Biegungs- und Drehungsfestigkeit des Torkastens vermindert und eine genaue Spannungsberechnung wesentlich erschwert wird.

Wir können uns deshalb in der vorliegenden Schrift um so eher auf den praktisch viel wichtigeren Fall von Toren mit ebenen und parallelen Dichtungswänden beschränken.

Außer bei Sperr- und Schiebetoren spielt die Zerlegung des Wasserdruckes in eine Biegungs- und eine Drehungsbeanspruchung besonders auch eine bedeutende Rolle bei der Berechnung von größeren Schütztafeln für bewegliche Wehre. Diese sind zwar nicht in eine Vertiefung der Sohle eingelassen und übertragen deshalb den ganzen auf sie einwirkenden Wasserdruck durch die Biegungsfestigkeit der Hauptträger in die Wehrpfeiler. Sie bilden aber wieder einen zusammenhängenden, aus der Dichtungswand und den verschiedenen Hauptträgern bestehenden und durch Querverbände versteiften drehungsfesten Kasten, der nur dann drehungslos auf Biegung beansprucht ist, wenn die darauf einwirkenden Lasten durch eine ganz bestimmte Längsachse gehen, und da der Angriffspunkt der Wasserdruckresultante sich ändert je nach der Stellung des Schützes und der Höhenlage der beiden angrenzenden Wasserspiegel, so treten auch hier im allgemeinen Drehungsbeanspruchungen auf. Die Berechnung ist allerdings bedeutend einfacher als bei Sperr- und Schiebetoren, weil man nur die Belastungsebenen zu bestimmen braucht, für welche die Schütztafel sich drehungslos in wagerechter oder senkrechter Richtung verbiegt, und dann die Größe der auf einen beliebigen Querschnitt einwirkenden Biegungs- und Drehmomente ohne weiteres erhält, während bei Sperr- und Schiebetoren durch das Hinzutreten des Drempeldruckes eine statische Unbestimmtheit hinzukommt, welche die Rechnung wesentlich erschwert. Bei größeren Schütztafeln werden die hinteren Flanschen der Hauptträger und Querverbände oft durch einen parallel zur Dichtungswand liegenden fachwerkförmigen Verband versteift, der das Bauwerk zu einem drehungsfesten Kasten macht. Fehlt dieser Verband, dann ist die Schütztafel als auf Biegung und Drehung beanspruchter U-förmiger Träger zu betrachten, dessen Drehungsbeanspruchungen wesentlich ungünstiger sind. Die fachwerkförmige Verbindung

der hinteren Hauptträgerflanschen hat also außer der Übertragung des Eigengewichtes auch den Vorteil, daß die Drehungssteifigkeit bedeutend erhöht und die Drehungsbeanspruchungen vermindert werden.

Die Bestimmung der Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen eines Schiebetores genügt aber für die Stärkenbemessung der Wände noch nicht, weil in denselben außerdem noch Plattenbeanspruchungen, sowie Längs-, Quer- und Schubspannungen infolge der Zusammenwirkung der Wände im Querschnitt der mit ihnen vernieteten und auf Biegung beanspruchten wagerechten und senkrechten Wandversteifungen und sonstige Beanspruchungen hinzukommen, und weil die Bestimmung der erforderlichen Wandstärken von den ungünstigsten, aus allen diesen Einzelbeanspruchungen sich ergebenden Hauptspannungen abhängig ist. Da auch in bezug auf diese weiteren Beanspruchungen und ihre Zusammensetzung zu den Hauptspannungen noch vielfach mangelhafte Rechnungsverfahren in Gebrauch sind, so soll auch darauf noch näher eingegangen und gezeigt werden, wie die Verteilung der ungünstigsten Hauptspannungen über die ganzen Blechwände übersichtlich dargestellt werden kann.

### **3. Über die Drehungsbeanspruchung von Trägern mit rechteckigem Kastenquerschnitt.**

Die erste allgemeinere Theorie über die Drehungsfestigkeit beliebiger Querschnitte rührt bekanntlich von Navier her und nahm eben bleibende Querschnitte an. Darnach müßte die Drehungssteifigkeit unmittelbar dem polaren Trägheitsmoment entsprechen und z. B. für ein schmales Rechteck bedeutend größer sein als für einen flächengleichen Kreisquerschnitt. Vergleicht man aber eine Reißschiene mit einem Spazierstock von gleichem Material und gleich großer Querschnittsfläche, dann wird man leicht erkennen, daß der letztere eine größere Drehungssteifigkeit besitzt, obwohl sein polares Trägheitsmoment bedeutend kleiner ist. Auch müßte nach Navier die Drehungsbeanspruchung in jedem beliebigen Querschnitt nur Schub- und keine Längsspannungen erzeugen. Die Größe dieser Schub-

spannungen müßte in jedem Punkte des Querschnittes proportional dem Abstand vom Drehungsmittelpunkt und ihre Richtung müßte senkrecht zum Radiusvektor sein. Man erkennt aber leicht, daß z. B. in einem aus dünnen ebenen Tragwänden zusammengesetzten Kastenträger die Schubspannungen in den Wandebenen bleiben müssen und folglich nicht senkrecht zum Radiusvektor gerichtet sein können.

Einen Schritt weiter ging die zweite, von de Saint Venant begründete Drehungstheorie, die sich nach Föppl und Föppl „Drang und Zwang“ hauptsächlich nach dem 1864 erfolgten Erscheinen der 3. Auflage seines Werkes „Résumé des leçons“ verbreitete. Sie gibt zu, daß die Querschnitte sich verbiegen können, nimmt aber ebenfalls an, daß die Drehungsbeanspruchung nur Schub- und keine Längsspannungen erzeuge. Diese Annahme dürfte in vielen Fällen keine wesentlichen Fehler mit sich bringen und wird dadurch erklärlich, daß de Saint Venant besonders solche Träger im Auge hatte, die nur an den Enden durch entgegengesetzt wirkende Drehmomente belastet sind und deren Endquerschnitte sich ungehindert verwölben können. Da in solchen Fällen an den Endquerschnitten keine Längsspannungen auftreten, so liegt die Vermutung nahe, daß sie auch in den anderen Querschnitten keine nennenswerte Größe erhalten.

Betrachtet man aber einen Stab, der am einen Ende fest eingespannt und am andern durch ein Drehmoment belastet ist, dann wird der eingespannte Querschnitt sich nicht verbiegen; die Schubspannungen allein können keine Verlängerungen oder Verkürzungen der einzelnen Fasern mit sich bringen; es müßten also auch alle anderen Querschnitte eben bleiben, wenn keine Längsspannungen vorhanden wären. Auch wenn, wie bei Schiebetoren, ein an beiden Enden frei aufliegender Träger durch ein über die ganze Trägerlänge symmetrisch verteiltes Drehmoment belastet ist, dann wird sich der Mittelquerschnitt aus Symmetriegründen nicht verbiegen, und wenn keine Längsspannungen vorhanden wären, dann könnten die anderen Querschnitte ebenfalls keine Verbiegungen erhalten, ganz gleichgültig, welche Querschnittsform der Träger besitzt.



Die meisten bisherigen Drehungstheorien haben, wie schon erwähnt, angenommen, daß ein lediglich durch ein Drehmoment beanspruchter Querschnitt nur Schub- und keine Längsspannungen erhalte. Für viele Querschnittsformen ist diese Annahme nicht ohne weiteres zulässig, wie man besonders deutlich aus der Betrachtung eines I-förmigen Querschnittes erkennt. Wenn der in Abb. 4 gezeichnete Brückenquerschnitt durch ein Drehmoment  $M_d$  beansprucht wird, dann zerlegt sich dieses in zwei parallele Kräfte  $P$ , die die beiden Hauptträger in normaler Weise auf Biegung beanspruchen. Verbindet man die beiden Träger in Schwerpunkthöhe durch eine vollwandige Platte (Abb. 5), dann geht der Querschnitt in einen I-förmigen über. An der Beanspruchung ändert sich aber nichts. Das Drehmoment zerfällt wieder in die von den Flanschebenen aufzunehmende Kräfte  $P = \frac{M_d}{b}$ , die die Flanschen wie einzelne Träger auf Biegung beanspruchen, während der Steg praktisch spannungslos bleibt.

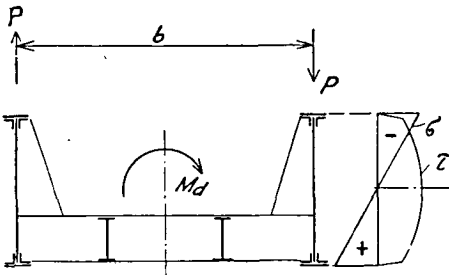


Abb. 4.

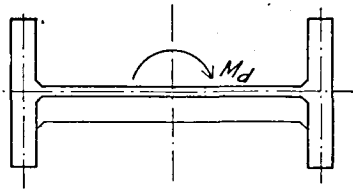


Abb. 5.

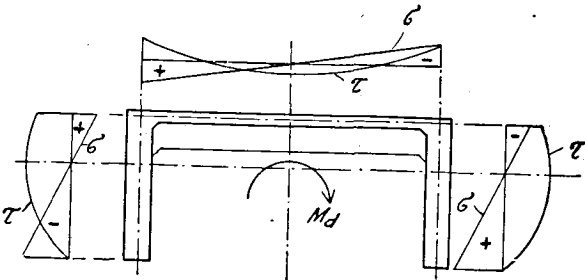


Abb. 6.

Werden die beiden Hauptträger dagegen nach Abb. 6 in Höhe der oberen oder unteren Flanschen durch eine vollwandige Platte verbunden, dann setzen sich die Längsspannungen der angrenzenden Hauptträgergurtungen in diese Platte hinein fort und der Querschnitt geht in einen U-förmigen über, in dem die Hauptträger die Flanschen und die Bodenplatte den Steg darstellen. Die Nulllinie der Hauptträger wird sich gegenüber Abb. 4 etwas gegen den Steg zu verschieben, die Längsspannungen in den Flanschen werden sich aber nicht erheblich ändern, solange die Stärke der Bodenplatte im Verhältnis zu den Hauptträgern klein ist. Man wird deshalb bei der Drehungsbeanspruchung von Trägern mit I- oder U-förmigem Querschnitt, abgesehen vielleicht von unendlich kurzen Trägern, außer Schubspannungen auch erhebliche Längsspannungen zu gewärtigen haben.

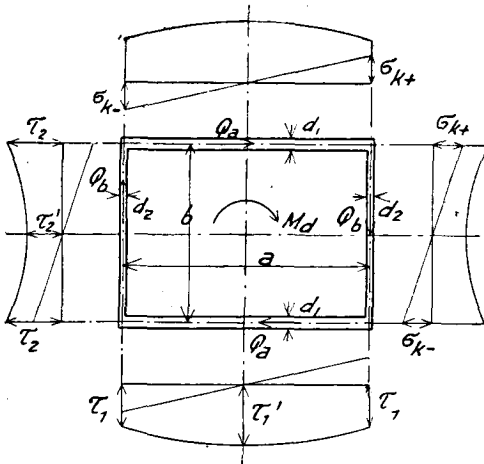


Abb. 7.

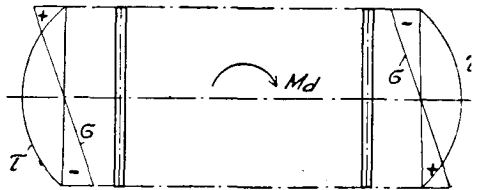


Abb. 7 a.

Ähnlich verhält es sich mit kastenförmigen Querschnitten. Denkt man sich in dem in Abb. 7 gezeichneten Querschnitt die beiden wagerechten Wände unendlich dünn (Abb. 7 a), dann zer-

legt sich das Drehmoment in zwei von den senkrechten Wänden aufzunehmende Kräfte, die dieselben wie einzelne Träger auf Biegung beanspruchen. Die Drehungsbeanspruchung des Kastens geht in eine normale Biegungsbeanspruchung zweier paralleler Träger über, in denen die Längs- und Schubspannungen genau wie in Abb. 4 und 5 verteilt sind. Der obere Rand der linken und der untere Rand der rechten Wand erhalten positive, die beiden anderen Ränder negative Längsspannungen. Denkt man sich dagegen die beiden senkrechten Wände unendlich dünn (Abb. 7b), dann wird das ganze Drehmoment nur von der Biegefestigkeit der beiden waagrechten Wände aufgenommen und die einzelnen Kanten des ganzen Kastens erhalten gerade entgegengesetzte Längsspannungen. Wenn also alle Wände endliche Stärke besitzen, dann werden sich in jeder Kante die positiven und negativen Längsspannungen teilweise aufheben und man erhält das in Abb. 7 gezeichnete Spannungsbild. Es wird ganz auf das Verhältnis der Wandstärken ankommen, ob in den einzelnen Kanten die positiven oder

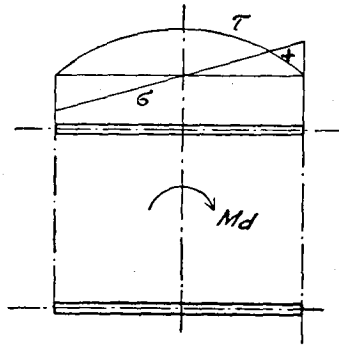


Abb. 7b.

negativen Längsspannungen überwiegen, und nur bei einem ganz bestimmten Verhältnis der Wandstärken werden sie sich vollständig aufheben.

Von diesem Gesichtspunkt ausgehend hat der Verfasser bereits in einer im „Eisenbau“ 1918, S. 45 ff. erschienenen Abhandlung die Drehungsbeanspruchung rechteckiger Kastenquerschnitte behandelt und in einer ungefähr gleichzeitig mit der vorliegenden Schrift in derselben Zeitschrift erscheinenden Veröffentlichung wird die entsprechende Untersuchung auch für dünnwandige U-förmige Querschnitte durchgeführt werden. Die erstgenannte Abhandlung bezieht sich besonders auf den bei Schiebetoren in Frage kommenden Fall, und da ihre Kenntnis nicht allgemein vorausgesetzt werden kann und auch einige Er-

weiterungen angezeigt erscheinen, so mögen jene Ableitungen hier wiederholt sein.

Es wurde angenommen, daß der Träger an beiden Enden biegunsgelenkig aber drehungsfest gelagert, durch ein über die ganze Trägerlänge symmetrisch verteiltes Drehmoment belastet und durch Querverbände derart ausgesteift sei, daß die Querschnitte ihre rechteckige Form beibehalten. Diese Voraussetzungen sind bei Schiebetoren im allgemeinen erfüllt und werden auch durch die tatsächlichen Formänderungen der Querverbände nicht wesentlich gestört.

Es wurde ausgegangen von einem geraden, vierwandigen Kastenträger mit rechteckigem Querschnitt, dessen Wände mit den Rändern zusammenstoßen und in dem jeweils zwei gegenüber liegende Wände gleich stark sind (Abb. 7), und angenommen, daß die Längsspannungen geradlinig über die einzelnen Wandquerschnitte verteilt seien. Diese Annahme erscheint vielleicht etwas willkürlich. Bedenkt man aber, wie sich aus den nachstehenden Ableitungen deutlich zeigen wird, daß diese Längsspannungen erst dann größere Werte erhalten, wenn das eine Wandpaar verhältnismäßig sehr schwach ist, wenn sich also die Drehungsbeanspruchung des Kastenträgers schon stark der durch Abb. 7 a und 7 b gekennzeichneten Biegungsbeanspruchung zweier paralleler Träger nähert, und daß auch eine Drehungsbeanspruchung von dünnwandigen I- oder U-förmigen Querschnitten einer reinen Biegungsbeanspruchung der als einzelne Träger gedachten Flansche sehr ähnlich sieht, dann wird man anerkennen müssen, daß bei der Drehungsbeanspruchung von dünnwandigen kasten-, I- oder

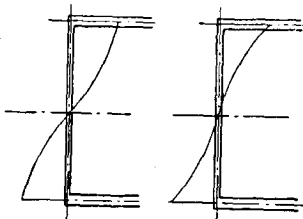


Abb. 7c.

Abb. 7d

U-förmigen Querschnitten eine geradlinige Verteilung der Längsspannungen innerhalb der einzelnen Wandquerschnitte mit mindestens der gleichen Berechtigung angenommen werden darf wie bei lediglich auf Biegungsbeanspruchten Querschnitten, wo diese Annahme bekanntlich allgemein üblich ist. Genau genommen ist aller-

dings anzunehmen, daß diese Längsspannungen nach irgendeiner sanften Kurve verteilt seien. Diese wird aber von der Geraden nicht stark abweichen und eher der Abb. 7 c als 7 d entsprechen, so daß man durch die Annahme einer geradlinigen Verteilung der Längsspannungen eher zu ungünstige als zu günstige Ergebnisse erhält.

Aus der Annahme einer geradlinigen Verteilung der Längsspannungen innerhalb der einzelnen Wandquerschnitte folgt, daß in einem nach Abb. 7 ausgebildeten doppelsymmetrischen Querschnitt die Längsspannungen an allen vier Kanten gleich groß sind, aber abwechselndes Vorzeichen besitzen, und daß, wenn die Längsspannung an einer Kante gleich Null wird, die Längsspannungen auch im ganzen Querschnitt verschwinden. Die Schubspannungen sind dann in jeder Wand gleichmäßig über deren ganze Breite verteilt und die Durchbiegung der einzelnen Wände ist nur von den Schubspannungen abhängig. Da an jeder Kante

$$\tau_1 \cdot d_1 = \tau_2 \cdot d_2$$

und die Änderung des Drehungswinkels

$$\frac{d\omega}{dx} = \frac{2\tau_1}{G \cdot b} = \frac{2\tau_2}{G \cdot a}$$

ist, so wird

$$(1) \quad \frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{d_2}{d_1} = \frac{b}{a}.$$

Die Längsspannungen werden also dann zu Null, wenn die Wandstärken im gleichen Verhältnis zueinander stehen wie die Breiten.

Wir bezeichnen im folgenden mit  $m_a$  ein über die Trägelänge verteiltes, auf die Längeneinheit des Trägers bezogenes Drehmoment, mit  $M_a$  ein an einer bestimmten Stelle einwirkendes

einzelnes Drehmoment, und mit  $M_D = \sum_0^x M_a = \int_0^x m_a \cdot dx$  das

auf einen bestimmten Trägerquerschnitt einwirkende Drehmoment, entsprechend wie man allgemein mit  $p$  eine verteilte, auf die Längeneinheit bezogene Belastung, mit  $P$  eine Einzellast

und mit

$$Q = \sum P = \int p \cdot dx$$

die auf einen bestimmten Querschnitt einwirkende Querkraft bezeichnet.

Das von jedem Wandpaar aufgenommene Drehmoment ist

$$\tau_1 \cdot d_1 \cdot a \cdot b = \tau_2 \cdot d_2 \cdot a \cdot b$$

und da

$$\tau_1 \cdot d_1 \cdot a \cdot b + \tau_2 \cdot d_2 \cdot a \cdot b = M_D$$

ist, so wird

$$\tau_1 \cdot d_1 \cdot a \cdot b = \tau_2 \cdot d_2 \cdot a \cdot b = \frac{M_D}{2}.$$

Das auf den betrachteten Querschnitt einwirkende Drehmoment  $M_D$  wird also je zur Hälfte von den beiden Wandpaaren aufgenommen und das Drehungsträgheitsmoment wird

$$(2) \quad J_d = \frac{M_D}{\frac{d\omega}{dx} \cdot G} = \frac{2\tau_1 d_1 a b}{\frac{2\tau_1}{G \cdot b} \cdot G} = a b^2 d_1 = \frac{2\tau_2 d_2 a b}{\frac{2\tau_2}{G \cdot a} \cdot G} = a^2 b d_2.$$

Für jedes andere Verhältnis der Wandstärken wird die Drehungsbeanspruchung auch Längsspannungen mit sich bringen. Aus der Annahme einer geradlinigen Verteilung derselben innerhalb der einzelnen Wände folgt eine parabelförmige Verteilung der Schubspannungen (Abb. 7). Ist die Stärke der wagerechten Wände  $d_1 > d_2 \frac{a}{b}$ , dann entstehen in der oberen rechten und der unteren linken Kante positive Längsspannungen, die gegen die Trägerenden hin abnehmen, so daß  $\frac{d\sigma_{k+}}{dx}$  einen negativen Wert darstellt, sofern  $x$  den Abstand von Trägermitte bedeutet. Die Schubspannungen werden in den Seiten  $a$  nach einer konvexen und in den Seiten  $b$  nach einer konkaven Parabel verteilt sein, wobei

$$\tau_1' - \tau_1 = - \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \cdot \frac{a}{4}$$

und

$$\tau_2 - \tau_2' = - \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \cdot \frac{b}{4}$$

ist. Die von den einzelnen Wänden aufzunehmenden Querkräfte werden

$$Q_a = a d_1 \left\{ \tau_1 + \frac{2}{3} (\tau_1' - \tau_1) \right\} = a d_1 \left\{ \tau_1 - \frac{a}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \right\}$$

und

$$\begin{aligned} Q_b &= b \cdot d_1 \left\{ \tau_2 - \frac{2}{3} (\tau_2' - \tau_2) \right\} = b d_2 \left( \tau_2 + \frac{b}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \right) \\ &= b \left( \tau_1 d_1 + \frac{b d_2}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \right), \end{aligned}$$

woraus man erhält

$$a \cdot b \cdot \tau_1 d_1 = Q_a \cdot b + \frac{a^2 b d_1}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx} = Q_b \cdot a - \frac{a b^2 d_2}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx}$$

$$Q_a \cdot b - Q_b \cdot a = - (a d_1 + b d_2) \frac{a b}{6} \frac{d\sigma_{k+}}{dx},$$

und da

$$Q_a \cdot b + Q_b \cdot a = M_D$$

ist, so wird

$$Q_a = \frac{M_D}{2b} - (a d_1 + b d_2) \frac{a}{12} \frac{d\sigma_{k+}}{dx}$$

$$Q_b = \frac{M_D}{2a} + (a d_1 + b d_2) \frac{b}{12} \frac{d\sigma_{k+}}{dx}.$$

Die Durchbiegung  $f_a$  der Wände  $a$  entspricht der Differentialgleichung

$$\frac{df_a}{dx} = \frac{Q_a}{a d_1 G} + \int_0^x \frac{\sigma_{k+} dx \cdot 2}{a E} = \frac{Q_a}{a d_1 G} + \frac{2}{a E} \int_0^x \sigma_{k+} dx$$

und diejenige der Wände  $b$  der Gleichung

$$\frac{df_b}{dx} = \frac{Q_b}{b d_2 G} - \frac{2}{b E} \int_0^x \sigma_{k+} dx.$$

Die Änderung des Verdrehungswinkels ist

$$\frac{d\omega}{dx} = \frac{2}{b} \frac{df_a}{dx} = \frac{2}{a} \frac{df_b}{dx},$$

folglich

$$\frac{4}{E} \int_0^x \sigma_{k+} \cdot dx = \frac{Q_b}{G \cdot d_2} - \frac{Q_a}{G \cdot d_1}$$

$$\begin{aligned} \int_0^x \sigma_{k+} \cdot dx &= \frac{E}{4G} \left( \frac{Q_b}{d_2} - \frac{Q_a}{d_1} \right) \\ &= \frac{E}{8G} \left\{ \frac{M_D}{a d_2} + (a d_1 + b d_2) \frac{b}{6 d_2} \frac{d \sigma_{k+}}{dx} - \frac{M_D}{b d_1} + (a d_1 + b d_2) \frac{a}{6 d_1} \frac{d \sigma_{k+}}{dx} \right\} \\ &= \frac{E}{8G} \left\{ \frac{M_D}{ab} \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right) + \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{d \sigma_{k+}}{dx} \right\} \\ (3) \sigma_{k+} &= \frac{E}{8G} \left\{ \frac{m_d}{ab} \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right) + \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{d^2 \sigma_{k+}}{dx^2} \right\}. \end{aligned}$$

Dieses ist die allgemeine Differentialgleichung der an den Kanten eines Kastenträgers mit rechteckigem geschlossenem und doppelsymmetrischem Querschnitt durch die Drehungsbeanspruchung erzeugten Längsspannungen. Sie kann der Einfachheit halber

$$(3a) \quad \sigma_k = A \cdot m_d + B^2 \frac{d^2 \sigma_k}{dx^2}$$

geschrieben werden, wobei A und B zwei Konstante, nämlich

$$A = \frac{E}{8G} \left\{ \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right\} \frac{1}{ab}$$

und

$$B^2 = \frac{E}{8G} \left\{ \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right\} \frac{a d_1 + b d_2}{6}$$

bedeuten und das auf die Längeneinheit des Trägers bezogene Drehmoment  $m_d$  nach einem beliebigen Gesetz verteilt sein kann.

In der im „Eisenbau“ März 1918 veröffentlichten Untersuchung wurde eine einfache Lösung nachgewiesen für den Fall, daß  $m_d$  nach einer Sinuskurve von der Form

$$m_d = m_{d \max} \cdot \cos \frac{\pi x}{l}$$

verteilt sei. In diesem Falle wird die Bedingung (3) und die



weitere Bedingung, daß die Längsspannungen in den Endquerschnitten stets gleich Null sein müssen, erfüllt, wenn auch  $\sigma_k$  nach einer Sinuskurve von der Form

$$\sigma_k = \sigma_{k \max} \cdot \cos \frac{\pi x}{l}$$

verteilt ist. Es ist dann

$$\frac{d\sigma_k}{dx} = -\frac{\pi^2}{l^2} \sigma_{k \max} \cos \frac{\pi x}{l} = -\frac{\pi^2}{l^2} \sigma_k$$

und folglich

$$(4) \quad \sigma_k = \frac{E}{8G} \left\{ \frac{m_d}{ab} \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right) - \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \sigma_k \right\}$$

$$= \frac{m_d \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right)}{ab \left\{ \frac{8G}{E} + \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \right\}}$$

Für  $\frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} = 0$  ist die Längsspannung an den Rändern gleich Null, und zwar für jeden beliebigen Querschnitt.

Die Schubspannungen an den Kanten werden

$$\tau_1 d_1 = \tau_2 d_2 = \frac{Q_a}{a} + \frac{a d_1}{6} \cdot \frac{d\sigma_k}{dx} = \frac{M_D}{2ab} + \frac{d\sigma_k a d_1 - b d_2}{12}$$

und da

$$M_D = \int_0^x m_d dx = m_{d \max} \int_0^x \cos \frac{\pi x}{l} \cdot dx = \frac{m_{d \max}}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$$

$$= m_d \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi x}{l}$$

und

$$\frac{d\sigma_k}{dx} = -\frac{\pi}{l} \sigma_{k \max} \sin \frac{\pi x}{l} = -\frac{\pi \sigma_k}{l} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi x}{l} = -\frac{\pi \sigma_k^2}{l^2} \frac{M_D}{m_d}$$

ist,

$$(5) \quad \tau_1 d_1 = \tau_2 d_2 = \frac{M_D}{2ab} - \frac{\pi \sigma_k M_D (a d_1 - b d_2)}{12 l^2 m_d}$$

$$= \frac{M_D}{2ab} \left\{ 1 - \frac{\pi^2 a b \sigma_k}{6 l^2 m_d} (a d_1 - b d_2) \right\}$$

Die Schubspannungen in den Feldmitten sind

$$(6) \quad \tau_1' d_1 = \left( \tau_1 - \frac{a}{4} \cdot \frac{d \sigma_{k+}}{d x} \right) d_1 = \frac{M_D}{2 a b} \frac{d \sigma_{k+} b d_2 + 2 a d_1}{d x} \\ = \frac{M_D}{2 a b} \left\{ 1 + \frac{\pi^2 a b \sigma_{k+}}{6 l^2 m_d} (2 a d_1 + b d_2) \right\}$$

$$(7) \quad \tau_2' d_2 = \left( \tau_2 + \frac{b}{4} \frac{d \sigma_{k+}}{d x} \right) d_2 = \frac{M_D}{2 a b} \frac{d \sigma_{k+} a d_1 + 2 b d_2}{d x} \\ = \frac{M_D}{2 a b} \left\{ 1 - \frac{\pi^2 a b \sigma_{k+}}{6 l^2 m_d} (a d_1 + 2 b d_2) \right\}$$

und das Drehungsträgheitsmoment wird

$$J_d = \frac{M_D}{G \frac{d \omega}{d x}} = \frac{M_D a b}{2 G \left( \frac{Q_a}{G d_1} + \frac{2}{E} \int_0^x \sigma_{k+} d x \right)} \\ = \frac{M_D a b}{2 G \left\{ \frac{M_D}{2 b G d_1} - \frac{(a d_1 + b d_2) a}{12 G d_1} \cdot \frac{d \sigma_{k+}}{d x} + \frac{2}{E} \int_0^x \sigma_{k+} d x \right\}} \\ = \frac{M_D a b}{\frac{M_D}{b d_1} + \frac{(a d_1 + b d_2) a}{6 d_1} \frac{\pi^2 \sigma_{k+} M_d}{l^2 m_d} + \frac{4 G M_d}{E m_d} \cdot \sigma_{k+}} \\ = \frac{a b}{\frac{1}{b d_1} + \left\{ \frac{(a d_1 + b d_2) a \pi^2}{6 d_1 l^2} + 4 \frac{G}{E} \right\} \frac{\sigma_{k+}}{m_d}} \\ = \frac{a b^2 d_1}{\left( \frac{4 G b d_1}{E} + \frac{(a d_1 + b d_2) a b \pi^2}{6 l^2} \right) \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right)} \\ + \frac{a b \left\{ \frac{8 G}{E} + \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \right\}}{a b^2 d_1 \cdot a b \left\{ \frac{8 G}{E} + \frac{a d_1 + b d_2}{6} \left( \frac{b}{d_2} + \frac{a}{d_1} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \right\}} \\ = \frac{4 G \left( 2 a b + b^2 \frac{d_1}{d_2} - a b \right) + \frac{(a d_1 + b d_2) \pi^2}{6 l^2} \left( \frac{a b^2}{d_2} + \frac{a^2 b}{d_1} + \frac{a b^2}{d_2} - \frac{a^2 b}{d_1} \right)}$$

$$= \frac{2 a^2 b^2 d_1 d_2 \left\{ 1 + \frac{(a d_1 + b d_2)(a d_2 + b d_1) \pi^2 E}{48 G d_1 d_2 l^2} \right\}}{a d_2 + b d_1 + \frac{(a d_1 + b d_2) a b \pi^2 E}{12 G l^2}}$$

$$(8) \quad J_d = \frac{2 a^2 b^2 d_1 d_2}{a d_2 + b d_1} \left\{ \frac{1 + \frac{\pi^2 E (a d_1 + b d_2)(a d_2 + b d_1)}{48 G l^2 d_1 d_2}}{1 + \frac{\pi^2 E a b (a d_1 + b d_2)}{12 G l^2 (a d_2 + b d_1)}} \right\}$$

Auf Grund dieser Formeln sind in der genannten Veröffentlichung im „Eisenbau“ 1918 auf S. 48 und 49 zwei Zahlentafeln angegeben, eine für quadratische Querschnitte mit  $a = b = \frac{l}{6}$  und verschiedene Werte von  $\frac{d_2}{d_1} < 1$  (Abb. 9) und

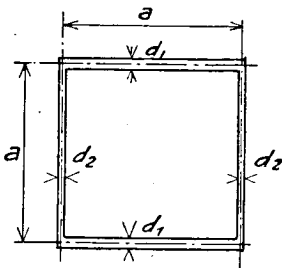


Abb. 8.

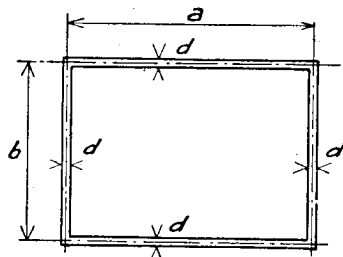


Abb. 9.

eine für rechteckige Querschnitte mit lauter gleichen Wandstärken  $d_1 = d_2$ ,  $l = 6\sqrt{ab}$  und verschiedene Werte für  $\frac{a}{b} > 1$  (Abb. 10). Dabei wurden die in Zahlentafel 1 und 2 angegebenen Beanspruchungen und Drehungsträgheitsmomente gefunden. Man erkennt daraus, daß, wenn das Verhältnis der Stärke zur Breite für die einzelnen Wände nicht sehr stark voneinander abweicht, die Längsspannungen nur klein und die Schubspannungen annähernd gleichmäßig über den Quer-

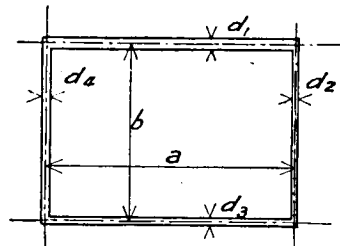


Abb. 10.

schnitt der einzelnen Wände verteilt sind und daß der große Klammerausdruck in der Formel (8) für  $J_a$  nur wenig größer als 1 ist, so daß man fast allgemein die Längsspannungen vernachlässigen, eine gleichmäßige Verteilung des Drehmomentes auf die beiden Wandpaare und eine gleichmäßige Verteilung der Schubspannungen innerhalb der einzelnen Wände annehmen und das Drehungsträgheitsmoment gleich

$$(8a) \quad J_a = \frac{2 a^2 b^2 d_1 d_2}{a d_2 + b d_1}$$

also gleich dem doppelten harmonischen Mittel aus den Drehungsträgheitsmomenten  $J_{a_1} = \frac{a \cdot b^2 \cdot d_1}{2}$  und  $J_{a_2} = \frac{a^2 \cdot b \cdot d_2}{2}$  der einzelnen Wandpaare setzen kann.

**Zahlentafel 1.** Drehungsbeanspruchungen und Drehungsträgheitsmomente quadratischer Kastenquerschnitte bei paarweise gleichen Wandstärken und sinusförmiger Verteilung des Drehmomentes, berechnet für eine Stützweite  $l = 6 \cdot a$

Verhältnis der Wand- stärken $d_2 : d_1$	Längsspan- nungen an den Kanten $\sigma_k =$	Schubspannungen			Drehungs- trägheits- momente $J_d =$
		an den Kanten $\tau_1 d_1 = \tau_2 d_2 =$	in der Mitte der dicken Seiten $\tau_1' =$	dünn. Seiten $\tau_2' =$	
1 : 1	0	$1,000 \cdot \frac{M_D}{2a^2}$	$1,000 \cdot \frac{M_D}{2a^2 d_1}$	$1,000 \cdot \frac{M_D}{2a^2 d_2}$	$1,000 \cdot \frac{2a^3 d_1 d_2}{d_1 + d_2}$
1 : 2	$0,305 \cdot \frac{m_d}{a d_1}$	0,993 · "	1,035 · "	0,972 · "	1,007 · "
1 : 4	0,892 · "	0,969 · "	1,092 · "	0,939 · "	1,032 · "
1 : 8	1,978 · "	0,921 · "	1,192 · "	0,887 · "	1,086 · "
1 : 16	3,85 · "	0,834 · "	1,364 · "	0,802 · "	1,198 · "
1 : 32	6,68 · "	0,703 · "	1,622 · "	0,675 · "	1,424 · "
1 : 64	10,30 · "	0,534 · "	1,948 · "	0,514 · "	1,875 · "
1 : ∞	21,9 · "	0	3,000 · "	0	$\frac{a^3 d_1}{35,5}$

**Zahlentafel 2.** Drehungsbeanspruchungen und Drehungsträgheitsmomente rechteckiger Kastenquerschnitte mit gleichen Wandstärken und sinusförmiger Verteilung des Drehmomentes, berechnet für eine Stützweite  $l = 6 \cdot \sqrt{a \cdot b}$

Seitenverhältnis $b : a =$	Längsspannungen an den Kanten $\sigma_k =$	Schubspannungen			Drehungsträgheitsmomente $J_d$
		an den Kanten $\tau_L = \tau_2$	in der Mitte der breiten Seiten   schmalen Seiten $\tau_1' = \tau_3' =$		
1 : 1	0	$1,000 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,000 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,000 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,000 \cdot \frac{2a^2b^2d}{a+b}$
1 : 2	$0,215 \cdot \frac{m_d}{\sqrt{ab \cdot d}}$	$1,007 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$0,965 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,028 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,007 \cdot \frac{2a^2b^2d}{a+b}$
1 : 4	$0,446 \cdot \frac{m_d}{\sqrt{ab \cdot d}}$	$1,0305 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$0,908 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,061 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,032 \cdot \frac{2a^2b^2d}{a+b}$
1 : 8	$0,699 \cdot \frac{m_d}{\sqrt{ab \cdot d}}$	$1,079 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$0,808 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,113 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,086 \cdot \frac{2a^2b^2d}{a+b}$
1 : 16	$0,962 \cdot \frac{m_d}{\sqrt{ab \cdot d}}$	$1,165 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$0,638 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,198 \cdot \frac{M_d}{2abd}$	$1,198 \cdot \frac{2a^2b^2d}{a+b}$

Eine andere einfache Lösung ergibt sich für  $m_d = \text{konstant}$ . In diesem Falle folgt aus Gleichung (3a)

$$\frac{d^2 \sigma_{k+}}{dx^2} = \frac{\sigma_{k+} - A m_d}{B^2} = f(x)$$

und daraus z. B. nach „Hütte“ 23. Aufl. Bd. 1 S. 82 u. 74

$$\begin{aligned} x &= \int \frac{d\sigma_{k+}}{\sqrt{C + 2 \int f(\sigma_{k+}) d\sigma_{k+}}} + C_1 = \int \frac{d\sigma_{k+}}{\sqrt{C + 2 \int \frac{\sigma_{k+} - A m_d}{B^2} d\sigma_{k+}}} + C_1 \\ &= \int \frac{d\sigma_{k+}}{\sqrt{C - \frac{2A m_d \cdot \sigma_{k+}}{B^2} + \frac{\sigma_{k+}^2}{B^2}}} + C_1 = B \cdot \text{Ar} \cdot \text{Co}f \frac{\sigma_{k+} - A m_d}{\sqrt{A^2 m_d^2 - C B^2}} + C_1 \\ &\quad \text{Co}f \frac{x - C_1'}{B} = \frac{\sigma_{k+} - A m_d}{\sqrt{A^2 m_d^2 - C B^2}} \end{aligned}$$

$$(9) \quad \sigma_{k+} = A \cdot m_d + \sqrt{A^2 m_d^2 - C B^2} \cdot \text{Co}f \frac{x - C_1'}{B}$$

Für  $x = 0$ , also für Trägermitte ist aus Symmetriegründen

$$\frac{d\sigma_{k+}}{dx} = 0 = \frac{\sqrt{A^2 m_d^2 - C B^2}}{B} \cdot \text{Si}n \frac{0 - C_1'}{B}$$

und folglich  $C_1' = 0$  und da an den Trägerenden  $\sigma = 0$  ist, so wird nach Gleichung (5) und (9)

$$0 = A m_a + \sqrt{A^2 m_a^2 - C B^2} \cdot \text{Cof} \frac{1}{2B}$$

$$\sqrt{A^2 m_a^2 - C B^2} = - \frac{A m_a}{\text{Cof} \frac{1}{2B}}$$

und folglich allgemein

$$(10) \quad \sigma_{k+} = A m_a \left\{ 1 - \frac{\text{Cof} \frac{x}{B}}{\text{Cof} \frac{1}{2B}} \right\}$$

$$\frac{d\sigma_{k+}}{dx} = - \frac{A m_a}{B} \cdot \frac{\text{Sin} \frac{x}{B}}{\text{Cof} \frac{1}{2B}}$$

$$\int_0^x \sigma_{k+} \cdot dx = A m_a \left( x - B \frac{\text{Sin} \frac{x}{B}}{\text{Cof} \frac{1}{2B}} \right),$$

also für Trägermitte

$$(11) \quad \sigma_{k \max} = A \cdot m_a \left\{ 1 - \frac{1}{\text{Cof} \frac{1}{2B}} \right\}.$$

Die Längsspannungen sind also in der Längsrichtung des Trägers nach einer Kettenlinie verteilt. Die Schubspannungen werden an den Kanten

$$(12) \quad \tau_1 d_1 = \tau_2 d_2 = \frac{M_D}{2ab} + \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \cdot \frac{a d_1 - b d_2}{12} = \frac{m_a \cdot x}{ab} - \frac{A m_a (a d_1 - b d_2) \text{Sin} \frac{x}{B}}{12 B \cdot \text{Cof} \frac{1}{2B}}$$

und in den Feldmitten

$$(13) \quad \tau_1' d_1 = \frac{M_D}{2ab} - \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \cdot \frac{2a d_1 + b d_2}{12} = \frac{m_a \cdot x}{ab} + \frac{A m_a}{12 B} (2a d_1 + b d_2) \frac{\text{Sin} \frac{x}{B}}{\text{Cof} \frac{1}{2B}}$$

$$(14) \quad \tau_2' d_2 = \frac{M_D}{2ab} + \frac{d\sigma_{k+}}{dx} \cdot \frac{a d_1 + 2b d_2}{12} = \frac{m_a \cdot x}{ab} - \frac{A m_a}{12 B} (a d_1 + 2b d_2) \frac{\text{Sin} \frac{x}{B}}{\text{Cof} \frac{1}{2B}}$$

und das Drehungs-Trägheitsmoment wird

$$\begin{aligned}
 (15) \quad J_a &= \frac{M_D}{G \cdot \frac{d\omega}{dx}} = \frac{M_D ab}{bd_1 - \frac{ad_1 + bd_2}{bd_1} a \frac{d\sigma_{k+}}{dx} + \frac{4G}{E} \int_0^x \sigma_{k+} dx} \\
 &= \frac{x ab m_a}{\frac{x m_a}{bd_1} + \frac{ad_1 + bd_2}{bd_1} a \frac{A}{B} \cdot \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} m_a + \frac{4G}{E} A m_a \cdot \left( x - B \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} \right)}{ab} \\
 &= \frac{\frac{1}{bd_1} + A \left\{ \frac{4G}{E} + \left( \frac{ad_1 + bd_2}{6d_1} \cdot \frac{a}{xB} - \frac{4GB}{xE} \right) \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} \right\}}{ab^2 d_1} \\
 &= \frac{1 + \frac{Ed_1}{8G \cdot a} \left( \frac{b}{d_2} - \frac{a}{d_1} \right) \left\{ \frac{E}{4G} + \left[ \frac{(ad_1 + bd_2) a \sqrt{48G} \sqrt{d_1 d_2}}{6d_1 x \sqrt{E} \sqrt{ad_1 + bd_2} \sqrt{ad_2 + bd_1}} \right. \right.}{ab^2 d_1} \\
 &\quad \left. \left. - \frac{4G}{E} \sqrt{\frac{48G}{E} \frac{\sqrt{ad_1 + bd_2} \sqrt{ad_2 + bd_1}}{x \cdot \sqrt{d_1 d_2}}} \right] \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} \right\}}{ab^2 d_1} \\
 &= \frac{1 + \frac{bd_1 - ad_2}{2ad_2} \left\{ 1 + \left[ \sqrt{\frac{ad_1 + bd_2}{ad_2 + bd_1}} \sqrt{\frac{3E}{G}} \sqrt{\frac{d_2}{d_1}} \cdot \frac{a}{6x} \right. \right.}{2a^2 b^2 d_1 d_2} \\
 &\quad \left. \left. - \sqrt{\frac{ad_1 + bd_2}{ad_2 + bd_1}} \sqrt{\frac{3E}{G}} \frac{ad_2 + bd_1}{12x \sqrt{d_1 d_2}} \right] \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} \right\}}{2a^2 b^2 d_1 d_2} \\
 &= \frac{ad_2 + bd_1 + (bd_1 - ad_2) \sqrt{\frac{ad_1 + bd_2}{ad_2 + bd_1}} \sqrt{\frac{3E}{G}} \frac{1}{12x \sqrt{d_1 d_2}} \{ 2ad_2 - (ad_2 + bd_1) \} \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}}}{2a^2 b^2 d_1 d_2}
 \end{aligned}$$

$$J_d = \frac{2a^2b^2d_1d_2}{(ad_2 + bd_1) \left\{ 1 - \frac{(bd_1 - ad_2)^2}{12x\sqrt{d_1d_2}} \sqrt{\frac{ad_1 + bd_2}{(ad_2 + bd_1)^3}} \cdot \sqrt{\frac{3E}{G}} \cdot \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{1}{2B}} \right\}}$$

Für quadratische Querschnitte (Abb. 8) wäre demnach

$$A = \frac{E}{8G} \cdot a d_1 \left( \frac{d_1}{d_2} - 1 \right)$$

$$B^2 = \frac{E}{8G} \cdot \frac{a^2}{6} \left( \frac{d_1}{d_2} + 1 \right) \left( 1 + \frac{d_2}{d_1} \right) = \frac{E a^2 \left( \frac{d_1}{d_2} + 1 \right)^2 \frac{d_2}{d_1}}{48G}$$

$$B = \frac{a}{4} \left( \frac{d_1}{d_2} + 1 \right) \sqrt{\frac{E}{3G} \cdot \frac{d_2}{d_1}}$$

woraus sich für verschiedene Verhältnisse  $\frac{d_1}{d_2}$  die in Zahlentafel 3 angegebenen Werte für die Längsspannungen ergeben. Sie zeigen wieder, daß die Längsspannungen anfänglich nur langsam wachsen und erst dann erhebliche Werte annehmen, wenn die Wandstärken stark voneinander abweichen. Ist z. B.  $d_2 = \frac{d_1}{2}$ , dann ist die Längsspannung erst  $\frac{0,32}{27,0} = 1,2\%$  und bei  $d_2 = \frac{d_1}{64}$  erst  $\frac{12,43}{27,0} = 46\%$  des bei  $d_2 = 0$  auftretenden Wertes, während für sinusförmige Verteilung  $\frac{0,305}{21,9} = 1,4\%$  bzw.  $\frac{10,3}{21,9} = 47\%$  gefunden wurde. Es bestätigt sich also, daß man praktisch fast immer die durch die Drehungsbeanspruchung hervorgerufenen Längsspannungen vernachlässigen und annehmen kann, daß die Schubspannungen innerhalb eines Querschnittes gleichmäßig über die einzelnen Wände verteilt seien und daß das Drehmoment je zur Hälfte von den beiden Wandpaaren aufgenommen werde. Die Drehungsbeanspruchungen sind also nur in unbedeutendem Maße davon abhängig, wie das äußere Drehmoment über die Trägerlänge verteilt sei. In den meisten praktischen Fällen kann man diesen Einfluß ruhig vernach-



lässigen und sich auf die angenäherte Berechnung der Schubspannungen beschränken, die man erhält, wenn man das auf den zu untersuchenden Querschnitt einwirkende Drehmoment zu gleichen Teilen auf die beiden Wandpaare verteilt.

**Zahlentafel 3.** Längsspannungen infolge der Drehungsbeanspruchung von quadratischen Kastenquerschnitten mit paarweise gleichen Wandstärken und gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteiltem Drehmoment, berechnet für die Stützweite  $l = 6 \cdot a$ .

Verhältnis der Wandstärken $d_2 : d_1 =$	$A \cdot a \cdot d_1 =$	$B : a =$	$\frac{l}{2B} =$	$\cos \frac{l}{2B} =$	$1 - \frac{1}{\cos \frac{l}{2B}} =$	$\sigma_k \max =$
1 : 1	$\frac{2,6}{8} \cdot 0 = 0$	$\sqrt{\frac{2,6}{3}} \cdot \frac{2}{4} = 0,466$	6,44	313,2	0,997	$0 \cdot \frac{m_d}{a \cdot d_1}$
1 : 2	" · 1 = 0,325	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 2}} \cdot \frac{3}{4} = 0,494$	6,08	218,5	0,9955	0,32 · "
1 : 4	" · 3 = 0,975	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 4}} \cdot \frac{5}{4} = 0,582$	5,16	87,1	0,9885	0,96 · "
1 : 8	" · 7 = 2,275	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 8}} \cdot \frac{9}{4} = 0,741$	4,05	28,707	0,965	2,95 · "
1 : 16	" · 15 = 4,875	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 16}} \cdot \frac{17}{4} = 0,989$	3,03	10,373	0,904	4,41 · "
1 : 32	" · 31 = 10,075	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 32}} \cdot \frac{33}{4} = 1,357$	2,21	4,613	0,783	7,89 · "
1 : 64	" · 63 = 20,475	$\sqrt{\frac{2,6}{3 \cdot 64}} \cdot \frac{65}{4} = 1,892$	1,586	2,545	0,607	12,43 · "

$$\sigma_k = \frac{m_d (6a)^2}{a \cdot 8} \cdot \frac{6}{a^2 d_1} = 27,00 \cdot "$$

Das Drehungsträgheitsmoment ist bei gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteiltem Drehmoment in geringem Maße von  $x$  abhängig und wird für quadratische Querschnitte mit paarweise gleichen Wandstärken (Abb. 8)

$$(16) \quad J_d = \frac{2a^3 d_1 d_2}{d_1 + d_2} \left[ 1 - \frac{1}{24 \sqrt{d_1 d_2} (d_1 + d_2)} \frac{\sin \frac{x}{B}}{\cos \frac{l}{2B}} \right],$$

woraus sich für  $l = 6 \cdot a$  und  $x = \frac{1}{3}$  die in Zahlentafel 4 angegebenen Werte ergeben.

**Zahlentafel 4.** Drehungsträgheitsmomente quadratischer Kastenquerschnitte bei paarweise gleichen Wandstärken und gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteiltem Drehmoment, berechnet für  $l = 6 \cdot a$  und  $x = 2 \cdot a$ .

Verhältnis der Wandstärken $d_2 : d_1 =$	$B =$	$\frac{x}{B} = \frac{1}{3B} =$	$\sin \frac{1}{3B}$	$\frac{(d_1 - d_2)^2 \sqrt{7,8} \cdot \sin \frac{x}{B}}{24 \sqrt{d_1 d_2} (d_1 + d_2) \cos \frac{1}{2B}}$	$J_d$	$J_d$ nach Zahlentafel 1 für sinusförmig verteiltes $m_d$
1 : 1	0,466 · a	4,295	36,66	0	1,000 · $\frac{2a^3 d_1 d_2}{d_1 + d_2}$	1,000 · $\frac{2a^3 d_1 d_2}{d_1 + d_2}$
1 : 2	0,494 · a	4,05	28,69	$\frac{1 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 28,69}{24 \cdot \sqrt{2} \cdot 3 \cdot 218,5} = 0,0036$	1,004 · „	1,007 · „
1 : 4	0,582 · a	3,44	15,577	$\frac{3^2 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 15,577}{24 \cdot \sqrt{4} \cdot 5 \cdot 87,1} = 0,0187$	1,019 · „	1,032 · „
1 : 8	0,741 · a	2,70	7,406	$\frac{7^2 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 7,406}{24 \cdot \sqrt{8} \cdot 9 \cdot 28,707} = 0,0578$	1,061 · „	1,086 · „
1 : 16	0,989 · a	2,02	3,703	$\frac{15^2 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 3,703}{24 \cdot \sqrt{16} \cdot 17 \cdot 10,373} = 0,1373$	1,159 · „	1,198 · „
1 : 32	1,357 · a	1,473	2,071	$\frac{31^2 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 2,071}{24 \cdot \sqrt{32} \cdot 33 \cdot 4,613} = 0,269$	1,368 · „	1,424 · „
1 : 64	1,892 · a	1,114	1,359	$\frac{63^2 \cdot \sqrt{7,8} \cdot 1,359}{24 \cdot \sqrt{64} \cdot 65 \cdot 2,545} = 0,474$	1,900 · „	1,875 · „

Für rechteckige Querschnitte mit lauter gleichen Wandstärken (Abb. 9) erhält man

$$(17) \quad J_d = \frac{2a^2 b^2 d}{a + b} \left\{ 1 - \frac{\frac{1}{(a - b)^2 \sqrt{7,8} \cdot \sin \frac{x}{B}}}{12 \cdot x \cdot (a + b) \cos \frac{1}{2B}} \right\}$$

$$B^2 = \frac{2,6}{8} \frac{(a + b)^2}{6}; \quad B = \sqrt{\frac{2,6}{3} \cdot \frac{a + b}{4}}$$

also z. B. für  $l = 6 \cdot \sqrt{a \cdot b}$  und  $x = \frac{1}{3}$

$$\frac{x}{B} = \sqrt{\frac{3}{2,6} \cdot \frac{8\sqrt{ab}}{a+b}}; \quad \frac{l}{2B} = \sqrt{\frac{3}{2,6} \cdot \frac{12 \cdot \sqrt{ab}}{a+b}}$$

und daraus die in Zahlentafel 5 ermittelten Drehungsträgheitsmomente.

**Zahlentafel 5.** Drehungsträgheitsmomente rechteckiger Kastenquerschnitte bei lauter gleichen Wandstärken und gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteiltem Drehmoment, berechnet für  $l = 6 \cdot \sqrt{a \cdot b}$  und  $x = \frac{1}{3}$ .

Seitenverhältnis $b : a =$	$\frac{x}{B} =$	$\frac{(d - d_2)^2 \sqrt{7,8} \cdot \sin \frac{x}{B}}{24 \sqrt{d_1 d_2} (d_1 + d_2) \cos \frac{1}{2B}} =$	$J_d =$	Bei sinusförmig verteiltem $m_d$ nach Zahlentafel 2	Nach Föppl und Föppl
1 : 1	4,295	0	$1,000 \cdot \frac{2a^2 b^2 d}{a+b}$	$1,000 \cdot \frac{2a^2 b^2 d}{a+b}$	$2,000 \cdot \frac{2a^2 b^2 d}{a+b}$
1 : 2	4,05	$\frac{\sqrt{7,8}}{24} \cdot \frac{1^2 \cdot 28,69}{\sqrt{2 \cdot 3} \cdot 218,5} = 0,0036$	1,004 · "	1,007 · "	1,800 · "
1 : 4	3,44	" $\frac{3^2 \cdot 15,577}{\sqrt{4 \cdot 5} \cdot 87,1} = 0,0187$	1,019 · "	1,032 · "	1,470 · "
1 : 8	2,70	" $\frac{7^2 \cdot 7,406}{\sqrt{8 \cdot 9} \cdot 28,707} = 0,0578$	1,061 · "	1,086 · "	1,246 · "
1 : 16	2,02	" $\frac{15^2 \cdot 3,703}{\sqrt{16 \cdot 17} \cdot 10,393} = 0,1373$	1,159 · "	1,198 · "	1,125 · "
1 : 32	1,473	" $\frac{31^2 \cdot 2,071}{\sqrt{32 \cdot 33} \cdot 4,613} = 0,369$	1,368 · "	1,424 · "	1,062 · "
1 : 64	1,114	" $\frac{63^2 \cdot 1,359}{\sqrt{64 \cdot 65} \cdot 2,545} = 0,474$	1,900 · "	1,875 · "	1,031 · "

Vergleicht man diese in Zahlentafel 4 und 5 gefundenen Drehungsträgheitsmomente mit den entsprechenden in Zahlentafel 1 und 2 für sinusförmig verteiltes  $m_d$  gefundenen Werten, dann erkennt man, daß die beiden Zahlenreihen nur sehr wenig voneinander abweichen, daß also, wie zu erwarten war, das Drehungsträgheitsmoment nur in ganz unbedeutendem

Maße davon abhängig ist, nach welchem Gesetz das Drehmoment über die Trägerlänge verteilt sei. Alle für  $J_d$  gefundenen Werte weichen auch nur wenig von  $J_m = \frac{2a^2 b^2 d_1 d_2}{a d_2 + b d_1}$  ab. Merkwürdige Abweichungen treten erst auf, wenn das Seitenverhältnis sehr stark vom Verhältnis der Wandstärken verschieden ist. Das ist aber schon deshalb unbedenklich, weil man solche Querschnitte ohnehin nicht dort verwenden wird, wo größere Drehungsbeanspruchungen in Frage kommen, und weil der Wert  $J_m$  stets kleiner, höchstens gleich ist wie das tatsächliche Drehungsträgheitsmoment  $J_d$  und deshalb eher einen zu großen Sicherheitsgrad ergibt.

Man erkennt aus den Zahlentafeln 1—5, daß man in der Praxis fast immer und für jede beliebige Verteilung von  $m_d$

1. die Längsspannungen vernachlässigen und annehmen kann,
2. daß das auf einen beliebigen Querschnitt einwirkende Drehmoment zu gleichen Teilen von den beiden Wandpaaren aufgenommen werde,
3. daß die Schubspannungen gleichmäßig über die Querschnitte der einzelnen Wände verteilt seien, und
4. daß das Drehungsträgheitsmoment gleich dem doppelten harmonischen Mittel aus den Drehungsträgheitsmomenten der einzelnen Wandpaare sei.

In der letzten Kolonne der Zahlentafel 5 sind die Werte angegeben, welche die in „Drang und Zwang“ von Föppl und Föppl Bd. 2 S. 130 angegebene Formel

$$(18) \quad J = \frac{2 \cdot d \cdot a^2 b^2 \cdot (a + b)}{a^2 + b^2}$$

ergibt. Nach ihr wäre die Drehungssteifigkeit, oder der Drillungswiderstand, wie Föppl und Föppl sich ausdrücken, bei quadratischen Querschnitten doppelt und bei sehr schmalen

Rechtecken nur etwa halb so groß wie nach unseren obigen Ableitungen.

Die erwähnte Untersuchung im „Eisenbau“ 1918 wurde dann ausgedehnt auf Querschnitte mit vier beliebigen, verschiedenen Wandstärken (Abb. 10), und es wurde gefunden, daß die Längsspannungen wieder auf die ganze Trägerlänge verschwinden können, sofern die Wandstärken der Bedingung

$$(19) \quad \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_3}\right) \cdot a = \left(\frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_4}\right) \cdot b$$

entsprechen, sobald also die harmonischen Mittel je zweier gegenüberliegender Wandstärken im gleichen Verhältnis zueinander stehen wie die Breiten. Das Drehungsträgheitsmoment wird dann

$$(20) \quad J_d = \frac{2 a b^2}{\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_3}} = \frac{2 a^2 b}{\frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_4}}$$

und das Drehmoment wird wieder je zur Hälfte von den beiden Wandpaaren aufgenommen.

Ferner wurde gezeigt, daß auch für rechteckige Kastenquerschnitte mit zwei senkrechten und beliebig vielen wagerechten Wänden die Längsspannungen verschwinden und die Schubspannungen innerhalb der einzelnen Wände gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sein können, sofern die Wandstärken der beiden Seitenwände für alle Felder in gleichem Verhältnis zueinander stehen, wenn also nach Abb. 11

$$(21) \quad \frac{d_{11}}{d_{2r}} = \frac{d_{12}}{d_{r2}} = \dots = \frac{d_{1n}}{d_{rn}}$$

ist und wenn die Stärken der wagerechten Wände der Bedingung

$$(22) \quad \frac{d_{1(n-1)} - d_{1(n-2)}}{d_{n-1}} = \frac{d_{1n} - d_{1(n-1)}}{d_n} = \dots = \frac{h_n - h_{n-1}}{b}$$

entsprechen. Auch in diesem Falle wird das Drehmoment je

zur Hälfte von den senkrechten und wagerechten Wänden aufgenommen und das Drehungsträgheitsmoment wird

$$(23) \quad J_d = \frac{2b^2 F_l F_r}{F_l + F_r} = b^2 F_m,$$

wobei  $F_l$  und  $F_r$  die Querschnittsflächen der beiden Seitenwände und  $F_m$  ihr harmonisches Mittel bedeutet.

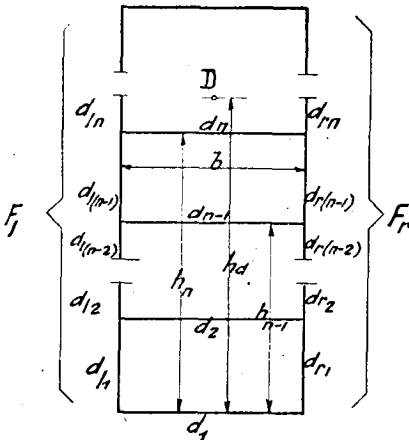


Abb. 11.

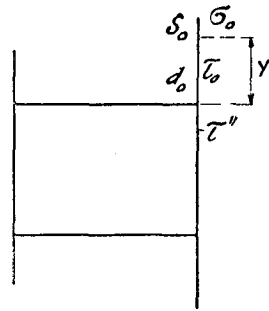


Abb. 12.

Außerdem wurde nachgewiesen, daß der Einfluß von überstehenden Wandteilen (Abb. 12) auf die Drehungssteifigkeit und die Drehungsbeanspruchungen innerhalb des geschlossenen Kastenquerschnittes unbedeutend ist und meistens vernachlässigt werden kann.

Man kann deshalb auch für die Berechnung der Drehungsbeanspruchung von Schiebetoren, bei denen die Wandstärken den Bedingungen (21) und (22) meistens ziemlich genau entsprechen, die Längsspannungen im geschlossenen Teil des Torquerschnittes vernachlässigen und annehmen, daß das Drehmoment zu gleichen Teilen von den senkrechten und wagerechten Wänden aufgenommen werde und daß das Drehungsträgheitsmoment gleich dem doppelten harmonischen Mittel aus den Drehungs-

trägeitsmomenten der beiden Wandgruppen sei. Dabei sind jedoch die über die Trägerebene des obersten und untersten Hauptträgers hinausragenden Teile der senkrechten Dichtungswände nicht mitzurechnen. Auch Längsstoßflaschen, Überlappungen und die Verbindungswinkel zwischen den wagerechten und senkrechten Wänden erhöhen die Drehungsfestigkeit nicht, weil die Scherkräfte jeweils durch die Nietreihen übertragen werden und die außerhalb der Nietreihen liegenden Streifen keine Schubspannungen erhalten.

Sind die Längsspannungen infolge der Drehungsbeanspruchung des Torkastens gleich Null, dann sind die Durchbiegungen der Hauptträger lediglich von den Schubspannungen abhängig; die Schubspannungen sind über jeden Hauptträgersteg gleichförmig verteilt und in einem beliebigen Torquerschnitt dem Abstände der betreffenden Wand von der Drehungsachse  $D$  proportional. Bedeutet  $h_n$  die Höhe eines beliebigen Hauptträgers und  $h_d$  diejenige der Drehungsachse über einem beliebigen Horizont, dann ist die Querkraft eines beliebigen Hauptträgersteges

$$(24) \quad Q_n = \frac{M_D}{J_d} (h_n - h_d) \cdot d_n \cdot b$$

und da

$$\sum Q_n = \frac{M_D}{J_d} b \cdot \sum \{ (h_n - h_d) d_n \} = 0$$

ist, so wird

$$\sum (h_n \cdot d_n) = h_d \sum (d_n)$$

oder, wenn der Horizont in Höhe der unteren Dichtungsleiste angenommen wird, so daß  $h_d = h''$  ist,

$$(25) \quad h'' = \frac{\sum (h_n \cdot d_n)}{\sum d_n}$$

Die Drehungsachse liegt also in der wagerechten Schwerenebene aller wagerechten Wände. In entsprechender Weise wird sie natürlich auch in der senkrechten Schwerenebene der beiden senkrechten Wände liegen. Daraus folgt allgemein, daß die

Drehungsachse in der Schnittlinie zwischen den Schwerebenen der wagerechten und senkrechten Wände liegt.

Das Drehungsträgheitsmoment der wagerechten Wände ist

$$(26) \quad J_{dh} = \sum b \cdot d_n \cdot (h_n - h_d)^2$$

und dasjenige der senkrechten

$$(27) \quad J_{dv} = \frac{b^2 \cdot F_l \cdot F_r}{F_l + F_r}$$

Die Schubspannungen in den Hauptträgerebenen sind

$$(28) \quad \tau_n = \frac{M_D}{2J_{dh}} (h_n - h_d)$$

und in den Seitenwänden

$$(29) \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{n1} = \frac{\tau_1 d_1}{d_{11}} \\ \tau_{n1} = \frac{\tau_1 d_1 + \tau_2 d_2}{d_{21}} \\ \text{usw.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{r1} = \frac{\tau_1 d_1}{d_{1r}} \\ \tau_{r2} = \frac{\tau_1 d_1 + \tau_2 d_2}{d_{2r}} \\ \text{usw.} \end{array} \right.$$

Für über den obersten oder untersten Hauptträger hinausragende Teile der Dichtungswände wurden im „Eisenbau“ 1918 bei sinusförmig verteiltem Drehmoment Längsspannungen von der Größe

$$(30) \quad \sigma = \frac{\tau'_{\max} \cdot y}{\frac{\pi S_o}{l \cdot d_o} + \frac{1}{8,165}} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{l}$$

und Schubspannungen am Anschluß an den obersten Hauptträger von der Größe

$$(31) \quad \tau = \frac{\tau'}{1 + \frac{l^2 \cdot d_o}{25,7 \cdot S_o}}$$

gefunden, wobei  $\tau'$  die durch die Drehungsbeanspruchung erzeugte Schubspannung des anschließenden Feldes der gleichen senk-



rechten Wand,  $d_0$  die Blechstärke und  $S_0$  das statische Moment des überstehenden Wandteiles in bezug auf die anschließende Hauptträgerenebene und  $y$  den Abstand des betrachteten Punktes von dieser Ebene bedeutet (Abb. 12). Dabei wurde vorausgesetzt, daß die übrigen Wandstärken und Wandabstände in einem solchen Verhältnis zueinander stehen, daß im geschlossenen Teil des Querschnittes keine Längsspannungen entstehen. Wenn diese Voraussetzung nicht erfüllt oder das Drehmoment nach einem anderen Gesetz über den Träger verteilt ist, dann werden diese Formeln allerdings keinen Anspruch auf große Genauigkeit machen können. Sie geben aber doch einen ungefähren Anhaltspunkt über die Größe dieser Beanspruchungen, die in den meisten Fällen unbedeutend sind, weshalb es auch entbehrlich erscheint; hier näher auf sie einzutreten.

#### 4. Die Spannungsverteilung in breiten Trägerflanschen.

Als zweite grundlegende Frage ist zu untersuchen, wie die Beanspruchungen in einem breiten Flansch eines auf Biegung beanspruchten Trägers verteilt seien, insbesondere in welchem Maße sich die Biegungsspannungen infolge der durch die Schubspannungen bewirkten Verbiegung der Querschnitte von der Stegebene aus gegen die Flanschränder hin vermindern und mit welcher wirksamen Breite ein beliebig breiter Flansch im Querschnitt des Versteifungsträgers mitzurechnen sei. Auch diese Frage wurde in einer im „Eisenbau“ 1917 S. 228 ff. erschienenen Veröffentlichung des Verfassers „Über die Spannungsverteilung in breiten Trägerflanschen“ behandelt. Dabei wurde ein in bezug zur Stegebene symmetrischer Flansch vorausgesetzt, in dem die Verbin-

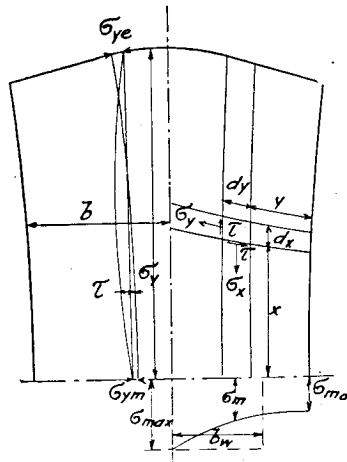


Abb. 13.

dungslinie zwischen Steg und Flansch aus Symmetriegründen seitlich nicht ausbiegen kann.

Für ein beliebiges rechteckiges Element eines solchen Flansches von der Länge  $dx$  und der Breite  $dy$  (Abb. 13) lauten die Gleichgewichtsbedingungen, wenn die Flanschstärke gleich Eins angenommen wird,

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial \tau}{\partial y}$$

und

$$(32) \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \frac{\partial \tau}{\partial x},$$

folglich

$$(33) \quad \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \tau}{\partial x \cdot \partial y} = \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2}.$$

Ferner ergibt sich aus der Formänderung und der Drehung des betrachteten Teilchens unter Berücksichtigung der Quersammenziehung

$$(34) \quad \int_0^x \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} \cdot \frac{dx}{E} - \int_0^x \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \cdot \frac{dx}{mE} = \int_0^y \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} \cdot \frac{dy}{E} - \int_0^y \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot \frac{dy}{mE} + \frac{\tau}{G}$$

und hieraus durch Differentiation nach  $dx \cdot dy$

$$(35) \quad \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y}{m \cdot dy^2} = \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_x}{m \cdot \partial x^2} + \frac{\partial^2 \tau}{\partial x \cdot \partial y} \cdot \frac{E}{G}.$$

Darin sind nach Formel 33 das zweite Glied rechts und links gleich groß. Der Einfluß der Quersammenziehung fällt also weg und man erhält durch weitere Differentiation aus (33) und (35)

$$\frac{\partial^4 \sigma_x}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} = \frac{\partial^4 \sigma_y}{\partial y^4} = \frac{\partial^4 \sigma_y}{\partial x^4} - \frac{\partial^4 \tau}{\partial x^3 \partial y} \cdot \frac{E}{G} = \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - \frac{\partial^3 \left( \frac{\partial \tau}{\partial x} \right)}{\partial x^2 \partial y} \cdot \frac{E}{G}$$

und unter Benützung von (32)

$$(36) \quad \frac{\partial^4 \sigma_y}{\partial y^4} = \frac{\partial^4 \sigma_y}{\partial x^4} - \frac{\partial^4 \sigma_y}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} \cdot \frac{E}{G}.$$

Für den Flansch eines selbständigen Trägers lauten die Randbedingungen, wenn  $x$  und  $y$  die Abstände von Trägermitte und vom Rande bedeuten,

$$\begin{array}{lll} y = 0 & \tau = 0, & \sigma_y = 0 \\ x = \frac{1}{2}; & \tau = 0, & \sigma_x = 0, \end{array}$$

während für den Versteifungsträger im mittleren Teil einer in der Längs- und Querrichtung über eine größere Anzahl von gleichen und gleichmäßig belasteten Feldern sich erstreckenden Wand die Längenänderungen aller Querstreifen von Stegmitte bis Feldmitte und diejenigen aller Längsstreifen von Trägermitte bis zum Auflager aus Symmetriegründen jeweils gleich groß sein müssen, so daß, wenn  $a$  wieder den gegenseitigen Abstand der Versteifungsträger bedeutet,

$$\int_0^{\frac{a}{2}} \frac{\sigma_y \cdot dy}{E} - \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{\sigma_x \cdot dy}{m \cdot E} = \text{konstant}$$

$$- \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{\sigma_y \cdot dx}{m \cdot E} + \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{\sigma_x \cdot dx}{E} = \text{konstant}$$

oder

$$(37) \quad m \int_0^{\frac{a}{2}} \sigma_y \cdot dy - \int_0^{\frac{a}{2}} \sigma_x \cdot dy = \text{konstant}$$

$$(38) \quad m \int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_x \cdot dx - \int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y \cdot dx = \text{konstant}$$

ist. Die Auflösung der Gleichung (36) dürfte mit Hilfe der Ritzschen Annäherungsmethode<sup>1)</sup> möglich, aber ziemlich schwierig sein. Man erhält jedoch auch sehr gute und für die Praxis vollkommen genügend genaue Ergebnisse, wenn man, wie dies in der erwähnten Veröffentlichung im „Eisenbau“ 1917 schon geschehen ist, die Verbiegung der Längsschnitte, die im Vergleich zur Verbiegung der Querschnitte in der Regel nur klein ist, vernachlässigt. Das erste Glied rechts in Formel (34) fällt dann weg,

<sup>1)</sup> „Über eine neue Methode zur Lösung gewisser Variationsprobleme“, im „Journal für reine und angewandte Mathematik“ 1911, von Walter Ritz.

und da sich auch das zweite Glied rechts und links aufheben, so erhält man die einfache Beziehung

$$\int_0^x \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} \cdot \frac{dx}{E} = \frac{\tau}{G}$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial y} = \frac{E}{G} \cdot \frac{\partial \tau}{\partial x}$$

und durch Zusammenziehung mit Gleichung (33)

$$\frac{\partial^2 \tau}{\partial x \cdot \partial y} = \frac{G}{E} \cdot \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2},$$

wobei das Verhältnis des Elastizitätsmaßes  $E$  zum Gleitmaße  $G$  bekanntlich für alle isotropen Körper zu  $\frac{E}{G} = 2,6$  angenommen werden kann, also

$$(39) \quad \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial^2 y^2} = \frac{E}{G} \cdot \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} = 2,6 \cdot \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2}.$$

Für einen vom Endquerschnitt bis Trägermitte und vom Rande bis zu einem beliebigen Längsschnitt  $y'$  reichenden rechteckigen Teil des Flansches eines selbständigen Trägers lauten die Gleichgewichtsbedingungen, da die Schubspannungen in Trägermitte aus Symmetriegründen gleich Null sein müssen, nach Abb. 13

$$\int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y \cdot dx = 0$$

$$\int_0^{y'} \sigma_m \cdot dy = \int_0^{\frac{1}{2}} \tau \cdot dx$$

$$(40) \quad \int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y \cdot x \cdot dx = \int_0^{y'} \sigma_m (y' - y) dy,$$

wenn  $\sigma_m$  die Längsspannung eines beliebigen Punktes des Mittelquerschnittes bedeutet. Für einen beliebigen Abschnitt des betrachteten Flanschteiles von der Länge  $dx$  ist

$$\sigma_y \cdot dx = \int_0^{y'} d\tau \cdot dy$$

$$\tau \cdot dx = \int_0^{y'} d\sigma_x \cdot dy$$

$$dx \cdot \int_0^{y'} \tau \cdot dy = \int_0^{y'} d\sigma_x (y' - y) dy.$$

Daraus folgt

$$(41) \quad \int_0^x dx \int_0^{y'} \tau \cdot dy = \int_0^x dx \int_0^x \sigma_y \cdot dx = \int_0^{y'} \sigma_x (y' - y) dy.$$

Nimmt man an, daß die Verteilung der Längsspannungen in allen Querschnitten ähnlich, daß also das Verhältnis  $\frac{\sigma_x}{\sigma_m}$  von  $y$  unabhängig sei, dann ist nach (40) und (41)

$$(42) \quad \int_0^x dx \int_0^x \sigma_y \cdot dx = \int_0^y \sigma_x (y' - y) dy = \frac{\sigma_x}{\sigma_m} \int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y \cdot x \cdot dx.$$

$$(43) \quad \sigma_y = \frac{d^2 \sigma_x}{d x^2} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y \cdot x \cdot dx.$$

Nimmt man ferner an, daß die Querspannung nach einer Parabel über den Längsschnitt verteilt sei mit  $\sigma_{ym}$  in der Mitte und  $\sigma_{y1} = -2\sigma_{ym}$  im Endquerschnitt, dann ist

$$(44) \quad \sigma_y = \sigma_{ym} \left( 1 - \frac{12x^2}{l^2} \right)$$

$$\int_0^{\frac{1}{2}} \sigma_y x dx = -\sigma_{ym} \frac{l^2}{16}$$

und folglich

$$\sigma_y = \frac{d^2 \sigma_x}{d x^2} \cdot \frac{\sigma_{ym}}{\sigma_m} \cdot \frac{l^2}{16}$$

$$\frac{d^2 \sigma_x}{d x^2} = \frac{G}{E} \cdot \frac{d^2 \sigma_x}{d y^2} = \sigma_m \frac{\sigma_y}{\sigma_{ym}} \cdot \frac{16}{l^2},$$

also z. B. für den Mittelquerschnitt, für den  $\sigma_y = \sigma_{ym}$  und  $\sigma_x = \sigma_m$  ist,

$$(45) \quad \frac{d^2 \sigma_m}{dy^2} = \frac{16 E}{G I^2} \cdot \sigma_m = \left( \frac{6,45}{l} \right)^2 \sigma_m.$$

Dieses ist die Differentialgleichung der Kettenlinie.

Die Längsspannung des Mittelquerschnittes ist also nach einer Kettenlinie veränderlich und gleich

$$(46) \quad \sigma_m = \sigma_{mr} \mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y}{l},$$

wobei  $\sigma_{mr}$  die Randspannung des Mittelquerschnittes bezeichnet.

Ist  $b$  die Breite der betrachteten Flanschhälfte und  $\sigma_{max}$  die größte Längsspannung des Mittelquerschnittes über dem Steg, dann ist

$$(47) \quad \begin{aligned} \sigma_{max} &= \sigma_{mr} \mathfrak{Cof} 6,45 \frac{b}{l} \\ \sigma_{mr} &= \frac{\sigma_{max}}{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{b}{l}} \\ \sigma_m &= \sigma_{max} \frac{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y}{l}}{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{b}{l}}. \end{aligned}$$

Die Querspannung eines beliebigen Längsschnittes  $y'$  in Trägermitte ist für einen freiliegenden Trägerflansch nach Gleichung (42), (44) und (46)

$$(48) \quad \begin{aligned} \sigma_{ym} &= -\frac{16}{l^2} \int_0^{y'} \sigma_m (y' - y) dy = -\frac{16}{l^2} \sigma_{mr} \left\{ y' \int_0^{y'} \mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y}{l} \cdot dy \right. \\ &\quad \left. - \frac{1 \cdot y'}{6,45} \mathfrak{Sin} 6,45 \frac{y'}{l} + \frac{l^2}{6,45^2} \left[ \mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y}{l} \right]_0^{y'} \right\} \\ &= -\frac{16}{6,45^2} \sigma_{max} \frac{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y'}{l} - 1}{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{b}{l}} = -\frac{G}{E} \sigma_{max} \frac{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{y'}{l} - 1}{\mathfrak{Cof} 6,45 \frac{b}{l}}. \end{aligned}$$

Die Schubspannungen sind nach (32)

$$\begin{aligned}
 (49) \quad \tau &= \int_0^x \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \cdot dx = \int_0^x \frac{\partial \sigma_{ym}}{\partial y} \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) dx \\
 &= \frac{\partial \sigma_{ym}}{\partial y} \left(x - \frac{4x^3}{l^2}\right) = -\frac{G}{E} \frac{\sigma_{\max} 6,45}{\text{Cos } 6,45} \frac{y}{l} \cdot 1 \left(x - \frac{4x^3}{l^2}\right) \\
 &= \left(x - \frac{4x^3}{l^2}\right) \frac{4}{l} \sqrt{\frac{G}{E}} \cdot \sigma_{\max} \frac{\text{Sin } 6,45 \frac{y}{l}}{\text{Cos } 6,45 \frac{b}{l}}.
 \end{aligned}$$

Sie sind im Mittel- und Endquerschnitte gleich Null und im Abstand  $x = \frac{l}{\sqrt{12}}$  von Trägermitte am größten mit

$$(50) \quad \tau_{\max} = 4 \sqrt{\frac{G}{27E}} \sigma_{\max} \frac{\text{Sin } 6,45 \frac{y}{l}}{\text{Cos } 6,45 \frac{b}{l}} = 0,4775 \sigma_{\max} \frac{\text{Sin } 6,45 \frac{y}{l}}{\text{Cos } 6,45 \frac{b}{l}}.$$

Die Gesamtheit der außerhalb des betrachteten Längsschnittes angreifenden Längsspannungen des Mittelquerschnittes ist nach Formel (47)

$$\int_0^{y'} \sigma_m \cdot dy = \sigma_{\max} \cdot \frac{l}{6,45} \cdot \frac{\text{Sin } 6,45 \frac{y'}{l}}{\text{Cos } 6,45 \frac{b}{l}}.$$

Setzt man sie gleich dem Produkt aus der größten Beanspruchung des Mittelquerschnittes über dem Steg  $\sigma_{\max}$  und der wirksamen Breite  $y_w$  des betrachteten Flanschteiles, dann wird

$$(51) \quad y_w = \frac{l}{6,45} \frac{\text{Sin } 6,45 \frac{y'}{l}}{\text{Cos } 6,45 \frac{b}{l}}.$$

Setzt man an Stelle von  $y'$  den Abstand des Randes vom Steg  $b$ , dann erhält man als wirksame Breite der ganzen Flanschkälfte

$$(52) \quad b_w = \frac{l}{6,45} \text{tg } 6,45 \frac{b}{l}.$$

Rechnet man im Querschnitt des Versteifungsträgers nur diese wirksame Breite  $b_w$  jeder Flanschhälfte mit, dann erhält man aus der Biegungsformel  $\sigma_m = \frac{M_{\max}}{J} \cdot c$  unmittelbar die wirkliche Höchstspannung  $\sigma_{\max}$  des Flansches über dem Steg und die tatsächlichen Beanspruchungen des Versteifungsträgers selbst. Mit Hilfe der z. B. im Taschenbuch der „Hütte“ (23. Aufl. S. 30 bis 34) enthaltenen Tafeln für die Hyperbelfunktionen

$$\text{Sin } \varphi = \frac{e^{\varphi} - e^{-\varphi}}{2}, \quad \text{Cos } \varphi = \frac{e^{\varphi} + e^{-\varphi}}{2}$$

und

$$\text{tg } \varphi = \frac{\text{Sin } \varphi}{\text{Cos } \varphi} = \frac{e^{\varphi} - e^{-\varphi}}{e^{\varphi} + e^{-\varphi}}$$

lassen sich die wirksame Flanschbreite und die Größe der Längs-, Quer- und Schubspannungen auf Grund der vorstehenden Formeln für jeden beliebigen Wert  $\varphi = 6,45 \cdot \frac{y}{l}$  leicht bestimmen.

Die vorstehenden Ableitungen beziehen sich auf einen freiliegenden Trägerflansch, dessen Längsränder keine Querspannungen und dessen Querränder keine Längsspannungen erhalten können. Liegen mehrere solche Träger nebeneinander, so daß ihre Flanschen eine zusammenhängende Platte bilden, dann sind an Stelle der Längsränder die Grenzlinien zwischen den einzelnen Trägerquerschnitten zu setzen, die bei gleichen und symmetrischen Trägerquerschnitten und gleichmäßig verteilter Belastung in die Feldmitten fallen. In diesen Grenzlinien sind die Querspannungen im allgemeinen nicht gleich Null und die Spannungsverteilung des Flansches wird deshalb etwas anders als bei freiliegenden Trägern. Auch wenn die Träger an den Enden eingespannt sind oder wenn die Platte in der Längsrichtung der Versteifungsträger über mehrere Felder kontinuierlich durchläuft, werden sich die Grenzbedingungen und damit die Spannungsverteilung des Flansches ändern. Die Spannungsverteilung wird auch für die Randfelder einer zusammenhängenden Wand nicht gleich sein wie für mittlere Felder, und sie wird ferner beeinflusst, sobald z. B. in den Endquerschnitten der einzelnen Träger Quer-



versteifungen vorhanden sind, die einen Teil der Quer- und Schubspannungen des Flansches aufnehmen.

Es kann nicht der Zweck der vorliegenden Arbeit sein, den Einfluß dieser verschiedenen Randbedingungen oder gar den Einfluß verschiedener Belastungsfälle auf die Spannungsverteilung in solchen breiten Trägerflanschen zu untersuchen. Es mag nur noch kurz darauf hingewiesen werden, wie sich die Verhältnisse ändern, wenn mehrere nebeneinander liegende Träger zu einer zusammenhängenden Wand vereinigt sind, wenn sie aber wieder an den Enden frei aufliegend und die Flanschen in den Endquerschnitten durch keine Quersteifungen verstärkt sind, und zwar soll ein mittlerer Träger ins Auge gefaßt werden, dessen Ränder sich aus Symmetriegründen seitlich nicht verbiegen. Die am Längsrand eines solchen Trägerflansches auftretenden Querspannungen seien mit  $\sigma_{y_r}$  bezeichnet. Man wird dann ungefähr annehmen können, daß diese Querspannungen über die ganze Breite des Flansches geradlinig durchlaufen, daß also die Querspannung eines beliebigen Punktes

$$\sigma_{y'} = \sigma_y + \sigma_{y_r}$$

sei, wobei  $\sigma_y$  die Querspannung des betreffenden Punktes in einem entsprechenden freiliegenden Flansch bedeutet. Aus der Voraussetzung, daß die Längsspannungen wieder in allen Querschnitten des Flansches ähnlich und die Querspannungen in allen Längsschnitten parabelförmig verteilt seien, folgt

$$\sigma_x = \sigma_m \left( 1 - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$\sigma_{y'} = \sigma_{y_m} \left( 1 - \frac{12x^2}{l^2} \right)$$

wobei  $\sigma_{y_m}$  die Querspannung des betreffenden Längsschnittes in Trägermitte bedeutet. Die Längenänderung eines beliebigen Querstreifens ist

$$\Delta b = \int_0^b \frac{\sigma_{y'}}{E} dy - \int_0^b \frac{\sigma_x}{m \cdot E} dy = \text{konstant}$$

und folglich

$$\begin{aligned}
 m \int_0^b \sigma_y' dy - \int_0^b \sigma_x dy &= -m \frac{G}{E} \frac{\sigma_{\max} \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right)}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \int_0^b \text{Cof } 6,45 \frac{y}{l} dy - \int_0^b dy \right\} \\
 &\quad + m \sigma_{yr} \int_0^b dy - \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \int_0^b \text{Cof } 6,45 \frac{y}{l} dy \\
 &= -m \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{G}{E} \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \frac{1}{6,45} \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l} - b \right\} + m \cdot \sigma_{yr} \cdot b \\
 &\quad - \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max} \cdot l \cdot \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l}}{6,45 \cdot \text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} = \text{konstant}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{yr} &= \frac{G}{E} \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \frac{1}{6,45b} \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l} - 1 \right\} \\
 &\quad + \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max} \cdot l \cdot \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l} \cdot 6,45b \cdot m} + K
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \int_0^{\frac{l}{2}} \sigma_{yr} dx &= \frac{G}{E} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \frac{1}{6,45b} \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l} - 1 \right\} \\
 &\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6}\right) \frac{\sigma_{\max} l}{6,45b \cdot m} \text{Zg } 6,45 \frac{b}{l} + K \frac{l}{2} = 0
 \end{aligned}$$

$$K = -\frac{2}{3m} \cdot \frac{1}{6,45b} \sigma_{\max} \text{Zg } 6,45 \frac{b}{l}$$

$$\begin{aligned}
 (53) \sigma_{yr} &= \frac{1}{6,45b} \sigma_{\max} \cdot \text{Zg } 6,45 \frac{b}{l} \left\{ \frac{G}{E} \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) - \frac{2}{3m} + \frac{1}{m} \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \right\} \\
 &\quad - \frac{G}{E} \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \\
 &= \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\text{Cof } 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \frac{1}{6,45b} \text{Sin } 6,45 \frac{b}{l} \left(\frac{G}{E} + \frac{1}{3m}\right) - \frac{G}{E} \right\}
 \end{aligned}$$

$$(54) \sigma_y' = \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max}}{\mathcal{C}of 6,45 \frac{b}{l}} \left\{ \frac{1}{6,45b} \mathcal{S}in 6,45 \frac{b}{l} \left( \frac{G}{E} + \frac{1}{3m} \right) - \frac{G}{E} \mathcal{C}of 6,45 \frac{y}{l} \right\}$$

oder mit  $\frac{1}{6,45} \cdot b = \varphi_b$ ,  $\frac{1}{6,45} \cdot y = \varphi_y$  und  $\frac{G}{E} + \frac{1}{3m} = 0,458$

$$(55) \sigma_y' = \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \sigma_{\max} \left\{ 0,458 \frac{\mathcal{I}g \cdot \varphi_b}{\varphi_b} - \frac{\mathcal{C}of \varphi_y}{\mathcal{C}of \varphi_b \cdot 2,6} \right\}.$$

Die Schubspannungen sind wieder

$$\tau = \int_0^x \frac{\partial \sigma_y'}{\partial y} \cdot dx = \int_0^x \left(1 - \frac{12x^2}{l^2}\right) \frac{\sigma_{\max} \cdot 6,45}{\mathcal{C}of \varphi_b \cdot 2,6} \cdot \mathcal{S}in \varphi_y \cdot dx = \left(x - \frac{4x^3}{l^2}\right) \sigma_{\max} \frac{4}{l} \sqrt{\frac{G}{E}} \frac{\mathcal{S}in \varphi_y}{\mathcal{C}of \varphi_b}$$

genau wie für den freiliegenden Träger. Auch die Längsspannungen und die wirksame Flanschbreite ändern sich nicht.

Bei I-förmigen Versteifungsträgern wird  $b$  gleich dem Abstand des Randes bzw. der Feldmitte von der Nietlinie zu setzen sein, weil zwischen den beiden Nietreihen eines Versteifungsträgers die Schubspannungen jeweils gleich Null sind und deshalb auch keine Querschnittsbiegungen auftreten, so daß der zwischen den beiden Nietreihen liegende Blechstreifen stets voll im Querschnitt mitgerechnet werden kann. In entsprechender Weise ist bei Rippendecken aus Eisenbeton  $b$  gleich dem Abstand des Randes von der Mitte der benachbarten Steghälfte zu setzen und der über der mittleren Hälfte der Rippenstärke liegende Streifen der Platte voll im Querschnitt mitzurechnen, so daß die wirksame Breite der ganzen Platte

$$a_w = 2 \cdot b_w + \frac{d}{2} = \frac{d}{2} + 2 \frac{1}{6,45} \cdot \operatorname{tg} \frac{\left(\frac{a}{2} - \frac{d}{4}\right) \cdot 6,45}{1}$$

wird, wenn  $d$  die Rippenstärke bedeutet.

In den vorstehenden Ableitungen wurde zur Vereinfachung der Rechnung angenommen,

1. daß die Längsspannungen des Flansches in allen Querschnitten ähnlich verteilt seien,

2. daß die Querspannungen über jeden Längsschnitt parabol-förmig verteilt seien, und

3. daß die Verbiegung der Längsschnitte vernachlässigt werden könne.

Diese Voraussetzungen sind in Wirklichkeit natürlich nicht streng erfüllt. Die Längsspannungen sind in der Nähe der Trägerenden viel unvollkommener über die ganze Flanschbreite verteilt als in der Trägermitte. In einem unmittelbar neben dem Steg liegenden Längsschnitt werden die Schubspannungen an den Enden am größten sein, während in anderen Längsschnitten der Höchstwert um so näher gegen Trägermitte rückt, je mehr man sich dem Rande nähert. Die Querspannungen werden nicht in allen Längsschnitten nach einer Parabel und jedenfalls auch nicht in allen Längsschnitten nach einem ähnlichen Gesetz verteilt sein. In Trägern mit verhältnismäßig großer Flanschbreite und freiliegenden Rändern wird die Verbiegung der Längsschnitte zweifellos einen gewissen Einfluß auf den Spannungsabfall des Mittelquerschnittes und damit auf die wirksame Flanschbreite ausüben. Infolgedessen können die gefundenen Ergebnisse keinen Anspruch auf unbedingte Genauigkeit machen.

Eine genauere rechnerische Untersuchung dieser Frage wäre aber zweifellos sehr schwierig und weitläufig und ist auch bisher nicht bekannt geworden. Auch Versuche wurden nur selten ausgeführt. Die einzigen dem Verfasser bekannten sind die in den „Mitteilungen der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich“ Heft 13, 1909 von Schüle beschriebenen. Sie wurden an Betonplatten von 12 cm Stärke, 1,0 und 0,5 m Länge und verschiedener Breite durchgeführt, die in der Längsrichtung durch konzentrierte Lasten auf Druck beansprucht waren und aus denen auch auf den Flansch eines auf Biegung beanspruchten Trägers mit freiliegenden Rändern geschlossen werden konnte. Diese Versuche ergaben einen etwas stärkeren seitlichen Spannungsabfall und bei großen Flanschbreiten an den Rändern entgegengesetzte Längsspannungen als über dem Steg, während nach den vorstehenden Entwicklungen die Längsspannung des Mittelquerschnittes stets über die ganze Flanschbreite dasselbe Vorzeichen behält. Dementsprechend wäre nach den Schüleschen Versuchen auch die wirksame Flanschbreite etwas kleiner und würde sich für ganz große Flanschbreiten ungefähr dem Werte

$\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{9}$ , nach den vorstehenden Formeln (52) dem Werte  $\frac{1}{6,45}$  nähern. Diese Abweichung ist zweifellos zum größten Teil darauf zurückzuführen, daß die Schüleschen Versuche einem selbständigen Träger mit freiliegenden Flanschrändern entsprechen, die sich infolge der Querkontraktion ungehindert gegeneinander verbiegen können, so daß auch die Verbiegung der übrigen Längsschnitte viel größer sein wird als für den Versteifungsträger einer zusammenhängenden Wand, dessen Flanschränder sich aus Symmetriegründen nicht gegeneinander verbiegen können, denn die Verbiegung der Längsschnitte wird bei freiliegenden Trägerflanschen zweifellos den seitlichen Spannungsabfall des Mittelquerschnittes verstärken und die wirksame Flanschbreite vermindern. Demgegenüber führt eine nähere Überlegung zu der Vermutung, daß die unter 1. und 2. genannten vereinfachenden Annahmen keinen so großen und eher einen entgegengesetzten Einfluß auf die Endergebnisse ausüben, daß sie eher eine zu kleine wirksame Flanschbreite und einen zu großen seitlichen Spannungsabfall des Mittelquerschnittes ergeben.

Beachtet man diesen Unterschied der Randbedingungen zwischen den Schüleschen Versuchen und den vorstehenden, besonders auf die Berechnung von Wandversteifungen abzielenden theoretischen Ableitungen und beachtet man ferner, daß nicht nur die vorstehenden Ableitungen von einigen anfechtbaren vereinfachenden Annahmen ausgehen, sondern daß auch die Schüleschen Versuchsergebnisse infolge der ziemlich primitiven Versuchsanordnung und der verhältnismäßig kleinen Zahl von Versuchskörpern und Ablesungen mit gewissen Fehlern behaftet sein werden, dann wird man anerkennen müssen, daß die Übereinstimmung eine durchaus befriedigende ist, daß man also für die Berechnung von Wandversteifungen an den oben gefundenen Formeln, insbesondere an den für die Praxis in erster Linie in Frage kommenden außerordentlich einfachen Formeln für den seitlichen Spannungsabfall und die wirksame Flanschbreite des Mittelquerschnittes (47) und (52) ruhig festhalten kann. Sollten sich später einmal durch genauere rechnerische Untersuchungen oder durch eingehendere Versuche etwas andere Werte mit

Sicherheit nachweisen lassen, dann werden sich diese Formeln leicht damit in Einklang bringen lassen, indem man einfach an Stelle des Wertes  $c = 4 \cdot \sqrt{\frac{E}{G}} = 6,45$  einen etwas anderen Wert setzt, der dann vermutlich je nach den Randbedingungen und der Verteilung der Last verschieden sein wird.

### 5. Bestimmung der Lage und Richtung derjenigen Lasten, die einen beliebigen Träger in einer bestimmten Richtung drehungslos auf Biegung beanspruchen.

Als dritte vorbereitende Frage ist zu untersuchen, wie ein Träger mit beliebigem unsymmetrischen Querschnitt belastet sein müsse, damit er sich in einer bestimmten Richtung drehungslos verbiege.

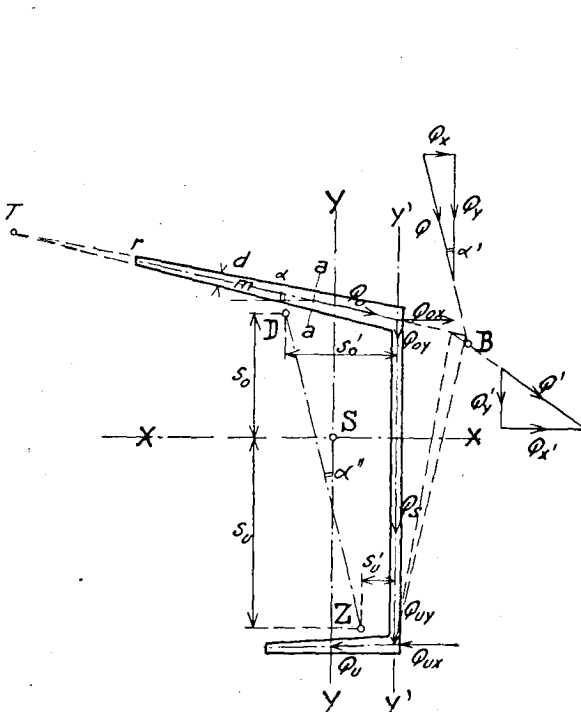


Abb. 14.

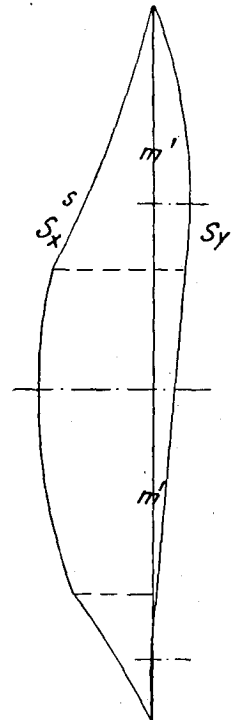


Abb. 14 a.

Wir betrachten den in Abb. 14 gezeichneten unsymmetrischen U-förmigen Querschnitt und nehmen an, daß er derart auf Biegung beansprucht sei, daß er sich, ohne sich zu verdrehen, in Richtung der Stegeebene verbiege. Dann erhalten alle senkrecht zur Biegungsebene, also zur Stegeebene liegenden Faserschichten keine seitliche Verbiegung und deshalb eine über ihre ganze Breite gleichmäßig verteilte Normalspannung. Es stellt sich also eine senkrecht zur Biegungsebene liegende neutrale Faserschicht ein, in der die Längsspannungen gleich Null sind. Wenn das Hookesche Gesetz gültig ist und neben dem Biegemoment keine Normalkraft auf den Querschnitt einwirkt, dann geht die Nulllinie durch den Schwerpunkt und die Normalspannungen sind im ganzen Querschnitt nach der bekannten Biegeformel

$$(56) \quad \sigma_b = \frac{M_x}{J_x} \cdot y$$

verteilt, worin  $M_x$  das um die Nulllinie  $x-x$  drehende Biegemoment,  $J_x$  das auf die  $x$ -Achse bezogene Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und  $y$  den Abstand des betrachteten Punktes von der  $x$ -Achse bedeuten.

Betrachtet man zwei beliebige, um  $dz$  voneinander entfernte Querschnitte, dann muß in jedem beliebigen, diese verbindenden Längsschnitte  $a-a$  eine Schubkraft

$$\tau \cdot d \cdot dz = \int_a^r d \sigma \cdot dF$$

auftreten, und da in beliebigen, senkrecht zueinander stehenden Schnitten eines Körpers die zugeordneten Schubspannungen jeweils gleich groß sein müssen, so erhält auch der Querschnitt an der betreffenden Stelle  $a-a$  eine senkrecht zum Schnitt  $a-a$ , also nach dem jeweiligen Tangentenschnittpunkt  $T$  zu gerichtete Schubspannung

$$(57) \quad \tau = \int_a^r \frac{d\sigma}{dz} \cdot \frac{dF}{d} = \frac{dM_x}{dz} \cdot \frac{1}{J_x} \cdot \int_a^r \frac{y \cdot dF}{d} = \frac{Q_y}{J_x} \cdot \frac{S_x}{d}$$

worin  $Q_y$  die senkrecht zur  $x$ -Achse, also parallel zur Biegungsebene gerichtete Komponente der Querkraft und  $S_x$  das statische Moment des außerhalb der Linie  $a-a$  gelegenen Querschnittsteils

in bezug auf die Nulllinie bedeutet. Denkt man sich den ganzen Querschnitt durch Linien a—a in einzelne Querstreifen von der Länge  $d m$  zerlegt, dann können die auf diese einzelnen Streifen einwirkenden Schubspannungen zu den Schubkräften

$$(58) \quad dQ = \tau \cdot d \cdot d m = \frac{Q_y}{J_x} \cdot S_x \cdot d m = \frac{Q_y}{J_x} \int_a^r (d F \cdot y) d m$$

zusammengefaßt werden, die auf den jeweiligen Tangentenschnittpunkt T der Begrenzungslinien des Querschnittes zu gerichtet sind und bei verhältnismäßig dünnen Wandungen in der Mittellinie m—m der Wandstärke angenommen werden können. Zerlegt man die Kräfte  $dQ$  in Richtung der x- und y-Achse in die Komponenten  $dQ_x$  und  $dQ_y$ , und bezeichnet man den Winkel zwischen der Tangente an die Mittellinie m—m und der x-Achse mit  $\alpha$ , dann wird

$$dQ_x = \tau \cdot d \cdot d m \cdot \cos \alpha = \frac{Q_y}{J_x} \cdot S_x \cdot d m \cdot \cos \alpha = \frac{Q_y}{J_x} \cdot S_x \cdot d x$$

$$dQ_y = \tau \cdot d \cdot d m \cdot \sin \alpha = \frac{Q_y}{J_x} \cdot S_x \cdot d m \cdot \sin \alpha = \frac{Q_y}{J_x} \cdot S_x \cdot d y.$$

Setzt man die Schubspannungen der ganzen Flanschen zu den Querkräften  $Q_o$  und  $Q_u$  und die Schubspannungen des Steges zu der Querkraft  $Q_s$  des Steges zusammen und zerlegt man  $Q_o$  und  $Q_u$  in Richtung der x- und y-Achse in die Komponenten  $Q_{ox}$  und  $Q_{oy}$ ,  $Q_{ux}$  und  $Q_{uy}$ , dann wird

$$(59) \quad Q_{ox} = \int_e^r dQ_x = \frac{Q_y}{J_x} \int_e^r S_x \cdot d x = \frac{Q_y}{J_x} \int_e^r \int_a^r d F \cdot y \cdot d x = \frac{Q_y}{J_x} J_{oxy}'$$

wobei  $J_{oxy}'$  das Zentrifugalmoment des oberen Flansches in bezug auf die x- und die in Stegmitte angenommene y'-Achse bedeutet. Entsprechend wird

$$Q_{ux} = \frac{Q_y}{J_x} \cdot J_{uxy}'.$$

Die Resultierende von  $Q_o$ ,  $Q_u$  und  $Q_s$  ist die Querkraft  $Q$  des ganzen Querschnittes. Ihre x-Komponente ist

$$Q_x = Q_{ox} + Q_{ux} = \frac{Q_y}{J_x} (J_{oxy}' + J_{uxy}') = \frac{Q_y}{J_x} J_{xy}'$$



wobei  $J_{xy}'$  das Zentrifugalmoment des ganzen Querschnittes in bezug auf die  $x$ - und  $y'$ -Achse bedeutet. Da  $x-x$  eine Schwerachse ist, so ist  $J_{xy}' = J_{xy}$ , gleich dem auf die  $x$ - und die  $y$ -Schwerachse bezogenen Zentrifugalmoment, also

$$(60) \quad Q_x = Q_y \cdot \frac{J_{xy}}{J_x}.$$

Die senkrechte Komponente der Querkraft ist

$$Q_y = Q_{oy} + Q_s + Q_{uy}.$$

Denkt man sich nach Abb. 14  $Q_o$  und  $Q_u$  im Schnitt mit der Stegebene in ihre  $x$ - und  $y$ -Komponenten zerlegt, dann greift die ganze senkrechte Komponente  $Q_y$  der Querkraft  $Q$  in der Stegebene an und die Lage der Resultierenden  $Q$  wird sich aus  $Q_{ox}$ ,  $Q_y$  und  $Q_{ux}$  mit Hilfe eines Kraft- und Seilecks oder rechnerisch ohne weiteres bestimmen lassen.

Wenn also der Querschnitt in Richtung der Stegebene drehungslos auf Biegung beansprucht sein soll, dann muß die Querkraft nach Lage und Richtung mit  $Q$  zusammenfallen, und wenn der Träger gerade ist und unveränderlichen Querschnitt besitzt, dann müssen auch alle auf ihn einwirkenden Lasten in die durch  $Q$  gehende Längsebene fallen.

Nimmt man dagegen an, daß sich der Träger in Richtung der  $x$ -Achse, also senkrecht zur Stegebene drehungslos verbiege, dann muß die neutrale Faserschicht mit der  $y$ -Schwerachse zusammenfallen und die Schubspannungen des Querschnittes sind

$$\tau = \frac{Q_x'}{J_y} \cdot \frac{S_y}{d},$$

wobei  $Q_x'$  die in die  $x$ -Richtung fallende Komponente der Querkraft  $Q'$  ist, die den Querschnitt in der angenommenen Richtung drehungslos verbiegt,  $J_y$  das auf die  $y$ -Achse bezogene Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und  $S_y$  das statische Moment des außerhalb des betrachteten Schnittes  $a-a$  liegenden Querschnittsteiles in bezug auf die  $y$ -Achse. Diese Schubspannungen lassen sich in entsprechender Weise wie oben zu der Resultierenden  $Q'$  zusammensetzen, die bei geraden Trägern mit unveränderlichem Querschnitt wieder diejenige Belastungsebene

angibt, für welche der Träger in der angenommenen  $x$ -Richtung drehungslos ausbiegt.

Der Schnittpunkt von  $Q$  und  $Q'$  ist der Biegunsmittelpunkt  $B$  des Querschnittes. Sobald die Querkraft durch diesen Punkt geht, ist der Querschnitt nicht auf Drehung beansprucht, weil die Belastung in Richtung von  $Q$  und  $Q'$  in zwei Komponenten zerlegt werden kann, von denen keine den Träger auf Drehung beansprucht.

Der geometrische Ort aller Biegunsmittelpunkte  $B$  ist die Biegungsachse des Trägers. Bei geraden Trägern mit unveränderlichem Querschnitt ist die Biegungsachse gerade, und alle Lasten, die sie schneiden, beanspruchen den Träger drehungslos auf Biegung, weil sie sich in Richtung von  $Q$  und  $Q'$  in zwei Komponenten zerlegen lassen, von denen die eine den Träger in wagerechter und die andere in senkrechter Richtung, aber jede drehungslos verbiegt.

Man erkennt, daß der Biegunsmittelpunkt im allgemeinen durchaus nicht mit dem Schwerpunkt zusammenfällt, sondern z. B. bei U-förmigen Querschnitten auf der Rückseite des Steges liegen muß. Nur bei punktsymmetrischen Querschnitten fallen Biegunsmittelpunkt und Schwerpunkt zusammen, weil symmetrische Punkte, Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes vorausgesetzt, stets gleich große und gleich gerichtete Schubspannungen erhalten, so daß die Resultierende eines Punktpaares stets durch den Symmetriepunkt gehen muß, und da der ganze Querschnitt nur aus symmetrischen Punktpaaren besteht, so muß auch die Resultierende aller Schubspannungen des ganzen Querschnittes, die Querkraft, stets durch den Symmetriepunkt gehen, so daß nicht nur der Schwerpunkt, sondern auch der Biegunsmittelpunkt des Querschnittes mit dem Symmetriepunkt zusammenfallen muß.

In der durch die Lage der Querkraft bestimmten Belastungsebene wirkt auch das Biegunsmoment, das die Normalspannungen des Querschnittes erzeugt. Die Verbindungsebene der Druckresultante  $D$  und der Zugresultante  $Z$  liegt deshalb parallel zur  $Q$ -Ebene, muß aber nicht mit ihr zusammenfallen, weil  $D$  und  $Z$  zusammen ein Kräftepaar bilden und ein Kräfte-

paar bekanntlich ohne Änderung der Wirkung in eine beliebige Parallelebene verschoben werden kann. Aus der Lage von D und Z läßt sich deshalb nur auf die Richtung, nicht aber auf die Lage der Belastungsebene schließen.

Daß Q stets parallel zur Verbindungsebene von D und Z liegt, ergibt sich aus folgender Überlegung: Der zwischen Q und der Biegungsebene eingeschlossene Winkel ist nach vorstehendem

$$\alpha' = \arctg \frac{Q_x}{Q_y} = \arctg \frac{J_{xy}}{J_x} \quad (\text{Abb. 14}).$$

Bezeichnet man mit  $\sigma_1 = \frac{Mx}{Zx}$  die Normalspannung im Abstände Eins von der Nulllinie, dann ist

$$D = \sigma_1 \cdot S_0 = -Z = -\sigma_1 \cdot S_u$$

$$D \cdot s_0 = \sigma_1 \cdot J_0$$

$$Z \cdot s_u = \sigma_1 \cdot J_u$$

$$s_0 + s_u = \left( \frac{J_0}{S_0} + \frac{J_u}{S_u} \right),$$

wobei  $J_0$  und  $J_u$  die Trägheitsmomente und  $S_0$  und  $S_u$  die statischen Momente der über, bzw. unter der Nulllinie liegenden Querschnittshälften in bezug auf die Nulllinie bedeuten. Da diese durch den Schwerpunkt geht, so ist  $S_0 + S_u = 0$ , also

$$s_0 + s_u = \frac{J_0 + J_u}{S_0} = \frac{J_x}{S_0}.$$

Der Abstand von D bzw. Z von der y'-Achse ist

$$D \cdot s_0' = \sigma_1 \cdot \int_0^D F \cdot y \cdot x' = \sigma_1 \cdot J_{0xy'}$$

$$Z \cdot s_u' = \sigma_1 \cdot \int_u^Z F \cdot y \cdot x' = \sigma_1 \cdot J_{uxy'}$$

also

$$s_0' - s_u' = \frac{J_{0xy'}}{S_0} + \frac{J_{uxy'}}{S_u} = \frac{J_{xy'}}{S_0} = \frac{J_{xy}}{S_0}$$

$$\frac{s_0' - s_u'}{s_0 + s_u} = \frac{J_{xy}}{J_y} = \text{tg } \alpha'. \quad \text{w. z. b. w.}$$

Besitzt der Querschnitt eine Symmetrieachse, wie bei den U-Eisen (Abb. 15), dann ist er augenscheinlich nicht auf Drehung

beansprucht, sobald die Querkraft in die Symmetrieebene fällt. Der Biegunsmittelpunkt muß deshalb immer auf der Symmetrieachse des Querschnittes liegen. Da die Symmetrieachse eine Hauptachse des Querschnittes ist, so liegt die andere Hauptachse senkrecht dazu, und die Belastungsebene, die der stegrechten Verbindung entspricht, liegt parallel zum Steg.

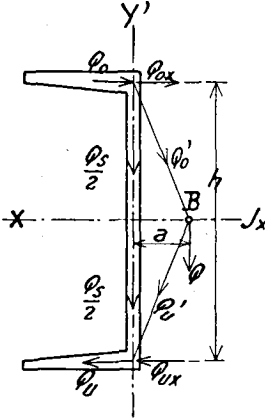


Abb. 15.

Es genügt also, die Querkraft  $Q_0$  des oberen Flansches mit derjenigen der oberen Steghälfte  $\frac{Q_0'}{2}$  zu ihrer Resultierenden  $Q_0'$  zusammenzusetzen, dann schneidet diese die Symmetrieachse im Biegunsmittelpunkt. Die wagerechte Komponente von  $Q_0'$  ist

$$Q_{0x} = \frac{Q_y}{J_x} \cdot J_{0xy'}$$

und die senkrechte

$$Q_{0y'} = \frac{Q_y}{2}.$$

Der Abstand der Biegungsachse von der Stegmittlebene ist also

$$(61) \quad a = \frac{h'}{2} \cdot \frac{Q_{0x}}{Q_{0y'}} = h' \frac{Q_{0x}}{Q_y} = h' \frac{J_{0xy'}}{J_x},$$

wobei  $h'$  den gegenseitigen Abstand der Schnittlinien der Flanschmittelebenen mit der Stegmittlebene,  $J_{0xy'}$  das auf die Symmetrieebene und die Stegmittlebene bezogene Zentrifugalmoment der oberen Querschnittshälfte und  $J_x$  das auf die Symmetrieebene bezogene Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes bedeutet.

Mit diesem Ergebnis stimmen auch die bekannten Bachschen Biegungsversuche mit U-Eisen<sup>1)</sup> überein. Schon aus der kurzen Erwähnung dieser Versuche in der „Hütte“, 23. Aufl. 1. Bd. S. 224/25, ist ersichtlich, daß bei Belastung in der Schwererebene eine sehr ungleiche Verteilung der Biegungsspannungen über die ganze Flanschbreite und an der Rückenkante eine 90- bzw. 67%ige Überschreitung der rechnungsmäßigen Biegungsbeanspruchung beobachtet wurde, während bei Belastung über der Stegmitte die Überschreitung nur noch 55 bzw. 36% betrug. In entsprechender Weise wurde bei Belastung in der Schwererebene eine starke und bei Belastung über der Stegmitte eine schwächere, aber immer noch gleichgerichtete Verdrehung beobachtet. Daraus folgt, daß man in dem Lastangriffspunkt noch weiter über die Rückenkante des U-Eisens hinaus hätte gehen müssen, um diejenige Belastungsebene zu finden, für welche die Verdrehung verschwunden wäre und die Normalspannungen gleichmäßig über die ganze Flanschbreite verteilt gewesen wären und mit dem aus der Biegungsformel sich ergebenden Wert übereingestimmt hätten. Aus den genannten Spannungsüberschreitungen würde sich der Abstand dieser Belastungsebene von der Stegmitte für ein U-NP. 30, dessen Schwerpunkt um 2,2 cm von der Stegmitte entfernt ist, zu

$$a = \left( \frac{53}{90-53} + \frac{36}{67-36} \right) \cdot \frac{2,2}{2} = 2,85 \text{ cm}$$

ergeben, während der theoretische Wert nach Formel (61)

$$a = \frac{58,8 \cdot 2,2 \cdot 14,2}{8026} \cdot 28 = 321 \text{ cm}$$

beträgt. Die Übereinstimmung wäre bei sorgfältigerer Versuchsanordnung und Prüfung von noch anderen Laststellungen vermutlich noch besser geworden. Man hätte aus diesen Versuchen aber nicht nur die Lage der Biegungsachse versuchsmäßig feststellen, sondern auch wertvolle Anhaltspunkte über die Drehungssteifigkeit und die Drehungsbeanspruchungen von U-förmigen

---

<sup>1)</sup> Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1909 S. 1790 und 1910 S. 382; v. Bach, „Elastizität und Festigkeitslehre“ 6. Aufl. 1911 S. 227.



suchung auch auf unsymmetrische Querschnitte ausgedehnt, sonst wäre man wohl früher darauf gekommen, daß die Belastungsebene nicht durch die Schwerachse, sondern durch eine andere Längsachse des Trägers, und die Querkraft nicht durch den Schwerpunkt, sondern durch einen anderen Punkt des Querschnittes gehen muß, wenn derselbe drehungslos auf Biegung beansprucht sein soll.

Die Formel (61) gilt für jede beliebige Querschnittsform der Flanschen. Voraussetzung ist nur, daß die beiden Flanschquerschnitte symmetrisch seien. Für senkrecht zur Stegebene gerichtete gerade Flanschen mit unveränderlicher Stärke wird bei geradem und gleichmäßig starkem Steg, wenn  $F_1 = h \cdot d$  den Stegquerschnitt und  $F_2 = b \cdot t$  den Flanschquerschnitt bedeutet,

$$J_{oxy}' = \frac{F_2 b h}{4}$$

$$J_x = F_1 \frac{h^2}{12} + F_2 \frac{h^2}{2}$$

und folglich

$$a = h \frac{J_{oxy}'}{J_x} = h \frac{3 F_2 b h}{6 F_2 h^2 + F_1 h^2} = \frac{3 b}{6 + \frac{F_1}{F_2}}$$

Diese Formel findet auch H. Schwyzer in seiner Dissertationsschrift „Statische Untersuchung der aus ebenen Tragflächen zusammengesetzten räumlichen Fachwerke“ (Zürich 1920) S. 100. Sie ergibt für ein U—NP 30  $a = 3,62$  cm, also etwa 10% mehr als nach Formel (61) unter Berücksichtigung der genauen Flanschform.

Ähnliche Untersuchungen wurden veröffentlicht von Maillart in der „Schweiz. Bauzeitung“ vom 30. 4. 21 und von Zimmermann im „Bauingenieur“ vom 30. 4. 21. Beide beziehen sich lediglich auf symmetrische I-förmige Querschnitte; der Rechnungsgang ist jedoch umständlicher als nach den vorstehenden Ableitungen.

Bei winkelförmigen Querschnitten (Abb. 17) fällt der Biegemittelpunkt stets in den Schnittpunkt der beiden Flanschmittelebenen und bei T-förmigen Querschnitten in den Schnittpunkt der Stegmittelebene mit den Flanschmittelebenen (Abb. 18). Nur

die Abrundungen werden darin eine kleine Störung bringen, die aber praktisch belanglos ist.

In vielen Fällen wird sich eine zeichnerische Bestimmung der Querkraftslagen  $Q$  und  $Q'$  und damit des Biegungsmittelpunktes empfehlen. Da der Wert  $\frac{Q}{J}$  in der allgemeinen Formel (57) der Schubspannungen jeweils für den ganzen Querschnitt unveränderlich ist, so kann man an Stelle der Kräfte  $dQ$  der einzelnen quer zur  $m$ — $m$ -Linie liegenden Streifen auch die Werte  $S \cdot dm$  als in der  $m$ — $m$ -Linie wirkende Kräfte betrachten

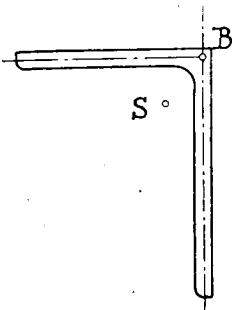


Abb. 17.

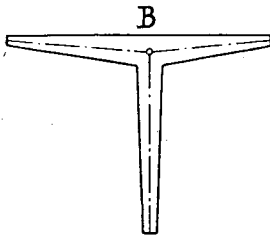


Abb. 18.

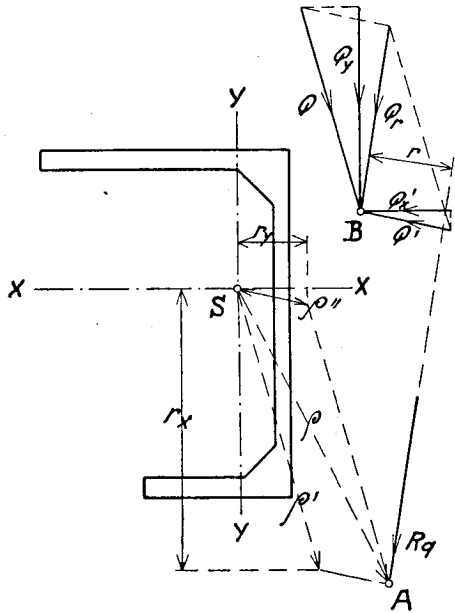


Abb. 19.

und ihre Resultierende bestimmen, die mit der gesuchten Querkraft zusammenfallen muß. Man trage zu diesem Zwecke von der Abwicklung  $m'$ — $m'$  der  $m$ — $m$ -Linie aus nach Abb. 14 a auf der einen Seite die auf die wagerechte Schwerachse  $x$ — $x$  bezogenen statischen Momente  $S_x$  und auf der anderen Seite die auf die  $y$ -Achse bezogenen Werte  $J_y$  auf, fasse die durch diese  $S$ -Kurven begrenzten Flächen als Kräfte auf, die nach Lage



und Richtung in der  $m$ — $m$ -Linie angreifen, und bestimme durch ein Kraft- und ein Seileck ihre Resultierende. Diese gibt dann diejenige Querkraftslage bzw. Belastungsebene an, für welche die angenommene Schwerachse zur Nulllinie wird, und der Schnittpunkt der beiden so gefundenen Querkraftslagen ist der Biegunsmittelpunkt  $B$  des Querschnittes.

Wenn also ein beliebiger Querschnitt (Abb. 19) durch ein beliebiges Kräftesystem belastet wird, das sich zu einer Resultierenden  $R$  zusammenfassen läßt, welche die Querschnittsfläche in einem Punkte  $A$  schneidet und beliebige Richtung zu ihr hat, dann wird man  $R$  zunächst zerlegen in eine Normalkraft  $R_n$  und eine in der Fläche selbst liegende Kraft  $R_q$ . Die letztere zerfällt in die gleich große und zu ihr parallele, durch den Biegunsmittelpunkt  $B$  gehende Querkraft  $Q_r$  und ein Drehmoment  $M_D = Q_r \cdot r$ , das den Querschnitt auf Drehung beansprucht. Zerlegt man  $Q_r$  in die Richtungen von  $Q$  und  $Q'$ , für welche die  $x$ - bzw.  $y$ -Achse zur neutralen Faserschicht wird und der Träger sich senkrecht zu diesen Achsen verbiegt, dann ergeben sich die durch die Querkraft bewirkten Schubspannungen gemäß Formel (57) aus den in die  $x$ - bzw.  $y$ -Richtung fallenden Komponenten  $Q_y$  und  $Q_x'$ .

Aus dem Drehmoment  $M_D = Q_r \cdot r$  sind die Drehungsbeanspruchungen zu ermitteln, die sich, wie im 3. Kapitel gezeigt wurde, im allgemeinen aus Normal- und Schubspannungen zusammensetzen.

Die Normalkraft  $R_n$  ist zu zerlegen in eine durch den Schwerpunkt  $S$  gehende gleich große Achsialkraft, die im ganzen Querschnitt eine gleichmäßig verteilte Beanspruchung verursacht, und ein Biegunsmoment  $R_n \cdot \rho$ . Zerlegt man dieses in die Richtungen von  $Q$  und  $Q'$  in die Momente  $M' = R_n \cdot \rho'$  und  $M'' = R_n \cdot \rho''$ , die den Träger in der  $y$ - bzw.  $x$ -Richtung verbiegen, und zerlegt man  $M'$  und  $M''$  nochmals in Richtung von  $x$  und  $y$ , dann ergeben sich die Biegungsbeanspruchungen in bezug auf die  $x$ - und  $y$ -Achse zu

$$\sigma_x = \frac{M'_x}{J_x} \cdot y = \frac{R_n}{J_x} \cdot r_x \cdot y \text{ bzw. } \sigma_y = \frac{R_n}{J_y} \cdot r_y \cdot x$$

und die ganze durch die Normalkraft  $R_n$  erzeugte Normalspannung

eines beliebigen Querschnittpunktes wird

$$(62) \quad \sigma = R_n \left[ \frac{1}{F} + \frac{r_x y}{J_x} + \frac{r_y \cdot x}{J_y} \right].$$

Man könnte natürlich auch aus  $J_x$ ,  $J_y$  und  $J_{xy}$  die Hauptachsen und Hauptträgheitsmomente bestimmen und das Biegemoment  $R_n \cdot \rho$  in Richtung der Hauptachsen in 2 Teilmomente zerlegen, die den Querschnitt in ihrer eigenen Belastungsebene verbiegen würden. Die Rechnung würde dadurch aber nicht abgekürzt, und gerade in Fällen wie der hier in Untersuchung stehenden Berechnung von Schiebetoren würde sich die Einführung der Hauptträgheitsmomente nicht empfehlen, weil man nur die Biegebbeanspruchung in wagerechter Richtung mit der Drehbeanspruchung in Beziehung bringen darf und deshalb die Biegebbeanspruchung in eine wagerechte und eine senkrechte Verbiegung trennen muß.

In ähnlicher Weise wie für die bisher behandelten einsteigigen Querschnitte werden auch für kastenförmige Querschnitte, wie sie bei Schiebetoren vorkommen, die Querkraftsrichtungen zu bestimmen sein, für welche sich der Träger in wagerechter oder senkrechter Richtung verbiegt ( $Q'$  und  $Q''$ , Abb. 20). Ihr Schnittpunkt ist wieder der Biegemittelpunkt des Querschnittes, und der geometrische Ort aller Biegemittelpunkte ist die Biegeachse des Trägers, die bei geraden Trägern mit unveränderlichem Querschnitt, wie sie bei Schiebetoren fast immer angenommen werden können, gerade ist, so daß auch die Lasten, die den Träger in wagerechter oder senkrechter Richtung verbiegen, in den durch diese Querkraftslagen bestimmten Ebenen  $E_1$  und  $E_2$  liegen müssen. Die Bestimmung dieser Querkraftslagen wird aber dadurch erschwert, daß der Querschnitt mehrere Stege besitzt und daß infolgedessen zunächst untersucht werden muß, wie sich die Belastung auf diese verschiedenen Hauptträgerstege verteilt.

### **6. Bestimmung der Biege- und Drehbeanspruchungen des Torkastens.**

Sämtliche Längswände eines Schiebetores sind in der Regel durch längslaufende I-, U- oder Z-förmige Träger versteift, deren



nehmender Belastung des Tores infolge der Verdrehung des Torkastens senkt und dadurch einen gewissen Reibungswiderstand  $P_{uv} = \varphi \cdot P_{uh}$  überwinden muß. Der Reibungskoeffizient  $\varphi$  zwischen der unteren Dichtungsleiste und dem Maueranschlag ist von den verwendeten Materialien abhängig und kann für Hartholz senkrecht zur Faser auf Granit ungefähr zu 0,5—0,6 angenommen werden. Infolge dieses Reibungswiderstandes muß auch  $P$  geneigt sein und man erhält für die wagerechten und senkrechten Komponenten von  $P_u$  und  $P_o$  die Beziehungen

$$\begin{aligned} P &= P_{oh} + P_{uh} \\ P_{ov} &= P_{uv} = \varphi \cdot P_{oh}. \end{aligned}$$

$P_o$  beansprucht den Torkasten im allgemeinen auf Biegung in wagerechter und senkrechter Richtung und auf Drehung. Der Torkasten stellt meistens einen geraden Träger mit unveränderlichem Querschnitt dar, so daß die Lasten, die ihn in wagerechtem bzw. senkrechtem Sinne auf Biegung beanspruchen, jeweils in einer ganz bestimmten Ebene  $E_1$  bzw.  $E_2$  liegen müssen, deren Lage sich aus der Resultierenden aller im Querschnitt auftretenden Schubspannungen ergibt, sofern die neutrale Achse senkrecht bzw. wagerecht angenommen wird. Wir müssen deshalb  $P_o$  zerlegen in zwei in die Ebenen  $E_1$  und  $E_2$  fallende Komponenten  $P_o'$  und  $P_o''$ , die den Torkasten in wagerechtem bzw. senkrechtem Sinne verbiegen, und in ein Kräftepaar  $M_d$ , das ihn auf Drehung beansprucht. Bezeichnet man gemäß Abb. 20 mit  $h'$  den senkrechten und mit  $a$  den wagerechten Abstand der Biegungsachse von der unteren Dichtungsleiste, dann ist

$$\begin{aligned} P \cdot h &= P_{oh} \cdot h' + P_{ov} \cdot a + M_d \\ P_{ov} &= P_{uv} = \varphi \cdot P_{uh} = \varphi (P - P_{oh}) \\ (66) \quad P \cdot (h - \varphi \cdot a) &= P_{oh} (h' - \varphi \cdot a) + M_d. \end{aligned}$$

Zur Bestimmung der beiden Unbekannten  $P_{oh}$  und  $M_d$  muß dann die weitere Bedingung herangezogen werden, daß die durch  $P_o'$  bewirkte wagerechte Durchbiegung des Torkastens in Höhe der unteren Dichtungsleiste durch die Drehungsbeanspruchung wieder aufgehoben wird. Die wagerechte Durchbiegung eines beliebigen Torquerschnittes entspricht ungefähr der Abb. 20 a und setzt sich

zusammen aus dem Einfluß der Biegungsbeanspruchung  $z_b$  und dem Einfluß der Drehungsbeanspruchung  $z_d$  des Torkastens. Der letztere entspricht der Beziehung

$$\frac{df_d}{dx} = \frac{M_D}{G \cdot J_d} \cdot y_n,$$

wobei

$x$  den Abstand des betrachteten Torquerschnittes von Tormitte,

$y_n$  den Abstand des betrachteten Hauptträgers von der Drehachse,

$M_D = \int_0^x m_d \cdot dx = \sum_0^x M_d$  (wie im 3. Kapitel) das auf den be-

trachteten Torquerschnitt einwirkende Drehmoment,

$J_d$  das Drehungsträgheitsmoment und

$G$  den Gleitmodul bedeutet. Daraus folgt

$$(67) \quad \frac{d^2 f_d}{dx^2} = \frac{m_d \cdot y_n}{G \cdot J_d},$$

also für einen in Höhe der unteren Dichtungsleiste liegenden Träger, für den  $y_n = y_1 = -h''$  ist

$$(68) \quad \frac{d^2 f_{d_1}}{dx^2} = - \frac{m_d \cdot h''}{J_d \cdot G}.$$

Das Drehungsträgheitsmoment  $J_d$  und die Höhe  $h''$  der Drehachse  $D$  über der unteren Dichtungsleiste ergeben sich aus den Formeln (25) bis (27).

Die Durchbiegung  $f_b$  eines beliebigen Hauptträgers setzt sich zusammen aus dem Einfluß des Biegemomentes und dem Einfluß der Querkraft und entspricht der Differentialgleichung

$$(69) \quad - \frac{d^2 f_b}{dx^2} = \frac{M_n}{J_n E} + \frac{d Q_n}{dx} \cdot \frac{1}{b \cdot d_n \cdot G}.$$

Dabei bedeuten

$M_n$  das Biegemoment,

$Q_n$  die Querkraft,

$J_n$  das wirksame Trägheitsmoment,

$b$  die Steghöhe, gleich der Torbreite, und

$d_n$  die Stegstärke der einzelnen Hauptträger.

Für fachwerkförmige Hauptträger ist  $d_n$  derart zu bestimmen, daß die tatsächliche, durch die Strebenkräfte erzeugte Durchbiegung gleich derjenigen eines entsprechenden vollwandigen Trägers mit der Stegstärke  $d_n$  gesetzt wird. Für ein nach Abb. 21 ausgebildetes k-förmiges Feld von der Länge  $l$  wäre z. B. die Strebenkraft

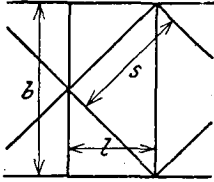


Abb. 21.

$$S = Q \frac{s}{b},$$

die elastische Stabverlängerung

$$\Delta s = \frac{S \cdot s}{F \cdot E} = \frac{Q \cdot s^2}{b \cdot F \cdot E}$$

und die Änderung der durch die Querkräfte erzeugten Durchbiegung in dem betreffenden Feld

$$\Delta f = \Delta s \frac{2s}{b} = \frac{2Q \cdot s^3}{b^2 F E},$$

während für vollwandige Hauptträger

$$\Delta f' = l \cdot \frac{\tau}{G} = \frac{l}{G} \cdot \frac{Q}{b \cdot d_n}$$

wäre. Aus  $\sum_0^{\frac{l}{2}} (\Delta f) = \sum_0^{\frac{l}{2}} (\Delta f')$  folgt bei gleichmäßiger Feldweite

$$\frac{2s^3}{b^2 E} \sum \frac{Q}{F} = \frac{l}{G \cdot b \cdot d_n} \sum Q,$$

also

$$(70) \quad d_n = \frac{l \cdot b \cdot E \cdot \sum Q}{2s^3 \cdot G \sum \frac{Q}{F}},$$

dabei bedeutet  $F$  den Strebenquerschnitt und  $s$  die Stablänge

$$s = \sqrt{l^2 + \frac{b^2}{4}}.$$

Denkt man sich die durch die Querverbände in den Torkasten übertragenen Einzellasten durch eine verteilte, auf die Längeneinheit des Tores bezogene Belastung ersetzt, die wir

mit dem entsprechenden kleinen Buchstaben  $p$  bezeichnen wollen, dann ist die wagerechte Biegungsbelastung der einzelnen Hauptträger

$$p_n = \frac{dQ_n}{dx}$$

und die Gleichung (69) geht über in

$$(71) \quad -\frac{d^2 f_{bn}}{dx^2} = \frac{M_n}{J_n E} + \frac{p_n}{b \cdot d_n \cdot G}$$

Wären die Querverbände vollkommen starr, dann wären die Biegungslinien und folglich auch die Werte  $\frac{d^2 f_{bn}}{dx^2}$  für alle Hauptträger gleich groß. Infolge der Durchbiegung der Querverbände wird aber die Durchbiegung der mittleren Hauptträger etwas größer sein als die der beiden äußersten. Nimmt man an, daß das Verhältnis der Durchbiegungen der einzelnen Hauptträger für alle Torquerschnitt- $p$  gleich sei, dann ist

$$f_{bn} : f_{b1} = c_n = \text{konstant}$$

und

$$(72) \quad \frac{d^2 f_{bn}}{dx^2} = c_n \frac{d^2 f_{b1}}{dx^2},$$

folglich, da für einen in Höhe der unteren Dichtungsleisten liegenden Hauptträger die Durchbiegungen infolge der Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen des Torkastens sich aufheben,

$$-\frac{d^2 f_{bn}}{dx^2} = \frac{M_n}{J_n \cdot E} + \frac{p_n}{b \cdot d_n \cdot G} = -c_n \frac{d^2 f_{b1}}{dx^2} = c_n \frac{d^2 f_{d1}}{dx^2} = c_n \frac{m_d h''}{J_d \cdot G}$$

und, da nach (66)

$$m_d = \frac{M_d}{l} = \frac{P(h - \varphi \cdot a) - P(h' - \varphi a)}{l}$$

ist,

$$(73) \quad \frac{M_n}{J_n E} + \frac{p_n}{b \cdot d_n \cdot G} = -c_n \frac{h'' [P(h - \varphi \cdot a) - P_{oh}(h' - \varphi \cdot a)]}{l \cdot G \cdot J_d}$$

Setzt man an Stelle von  $P_{oh} : l$  wieder den auf die Längeneinheit bezogenen Wert  $p_{oh}$ , dann folgt aus Gleichung (73) durch zweimalige Differentiation nach  $dx$

$$(74) \quad \frac{p_n}{J_n E} + \frac{d^2 p_n}{dx^2} \cdot \frac{1}{b \cdot d_n \cdot G} = \frac{d^2 p_{oh}}{dx^2} \cdot \frac{(h' - \varphi a) \cdot h'' c_n}{G \cdot J_d}$$

Bezeichnet man nach Abb. 20 mit  $\alpha$  und  $\beta$  die Neigungswinkel der Ebenen  $E_1$  und  $E_2$  gegen die Wagerechte, dann ist

$$(75) \quad \begin{aligned} P_{oh} &= P_{oh'} + P_{oh''} \\ P_{ov} &= P_{ov'} + P_{ov''} = \varphi \cdot (P - P_{oh}) \\ P_{ov'} &= \operatorname{tg} \alpha \cdot P_{oh'} \\ P_{ov''} &= \operatorname{tg} \beta \cdot P_{oh''} \end{aligned}$$

also

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha \cdot P_{oh'} + \operatorname{tg} \beta \cdot P_{oh''} &= \varphi \cdot (P - P_{oh}) \\ \operatorname{tg} \beta \cdot P_{oh''} &= \varphi \cdot P - \varphi \cdot P_{oh} - \operatorname{tg} \alpha \cdot P_{oh'} \end{aligned}$$

und nach (13)

$$(76) \quad \begin{aligned} P_{oh} \cdot \operatorname{tg} \beta &= P_{oh'} \cdot \operatorname{tg} \beta - \varphi \cdot P_{oh} + \varphi \cdot P - \operatorname{tg} \alpha \cdot P_{oh'} \\ P_{oh} (\operatorname{tg} \beta + \varphi) &= P_{oh'} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) + \varphi \cdot P \\ \text{bezw. } p_{oh} (\operatorname{tg} \beta + \varphi) &= p_{oh'} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) + \varphi \cdot p \end{aligned}$$

und

$$(77) \quad \frac{d^2 p_{oh}}{dx^2} = \frac{d^2 p_{oh'}}{dx^2} \cdot \frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \varphi}$$

Ferner ist

$$\sum P_n = P_{oh'}$$

Nimmt man an, daß  $p_{oh'}$  bzw.  $P_{oh'}$  sich überall im gleichen Verhältnis auf die einzelnen Hauptträger verteile, daß also

$$p_n : p_{oh'} = c_n' = \text{konstant}$$

sei, dann folgt aus (12) und (15)

$$p_{oh'} \cdot \frac{G}{E \cdot J_n} + \frac{d^2 p_{oh'}}{dx^2} \cdot \frac{1}{b \cdot d_n} = \frac{d p_{oh'}}{dx^2} \cdot \frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \varphi} \cdot \frac{(h' - \varphi \cdot a) h'' c_n}{J_a \cdot c_n'}$$

und hieraus

$$(78) \quad \frac{d^2 p_{oh'}}{dx^2} = p_{oh'} \cdot \frac{G}{J_n E} \left\{ \frac{1}{\frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \varphi} \cdot \frac{(h' - \varphi \cdot a) h'' c_n}{J_a \cdot c_n'} - \frac{1}{b \cdot d_n}} \right\}$$

Dieses ist die Differentialgleichung der Kettenlinie.  $p_{oh'}$  ist also nach einer Kettenlinie verteilt und gleich

$$(79) \quad p_{oh'} = p_{oh \min'} \cdot \mathcal{C}of \frac{x}{k},$$

wobei  $p_{oh \min'}$  die Biegungsbelastung des Torkastens in Tormitte bedeutet und



$$(80) \quad k^2 = \frac{E J_n}{G} \left\{ \frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \varphi} \cdot \frac{(h' - \varphi \cdot a) h' c_n}{J_d \cdot c_n'} - \frac{1}{b \cdot d_n} \right\}$$

ist. Der Wert  $k$  muß also immer derselbe sein, gleichgültig auf welchen Hauptträger sich die Werte  $J_n$ ,  $c_n$ ,  $c_n'$  und  $d_n$  beziehen. Darin liegt die eine Bedingung, denen die Lage der Grenzpunkte genügen muß. Die andere folgt aus der im 4. Kapitel besprochenen Spannungsverteilung in breiten Trägerflanschen.

Wenn der in Abb. 20 gezeichnete Torquerschnitt derart auf Biegung beansprucht ist, daß er sich in wagerechtem Sinne drehungslos verbiegt, dann treten in ihm Längs- und Schubspannungen auf, die in den Dichtungswänden ungefähr nach Abb. 22 verteilt sind, und es muß auch jeder einzelne Haupt-

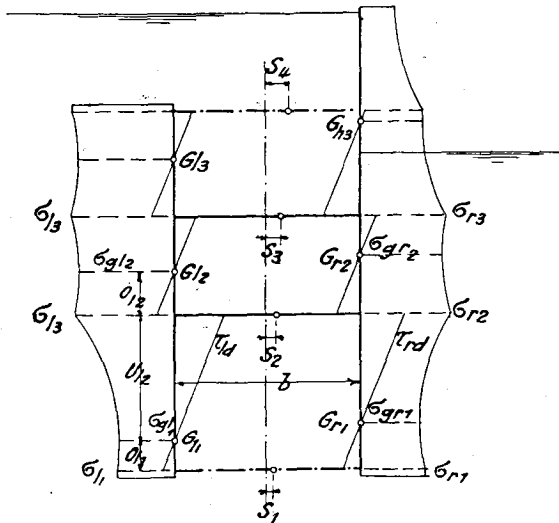


Abb. 22.

träger drehungslos in wagerechter Richtung ausbiegen und deshalb eine senkrecht stehende Nulllinie erhalten. Da sich die Verbindungslinien zwischen den wagerechten Hauptträgerstegen und den senkrechten Dichtungswänden in senkrechter Richtung nicht verbiegen, so wird sich in den Dichtungswänden eine ganz entsprechende Spannungsverteilung einstellen, wie sie im 4. Kapitel für symmetrische Trägerflanschen abgeleitet wurde. Die Längs-

spannungen werden nach einer Kettenlinie verteilt sein, deren Scheitel im Grenzpunkt liegt. Der seitliche Spannungsabfall des Mittelquerschnittes wird der Formel (47) und die wirksame Flanschbreite der Formel (52) entsprechen.

Wir bezeichnen gemäß Abb. 22 mit

- $\sigma_{11}, \sigma_{12} \dots$  die Biegungsspannungen des Torkastens an den Verbindungsstellen der Hauptträgerstege mit der linken Wand, mit
- $\sigma_{r1}, \sigma_{r2} \dots$  die entsprechenden Spannungen in der rechten Wand, mit
- $\Delta\sigma \dots$  die positiven Differenzen  $(\sigma_{r1} - \sigma_{11}), (\sigma_{r2} - \sigma_{12}) \dots$ , mit
- $G_{11}, G_{12} \dots$  bzw.  $G_{r1}, G_{r2} \dots$  die Grenzpunkte zwischen den einzelnen Hauptträgerquerschnitten in der linken bzw. rechten Wand, mit
- $\sigma_{1g1}, \sigma_{1g2} \dots$  bzw.  $\sigma_{rg1}, \sigma_{rg2} \dots$  die Längsspannungen in diesen Grenzpunkten, mit
- $\sigma_{11}, \sigma_{12} \dots$  bzw.  $\sigma_{r1}, \sigma_{r2} \dots$  die nach oben gerichteten und mit
- $u_{11}, u_{12} \dots$  bzw.  $u_{r1}, u_{r2} \dots$  die nach unten gerichteten Flanschbreiten der einzelnen Hauptträger, d. h. die Abstände der Grenzpunkte von den ihnen zugewendeten Gurnieten der benachbarten Hauptträger, mit
- $\sigma_{11w}, \sigma_{12w} \dots$  bzw.  $\sigma_{r1w}, \sigma_{r2w} \dots$  und
- $u_{11w}, u_{12w} \dots$  bzw.  $u_{r1w}, u_{r2w} \dots$  die entsprechenden aus Formel (52) sich ergebenden wirksamen Breiten und mit
- $s_1, s_2 \dots$  die Abstände der Schwerpunkte der einzelnen wirksamen Hauptträgerquerschnitte von der Mittelebene des Tores.

Dann ist nach Formel (47)

$$(81) \quad \sigma_{g(n)} = \frac{\sigma_n}{\cos\left(\frac{c}{L} \cdot \sigma_n\right)} = \frac{\sigma_{(n+1)}}{\cos\left(\frac{c}{L} \cdot u_{(n+1)}\right)}.$$

Das ist die zweite Bedingung, denen die Lage der Grenzpunkte zu genügen hat.

Wir formen nun zunächst die Formel (80) etwas um. Das Biegemoment eines beliebigen Torquerschnittes ist

$$M = \sum M_n$$

und dasjenige eines beliebigen Hauptträgers im gleichen Torquerschnitt

$$M_n = \frac{\Delta\sigma \cdot J_n}{b}$$

Daraus folgt

$$(82) \quad k \frac{2G}{E} = \frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta - \varphi} \cdot \frac{(h' - \varphi \cdot a) h'' \cdot \sum (\Delta\sigma \cdot J_n) \cdot c_n}{J_d \cdot \Delta\sigma} \cdot \frac{J_n}{b \cdot d_n} = \text{konstant.}$$

Um nun den ganzen Torquerschnitt in die Querschnitte der einzelnen Hauptträger zerlegen zu können, wird man damit beginnen, daß man zunächst die erforderliche Blechstärke der Dichtungswände und des Bodens und der Decke des Schwimmkastens schätzt, sowie die für die übrigen, fachwerkförmigen Hauptträger in Rechnung zu setzende Stegstärke  $d_n$ . Daraus lassen sich die „erste  $J_d$  und  $h$ “ nach Formel (25) bis (27) bestimmen. Dann wird der Wert  $c_n$ , d. h. das Verhältnis zwischen den durch die Biegebungsbeanspruchung des Torkastens erzeugten Durchbiegungen der einzelnen Hauptträger zu schätzen sein. Er ist abhängig von dem Verhältnis der Durchbiegung der Querverbände zur Durchbiegung der Hauptträger. Für den in Höhe der unteren Dichtungsleiste liegenden Hauptträger ist  $c = 1$ , auch für den obersten Hauptträger wird man meistens  $c = 1$  setzen können, d. h. man nimmt eben an, daß die Verbiegung des Torkastens dann drehungslos sei, wenn der oberste und der unterste Hauptträger sich gleich stark durchbiegen. Für die dazwischen liegenden Hauptträger ist  $c$  etwas größer und kann für mittlere, der Abb. 20 ungefähr entsprechende Verhältnisse vielleicht für den Schwimmkastenboden zu 1,2 und für die Decke zu 1,1 angenommen werden. Eine Nachprüfung dieser Schätzung ist erst möglich, wenn die Berechnung der Biegebungs- und Drehungsbeanspruchungen des Torkastens zu Ende geführt ist und die erforderlichen Stabquerschnitte der Querverbände gefunden sind, so daß man die Durchbiegung der Querverbände und Hauptträger bestimmen kann.

Darauf ist die Lage der Grenzpunkte zu schätzen. Dabei ist zu beachten, daß für fachwerkförmige Hauptträger der Einfluß der Querkräfte auf die Durchbiegung im allgemeinen erheblich größer ist als für vollwandige, daß also  $\Delta\sigma$  kleiner sein muß und die Grenzpunkte zwischen einem vollwandigen und einem fachwerkförmigen Hauptträger deshalb bedeutend näher bei dem letzteren liegen. Man schätzt nun am besten zunächst die durchschnittliche wirksame Breite der oberen Flanschhälften der einzelnen Hauptträger  $\frac{o_{11w} + o_{r1w}}{2}$ ,  $\frac{o_{12w} + o_{r2w}}{2}$ , ... und den Abstand  $s_1$  des Schwerpunktes des untersten Hauptträgers von der Mittelebene des Tores. Da der Schwerpunkt jedes Hauptträgerquerschnittes in seine Nulllinie fällt, so sind die Flanschspannungen des untersten Hauptträgers in seiner Trägerebene

$$(83) \quad \sigma_{11} \text{ bzw. } \sigma_{r1} = - \left( s_1 \pm \frac{b}{2} \right) \frac{M_1}{J_1}$$

und der Unterschied der wirksamen Breiten der oberen Flanschhälften  $o_{11w} - o_{r1w}$  ergibt sich aus der Schwerpunktsbedingung dieses Hauptträgers. Hieraus erhält man die wirksamen Flanschbreiten  $o_{11w}$  und  $o_{r1w}$  selbst und daraus nach Formel (52) bzw. ihrer Umkehrung

$$(84) \quad \begin{cases} o = \frac{1}{c} \cdot \mathfrak{A}r \cdot \mathfrak{Z}g \cdot \left( \frac{c}{L} \cdot o_w \right) \\ u = \frac{1}{c} \cdot \mathfrak{A}r \cdot \mathfrak{Z}g \cdot \left( \frac{c}{L} \cdot u_w \right) \end{cases}$$

die tatsächlichen Flanschbreiten  $0_{11}$  und  $0_{r1}$ . Dadurch sind auch die Breiten der unteren Flanschhälften des zweituntersten Hauptträgers  $u_{12}$  und  $u_{r2}$  gegeben, woraus man ihre wirksamen Breiten wieder nach Gleichung (52) erhält. Aus  $\sigma_{11}$  und  $\sigma_{r1}$  erhält man dann nach Formel (81) die Flanschspannungen des zweituntersten Hauptträgers  $\sigma_{12}$  und  $\sigma_{r2}$  wieder als Funktion von  $\frac{M_1}{J_1}$  und daraus die Schwerpunktslage des zweituntersten Hauptträgers zu

$$(85) \quad s_2 = \frac{\sigma_{12} - \sigma_{r2}}{\sigma_{12} + \sigma_{r2}} \cdot \frac{b}{2}.$$

So können fortlaufend bis zum obersten Hauptträger die wirk-

samen Flanschbreiten, die Grenzpunkts- und Schwerpunktslagen sowie die Flanschspannungen als Funktion von  $\frac{M_1}{J_1}$  bestimmt werden. Aus den Randspannungen des obersten Hauptträgers findet man die Lage seiner Nulllinie, die mit dem Schwerpunkt des durch die ebenfalls gefundenen beiden obersten Grenzpunkte begrenzten Querschnittes übereinstimmen muß. Ist dies nicht der Fall, dann wird am besten zunächst  $s$  verändert und die Rechnung auf Grund der gleichen Werte  $\frac{0_{11w} + 0_{r1w}}{2}, \frac{0_{12w} + 0_{r2w}}{2}$  usw. nochmals durchgeführt, bis die Abweichung zwischen der Nulllinie und der Schwerachse des obersten Hauptträgers verschwindet.

Nachher ist zu untersuchen, ob die durchschnittliche wirksame Breite der oberen Flanschkhälften der einzelnen Hauptträger richtig geschätzt war, d. h. ob die Bedingung (80) erfüllt sei. Zu diesem Zwecke müssen die wirksamen Trägheitsmomente  $J_n$  der einzelnen Hauptträger bestimmt werden, wobei der zwischen Gurt Nietreihe und Grenzpunkt liegende Flanschstreifen jeweils mit seiner wirksamen Breite einzusetzen ist.

Die durch die Längsstöße zwischen den einzelnen Blechtafeln bewirkte Querschnittsvermehrung kann am besten durch einen entsprechenden prozentualen Zuschlag zur Blechstärke berücksichtigt werden. Auch die Längsversteifungen der Blechwände erhöhen die Biegezugfestigkeit des Torkastens. Da ihr Anschluß an die Querverbände aber in der Regel zur Aufnahme von Längskräften nicht geeignet ist, so wäre es gewagt, sie mit ihrem vollen Querschnitt im Trägheitsmoment der Hauptträger mitzurechnen. Es wird sich empfehlen, nur diejenigen Längsversteifungen im Querschnitt des Torkastens mitzurechnen, die als kontinuierliche Träger über die Querverbände durchgeführt sind.

Aus den so gefundenen wirksamen Trägheitsmomenten der einzelnen Hauptträger und den Spannungsunterschieden  $\Delta\sigma$  in den einzelnen Hauptträgerebenen ergeben sich nun die Werte

$$(86) \quad c_n' = \frac{\Delta\sigma \cdot J_n}{\sum (\Delta\sigma \cdot J_n)} = \frac{p_n}{p_{0n}},$$

also die Anteile, die die einzelnen Hauptträger von der wage-

rechten Biegungsbelastung des ganzen Torkastens erhalten, und mit Hilfe dieser Werte  $c_n'$  und der ebenfalls gefundenen Spannungsverteilung in den Dichtungswänden kann auch die Lage der Ebene  $E_1$  bestimmt werden. Zu diesem Zwecke müssen aus den gefundenen Grenzpunkten und den Biegungsspannungen der Seitenwände die Schubspannungen in ihnen nach der Formel

$$\tau = \frac{Q_o h'}{J} \cdot \frac{\varphi}{d}$$

bestimmt und zu den Querkräften  $Q_l'$  und  $Q_r'$  der linken und der rechten Dichtungswand zusammengesetzt werden. Die Resultierende aus diesen beiden senkrechten Querkräften und den wagerechten Querkräften

$$Q_n' = c_n' \cdot Q_{oh}'$$

der Hauptträgerstege ist dann die Querkraft  $Q'$  des ganzen Torquerschnittes und gibt die Belastungsebene  $E_1$  an, in der alle Lasten angreifen müssen, die den Torkasten drehungslos in wagerechter Richtung auf Biegung beanspruchen. Sie schneidet die beiden Dichtungswände in den Abständen

$$(87) \quad h_l = c_2' \cdot h_2 + c_3' \cdot h_3 + \dots - \frac{Q_r'}{Q_{oh}'} \cdot b$$

und

$$(88) \quad h_r = c_2' \cdot h_2 + c_3' \cdot h_3 + \dots + \frac{Q_l'}{Q_{oh}'} \cdot b$$

von der unteren Dichtungsleiste, wobei  $h_2, h_3$  die senkrechten Abstände der verschiedenen Hauptträger von der unteren Dichtungsleiste bedeuten.

Da in der Bedingungsgleichung (80) zur Bestimmung des Wertes  $k$  auch die Abstände  $h'$  und  $a$  der Biegungsachse von der unteren Dichtungsleiste vorkommen, so muß auch die Belastungsebene  $E_2$  bestimmt werden, in der die Lasten angreifen müssen, damit der Torkasten in senkrechter Richtung ausbiegt. Wenn der ganze Torquerschnitt in bezug auf die senkrechte Mittelebene des Tores symmetrisch ist, dann fällt die Ebene  $E_2$  augenscheinlich mit dieser Symmetrieebene zusammen. Im anderen Falle ist der ganze Torquerschnitt in ähnlicher Weise in die Querschnitte der beiden Dichtungswände zu zerlegen, wie vorstehend die Zerlegung in die einzelnen Hauptträgerquerschnitte

gezeigt wurde. Es wird dabei jedoch ein etwas einfacheres Verfahren genügen. Da der Torkasten durch steife Querverbände verbunden ist, so kann angenommen werden, daß sich die senkrechte Belastung entsprechend den Trägheitsmomenten auf die beiden Dichtungswände verteile und daß die Nulllinie für beide Dichtungswände gleich hoch liege. Dieser Forderung wird genügt, wenn man annimmt, daß ein Teil der rechten Gurtung des obersten Hauptträgers  $F_0$  zum Querschnitt der linken Wand und ein gleich großer Teil der linken Gurtung des untersten Hauptträgers  $F_u$  zum Querschnitt der rechten Wand gehöre, daß aber die Stegquerschnitte der übrigen Hauptträger sich halb und halb auf die beiden Seitenwände verteilen. Dann ergibt sich die Größe von  $F_0$  und  $F_u$  aus der Bedingung, daß die Nulllinie der beiden Querschnitte gleich hoch liegen muß. Bezeichnen  $J_l$  und  $J_r$  die Trägheitsmomente der linken bzw. rechten Dichtungswand in bezug auf die wagerechte Schwerachse des ganzen Torquerschnittes und  $y_0$  und  $y_u$  die Abstände des obersten und untersten Hauptträgers von dieser Schwerachse (Abb. 37), dann sind die Querkkräfte der beiden Dichtungswände

$$Q_l'' = \frac{J_l}{J_l + J_r} \cdot Q_v''$$

und

$$Q_r'' = \frac{J_r}{J_l + J_r} \cdot Q_v''$$

und diejenigen des untersten und obersten Hauptträgers

$$Q_0'' = \frac{Q_v''}{J_l + J_r} \cdot F_0 \cdot b \cdot y_0$$

und

$$Q_u'' = \frac{Q_v''}{J_l + J_r} \cdot F_u \cdot b \cdot y_u.$$

Ihre Resultierende ist die Querkraft  $Q''$  des ganzen Torquerschnittes, die denselben in senkrechter Richtung verbiegt. Sie schneidet die oberste Hauptträgerebene im Abstände

$$(89) \quad a_0 = \frac{Q_l'' \cdot b - Q_u'' \cdot h_0}{Q_l'' + Q_r''}$$

und die unterste im Abstände

$$(90) \quad a_u = \frac{Q_l'' \cdot b + Q_0'' \cdot h_0}{Q_l'' + Q_r''}$$

von der rechten Wand. Die Lage des Biegunismittelpunktes B folgt aus den Beziehungen

$$\frac{a'}{b} = \frac{h_r - h'}{h_r - h_l} \quad \text{und} \quad \frac{h'}{h_0} = \frac{a_u - a'}{a_u - a_0}$$

zu

$$(91) \quad a' = b \cdot \frac{h_r - h'}{h_r - h_l} = a_u - h' \cdot \frac{a_u - a_0}{h_0}$$

$$h_0 \cdot b \cdot (h_r - h') = (a_u \cdot h_0 - h' \cdot (a_u - a_0)) \cdot (h_r - h_l)$$

$$(92) \quad h' = \frac{h_0 \{ b h_r - a_u (h_r - h_l) \}}{h_0 \cdot b - (a_u - a_0) (h_r - h_l)}$$

Der wagerechte Abstand der Biegungsachse von der Vorderkante der Dichtungsleiste ist

$$(93) \quad a = v + a' = v + a_u - h' \cdot \frac{a_u - a_0}{h_0},$$

wobei  $v$  gemäß Abb. 20 die Vorkragung der unteren Dichtungsleiste gegenüber der Dichtungswand bedeutet.

Die Neigungswinkel der Ebenen  $E_1$  und  $E_2$  gegen die Wagerechte sind  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_r - h_l}{b}$  und  $\operatorname{tg} \beta = \frac{h_0}{a_u - a_0}$ . Damit sind alle

Hilfsgrößen zur Bestimmung des Wertes  $k$  nach Formel (80) bzw. (82) gefunden. Sind die aus den einzelnen Hauptträgern gefundenen  $k$ -Werte nicht gleich groß, dann müssen die zuerst angenommenen wirksamen Breiten  $\frac{0_{11u} + 0_{r1u}}{2}$ ,  $\frac{0_{12u} + 0_{r2u}}{2}$  usw. geändert und die Rechnung wiederholt werden, bis eine angenäherte Übereinstimmung erreicht ist. Eine genaue Übereinstimmung wird jedoch schwierig zu erreichen sein, weil sich durch die Verschiebung eines einzelnen Grenzpunktpaares immer wieder sämtliche  $k$ -Werte ändern, so daß sich kaum erkennen läßt, wo und wieviel geändert werden soll, um die Abweichungen ganz



zum Verschwinden zu bringen. Eine genaue Übereinstimmung ist aber auch praktisch durchaus nicht erforderlich, weil die maßgebenden Endergebnisse durch kleinere Abweichungen zwischen den einzelnen  $k$ -Werten nur in sehr schwachem Maße beeinflusst werden. Man wird sich deshalb stets mit einer angenäherten Übereinstimmung begnügen und zur Bestimmung von  $P_{0h}$  nach Formel (79) einen Mittelwert aus diesen verschiedenen  $k$ -Werten, am besten den Wert

$$(94) \quad k_m = \sum (c_n' \cdot k_n)$$

einsetzen können.

Um die Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen des Torkastens bestimmen zu können, müssen wir dann ferner die in wagrechtem Sinne verbiegende Belastung  $p_{0h \min}'$  in Tormitte kennen, Gl. (79), die sich aus folgender Überlegung ergibt:

In einem gewissen Abstände  $x_0$  von Tormitte wird  $p_{0h} = p$ , gleich dem ganzen, auf die Längeneinheit des Tores einwirkendem Wasserdruck (Abb. 23). Von da an überträgt die

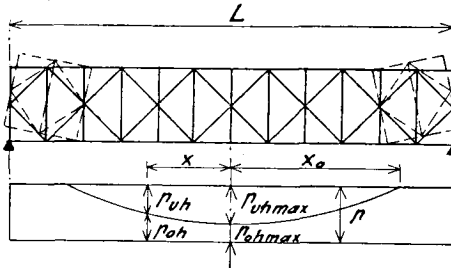


Abb. 23.

untere Dichtungsleiste keinen Auflagerdruck mehr auf den Drempe. Die beiden Enden des untersten Hauptträgers heben sich vom Maueranschlag etwas ab. Zwischen  $x_0$  und  $x = \frac{L}{2}$  ist folglich die Biegungsbelastung des Torkastens nach (76) und (79)

$$p_{0h} = p = \frac{p_{0h}'(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) + \varphi \cdot p}{\operatorname{tg} \beta + \varphi} = \frac{p_{0h \min}' \cos \frac{x_0}{k} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) + \varphi \cdot p}{\operatorname{tg} \beta + \varphi}$$

also

$$(95) \quad p = p_{0h \min}' \cdot \mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x_0}{k} \left( 1 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta} \right)$$

und nach (76)

$$(96) \quad p_{0h}' = \frac{p_{0h} (\operatorname{tg} \beta + \varphi) - \varphi \cdot p}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha} = \frac{p \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}.$$

Nur zwischen  $x = 0$  und  $x = x_0$  ist nach (79) und (96)

$$(97) \quad p_{0h}' = p_{0h \min}' \cdot \mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x}{k} = \frac{p \cdot \mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x}{k}}{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x_0}{k} \left( 1 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta} \right)},$$

folglich

$$p_{0h}' (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha) = p \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \frac{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x}{k}}{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x_0}{k}}$$

und nach (76)

$$(98) \quad p_{0h} = p \frac{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x}{k}}{\varphi + \operatorname{tg} \beta \frac{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x_0}{k}}{\mathcal{C} \mathcal{D} \int \frac{x}{k}}}.$$

Gleichung (95) enthält nur noch die beiden Unbekannten  $x_0$  und  $p_{0h \min}'$ , zu deren Bestimmung die weitere Bedingung herangezogen werden muß, daß die elastische Abhebung der Enden des untersten Hauptträgers gleich groß sein muß wie die Abhebung der damit verbundenen Fußpunkte der Endverbände. Um dieser Bedingung zu genügen, muß wieder annäherungsweise vorgegangen werden. Man schätzt am besten  $x_0$ , das in den meisten Fällen ungefähr gleich  $0,4 \cdot L$  ist. Dann berechnet man nach (98) die Biegebelastrungen  $p_{0h}$  für jeden einzelnen Querverband. Der vom Tor in jede Seitenmauer übertragene Auflagerdruck ist dann

$$(99) \quad A = \sum_0^{\frac{L}{2}} (P_{0h})$$

und sein Abstand von der unteren Dichtungsleiste

$$(100) \quad h_s = \frac{p \cdot h \cdot \frac{L}{2}}{A}$$

Abb. 24. Aus der Höhe  $h_s$  wird man auch die Verteilung des auf die Seitenmauern übertragenen Auflagerdruckes ungefähr

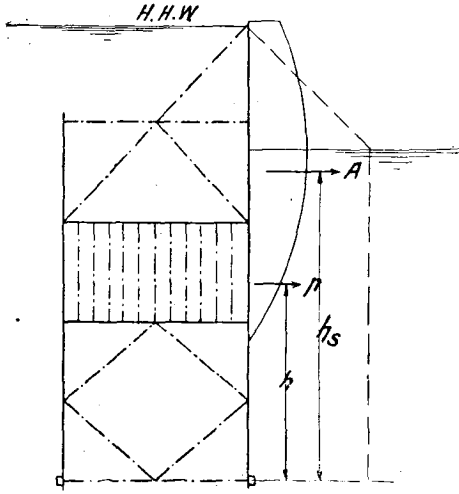


Abb. 24.

abschätzen können, woraus sich angenähert die Beanspruchungen des Endverbandes ergeben. Dann wird man durch Verschiebungspläne die Abhebung der Fußpunkte der Endverbände und der Enden des untersten Hauptträgers bestimmen. Sind sie nicht gleich groß, dann ist für  $x_0$  ein etwas anderer Wert einzusetzen und die Rechnung zu wiederholen, bis eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den beiden Abhebungen erreicht ist. Aus dieser Übereinstimmung ergeben sich dann die richtigen Werte von  $x_0$  und  $P_{0h}$  und hieraus die Zerlegung des auf jeden einzelnen Querverband einwirkenden Wasserdruckes in den Drempeldruck  $P_u$ , in die Biegungsbelastungen des Torkastens  $P_0'$  und  $P_0''$  und in das vom Torkasten aufzunehmende Drehmoment  $M_d$ .

Die weitere Bestimmung der Drehungs- und Biegebungsbeanspruchungen des Torkastens erfolgt teils unter Benutzung

der bisher abgeleiteten Formeln und teils in bekannter Weise und gibt zu keinen weiteren Bemerkungen Anlaß. Es mag nur noch bemerkt sein, daß die von der Biegungsbeanspruchung des Torkastens herrührenden Schubspannungen in den Dichtungswänden am besten nach der üblichen Formel  $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot d}$  berechnet werden und nicht nach der im 4. Kapitel für breite Trägerflanschen unter Berücksichtigung der Querschnittsverbiegungen abgeleiteten Formel (49), weil die Enden der Hauptträgerflanschen durch starke Querverbände versteift sind, so daß die bei Ableitung der Formel (49) angenommenen Randbedingungen nicht mehr erfüllt sind, weil diese Schubspannungen ohnehin im allgemeinen nicht groß sind, so daß ihre genaue Kenntnis von untergeordneter Bedeutung ist, und weil die übliche Formel eher ungünstigere Werte ergibt.

### 7. Plattenbeanspruchungen der Blechwände.

Sämtliche in der Längsrichtung des Tores liegenden Blechwände werden am besten durch längslaufende, den Zwischenraum zwischen den Querverbänden überspannende I-förmige oder andere gewalzte Träger versteift; sie sind meistens mit den Längs- und Querträgern unmittelbar vernietet und stellen deshalb in der Längs- und Querrichtung über eine größere Anzahl von Stützen durchlaufende Platten dar. Der gegenseitige Abstand dieser Unterstützungen ist meistens sehr gleichmäßig. Nur in der Höhenrichtung wird, sofern der maßgebende Wasserüberdruck nach oben abnimmt, die Entfernung der Längsträger sich allmählich vergrößern, aber nur sehr langsam, so daß man für die Berechnung der Plattenbeanspruchungen ohne weiteres annehmen kann, daß Belastung und Feldweite eines beliebigen Feldes gleich seien wie für die benachbarten Felder.

Die Blechwände übertragen den auf sie einwirkenden Wasserdruck teils in die Längsversteifungen und teils unmittelbar in die Querverbände und erhalten dadurch Biegungsspannungen in der Längs- und Querrichtung. Am größten werden diese Beanspruchungen über den Unterstützungen. Sie entsprechen dort, sofern die Unterstützungen als scheidenförmig angenommen

werden, ungefähr der Abb. 25 und sind aus Symmetriegründen genau gleich wie für eine allseitig fest eingespannte Platte. Genauere Untersuchungen darüber finden sich z. B. im „Journal für reine und angewandte Mathematik“ 1911 „Über eine neue Methode zur Lösung gewisser Variationsprobleme“ von Walter Ritz und in den „Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“ Heft 170 und 171 „Die Formänderungen und die Spannungen von rechteckigen elastischen Platten“ von Dr.-Ing. Nadai, im Auszuge auch in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“ 1914 S. 487. Die allseitig eingespannte oder durch-

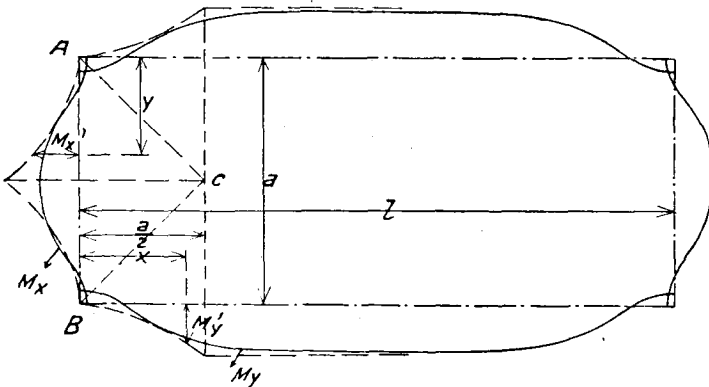


Abb. 25.

laufende, über die ganze Oberfläche gleichmäßig belastete Platte, die bei versteiften Blechwänden die Regel bildet, wurde darin allerdings nicht näher untersucht und auch für die andern, näher untersuchten Fälle wurde stets eine schneidenförmige Unterstützung angenommen, wie sie bei Blechwänden nicht vorkommt. Jedenfalls kann aber als sicher angenommen werden, daß die größten Plattenbeanspruchungen im mittleren Teil der langen Seiten und senkrecht zu diesen auftreten und dort fast genau mit den Biegungsspannungen einer nur durch die Längsversteifungen unterstützten Platte übereinstimmen. Nadai hat ausgerechnet, daß schon für Platten, deren Länge doppelt so groß ist wie die Breite, der Unterschied nur noch 4% beträgt. Bei Seitenverhältnissen, wie sie für versteifte Blechwände im allgemeinen am wirtschaftlichsten sind, von 5:1 oder noch mehr,

können diese Abweichungen nur noch verschwindend klein sein, so daß man für die Berechnung der größten Plattenbeanspruchungen die Unterstützung der kurzen Felderseiten ruhig vernachlässigen und das Blech als lediglich durch die Längsversteifungen unterstützten durchlaufenden Träger betrachten kann. Einige der in der Praxis üblichen Faustformeln, z. B. die im deutschen Sprachgebiete stark verbreitete Bachsche Formel, geben diesen Einfluß zu groß an

Diese Art der Berechnung, bei der das Blech als lediglich durch die Längsversteifungen unterstützter Träger betrachtet wird, ist auch in der Praxis sehr verbreitet. Unzulässig aber ist, wenn dabei sämtliche Unterstützungen als schneidenförmig angenommen werden, denn tatsächlich sind diese Beanspruchungen in sehr hohem Maße von der Querschnittsform der Versteifungsträger und davon abhängig, auf welcher Seite der Wand der höhere Wasserspiegel liege.

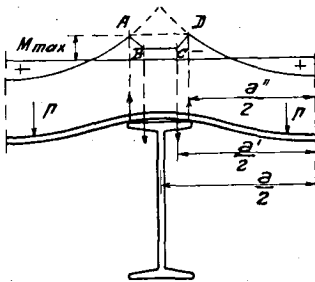


Abb. 26.

Wird die Blechwand z. B. nach Abb. 26 durch einen äußeren Überdruck gegen symmetrische Flanschen I-förmiger Versteifungsträger gedrückt, dann wird der Stützendruck durch die Flanschenden angenommen. Zwischen ihnen ist das Blech infolge des negativen Stützenmomentes bestrebt, sich vom Flansch abzuheben,

wird aber durch die Niete daran gehindert, die somit eine dem Stützendruck entgegengesetzte Kraft in das Blech übertragen. Das Biegemoment ist also über der Flanschmitte wieder kleiner als über den Kanten. Unter der ungünstigen Annahme, daß der Inhalt der dieser Verminderung entsprechenden Fläche ABCDA gleich dem Produkt aus dem größten Biegemoment über den Flanschenden  $M_{\max}$  und dem Abstand der Nietreihen  $a - a'$  sei, erhält man als Inhalt der Momentenfläche eines Feldes

$$\int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} M \cdot ds = \frac{p \cdot a'^3}{12} + M_{\max} (a - a') - M_{\max} \cdot a = 0$$



wobei  $d_N$  die Nietstärke und  $t$  die Nietteilung bedeutet, und folglich

$$(102) \quad \sigma_b = \frac{p \cdot a^3}{2ad^2} \cdot \frac{t}{t - d_N}.$$

Für eine dem Schwimmkastenboden des im Anhang berechneten Zahlenbeispielen entsprechende Blechwand von 12 mm Stärke erhielt man demnach bei einer Feldweite von 62,5 cm und Versteifungsträgern I-NP 32, deren Flanschbreite 131 mm beträgt,

$$a'' = 62,5 - 13,1 + 2 \cdot 0,2 = 49,8 \text{ cm}$$

$$a' = 62,5 - 7,0 = 55,5 \text{ „}$$

und folglich bei oben liegenden Versteifungsträgern

$$\sigma_b = \frac{p \cdot 49,8^3 \cdot a^2}{2 \cdot 55,5 \cdot 62,5^2 \cdot d^2} = 0,285 \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2}$$

und bei unten liegenden Versteifungsträgern und einer Nietteilung  $t = 6 \cdot d_N$

$$\sigma_b = \frac{p \cdot 55,5^3 \cdot a^2}{2 \cdot 62,5 \cdot 62,5^2 \cdot d^2} \cdot \frac{6}{5} = 0,420 \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2}.$$

Ist das Blech dagegen durch unsymmetrische Träger versteift (Abb. 28), dann werden dieselben durch die Biegefestigkeit der Blechwand gegen Verdrehung gesichert. Jeder Versteifungsträger bildet mit einem gewissen Streifen der Blechwand von der Breite  $a$  zusammen einen gemeinsamen Querschnitt, dessen Belastung  $p$  sich selbsttätig so einstellt, daß der Träger drehungslos auf Biegung beansprucht ist, und da die einzelnen Träger eine gemeinsame Platte bilden, die nur senkrecht zur Wandebene ausbiegen kann, so muß die parallel zur Wand liegende Schwerachse  $n-n$  zur Nulllinie werden. Infolge der Biegebeanspruchung der Versteifungsträger treten auch in der Blechwand Längs-, Quer- und Schubspannungen auf, deren Verteilung im 4. Kapitel besprochen wurde. Das Blech ist als Flansch der Versteifungsträger aufzufassen. Die Längsspannungen sind ungefähr nach einer Kettenlinie verteilt, deren Scheitel in der Grenzlinie liegt und die der Formel (47) entspricht. Infolge dieses seitlichen Spannungsabfalles müßte man im Querschnitt der Versteifungsträger nicht die ganze Plattenbreite  $a$  mitrechnen, sondern nur die nach Formel (52) zu er-



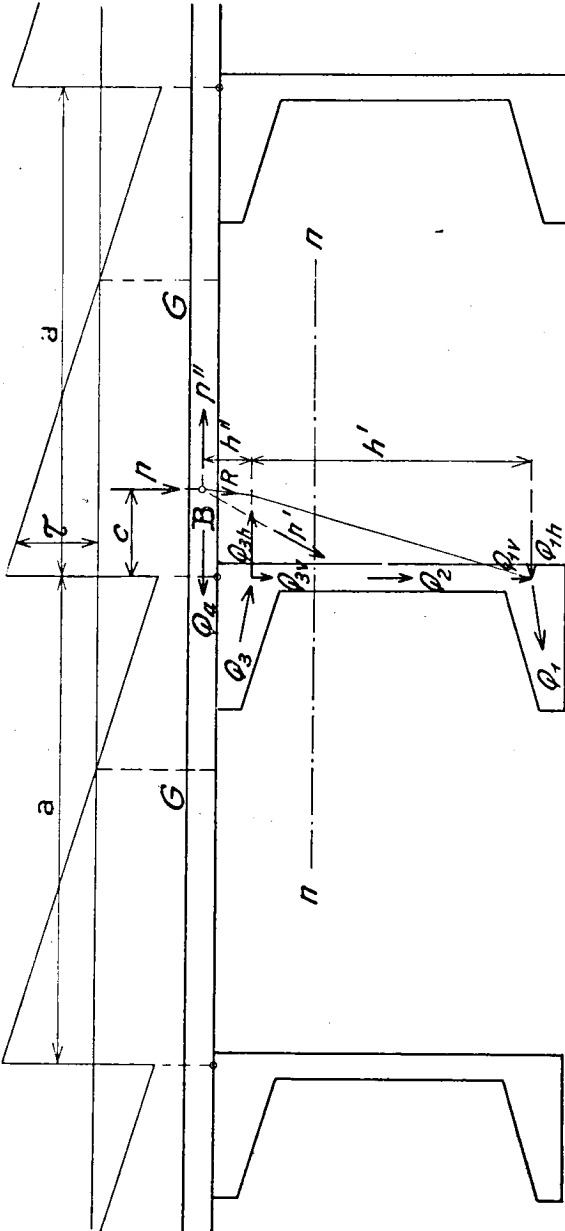


Abb. 28.

mittelnde wirksame Breite. Diese weicht aber für die bei versteiften Blechwänden meistens vorkommenden und zweckmäßigen Breitenverhältnisse nur wenig von der tatsächlichen Breite ab, so daß man keinen merklichen Fehler erhält, wenn man die ganze Plattenbreite  $a$  im Querschnitt des Versteifungsträgers mitrechnet.

Bei unsymmetrischen Querschnitten läßt sich nun aber nicht ohne weiteres erkennen, wo die Grenzpunkte  $G$  liegen und wie infolgedessen die durch die Biegungsbeanspruchung der Versteifungsträger bewirkten Schubspannungen  $\tau$  über die Blechwand verteilt sind. Man kann aber die auf die Längeneinheit des Versteifungsträgers bezogene Belastung  $p$  zerlegt denken in eine Belastung  $p'$ , die den Versteifungsträger derart auf Biegung beansprucht, daß die Schwerachse  $n-n$  zur neutralen Faserschicht wird, und in eine in die Wandebene fallende Belastung  $p''$ , die nicht weiter untersucht zu werden braucht, weil sie von der Wand aufgenommen wird und nur unbedeutende Beanspruchungen zur Folge haben kann. Die Belastung  $p'$  liegt in der gleichen Ebene wie die Querkraft des betrachteten Querschnittes

$$Q' = \int_0^x p' \cdot dx,$$

die die Resultierende aller Schubspannungen des Querschnittes ist und in eine Querkraft  $Q_1$  des hinteren Flansches, eine Querkraft  $Q_2$  des Steges, eine Querkraft  $Q_3$  des mit der Wand vernieteten Flansches und eine Querkraft  $Q_4$  der Wandebene zerlegt gedacht werden kann. Für die Lage von  $Q'$  ist es gleichgültig, ob das Blech in der Nietlinie oder einer anderen Längslinie der Berührungsfläche mit dem Versteifungsträger verbunden sei. Man kann deshalb annehmen, daß die Verbindung in der Mittelebene des Steges liege. Dann sind die Querkräfte  $Q_1$ ,  $Q_2$  und  $Q_3$  unabhängig von der Lage der Grenzpunkte  $G$  und ergeben sich ohne weiteres aus den Schubspannungen

$$\tau = \frac{Q}{J} \cdot \frac{S}{d}.$$

Die Resultierende  $R$  von  $Q_1$ ,  $Q_2$  und  $Q_3$  muß die Wandebene im Biegungsmittelpunkt  $B$  schneiden und sich dort mit  $Q_4$  und der



wobei  $J_{xy}$  das Zentrifugalmoment des betreffenden Flansches in bezug auf die x- und y-Achse und  $J_x$  das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes in bezug auf die x-Achse bedeuten. Die senkrecht zur Wandebene gerichtete Querkraft  $Q$  setzt sich zusammen aus der Querkraft  $Q_2$  des Steges und den Vertikal-komponenten  $Q_{1v}$  und  $Q_{3v}$  der Flanschen. Die Schnittpunkte zwischen  $Q_{1v}$  bzw.  $Q_{3v}$  und  $Q_2$  liegen in den Schnittlinien der Flanschmittelebenen mit der Stegeebene.

Daraus folgt z. B. für eine 10 mm starke Blechwand, die in Abständen von je 50 cm durch U-NP 20 versteift und durch einen gleichmäßig belasteten Wasserdruck  $p$  belastet ist (Abb. 29)

$$s = \frac{50 \cdot 1,0 \cdot 10,5}{50 + 32,2} = 6,39 \text{ cm}$$

$$J_x = 1911 + 50 \cdot 10,5^2 - 82,2 \cdot 6,39^2 = 4070 \text{ cm}^4$$

$$J_{xy(1)} = \frac{32,2}{2} \cdot 1,585 \cdot (9,4 + 6,39) = 403 \text{ cm}^3$$

$$J_{xy(3)} = \frac{32,2}{2} \cdot 1,585 \cdot (9,4 - 6,39) = 77 \text{ cm}^3$$

$$h' = 20 - 1,15 - 3,75 \cdot 0,08 = 18,55 \text{ cm}$$

$$h'' = 10,5 - \frac{18,55}{2} = 1,225 \text{ cm}$$

$$c = \frac{403}{4070} \cdot 18,55 + \frac{403 - 77}{4070} \cdot 1,225 = 1,935 \text{ cm.}$$

Für eine winkelförmige Versteifung wäre augenscheinlich annähernd  $c = 0$  und für ein Z-NP 20 nach Abb. 30

$$s = \frac{50 \cdot 10,5}{50 + 38,7} = 5,92 \text{ cm}$$

$$J_x = 2289 + 50 \cdot 10,5^2 - 88,7 \cdot 5,92^2 = 4700 \text{ cm}^4$$

$$J_{xy(1)} = 7,0 \cdot 1,3 \cdot 4,0 (9,35 + 5,92) = 556 \text{ cm}^3$$

$$J_{xy(1)} = 7,0 \cdot 1,3 \cdot 4,0 (9,35 - 5,92) = 125 \text{ cm}^3$$

$$h' = 20 - 1,3 = 18,7 \text{ cm}$$

$$h'' = 10,5 - \frac{18,7}{2} = 1,15 \text{ cm}$$

$$c = \frac{556}{4700} \cdot 18,7 + \frac{556 + 125}{4700} \cdot 1,15 = 2,38 \text{ cm.}$$

Da die auf die einzelnen Versteifungsträger entfallenden Lasten  $p$  durch die Biegungsachsen gehen müssen, so fallen auch die theoretischen Spitzen der parabelförmigen Momentenkurven dort hin, und da diese Lasten in Wirklichkeit nur durch Druckkräfte an den Kanten des Versteifungsträgers oder durch Zugkräfte der Nietschäfte übertragen werden können, so läßt sich nun die ganze Momentenkurve aufzeichnen.

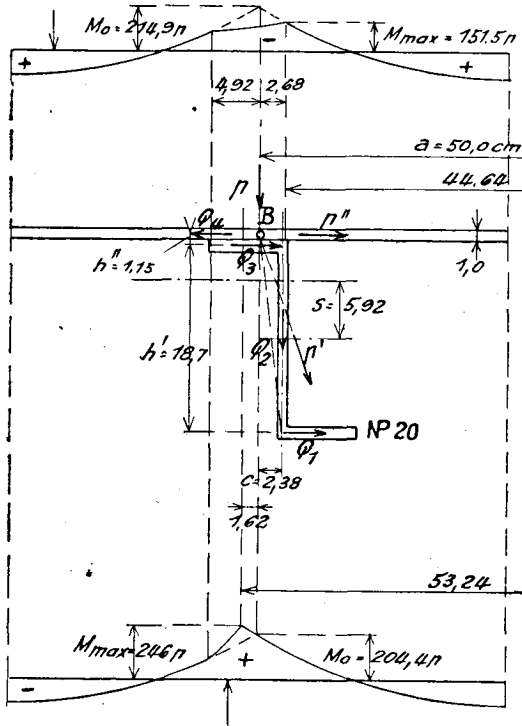


Abb. 30.

Für ein UN 20 erhält man bei äußerem Überdruck nach Abb. 29

$$M_0 = \frac{p \cdot 50^2}{12} - p \cdot \frac{1,71 \cdot 5,51}{2} = 203,6 \cdot p$$

$$M_{\max} = p \cdot \frac{53,42^2 - 50^2}{8} + M_0 = 248 \cdot p$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max} \cdot \frac{6}{d^2} = \frac{6 \cdot 248}{50^2} \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2} = 0,595 \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2}$$

und bei innerem Überdruck

$$M_o = \frac{p \cdot 50^2}{12} - p \cdot \frac{5,51 \cdot 8,81}{2} = 184,1 \cdot p$$

$$M_{\max} = p \cdot \frac{61,02^2 - 50^2}{8} + M_o = 337 \cdot p$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max} \cdot \frac{6}{d^2} \cdot \frac{6}{5} = \left( \frac{337 \cdot 6^2}{50^2 \cdot 5} = 0,970 \right) \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2}$$

Bei Z-förmigen Versteifungen würde für äußeren Überdruck nach Abb. 30

$$M_o = \frac{p \cdot 50^2}{12} + p \cdot \frac{2,68 \cdot 4,92}{2} = 214,9 p$$

$$M_{\max} = p \cdot \frac{44,64^2 - 50^2}{8} + M_o = 151,5 \cdot p$$

$$\sigma_{\max} = \frac{6 M_{\max}}{d^2} = 0,364 \cdot \frac{p a^2}{d^2}$$

und für inneren Überdruck

$$M_o = \frac{p \cdot 50^2}{12} - p \cdot \frac{1,62 \cdot 4,92}{2} = 204,4 \cdot p$$

$$M_{\max} = p \cdot \frac{53,24^2 - 50^2}{8} + M_o = 246 \cdot p$$

$$\sigma_{\max} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{d^2} \cdot \frac{6}{5} = 0,592 \cdot \frac{p a^2}{d^2}$$

Bei winkelförmigen Versteifungen durch L90-225-11 wäre bei äußerem Überdruck nach Abb. 31

$$M_o = p \frac{50^2}{12} + p \frac{0,35 \cdot 8,25}{2} = 208,5 p$$

$$M_{\max} = \frac{49,3^2 - 50^2}{8} p + M_o = 199,8 p$$

$$\sigma_{\max} = \frac{199,8 \cdot 6}{50^2} = 0,480 \cdot \frac{p \cdot a^2}{d^2}$$

und bei innerem Überdruck

$$M_o = p \left( \frac{50^2}{12} - \frac{4,45 \cdot 8,25}{2} \right) = 190 \cdot p$$

$$M_{\max} = p \frac{58,9^2 - 50^2}{8} + M_o = 311 \cdot p$$

$$\sigma_{\max} = \frac{311 \cdot 6}{50^2} \cdot \frac{6}{5} = 0,900 \frac{p \cdot a^2}{d^2}$$

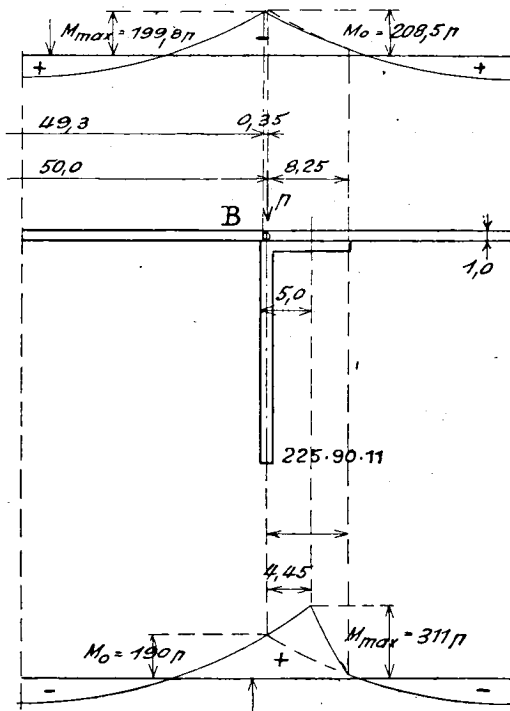


Abb. 31.

In allen Fällen tritt bei innerem Überdruck das größte Stützenmoment in der Nietlinie auf und bei äußerem Überdruck über einer Kante des Versteifungsträgers. In ersterem Falle ist die Beanspruchung des Bleches immer wesentlich ungünstiger. Da die Belastung von den Nietschäften aufgenommen wird und vom Blech zunächst in die Nietköpfe übertragen werden muß,

so wird die Momentenkurve in Wirklichkeit keine so scharfe Spitze erhalten, wie in Abb. 29—31 unten gezeichnet, und das Größtmoment wird etwas günstiger sein. Andererseits ist aber zu beachten, daß die Beanspruchung zwischen den einzelnen Nietlöchern nicht gleichmäßig verteilt, sondern jeweils an den Lochrändern am größten ist. Es wird sich deshalb empfehlen, im Hinblick auf die zu günstige Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung zwischen den einzelnen Nietlöchern diesen günstigen Einfluß der Abrundung der Momentenlinie nicht zu berücksichtigen.

Berücksichtigt man, daß bei schneidenförmiger Unterstützung die ungünstigste Beanspruchung über den Stützen ohne Berücksichtigung der Nietschwächung

$$\sigma = \frac{p \cdot a^2}{12} : \frac{d^2}{6} = 0,500 \cdot \frac{p a^2}{d^2}$$

und bei Berücksichtigung der Nietschwächung für  $t = 6 \cdot d$

$$\sigma = \frac{p \cdot a^2}{12} : \frac{5 d^2}{6 \cdot 6} = 0,600 \cdot \frac{p a^2}{d^2}$$

ist, dann ergeben sich für die verschiedenen vorstehend betrachteten Aussteifungsarten die in nachstehender Zusammenstellung 6 angegebenen Verhältnisse zwischen der tatsächlichen ungünstigsten Biegungsbeanspruchung und dem bei Annahme schneidenförmiger Unterstützung gefundenen Wert.

Zusammenstellung 6.

Form der Versteifungsträger	Überdruck wirkt von	Verhältnis zwischen der tatsächlich größten Plattenbeanspruchung und dem bei Annahme schneidenförmiger Unterstützung gefundenen Wert, wenn in letzterem Falle die Nietschwächung	
		nicht berücksichtigt	berücksichtigt wird
I	außen	0,285 : 0,500 = 0,57	0,285 : 0,600 = 0,47
	innen	0,420 : 0,500 = 0,84	0,420 : 0,600 = 0,70
L	außen	0,383 : 0,500 = 0,77	0,383 : 0,600 = 0,64
	innen	0,592 : 0,500 = 1,18	0,592 : 0,600 = 0,99
┌	außen	0,480 : 0,500 = 0,96	0,480 : 0,600 = 0,80
	innen	0,900 : 0,500 = 1,80	0,900 : 0,600 = 1,50
└	außen	0,595 : 0,500 = 1,19	0,595 : 0,600 = 0,99
	innen	0,970 : 0,500 = 1,94	0,970 : 0,600 = 1,62



Da diese Verhältniszahlen nur für je ein beliebig herausgegriffenes Zahlenbeispiel gefunden wurden, so stellen sie nur ganz angenäherte Mittelwerte dar. Für andere Trägerabstände, Trägerstärken und Nietteilungen würde man unter Umständen zweifellos noch erheblich größere Abweichungen gegenüber dem bei Annahme schneidenförmiger Unterstützung gefundenen Wert erhalten.

Man erkennt daraus, in wie hohem Maße die tatsächlichen ungünstigsten Plattenbeanspruchungen von der Querschnittsform der Versteifungsträger und von der Richtung des Wasserdruckes abhängig sind und wie unberechtigt die in der Praxis vielfach übliche Annahme einer schneidenförmigen Auflagerung in den meisten Fällen ist. Weitaus am günstigsten werden die Plattenbeanspruchungen bei Verwendung von I-förmigen Versteifungen und am ungünstigsten bei U-förmigen. Man kann deshalb den ersteren bei gleicher Blechstärke einen bedeutend größeren gegenseitigen Abstand geben als allen anderen Versteifungsarten und wird bei stark belasteten Blechwänden im allgemeinen die vorteilhafteste Anordnung erhalten durch Verwendung von I-Trägern, deren Flanschbreite gerade groß genug ist, um noch ordentlich mit der Blechwand vernietet werden zu können, und deren Stützweite so gewählt wird, daß ihre Biegefestigkeit ausgenützt ist. Die bisherigen deutschen Normalprofile waren allerdings für diesen Zweck nicht besonders geeignet, weil sie erst bei ziemlich großen Steghöhen eine genügende Flanschbreite erhalten und die Neigung der inneren Flanschflächen etwas groß ist. Einige englische und amerikanische Profile waren infolge ihrer größeren Flanschbreite und kleinerer Eisenstärke in dieser Hinsicht vorteilhafter. Außerdem ist zu hoffen, daß bei der schon lange geplanten Neuprofilierung der deutschen I-Profile hierfür geeignetere Formen entstehen<sup>1)</sup>.

Nur bei kleineren Belastungen werden sich Z-Eisen, Winkel-eisen, Wulstwinkel oder andere Profile empfehlen.

---

<sup>1)</sup> vgl. den Vorschlag des Verfassers im „Eisenbau“ 1919, S. 262 ff., es möchten bei gegebener Steghöhe Profile mit schmälereu und breitereu Flanschen hergestellt werden, besonders eine Reihe, deren Flanschen gerade breit genug sind, um noch ordentlich vernietet werden zu können.

Die Plattenbeanspruchungen in der Längsrichtung der Felder erhalten jeweils in der Mitte der kurzen Felderseiten ihre ungünstigsten Werte, sind aber auch dort noch stets kleiner als die größten Biegungsbeanspruchungen in der Querrichtung über dem mittleren Teil der Längsversteifungen. Ganz außer acht lassen darf man sie aber trotzdem nicht, weil die übrigen Beanspruchungen der Wände häufig in der Längsrichtung größer sind als in der Querrichtung, so daß die ungünstigsten Hauptspannungen bisweilen doch an den kurzen Felderseiten auftreten können. Um diese größten Längsbiegungsspannungen berechnen zu können, würde es genügen, wenn das Verhältnis zwischen der größten Längsbiegungsspannung in der Mitte der kurzen Seiten und der größten Querbiegungsspannung in der Mitte der langen Seiten ein für allemal für ein verhältnismäßig schlankes Feld und z. B. für allseitig schneidenförmige Unterstützung auf Grund der genauen Ritz-Nadaischen Ableitungen ausgerechnet würde, denn für die in der Praxis meistens vorkommenden Seitenverhältnisse, etwa von 1:3 an bis 1:∞ wird sich dieses Verhältnis nicht merklich ändern. Leider ist eine solche Berechnung bisher nicht bekannt geworden. Dagegen findet Nadai für eine an den langen Seiten frei aufliegende und an den kurzen Seiten eingespannte unendlich lange Platte ein Biegemoment in der Mitte der kurzen Seiten von  $M_{x\max} = \frac{pa^2}{8}$ , also genau gleich groß, nur umgekehrt gerichtet wie das Biegemoment in der Querrichtung in Plattenmitte. Diese Beziehung erlaubt uns, wenigstens angenähert die Größe der Biegungsbeanspruchung an den kurzen Seiten einer allseitig eingespannten Platte zu bestimmen, denn da die Durchbiegung eines beidseitig eingespannten Trägers bei gleichförmig verteilter Belastung 5 mal kleiner ist als diejenige eines beidseitig frei aufliegenden Trägers, nämlich  $f = \frac{pa^4}{389J \cdot E}$  gegenüber  $f = \frac{5pa^4}{384 \cdot J \cdot E}$ , so dürfte auch die Durchbiegung der allseitig eingespannten Platte etwa 5 mal kleiner sein, als wenn die langen Seiten frei aufliegen. Das von Nadai gefundene Biegemoment in der Mitte der kurzen Seiten  $\frac{pa^2}{8}$  ist gleich dem Einspannungsmoment eines durch p

gleichmäßig belasteten Kragarmes von der Länge  $\frac{a}{2}$ . Die Durchbiegung am Ende eines solchen Kragarmes wäre 5 mal kleiner, wenn die Länge  $\frac{a}{2 \cdot 4\sqrt{5}}$  und das Einspannungsmoment

$$M_{x \max} = \frac{p \cdot a^2}{8 \cdot \sqrt{5}}$$

wäre, oder, da das Einspannungsmoment in der Mitte der langen Seiten

$$M_{y \max} = \frac{p \cdot a^2}{12}$$

ist,

$$M_{x \max} = \frac{12}{8 \cdot \sqrt{5}} \cdot M_{y \max} = \sqrt{\frac{9}{20}} \cdot M_{y \max} = 0,673 M_{y \max}.$$

Eine andere Annäherung erhält man, wenn man sich das Blech in lauter Längs- und Querstreifen zerlegt denkt und annimmt, daß alle innerhalb des Dreieckes ABCA (Abb. 25) liegenden Punkte ihre Belastung durch die Längsstreifen in die Querträger und alle übrigen die ihrige durch die Querstreifen in die Längsträger übertragen. Dann erhält bei schneidenförmiger Auflagerung jeder um weniger als  $\frac{a}{2}$  vom Querträger entfernte Querstreifen ein Stützenmoment von

$$M_y' = \frac{p y^2}{2} \left(1 - \frac{2y}{3a}\right)$$

und jeder Längsstreifen ein solches von

$$M_x' = \frac{p \cdot x^2}{2} \left(1 - \frac{2x}{3l}\right)$$

entsprechend den gestrichelten Linien in Abb. 25. Bei dieser Lastverteilung würden sich die mittleren Längsstreifen jedoch stärker durchbiegen als die Querstreifen, und da die Durchbiegung eines Längs- und eines Querstreifens an der Kreuzungsstelle in Wirklichkeit stets gleich groß sein muß und die Belastung der in der Mitte der Winkelhalbierenden AB und CB liegenden Punkte offenbar teils durch die Längs- und teils durch die Querstreifen aufgenommen wird, so erhalten die Stützenmomentenkurven einen stetigen Verlauf und die Längsstreifen

werden durch die Querstreifen etwas entlastet. Außerdem ist anzunehmen, daß das Blech jeweils an den Kreuzungsstellen zwischen Längs- und Querträgern sich etwas von seiner Unterlage abheben würde, wenn es mit ihr nicht verbunden wäre, und da die Vernietung diese Abhebung verhindert, so dürfte die Biegungsbeanspruchung in den Ecken jeweils umgekehrt gerichtet sein. Der Verlauf der Stützenmomentenkurve entspricht deshalb ungefähr den ausgezogenen Linien in Abb. 25. Das größte Biegemoment in der Mitte der kurzen Seiten ergibt sich auch hieraus zu höchstens etwa

$$M_{x \max} = 0,7 \cdot M_{y \max}.$$

Solange also Genaueres über die Größe der Plattenbeanspruchungen in der Längsrichtung nicht bekannt ist, dürfte es genügen, wenn

$$(104) \quad \sigma_{x \max} = 0,7 \cdot \sigma_{y \max}$$

gesetzt wird, eine Beziehung, die auch für nicht schneidenförmig gelagerte Platten als richtig angenommen werden kann, solange die Querschnitte der Längs- und Querträger ähnlich sind und beide auf der gleichen Seite der Wand liegen. Sind die Längsversteifungen aber U-, Z- oder winkelförmig, die Querträger dagegen I-förmig, dann wird die Längsbiegebungsbeanspruchung in der Mitte der kurzen Seiten ungefähr gleich 0,7 mal demjenigen Wert zu setzen sein, den man für I-förmige Längsversteifungen bei gleicher Feldweite erhielte.

Diese Annäherung dürfte jedenfalls für die praktische Berechnung von versteiften Blechwänden bei Schleusentoren und ähnlichen Bauwerken vollkommen genügen, weil dort die ungünstigsten Hauptspannungen über den Querträgern diejenigen über den Längsversteifungen meistens nur um unbedeutende Beträge überschreiten können. Außerdem ist zu beachten, daß selbst wenn über den Mitten der kurzen Seiten die Hauptspannungen am größten wären und die Proportionalitätsgrenze zuerst überschritten würde, daß dann bei weiter wachsender Belastung die Plattenbeanspruchungen an diesen Stellen zunächst nur noch langsam oder gar nicht mehr wachsen würden und die nur unvollkommen ausgenützten in der Nähe der Querträger liegenden Querstreifen dafür eine etwas höhere Belastung er-

hielten. Die Längsbiegungsbeanspruchungen der Platte sind deshalb nicht in gleichem Maße für die Bruchfestigkeit maßgebend wie andere Beanspruchungen. Sie spielen eine ähnliche Rolle wie die Zusatzbeanspruchungen infolge der festen Knotenpunktverbindungen bei Fachwerken, die ebenfalls nach Überschreitung der Proportionalitätsgrenze abnehmen würden und deshalb für die Beurteilung der Bruchfestigkeit nur eine untergeordnete Rolle spielen und allgemein vernachlässigt werden. Aus dem gleichen Grunde wird man auch die Längsbiegungsspannungen einer Blechwand vernachlässigen und das Blech als nur durch die Längsträger unterstützte Platte auffassen können.

Es wäre ja in vielen Fällen möglich, die durch die feste Verbindung mit den Querträgern verursachte Längsbiegungsbeanspruchungen der Blechwände dadurch zu vermeiden, daß man zwischen Blechwand und Querträgern Zwischenräume anordnen würde, so daß die Blechwand tatsächlich nur durch die Längsversteifungen unterstützt wäre, entsprechend wie man bei Fachwerken die Nebenspannungen infolge der festen Knotenpunktverbindungen dadurch vermeiden kann, daß man die Knoten gelenkig ausbildet. In beiden Fällen wird man sich aber ohne weiteres sagen, daß durch solche Spitzfindigkeiten die Festigkeit der Bauwerke nicht gewinnen könne, und es wäre schon deshalb widersinnig, wenn bei Berücksichtigung der festen Knotenpunktverbindungen von Fachwerken oder bei fester Verbindung der Blechwände mit den Querträgern eine geringere Sicherheit ausgerechnet würde als für gelenkige Fachwerkknoten oder mit den Querträgern nicht verbundene Blechwände.

### **8. Biegungsbeanspruchungen der Längsträger.**

Bei Berechnung der Blechwände sind dann auch die Beanspruchungen zu berücksichtigen, die infolge der Biegungsbeanspruchung der Wandversteifungen in ihnen erzeugt werden und deren Größe sich aus den im 4. Kapitel abgeleiteten Formeln mit genügender Genauigkeit, ergibt. Bei Berechnung der Wandversteifungen selbst ist zu beachten, daß die freien Flanschen dieser Träger, sofern sie auf der gleichen Seite der Wand liegen

wie der höhere Wasserspiegel, auf Druck beansprucht und der Gefahr des seitlichen Ausknickens ausgesetzt sind. Es liegt dabei ein besonderer, in der im „Eisenbau“ 1918 S. 105 erschienenen Veröffentlichung des Verfassers „Über die Knickfestigkeit von Trägerflanschen und Saumwinkeln“ behandelter Fall von Knickung vor, bei dem das Ausknicken durch die seitliche Knickfestigkeit des Flansches selbst und durch die Biegefestigkeit des Steges und der Blechwand verhindert werden muß und bei dem die Knickkraft nicht gleichmäßig, sondern parabel-

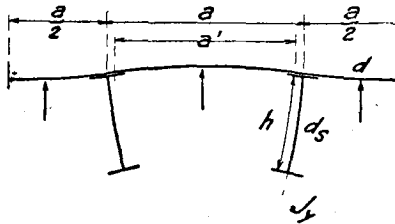


Abb. 32.

förmig über die ganze Stablänge verteilt ist. Auf die in der genannten Quelle enthaltenen Ableitungen soll hier nicht näher eingegangen, sondern nur erwähnt werden, daß das Ausknicken in der in Abb. 32 angedeuteten Weise erfolgen würde, indem die einzelnen Versteifungsträger paarweise gegen einander ausknicken würden, und daß als freie Knicklänge

$$(105) \quad l_0 = l \sqrt[4]{\frac{\frac{1,328 - m}{1,5 - m}}{1 + \frac{\pi^4 J_y h^2 \left( \frac{4h}{d_s^3} + \frac{3a'}{d^3} \right)}}{1}}$$

einzusetzen ist, wobei  $m$  den Grad der Einspannung, bei voller Einspannung  $m = 1$  und bei frei aufliegendem Träger  $m = 0$ ,  $J_y$  das seitliche Trägheitsmoment des Flansches,  $h$  sein Abstand von Blechmitte,  $d_s$  die Stegstärke und  $d$  die Blechstärke bedeutet. Bei langen und schmalen Flanschen ist noch zu untersuchen, ob sie nicht eher in mehrfacher Wellenlinie ausknicken.

Ausknicken in zwei Wellen kommt nicht in Frage. Dagegen ist für Ausknicken in drei und mehr Wellen für

$$l < 3\pi \sqrt[4]{J_y \cdot h^2 \left( \frac{4h}{d_s^3} + \frac{3a'}{d^3} \right)}$$

$$(106) \quad l_0 = \frac{l}{3} \sqrt[4]{\frac{1}{1 + \frac{l^4}{3^2 \pi^4 J_y h^2 \left( \frac{4h}{d_s^3} + \frac{4a'}{d^3} \right)}}}$$

und für

$$l > 3\pi \sqrt[4]{J_y h^2 \left( \frac{4h}{d_s^3} + \frac{3a'}{d^3} \right)}$$

$$(107) \quad l_0 = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \sqrt[4]{J_y h^2 \left( \frac{4h}{d_s^3} + \frac{3a'}{d^3} \right)}$$

zu setzen.

## 9. Beanspruchung der Blechwände als Bestandteil der Querträger und Querverbände.

In ähnlicher Weise wie durch die Biegebungsbeanspruchung der Hauptträger und der Längsversteifungen sind die Blechwände auch als Bestandteil der Querträger und Querverbände beansprucht. Um diese Beanspruchungen bestimmen zu können, wird man die Querträger einmal für sich und einmal als Gurturen der Querverbände betrachten müssen. Bei Berechnung der Querträger selbst ist zu beachten, daß sie im allgemeinen an beiden Enden eingespannt und durch Knotenbleche verstärkt sind, wodurch die maßgebenden Beanspruchungen etwas andere werden als bei einem an beiden Enden frei aufliegenden Träger mit unveränderlichem Querschnitt, wie er im 4. Kapitel untersucht wurde. Die Flanschbreite der Querträger ist im Verhältnis zur Stützweite bedeutend größer als bei den Längsversteifungen und Hauptträgern, so daß auch der seitliche Spannungsabfall der Flanschen sowie die in den Flanschen auftretenden Schub- und Querspannungen und der Unterschied zwischen wirklicher und wirksamer Flanschbreite bedeutend größer sind.

Die Bestimmung der von den Querverbänden aufzunehmenden Biegemomente, Querkräfte und Stabkräfte bietet nach der im 6. Kapitel abgeleiteten Zerlegung des auf sie einwirkenden Wasserdruckes keine weiteren Schwierigkeiten. Man wird eben  $P_0'$  und  $P_0''$  genau proportional den zugehörigen Querkräften  $Q'$  und  $Q''$  auf die einzelnen Hauptträgerstege und die einzelnen Abschnitte der Dichtungswände verteilen müssen, und auch die durch die Drehmomente  $M_d$  in die einzelnen Hauptträgerstege und Abschnitte der Dichtungswände übertragenen Belastungen entsprechen genau der Verteilung der entsprechenden Schubspannungen, wie sie im 3. Kapitel erläutert wurde.

Schwieriger ist bei Berechnung der Querverbände die Frage, in welcher Breite die Blechwände als Bestandteil der Gurtquerschnitte der Querverbände mitzurechnen seien und welche Beanspruchungen die Dichtungswände als Bestandteile der Querverbände erhalten. Diese Beanspruchungen sind in ähnlicher Weise verteilt wie die Beanspruchungen, die die Wände als Bestandteil der Längsversteifungen erhalten. Da die Querverbände aber keine einfachen Balken auf zwei Stützen darstellen, sondern durch den Drempe, die verschiedenen Hauptträger und die senkrechten Dichtungswände unterstützt sind, und da sie innerhalb des Schwimmkastens meistens vollwandig und außerhalb desselben fachwerk- oder rahmenförmig ausgebildet werden, so ist die Verfolgung der Beanspruchungen bedeutend schwieriger. Ihre genaue Kenntnis ist aber auch nicht erforderlich, weil man meistens leicht erkennen kann, daß diese Beanspruchungen nicht groß sind. Man wird sich deshalb mit einer angenäherten Berechnungsweise begnügen können. Man wird z. B. den Querverband als einfachen Balken betrachten, dessen Stützweite der Länge der positiven Momentenfläche oder auch dem Abstand zwischen oberstem und unterstem Hauptträger entspricht und der eine gleichmäßig verteilte Belastung trägt, die das gleiche Größtmoment verursacht wie der tatsächliche Belastungszustand. Die wirksame Flanschbreite, der seitliche Spannungsabfall des Mittelquerschnittes und die übrigen maßgebenden Beanspruchungen der Flanschen lassen sich dann aus den Formeln (47), (52) usw. mit genügender Genauigkeit bestimmen.



## 10. Hauptspannungen der Blechwände.

Außer den bisher besprochenen Beanspruchungen der Blechwände eines Schiebetores wären dann höchstens noch zu berücksichtigen die Druckspannungen, welche der auf die Schottwände einwirkende Wasserdruck in denjenigen Längswänden des Tores erzeugt, an welche die Versteifungsträger der Schottwände angeschlossen sind. In der Regel stehen diese senkrecht und sind mit den Versteifungsträgern des Bodens und der Decke des Schwimmkastens unmittelbar verbunden. Ihr Auflagedruck muß zwischen je zwei belasteten, also meistens in der Nähe der Torenden liegenden Schottwänden vom Boden bzw. der Decke des Schwimmkastens aufgenommen werden, und wenn auch in Wirklichkeit ein Teil dieses Druckes in die Seitenwände übertragen werden wird, so dürfte sich doch für die Praxis die Annahme empfehlen, daß der ganze Auflagerdruck der Schottwandversteifungen lediglich vom Boden- und Deckenblech und dessen Versteifungsträgern aufgenommen werde, über den Querschnitt derselben aber gleichmäßig verteilt sei.

Ferner wäre vielleicht noch zu berücksichtigen die Längsspannung, die in der dem niedrigeren Wasserspiegel zugekehrten Torwand dadurch erzeugt wird, daß der von den seitlichen Maueranschlügen aufgenommene Auflagerdruck im allgemeinen nicht senkrecht zur Berührungsfläche und damit zur Torwand gerichtet ist, sondern daß die betreffende Torwand sich bei zunehmender Belastung des Tores infolge der Bieigungsanspruchung des Torkastens streckt, so daß die seitlichen Dichtungsleisten über ihren Auflagerflächen gleiten und dabei einen gewissen Reibungswiderstand überwinden müssen, der eine Längsspannung in der Torwand erzeugt. Diese Beanspruchungen sind sehr wesentlich für die Ausbildung des Anschlusses der seitlichen Dichtungsleisten an den Torkasten. Ihre Unterschätzung hatte bei ausgeführten Toren schon zur Folge, daß die Befestigungswinkel dieser Dichtungsleisten abrissen. Die Torwand selbst wird aber die durch diese Reibungswiderstände erzeugten Beanspruchungen leicht aufnehmen können, und da sie den Bieigungsanspannungen des Torkastens entgegenwirken, so kann man sie

unbedenklich vernachlässigen. Unter Umständen kann der Reibungswiderstand zwischen den seitlichen Dichtungsleisten und ihren Maueranschlägen allerdings auch umgekehrte Richtung erhalten, wodurch in der Torwand Längsspannungen auftreten, die sich zu den Biegungsbeanspruchungen des Torkastens addieren. Das ist aber nur möglich, wenn die Belastung des Torkastens im Abnehmen begriffen und die Biegungsbeanspruchung des Torkastens bereits beträchtlich unter den Höchstwert gefallen ist. Man wird deshalb für die Berechnung der Schiebetorwände diese Beanspruchungen unter allen Umständen vernachlässigen können.

Aus den verschiedenen in den Blechwänden auftretenden Beanspruchungen sind dann die Gesamtspannungen in der Längs- und Querrichtung und auf Schub  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  und  $\tau$  und daraus die Hauptspannungen

$$(108) \quad \sigma_h = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

zu bestimmen. Diese können ihre ungünstigsten Werte nur über den Längs- oder Querträgern erhalten, weil innerhalb der einzelnen Felder die Plattenbeanspruchungen und die Beanspruchungen als Bestandteile der Längsträger, Querträger und Querverbände kleiner sind und weil Querschnittsschwächungen durch Nietlöcher im allgemeinen nur über den Unterstützungen vorkommen. Über den Querträgern treten die größten Hauptspannungen in den Mitten zwischen je zwei Längsträgeranschlüssen auf, weil dort die in der Längsrichtung wirkende Plattenbeanspruchung am größten ist, und über den Längsträgern etwa in den Viertelpunkten, sofern, wie im Boden, der Decke und den Seitenwänden des Schwimmkastens, keine nennenswerten Querträgerbeanspruchungen vorhanden sind, und in den Zehntelpunkten für die über und unter dem Schwimmkasten liegenden Seitenwände, die auch als Bestandteile der Querträger erhebliche, in der Querrichtung rasch abnehmende Beanspruchungen erhalten. Man wird also für den Mittel- und Endquerschnitt des Tores und einige beliebige dazwischen liegende Querschnitte den Verlauf dieser Höchstwerte bestimmen, was am besten zeichnerisch geschieht, indem man nach Abb. 33

von einer gemeinsamen Grundlinie aus die Werte  $\sigma_x$ ;  $\sigma_y$  und  $\tau$ , sowie  $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$  aufträgt,  $\tau$  von  $\sigma_x$  oder  $\sigma_y$  aus auf einer Parallelen zur Grundlinie abträgt, mit der anderen Zirkelspitze in  $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$  einsetzt und die so erhaltene Zirkelweite

$$(109) \quad \tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

über  $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$  hinaus abträgt. Die so gefundenen Hauptspannungen  $\sigma_h$  können für beliebig viele Punkte bestimmt werden, bis ihr Verlauf über den ganzen Querschnitt mit genügender Genauigkeit ersichtlich ist.

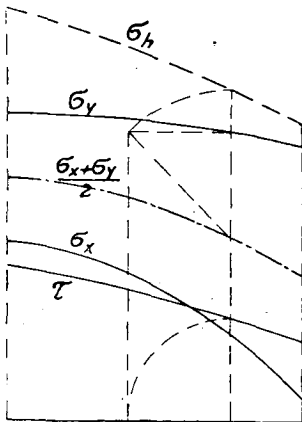


Abb. 33.

Für denjenigen Längsträger, über dem die ungünstigste Hauptspannung auftritt, kann dann der Spannungsverlauf zwischen Trägermitte und Querträger in entsprechender Weise bestimmt werden, um zu erkennen, ob der Höchstwert tatsächlich, wie angenommen, in den Viertels- bzw. Zehntelpunkten oder etwas daneben auftritt.

Bei Berechnung der Hauptträgerbeanspruchungen dürfen die Längsträger im allgemeinen nicht als Bestandteil des Querschnittes mitgerechnet werden, weil ihr Anschluß an die Querträger zur Aufnahme von Längskräften nicht geeignet ist. Dagegen ist bei Berechnung der gesamten Längsspannung  $\sigma_x$  über den Längsträgern zu berücksichtigen, daß die

aus der Querspannung der Querträger und Querverbände, der Biegungsbeanspruchung des ganzen Torkastens und der Längsspannung infolge der Belastung der Endschottwände sich zusammensetzenden Längsspannungen teilweise von den Versteifungsträgern aufgenommen werden. Ist  $\sigma_{x1}$  die Biegungsspannung des Längsträgers und  $\sigma_x'$  die Summe aller anderen ohne Mitrechnung der Längsträger gefundenen Längsspannungen des Bleches, dann ist

die tatsächliche Beanspruchung der äußersten Faserschicht des Bleches

$$(110) \quad \sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_x' \cdot a \cdot d \left( \frac{1}{F} + \frac{c'}{W} \right),$$

wenn  $F$  die Querschnittsfläche und  $W$  das Widerstandsmoment des durch das Blech verstärkten Längsträgerquerschnittes und  $c'$  den Schwerpunktsabstand der Blechmitte bedeutet,

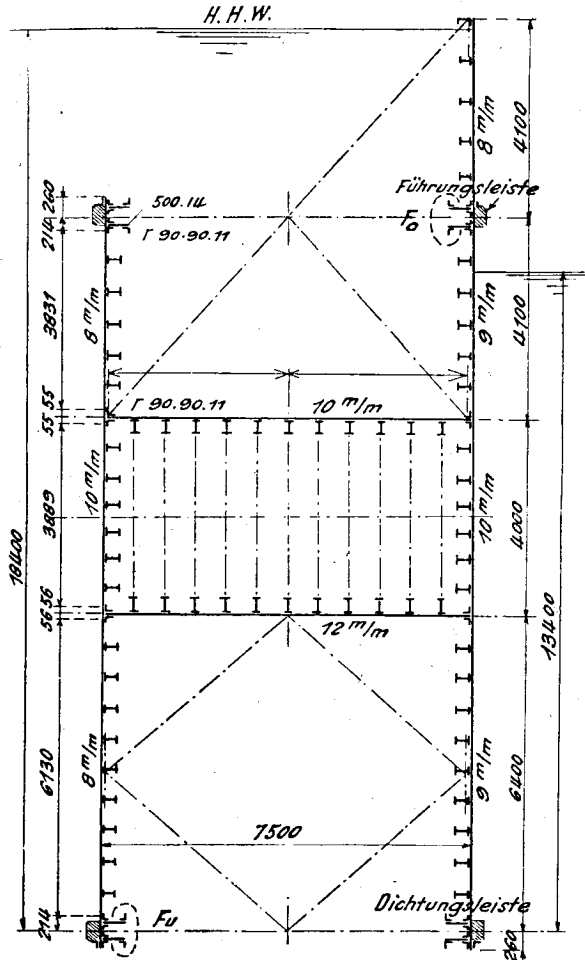


Abb. 34.

## 11. Zahlenbeispiel.

Das in Abb. 34 im Querschnitt gezeichnete Schiebetor überspanne eine Schleuseneinfahrt von 40 m lichter Weite und sei zwischen den beiden senkrechten Endverbänden 41,6 m lang.

### a) Grundwerte der Drehungsbeanspruchung des Torkastens.

Die Querschnittsflächen der beiden Torwände zwischen der obersten und der untersten Hauptträgererebene sind

$$F_1 = 400 \cdot 1,0 + (640 + 410) \cdot 0,8 = 1240 \text{ cm}^2$$

und

$$F_r = 400 \cdot 1,0 + (640 + 410) \cdot 0,9 = 1345 \text{ cm}^2$$

und folglich das Drehungsträgheitsmoment der senkrechten Wände nach Formel (27)

$$J_{dv} = 751^2 \cdot \frac{1240 \cdot 1345}{1240 + 1345} = 363\,000\,000 \text{ cm}^4.$$

Nach Formel (70) wurde gefunden, daß die Streben des untersten Hauptträgers einer Stegstärke von  $d_1 = 0,268 \text{ cm}$  und diejenigen des obersten einer solchen von  $d_4 = 0,494 \text{ cm}$  entsprechen. Der Schwerpunkt aller Hauptträgerstege liegt dann nach Formel (25) um

$$\frac{-840 \cdot 0,268 - 200 \cdot (1,2 - 1,0) + 610 \cdot 0,494}{0,268 + 1,2 + 1,0 + 0,494} = 12,2 \text{ cm}$$

über Mitte Schwimmkasten und um

$$h'' = 840 + 12,2 = 852,2 \text{ cm}$$

über der unteren Dichtungsleiste. Das Drehungsträgheitsmoment aller Hauptträgerstege wird nach Formel (26)

$$J_{dh} = 750 \cdot (0,268 \cdot 852,2^2 + 1,2 \cdot 212,2^2 + 1,0 \cdot 187,8^2 + 0,494 \cdot 597,8^2) \\ = 345\,000\,000 \text{ cm}^4$$

und folglich das Drehungsträgheitsmoment des ganzen Torkastens

$$J_d = \frac{4 \cdot 363\,000\,000 \cdot 345\,000\,000}{363\,000\,000 + 345\,000\,000} = 708\,000\,000 \text{ cm}^4.$$

### b) Grundwerte der wagerechten Bieungsbeanspruchung des Torkastens.

Der Abstand des Schwerpunktes des untersten wirksamen Hauptträgerquerschnittes von der Mittelebene zwischen beiden

Torwänden sei zu 12 cm angenommen (Abb. 22) und die durchschnittlichen wirksamen Breiten der oberen Flanschabschnitte der einzelnen Hauptträger zu

$$\frac{o_{11w} + o_{r1w}}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{o_{12w} + o_{r2w}}{2} = 185 \text{ „}$$

$$\frac{o_{13w} + o_{r3w}}{2} = 330 \text{ „}$$

Die wirksame Querschnittfläche des untersten Hauptträgers ist dann

$$F_1 = 4 \cdot 50 \cdot 1,4 + 14 \cdot 18,7 + (0,8 + 0,9) \cdot (26 + 21,4 + 60) \\ = 280,0 + 261,8 + 182,6 = 724,4 \text{ cm}^2.$$

Der Unterschied zwischen den wirksamen Flanschbreiten  $o_{11w}$

bzw.  $o_{r1w}$  und dem Durchschnittswert  $\frac{o_{11w} + o_{r1w}}{2}$  ist

$$a_1 d = \frac{12,0 \cdot 724,4}{751} - \frac{107,4(0,9 - 0,8)}{2} = 11,57 - 5,38 = 6,19 \text{ cm}^2$$

$$a_{11} = \frac{6,19}{0,8} = 7,7 \text{ cm}; \quad a_{r1} = \frac{6,19}{0,9} = 6,9 \text{ cm}$$

und weiter

$$o_{11w} = 60 - 7,7 = 52,3 \text{ cm} \quad \text{tg } \varphi = 6,45 \frac{52,3}{4160} = 0,0812$$

$$\varphi = 0,0814 \quad o_{11} = \frac{4160}{6,45} \varphi = 52,4 \text{ cm} \quad \text{Cof } \varphi = 1,0033$$

$$o_{r1w} = 60 + 6,9 = 66,9 \text{ cm} \quad \text{tg } \varphi = 6,45 \frac{66,9}{4160} = 0,1037$$

$$\varphi = 0,1040 \quad o_{r1} = \frac{4160}{6,45} \varphi = 67,1 \text{ cm} \quad \text{Cof } \varphi = 1,0054$$

$$u_{12} = 613,0 - 52,4 = 560,6 \quad \varphi = \frac{6,45}{4160} \cdot u_{12} = 0,8689$$

$$\text{tg } \varphi = 0,7008 \quad u_{12w} = \frac{6,45}{4160} \text{tg } \varphi = 451,9 \quad \text{Cof } \varphi = 1,4018$$

$$u_{r2} = 613,0 - 67,1 = 545,9 \quad \varphi = \frac{6,45}{4160} \cdot u_{r2} = 0,8462$$

$$\text{tg } \varphi = 0,6891 \quad u_{r2w} = \frac{6,45}{4160} \text{tg } \varphi = 444,5 \quad \text{Cof } \varphi = 4,3799$$

$$\sigma_{11} = (375,5 + 12 = -387,5) \frac{M_1}{J_1}$$

$$\sigma_{r1} = (375,5 - 12 = 363,5) \text{ ,,}$$

$$\sigma_{12} = \frac{1,4018}{1,0083} \sigma_{11} = -541,7 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{r2} = \frac{1,3799}{1,0054} \sigma_{r1} = +498,6 \text{ ,,}$$

Der Schwerpunkt des zweituntersten Hauptträgers ist von der Mittelebene des Tores um

$$s_2 = \frac{541,7 - 498,6}{541,7 + 498,6} \cdot \frac{751}{2} = 15,55 \text{ cm}$$

entfernt. Die wirksame Querschnittsfläche dieses zweiten Hauptträgers ist

$$F_2 = 750 \cdot 1,2 + 4 \cdot 18,7 + 0,8(5,6 + 451,9) + 0,9(5,6 + 444,5) + 2 \cdot 1,0 \cdot (5,6 + 185,0) = 900 + 74,8 + 1152,3 = 2127,1 \text{ cm}^2$$

und weiter

$$a_2 \cdot d = \frac{15,55 \cdot 2127,1}{751} + \frac{0,8 \cdot (5,6 + 451,9) - 0,9 \cdot (5,6 + 444,5)}{2} = 44,1 - 19,54 = 24,56 \text{ cm}^2$$

$$a_{12} = a_{r2} = \frac{24,56}{1,0} = 24,56 \text{ cm}$$

$\sigma_{12w} = 185$	$- 24,56 = 160,44$	$\text{tg } \varphi = 0,2487$	$\varphi = 0,2540$	$\sigma_{12} = 163,9$	$\text{Cos } \varphi = 1,0325$
$\sigma_{r2w} = 185$	$+ 24,56 = 209,56$	$\text{tg } \varphi = 0,3248$	$\varphi = 0,3370$	$\sigma_{r2} = 217,4$	$\text{Cos } \varphi = 1,0574$
$u_{13} = 388,9$	$- 163,9 = 225,0$	$\varphi = 0,3488$	$\text{tg } \varphi = 0,3353$	$u_{13w} = 216,3$	$\text{Cos } \varphi = 1,0615$
$u_{r3} = 388,9$	$- 217,4 = 171,5$	$\varphi = 0,2658$	$\text{tg } \varphi = 0,2597$	$u_{r3w} = 167,6$	$\text{Cos } \varphi = 1,0356$

$$\sigma_{13} = \frac{1,0615}{1,0325} \cdot \sigma_{12} = -557,0 \frac{M_1}{J_1}$$

$$\sigma_{r3} = \frac{1,0356}{1,0574} \cdot \sigma_{r2} = +488,4 \frac{M_1}{J_1}$$

$$s_3 = \frac{557 - 488,4}{557 + 488,4} \cdot \frac{751}{2} = 24,68 \text{ cm}$$

$$F_3 = 750 \cdot 1,0 + 4 \cdot 18,7 + 1,0 (2 \cdot 5,5 + 216,3 + 167,6) + (0,8 + 0,9) (5,5 + 330)$$

$$= 750,0 + 74,8 + 965,2 = 1790 \text{ cm}^2$$

$$a_3 d = \frac{24,68 \cdot 1790}{751} + \frac{1,0 (216,3 - 167,6)}{2}$$

$$= \frac{(0,9 - 0,8) (5,5 + 330)}{2} = 58,8 + 24,4 - 16,8 = 66,4 \text{ cm}^2$$

$$a_{13} = \frac{66,4}{0,8} = 83,0 \text{ cm} \quad a_{r3} = \frac{66,4}{0,9} = 73,8 \text{ cm}$$

$o_{13w} = 330 - 83,0 = 247,0 \text{ cm}$	$\text{tg } \varphi = 0,3829$	$\varphi = 0,4034$	$o_{13} = 260,2 \text{ cm}$	$\text{Cos } \varphi = 1,0825$
$o_{r3w} = 330 + 73,8 = 403,8 \text{ cm}$	$\text{tg } \varphi = 0,6359$	$\varphi = 0,7347$	$o_{r3} = 474,0 \text{ cm}$	$\text{Cos } \varphi = 1,2823$
$u_{14} = 383,1 - 260,2 = 122,9 \text{ cm}$	$\varphi = 0,1905$	$\text{tg } \varphi = 0,1883$	$u_{14w} = 121,5 \text{ cm}$	$\text{Cos } \varphi = 1,0182$
$u_{r4} = 383,1 - 474,0 = -90,9 \text{ cm}$	$\varphi = -0,1409$	$\text{tg } \varphi = -0,1400$	$u_{r4w} = -90,3 \text{ cm}$	$\text{Cos } \varphi = 1,0099$

$$\sigma_{14} = \frac{1,0182}{1,0825} \quad \sigma_{13} = -524,0 \frac{M_1}{J_1}$$

$$\sigma_{r4} = \frac{1,0099}{1,2823} \quad \sigma_{r3} = +384,6 \frac{M_1}{J_1}$$

$$s_4 = \frac{524,0 - 384,6}{524,0 + 384,6} \cdot \frac{751}{2} = 57,6 \text{ cm.}$$

Der obere Randträger [ N 20 der rechten Dichtungswand laufe über den Querverbänden durch und kann deshalb im Gegensatz zu allen anderen Wandversteifungen im Querschnitt des Torkastens mitgerechnet werden. Er entspricht einer Blechbreite von

$$\frac{32,2 \cdot (365 - 57,6)}{(375,5 - 57,6) \cdot 0,8} = 39,0 \text{ cm.}$$

Für den überstehenden Teil der rechten Wand ist daher

$$o_{r4} = 410 - 21,4 + 39,0 - 427,6 \text{ cm}$$

$$\varphi = \frac{4160}{6,45} \cdot 427,6 = 0,6633; \quad \text{tg } \varphi = 0,5806$$

$$o_{r4w} = \frac{6,45}{4160} \cdot 0,5806 = 375 \text{ cm}$$



und folglich die wirksame Querschnittsfläche des obersten Hauptträgers

$$F_4 = 4 \cdot 50 \cdot 1,4 + 14 \cdot 18,7 + 0,8 (26 + 21,4 + 121,5 + 375 + 2 \cdot 21,4 - 90,3) = 280 + 261,8 + 397,1 = 938,9 \text{ cm}^2$$

ihr statisches Moment in bezug auf Tormitte

$$S_4 = 375,5 \cdot 0,8 (26 + 21,4 + 121,5 - 385 - 2 \cdot 21,4 + 90,3) = -47600 \text{ cm}^3$$

und der Schwerpunktsabstand

$$s_4' = -47600 : 938,9 = 50,75 \text{ cm.} \quad \ominus$$

Da die für  $s_4$  und  $s_4'$  gefundenen Werte etwas voneinander abweichen, so wird man die Rechnung auf Grund eines etwas kleineren Wertes  $s_1$  nochmals durchführen und durch Interpolation finden, daß die richtigen Schwerpunktsabstände

$$s_1 = 11,7 \text{ cm}$$

$$s_2 = 15,1 \text{ „}$$

$$s_3 = 23,7 \text{ „}$$

$$s_4 = 54,8 \text{ „}$$

sind. Daraus ergeben sich die Längsspannungen der Seitenwände in den Hauptträgerebenen zu

$$\sigma_{11} = 375,5 + 11,7 = -387,2 \frac{M_1}{J_1}$$

$$\sigma_{r1} = 375,5 + 11,7 = +363,8 \text{ „}$$

$$\sigma_{12} = \frac{375,5 + 15,1}{375,5 + 15,55} \cdot 541,5 = -540,9 \text{ „}$$

$$\sigma_{r2} = \frac{375,5 - 15,1}{375,5 - 15,55} \cdot 498,6 = +499,2 \text{ „}$$

$$\sigma_{13} = \frac{375,5 + 23,7}{375,5 + 24,68} \cdot 557 = -555,6 \text{ „}$$

$$\sigma_{r3} = \frac{375,5 - 23,7}{375,5 - 24,68} \cdot 488,4 = +489,8 \text{ „}$$

$$\sigma_{14} = \frac{375,5 + 54,8}{375,5 + 57,6} \cdot 524 = -520,6 \text{ „}$$

$$\sigma_{r4} = \frac{375,5 - 54,8}{375,5 - 57,6} \cdot 384,6 = +388,0 \text{ „}$$

Die Beanspruchungen in den Grenzpunkten sind, wenn man von einer Berichtigung der Grenzpunktlagen absieht,

$$\sigma_{g11} = \frac{-387,2}{1,0033} = -386,0 \frac{M_1}{J_1}$$

$$\sigma_{gr1} = \frac{+363,8}{1,0054} = +361,9 \text{ „}$$

$$\sigma_{g12} = \frac{-540,9}{1,0325} = -523,9 \text{ „}$$

$$\sigma_{gr2} = \frac{+499,2}{1,0574} = +472,1 \text{ „}$$

$$\sigma_{g13} = \frac{-520,6}{1,0182} = -511,3 \text{ „}$$

$$\sigma_{gr3} = \frac{+388,0}{1,0099} = +384,2 \text{ „}$$

Für den überstehenden Teil der rechten Wand ist  $\varphi = 0,6633$ ,  $\cos \varphi = 1,2282$  und folglich die Randspannung

$$\sigma_{gr4} = \frac{388}{1,2282} = +315,9 \frac{M_1}{J_1}$$

Die wirksamen Trägheitsmomente der einzelnen Hauptträgerquerschnitte sind, wenn man die durch die Überlappung der einzelnen Blechtafeln bewirkte Querschnittsverstärkung durch einen Zuschlag zur Blechstärke von 4% berücksichtigt,

$$J_1 = \frac{750^3 - 650^3}{12} \cdot 2 \cdot 1,4 + 18,7 (4 \cdot 327,6^2 + 8 \cdot 372,4^2 + 2 \cdot 378,4^2) \\ + 182,6 \cdot 1,04 \cdot 375,5^2 - 11,7^2 \cdot 724,4 = 34400000 + 34180000 \\ + 26550000 - 104000 = 95000000 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = \frac{750^3}{12} \cdot 1,2 + 4 \cdot 18,7 \cdot 372,4^2 + 1152,3 \cdot 1,04 \cdot 375,5^2 \\ - 15,1^2 \cdot 2127,1 = 42200000 + 10400000 + 167700000 \\ - 500000 = 219800000 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = \frac{750^3}{12} \cdot 1,0 + 4 \cdot 18,7 \cdot 372,4^2 + 965,2 \cdot 1,04 \cdot 375,5^2 - 23,7^2 \cdot 1790 \\ = 35200000 + 10400000 + 140500000 - 1100000 \\ = 185000000 \text{ cm}^4$$

$$J_4 = \frac{750^3 - 650^3}{12} \cdot 2 \cdot 1,4 + 18,7 (4 \cdot 327,6^2 + 8 \cdot 372,4^2 + 2 \cdot 378,2^2) \\ + 397,1 \cdot 1,04 \cdot 375,5^2 - 54,8^2 \cdot 938,9 = 34\,400\,000 + 34\,180\,000 \\ + 57\,900\,000 - 31\,200\,000 = 123\,360\,000 \text{ cm}^4$$

und folglich

$$\begin{array}{l} M_1 \cdot b = 95\,000\,000 (387,2 + 363,8) = 713,5 \cdot 10^8 \frac{M_1}{J_1} \cdot \text{cm}^5 \quad c_1' = 713,5 : 6055 = 0,1178 \\ M_2 \cdot b = 219\,800\,000 (540,9 + 499,2) = 2286,5 \cdot 10^8 \quad \text{''} \quad c_2' = 2286,5 : 6055 = 0,3777 \\ M_3 \cdot b = 185\,000\,000 (555,6 + 489,8) = 1934,0 \cdot 10^8 \quad \text{''} \quad c_3' = 1934,0 : 6055 = 0,3195 \\ M_4 \cdot b = 123\,360\,000 (520,6 + 388,0) = 1121,0 \cdot 10^8 \quad \text{''} \quad c_4' = 1121,0 : 6055 = 0,1850 \\ \hline \Sigma M_n \cdot b = M \cdot b = 6055,0 \cdot 10^8 \frac{M_1}{J_1} \cdot \text{cm}^5 \quad \Sigma c_n' = 1,0000 \end{array}$$

Aus den gefundenen Normalspannungen in den Dichtungswänden ergeben sich die Schubspannungen in den Gurt Nietreihen zu

$$\tau_{\max} = \frac{d \sigma_n}{d l} b_w = \sigma_n \frac{Q_n}{M_n} \cdot b_w.$$

In den Grenzlinien sind die Schubspannungen gleich Null und zwischen ihnen und den Gurt Nietreihen jeweils nach einer schwach gebogenen parabelähnlichen Kurve verteilt, deren Anfangstangente nach dem Punkte  $b_w$  zu gerichtet ist (Abb. 35). Die Gesamtheit der Schubspannungen des Querschnittes zwischen der Gurt Nietreihe und dem Grenzpunkt kann daher gleich

$$\int_0^b \tau \cdot d \cdot dy = \tau_{\max} \left( \frac{1}{3} b + \frac{1}{6} b_w \right) \cdot d$$

gesetzt werden. Da diese Schubspannungen des Flansches durch jede der beiden Gurt Nietreihen zur Hälfte aufgenommen und in den Steg übertragen werden, so ist auch zwischen den beiden Gurt Nietreihen noch eine Schubspannung von durchschnittlich  $\frac{1}{2} \cdot \tau_{\max}$  zu berücksichtigen, so daß die Gesamtheit der Schubspannungen einer Flanschhälfte mit

$$\int \tau \cdot d \cdot dy = \tau_{\max} d \cdot \left( \frac{a}{2} + \frac{1}{3} \cdot b + \frac{1}{6} \cdot b_w \right) \\ = \sigma_n \frac{Q_n}{M_n} \cdot b_w \cdot d \cdot \left( \frac{a}{2} + \frac{1}{3} b + \frac{1}{6} b_w \right)$$

in Rechnung zu setzen ist, wobei  $a$  den gegenseitigen Abstand der Gurt Nietreihen bedeutet. Sind 4 Nietreihen vorhanden, wie in Abb. 35, dann ist für  $a$  der Abstand der beiden äußersten

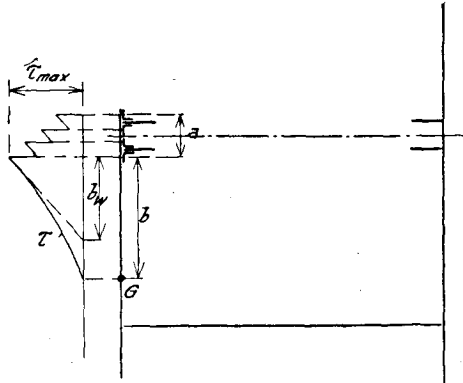


Abb. 35.

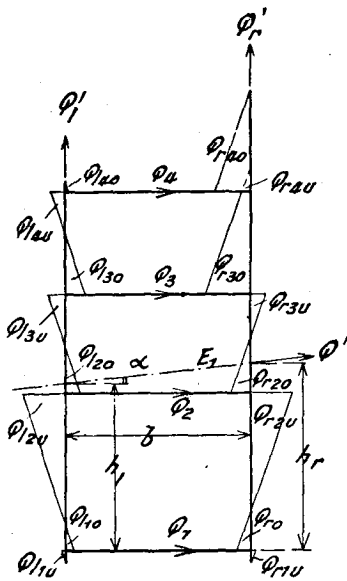


Abb. 36.

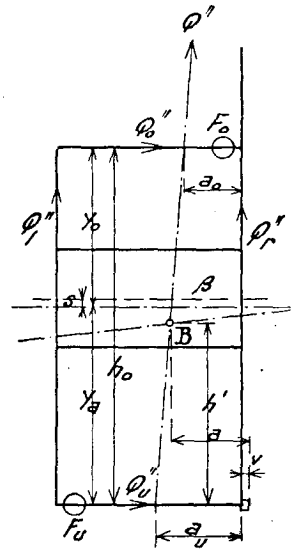


Abb. 37.

einzusetzen. Daraus ergeben sich in den einzelnen Flanschhälften die folgenden in den Ebenen der Dichtungswände wirkenden Querkräfte (Abb. 36):

$$Q_{11o} = 387,2 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 52,3 \cdot \left( 21,4 + \frac{1}{3} \cdot 52,4 + \frac{1}{6} \cdot 52,3 \right) = - 0,8 \cdot 10^6 \frac{Q_1}{J_1}$$

$$Q_{12u} = 540,9 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 451,9 \cdot \left( 5,6 + \frac{1}{3} \cdot 560,6 + \frac{1}{6} \cdot 451,9 \right) = + 54,7 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{12o} = 540,9 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 160,4 \cdot \left( 5,6 + \frac{1}{3} \cdot 163,9 + \frac{1}{6} \cdot 160,4 \right) = - 7,85 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{13u} = 555,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 216,3 \cdot \left( 5,5 + \frac{1}{3} \cdot 225,0 + \frac{1}{6} \cdot 216,3 \right) = + 14,6 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{13o} = 555,6 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 247,0 \cdot \left( 5,5 + \frac{1}{3} \cdot 260,2 + \frac{1}{6} \cdot 247,0 \right) = - 15,2 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{13u} = 520,6 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 121,5 \cdot \left( 21,4 + \frac{1}{3} \cdot 122,9 + \frac{1}{6} \cdot 121,5 \right) = + 4,4 \cdot 10^6 \text{ „}$$

---


$$Q_1 = + 49,85 \cdot 10^6 \frac{Q_1}{J_1}$$

$$Q_{r1o} = 363,8 \cdot 1,04 \cdot 0,9 \cdot 66,6 \cdot \left( 21,4 + \frac{1}{3} \cdot 67,1 + \frac{1}{6} \cdot 66,6 \right) = + 1,2 \cdot 10^6 \frac{Q_1}{J_1}$$

$$Q_{r2u} = 499,2 \cdot 1,04 \cdot 0,9 \cdot 444,5 \cdot \left( 5,6 + \frac{1}{3} \cdot 545,9 + \frac{1}{6} \cdot 444,5 \right) = - 54,35 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{r2o} = 499,2 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 209,6 \cdot \left( 5,6 + \frac{1}{3} \cdot 217,4 + \frac{1}{6} \cdot 209,6 \right) = + 16,2 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{r3u} = 489,8 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 167,6 \cdot \left( 5,5 + \frac{1}{3} \cdot 171,5 + \frac{1}{6} \cdot 167,6 \right) = - 7,7 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{r3o} = 489,8 \cdot 1,04 \cdot 0,9 \cdot 403,8 \cdot \left( 5,5 + \frac{1}{3} \cdot 474,0 + \frac{1}{6} \cdot 403,8 \right) = + 42,5 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{r4u} = 388,0 \cdot 1,04 \cdot 0,9 \cdot 90,3 \cdot \left( 21,4 + \frac{1}{3} \cdot 90,9 + \frac{1}{6} \cdot 90,3 \right) = + 2,2 \cdot 10^6 \text{ „}$$

$$Q_{r4o} = 388,0 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 375,0 \cdot \left( 21,4 + \frac{1}{3} \cdot 427,6 + \frac{1}{6} \cdot 375,0 \right) = + 27,4 \cdot 10^6 \text{ „}$$

---


$$Q_r' = + 27,45 \cdot 10^6 \frac{Q_1}{J_1}$$

Die resultierenden Querkräfte der beiden Dichtungswände sind also

$$Q_1' = + 49,85 \cdot 1,0^6 \cdot \frac{0,1178}{95\,000\,000} \cdot Q_h' = 0,0619 \cdot Q_h'$$

$$Q_r' = + 27,45 \cdot 1,6^6 \cdot \frac{0,1178}{95\,000\,000} = 0,0303 \cdot Q_h'$$

Der Einfluß der Schubspannungen in den übrigen über den untersten oder obersten Hauptträger hinausragenden Teile der Seitenwände  $Q_{u1}'$ ,  $Q_{u1}''$  und  $Q_{o4}'$  ist unbedeutend und konnte vernachlässigt werden.

Die Querkraft  $Q'$  des ganzen Torkastens schneidet die Dichtungswände im Abstände

$$h_1 = 640 \cdot 0,3777 + 1040 \cdot 0,3195 \\ + 1450 \cdot 0,1850 - 751 \cdot 0,0303 = 819,6 \text{ cm}$$

$$h_r = 640 \cdot 0,3777 + 1040 \cdot 0,3195 \\ + 1450 \cdot 0,1850 + 751 \cdot 0,0618 = 888,7 \text{ cm}$$

über der unteren Dichtungsleiste. Ihr Neigungswinkel ist

$$\text{tg } \alpha = \frac{888,7 - 819,6}{751} = 0,092.$$

### c) Grundwerte der senkrechten Bieigungsbeanspruchung des Torkastens.

Das statische Moment des Torquerschnittes in bezug auf die wagerechte Mittelebene des Schwimmkastens ist

$$S = -230 \cdot (4 \cdot 70 + 14 \cdot 18,7) - 230 \cdot 0,8 \cdot 751 - 256 \cdot 0,9 \cdot 738 \\ - 750 \cdot 0,2 \cdot 200 + 410 \cdot 0,8 \cdot 815 + 32,2 \cdot 1018 = -162365 \text{ cm}^3$$

und die Querschnittsfläche

$$F = 36 \cdot 18,7 + 8,70 + (1,2 + 1,0) \cdot 750 + 2 \cdot 1,0 \cdot 400 + (666 + 410) \cdot 0,9 \\ + (666 + 436 + 410) \cdot 0,8 + 32,2 = 5893,4 \text{ cm}^2.$$

Der Schwerpunkt liegt also um

$$s = 162365 : 5893,4 = 27,55 \text{ cm}$$

unter Mitte Schwimmkasten (Abb. 37). Die Querschnittsflächen der einzelnen Wände sind

$$F_1 = [F - 32,2 - 0,8 \cdot (410 - 26) - 0,1 \cdot (666 + 410)] : 2 = 2723,2 \text{ cm}^2 \\ F_r = F - F_1 = 3170,2 \text{ cm}^2$$

Das statische Moment der linken Wand in bezug auf die Schwerachse  $n-n$  des ganzen Torquerschnittes ist, wenn ein Teil  $F_o$  der rechten Gurtung des obersten Hauptträgers zur linken Wand und ein gleich großer Teil  $F_u$  der linken Gurtung des untersten Hauptträgers zur rechten Wand gehörend gedacht wird,

$$\begin{aligned}
 S_1 &= F_o \cdot (637,55 + 812,45) + (375 + 2 \cdot 18,7) \cdot 227,55 \\
 &\quad - (375 \cdot 1,2 + 2 \cdot 18,7) \cdot 172,45 - (2 \cdot 70 + 7 \cdot 18,7) \cdot (230 - 2 \cdot 27,55) \\
 &\quad + (636 + 27,55)^2 \cdot \frac{0,8}{2} - (866 + 27,55)^2 \cdot \frac{0,8}{2} + 400 \cdot 0,2 \cdot 27,55 \\
 &= 1450 \cdot F_o - 140\,200 \text{ cm}^3 = 0,
 \end{aligned}$$

folglich  $F_o = F_u = 140\,200 : 1450 = 96,8 \text{ cm}^2$ .

Das Trägheitsmoment der linken Wand ist

$$\begin{aligned}
 J_1 &= (866^3 + 636^3) \cdot \frac{0,8}{3} + 400^3 \cdot \frac{0,2}{12} + [4 \cdot 18,7 + 375 \cdot (1,2 + 1,0)] \cdot 200^2 \\
 &\quad + (2 \cdot 70 + 6 \cdot 18,7) \cdot 840^2 + 610^2 + 18,7 \cdot (863,4^2 + 633,4^2) \\
 &\quad + 96,8 \cdot (610^2 - 840^2) - 2723,2 \cdot 27,55^2 = 536\,900\,000 \text{ cm}^4 = 5,369 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

und dasjenige der rechten

$$\begin{aligned}
 J_r &= 1020^3 \cdot \frac{0,8}{3} + 610^3 \cdot \frac{0,1}{3} + 866^3 \cdot \frac{0,9}{3} + 400^3 \cdot \frac{0,1}{3} \\
 &\quad + [4 \cdot 18,7 + 375 \cdot (1,2 + 1,0)] \cdot 200^2 + (2 \cdot 70 + 6 \cdot 18,7) \cdot (840^2 + 610^2) \\
 &\quad + 18,7 \cdot (863,4^2 + 633,4^2) + 32,2 \cdot 1018^2 - 96,8 \cdot (610^2 - 840^2) \\
 &\quad - 3170,2 \cdot 27,55^2 = 878\,700\,000 \text{ cm}^4 = 8,787 \text{ m}^4,
 \end{aligned}$$

folglich  $J_v = J_1 + J_r = 14,156 \text{ m}^4$ .

$$Q_l'' = 5,369 \cdot \frac{Q_v''}{14,156} = 0,3792 \cdot Q_v''$$

$$Q_r'' = 8,787 \cdot \frac{Q_v''}{14,156} = 0,6208 \cdot Q_v''.$$

Die Querkräfte des obersten und untersten Hauptträgers sind

$$Q_o'' = 751 \cdot \frac{Q_v''}{J_v} \cdot 96,8 \cdot 637,55 = 0,0327 \cdot Q_v''$$

$$Q_u'' = 751 \cdot \frac{Q_v''}{J_v} \cdot 96,8 \cdot 812,45 = 0,0417 \cdot Q_v''.$$

Die Querkraft  $Q''$  des ganzen Torkastens schneidet die oberste und die unterste Hauptträgerenebene in den Abständen

$$a_u = 0,3792 \cdot 751 + 0,0327 \cdot 1450 = 332,2 \text{ cm}$$

$$a_o = 0,3792 \cdot 751 - 0,0417 \cdot 1450 = 224,3 \text{ cm}$$

von der rechten Dichtungswand. Ihr Neigungswinkel ist

$$\text{tg } \beta = \frac{1450}{332,2 - 224,3} = 13,44.$$

d) Bestimmung des Wertes k.

Die Lage der Biegungsachse ergibt sich nach Formel (92) zu

$$h' = \frac{751 \cdot 888,7 - 332,2 \cdot (888,7 - 819,6)}{751 - (332,2 - 224,3) \cdot \frac{(888,7 - 819,6)}{1450}} = 863 \text{ cm}$$

und für eine ganze Torbreite  $b + 2 \cdot v = 8,0 \text{ m}$ , also  $v = \frac{800 - 751}{2} = 24,5 \text{ cm}$  nach (93)

$$a = 24,5 + 332,2 - 863 \cdot \frac{332,2 - 224,3}{1450} = 292,5 \text{ cm}.$$

Unter der Annahme, daß die Durchbiegung der Querverbände den Werten  $c_1 = c_4 = 1,0$ ,  $c_2 = 1,1$  und  $c_3 = 1,07$  entspreche, wird nach Formel (82) für die verschiedenen Hauptträger bei einem Reibungskoeffizienten  $\varphi = 0,5$

Hauptträger 1	$K \frac{G}{E} = \frac{13,44 - 0,092}{13,44 + 0,5} \cdot \frac{(863 - 0,5 \cdot 292,5) \cdot 6055 \cdot 852,2}{7,08} \cdot \frac{1,0}{387,2 + 363,8} \cdot \frac{95\,000\,000}{750 \cdot 0,268} = 194\,000 \text{ cm}^2$
" 2	$K \frac{G}{E} = \frac{13,44 - 0,092}{13,44 + 0,5} \cdot \frac{(863 - 0,5 \cdot 292,5) \cdot 6055 \cdot 852,2}{7,08} \cdot \frac{1,10}{540,9 + 499,2} \cdot \frac{219\,800\,000}{750 \cdot 1,2} = 284\,000 \text{ "}$
" 3	$K \frac{G}{E} = \frac{13,44 - 0,092}{13,44 + 0,5} \cdot \frac{(863 - 0,5 \cdot 292,5) \cdot 6055 \cdot 852,2}{7,08} \cdot \frac{1,07}{555,6 + 489,8} \cdot \frac{185\,000\,000}{750 \cdot 1,0} = 264\,500 \text{ "}$
" 4	$K \frac{G}{E} = \frac{13,44 - 0,092}{13,44 + 0,5} \cdot \frac{(863 - 0,5 \cdot 292,5) \cdot 6055 \cdot 852,2}{7,08} \cdot \frac{1,00}{520,6 + 388,0} \cdot \frac{123\,360\,000}{750 \cdot 0,494} = 217\,300 \text{ "}$

Um diese Werte miteinander auszugleichen, müßten die Grenzpunkte im ersten und dritten Feld weiter nach außen verschoben und die Rechnung wiederholt werden. Die beiden mittleren Hauptträger nehmen also in Wirklichkeit einen noch höheren Prozentsatz der ganzen Biegungsbelastung des Torkastens auf. Es sei jedoch hier auf diese Berichtigung verzichtet und für die weiteren Berechnungen gemäß Formel (94) der Mittelwert

$$K_m = \sqrt{\sum (c_n' K_n^2)} = \sqrt{2,6 \cdot (0,1178 \cdot 194\,000 + 0,3777 \cdot 284\,000 + 0,3195 \cdot 264\,500 + 0,1850 \cdot 217\,300)} = 814 \text{ cm}$$

eingesetzt.



e) Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen  
des Torkastens.

Für den in Abb. 34 gezeichneten Belastungsfall ist

$$p = \frac{18,4^2 - 13,4^2}{2} = 79,5 \text{ t/lfm,}$$

$$p \cdot h = \frac{18,4^3 - 13,4^3}{6} = 637,2 \text{ mt/lfm,}$$

$$h = 637,2 : 79,5 = 8,015 \text{ m,}$$

$$P = p \cdot l = 79,5 \cdot 3,467 = 275,6 \text{ t.}$$

Schätzt man  $x_0 = 0,4 \cdot L = 16,64 \text{ m}$  (Abb. 23), dann wird für  $\varphi = 0,5$

$$\frac{x_0}{K} = 16,64 : 8,14 = 2,0442; \quad \text{Cos} \frac{x_0}{K} = 3,9264$$

$$P_{\text{oh min}}' = \frac{275,6}{3,9264 \cdot \left(1 - \frac{0,092}{13,44}\right)} = 70,8 \text{ t}$$

und zwischen  $x = x_0$  und  $x = \frac{L}{2}$

$$P_{\text{oh}}' = \frac{P}{1 - \frac{0,092}{13,44}} = 277,6 \text{ t.}$$

Die übrigen Belastungen, Querkräfte, Biegungs- und Drehmomente ergeben sich aus nachstehender Zusammenstellung. Die Felder und Querverbände sind dabei gemäß Abb. 40 von den Enden nach der Mitte zu numeriert.

	Querverband bezw. Feld					
	Nr. 6	Nr. 5	Nr. 4	Nr. 3	Nr. 2	Nr. 1
$x =$	0	3,467	6,933	10,4	13,867	17,333 m
$\frac{x}{K} =$	0	0,4259	0,8519	1,2778	1,7037	
$\text{Cof} \frac{x}{K} =$	1	1,0921	1,3853	1,9336	2,8382	
$P_{0h}' = P_{0h \min}' \cdot \text{Cof} \frac{x}{K} =$	70,8	77,3	98,1	136,8	200,8	277,6 t
$Q_h' = \Sigma P_{0h}' =$	35,4	112,7	210,8	347,6	548,4	826,0 t
$Q_h' \cdot l = Q_h' \cdot 3,467 =$	123	391	731	1205	1901	2863 mt
$M_h' = \Sigma (Q_h' \cdot l) =$	7214	7091	6700	5969	4764	2863 mt
$P_{0v}'' = 275,6 \cdot \frac{0,5 \cdot 13,44}{0,5 + 13,44} - P_{0h}' (0,092 + 0,5 \frac{13,44 - 0,092}{13,44 + 0,5})$						
$= 132,86 - 0,5746 \cdot P_{0h}' =$	92,2	88,4	76,5	54,3	17,5	-26,5 t
$Q_v'' = \Sigma P_{0v}'' =$	46,1	134,5	211,0	265,3	282,8	256,3 t
$Q_v'' \cdot l =$	160	466	731	920	981	888 mt
$M_v'' = \Sigma (Q_v'' \cdot l) =$	4146	3986	3520	2789	1869	888 mt
$P_{0h} = P_{0h}' + P_{0v}'' \text{ ctg} \beta =$	77,7	83,9	103,8	140,8	202,1	275,6 t
$M_d = P(h - \varphi \cdot a) - P_{0h}(h' - \varphi \cdot a) = 275,6 \cdot (8,015 - 0,5 \cdot 2,925)$						
$- P_{0h}(8,63 - 0,5 \cdot 2,925) = 1804 - 7,1675 \cdot P_{0h} =$	1247	1203	1060	796	356	-169 mt
$M_D = \Sigma M_d =$	624	1827	2887	3683	4039	3870 mt
$P_{uh} = P = P_{0h} =$	197,9	191,7	171,8	134,8	73,5	0 t

Hieraus können sämtliche Biegungs- und Drehungsbeanspruchungen des Torkastens berechnet werden. Die größte Biegungsbeanspruchung infolge der wagerechten Biegungsbelastung  $p_0'$  tritt nach den auf S. 113 gefundenen Werten auf der Druckseite der Schwimmkastendecke auf und beträgt in Tormitte

$$\sigma_{\max}' = -555,6 \cdot \frac{M_1}{Z_1} = -555,6 \cdot \frac{0,1178 \cdot 7214 \cdot 10^5}{95\,000\,000} = -497 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Biegungsbeanspruchung infolge  $p''$  tritt am oberen Rande der rechten Wand auf und beträgt

$$\sigma_{\max}'' = + \frac{4146 \cdot 10^5 \cdot 1047,55}{1\,415\,600\,000} = +307 \text{ kg/cm}^2.$$

Die beiden fachwerkförmigen Hauptträger erhalten folgende Querkräfte:

	Feld						
	Nr. 6	Nr. 5	Nr. 4	Nr. 3	Nr. 2	Nr. 1	
infolge $p_0'$	$Q_1' = 0,1178 \cdot Q_h' =$	4,2	13,3	24,9	41,0	64,6	97,3 t
	$Q_4' = 0,1850 \cdot Q_h' =$	6,5	20,8	39,0	64,3	101,3	152,8 t
infolge $p_0''$	$Q_1'' = 0,0417 \cdot Q_v'' =$	1,9	5,6	8,8	11,1	11,8	10,7 t
	$Q_4'' = 0,0327 \cdot Q_v'' =$	1,5	4,4	6,9	8,7	9,3	8,4 t
infolge $M_d$	$Q_{1d} = \frac{750 \cdot M_D}{2 \cdot 345000000} \cdot 0,268 \cdot 852,2 =$	-15,5	-45,4	-71,7	-91,4	-100,2	-96,1 t
	$Q_{4d} = \quad \quad \quad \cdot 0,494 \cdot 597,8 =$	20,0	58,6	92,7	118,2	129,5	124,2 t
Zusammen	$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 = \\ Q_4 = \end{array} \right.$	- 9,4	-26,5	-38,0	-39,1	-23,8	+11,9 t
		28,0	83,8	138,6	191,2	240,1	285,4 t

Hieraus sind die Hauptträgerstreben zu dimensionieren und aus den gewählten Querschnitten die Ersatzstegstärken  $d_1$  und  $d_4$  nach Formel (70) zu bestimmen.

Für den Schwimmkastenboden ist das statische Moment des linken Flansches

$$S_{2l} = (375,5 + 15,1) 1,04 \{ 0,8 (5,6 + 451,9) + 1,0 (5,6 + 1639) \} + 2 \cdot 18,7 (372,4 + 15,1) = 264\,350 \text{ cm}^3,$$

einschließlich des halben Steges

$$S_{2m} = 264\,350 + 375 \cdot 1,2 (187,5 + 15,1) = 355\,350 \text{ cm}^3$$

und einschließlich des ganzen Steges

$$S_{2r} = 264\,350 + 750 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 15,1 = 277\,956 \text{ cm}^3$$

und für die Decke

$$S_{3l} = (375,5 + 23,7) 1,04 \{ 1,0 (5,5 + 219,6) + 0,8 (5,5 + 245,3) \} + (372,4 + 23,7) 2 \cdot 18,7 = 191\,600 \text{ cm}^3$$

$$S_{3m} = 191\,600 + 375 \cdot 1,0 (187,5 + 23,7) = 270\,800 \text{ cm}^3$$

$$S_{3r} = 191\,600 + 750 \cdot 1,0 \cdot 23,7 = 209\,500 \text{ cm}^3$$

Hieraus ergeben sich für die vollwandigen Hauptträger folgende Schubspannungen:

		Feld					
		6	5	4	3	2	1
infolge $p_0'$	$\tau_{2l} = 264\,350 \cdot \frac{0,3777 \cdot Q_h'}{1,2 \cdot 219800000} =$	13	43	80	131	207	313 kg/cm <sup>2</sup>
	$\tau_{2m} = 355\,350 \cdot \frac{0,3777 \cdot Q_h'}{1,2 \cdot 219800000} =$	18	57	108	177	279	420 "
	$\tau_{2r} = 277\,950 \cdot \frac{0,3777 \cdot Q_h'}{1,2 \cdot 219800000} =$	14	45	84	138	218	328 "
	$\tau_{3l} = 191\,600 \cdot \frac{0,3195 \cdot Q_h'}{1,0 \cdot 185000000} =$	12	37	70	115	182	274 "
	$\tau_{3m} = 270\,800 \cdot \frac{0,3195 \cdot Q_h'}{1,0 \cdot 185000000} =$	16	52	97	160	253	380 "
	$\tau_{3r} = 209\,800 \cdot \frac{0,3195 \cdot Q_h'}{1,0 \cdot 185000000} =$	13	41	77	126	198	299 "
infolge $p_0''$	$\tau_{2l} = -\tau_{2r} = 172,45 \cdot \frac{375 \cdot Q_p''}{1\,415\,600\,000} =$	- 2	- 6	- 10	- 12	- 13	- 12 "
	$\tau_{3l} = -\tau_{3r} = 227,55 \cdot \frac{375 \cdot Q_p''}{1\,415\,600\,000} =$	3	8	13	16	17	16 "
infolge $M_d$	$\tau_2 = 212,2 \cdot \frac{M_D}{2 \cdot 345\,000\,000} =$	- 19	- 56	- 89	- 114	- 124	- 120 "
	$\tau_3 = 187,8 \cdot \frac{M_D}{2 \cdot 345\,000\,000} =$	17	50	79	100	110	106 "
Zusammen	$\tau_{2l} =$	- 8	- 19	- 19	5	70	181 "
	$\tau_{2m} =$	- 1	1	9	63	155	300 "
	$\tau_{2r} =$	- 3	- 5	5	38	107	220 "
	$\tau_{3l} =$	32	95	162	231	309	396 "
	$\tau_{3m} =$	33	102	176	260	363	486 "
	$\tau_{3r} =$	27	83	143	210	291	389 "

Die Schubspannungen in den Seitenwänden sind infolge von  $p'$

		Feld 6	5	4	3	2	1
linke Wand	$\tau_{1o} = 387,2 \cdot 1,04 \cdot 52,3 \cdot \frac{0,1178 \cdot Q_u'}{95\,000\,000} = -1$	-1	-3	-6	-9	-14	-23 kg/cm <sup>2</sup>
	$\tau_{2u} = 540,9 \cdot 1,04 \cdot 451,9 \cdot \dots = 11$	11	36	67	110	173	261 "
	$\tau_{2o} = 540,9 \cdot 1,04 \cdot 160,4 \cdot \dots = -4$	-4	-13	-24	-39	-61	-93 "
	$\tau_{3u} = 555,6 \cdot 1,04 \cdot 216,3 \cdot \dots = 5$	5	17	33	54	85	128 "
	$\tau_{3o} = 555,6 \cdot 1,04 \cdot 247,0 \cdot \dots = -6$	-6	-20	-37	-61	-97	-146 "
rechte Wand	$\tau_{4u} = 520,6 \cdot 1,04 \cdot 121,5 \cdot \dots = 3$	3	9	17	28	45	67 "
	$\tau_{1o} = 363,8 \cdot 1,04 \cdot 66,6 \cdot \dots = 1$	1	4	7	11	17	26 "
	$\tau_{2u} = 499,2 \cdot 1,04 \cdot 444,5 \cdot \dots = -10$	-10	-32	-61	-100	-157	-236 "
	$\tau_{2o} = 499,2 \cdot 1,04 \cdot 209,6 \cdot \dots = 5$	5	15	29	47	74	112 "
	$\tau_{3u} = 487,0 \cdot 1,04 \cdot 167,6 \cdot \dots = -4$	-4	-12	-22	-37	-57	-87 "
	$\tau_{3o} = 487,0 \cdot 1,04 \cdot 403,8 \cdot \dots = 9$	9	29	54	88	139	210 "
	$\tau_{4u} = 388,0 \cdot 1,04 \cdot 90,3 \cdot \dots = 2$	2	5	10	16	25	37 "
	$\tau_{4o} = 388,0 \cdot 1,04 \cdot 375,0 \cdot \dots = 7$	7	21	40	65	103	155 "

Die Schubspannungen der Seitenwände infolge von  $p''$  sind nach der bekannten Formel  $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot d}$  verteilt. Der Einfachheit halber sei jedoch angenommen, daß sie über die ganzen Stege gleichmäßig verteilt seien, also, da

$$F_l = (640 + 410) \cdot 0,8 + 400 \cdot 1,0 = 1240 \text{ cm}^2 \quad \text{und}$$

$$F_r = (640 + 410) \cdot 0,9 + 410 \cdot 0,8 + 400 \cdot 1,0 = 1673 \text{ cm}^2 \quad \text{ist}$$

		Feld 6	5	4	3	2	1
$\tau_l = \frac{0,3792 \cdot Q_v''}{1240}$	= 14	41	65	81	87	78 kg/cm <sup>2</sup>	
$\tau_r = \frac{0,6208 \cdot Q_v''}{1673}$	= 17	50	78	98	105	95 "	
Dazu kommt der Einfluß der Drehungsbeanspruchung mit							
$\tau_{1l} = \frac{Q_{1d}}{750 \cdot 0,8}$	= 26	76	119	152	167	160 "	
$\tau_{2l} = -\tau_{2r} = \left( \frac{Q_{1d}}{750} + \tau_{2d} \cdot 1,2 \right) : 1,0 = 44$	44	128	202	258	283	271 "	
$\tau_{3l} = \frac{Q_{4d}}{750 \cdot 0,8}$	= 33	98	154	197	216	207 "	
$\tau_{1r} = \frac{Q_{1d}}{750 \cdot 0,9}$	= -23	-67	-106	-136	-148	-142 "	
$\tau_{3r} = \frac{Q}{750 \cdot 0,9}$	= -30	-87	-137	-175	-192	-184 "	

Die Verteilung dieser Schubspannungen ist für die Endfelder in Abb. 38 dargestellt.

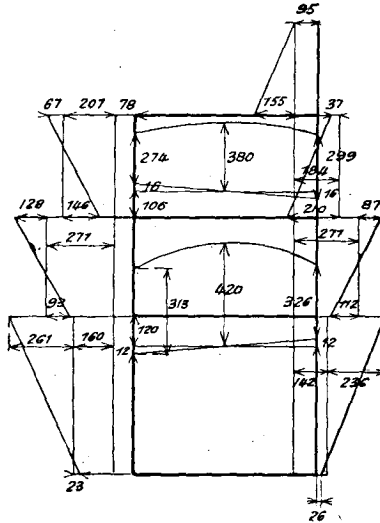


Abb. 38.

In dem über den obersten Hauptträger hinausragenden Teil der rechten Wand ist nach Gl. (30) und (31)

$$S_o = 408 \cdot 32,2 + 1,04 \cdot 0,8 \cdot \frac{410^2}{2} = 83150 \text{ cm}^3$$

$$1 + \frac{l^2 d_o}{\pi^2 S_o} = 1 + \frac{4160^2 \cdot 0,8}{\pi^2 \cdot 83150} = 17,9$$

$$\tau_o = 225 : 17,9 = 13 \text{ kg/qcm}$$

$$\frac{\pi \cdot S_o}{l d_o} + \frac{1}{8,165} = \frac{\pi \cdot 83150}{4160 \cdot 0,8} + \frac{4160}{8,165} = 588 \text{ cm}$$

$$\sigma_{o \max} = \frac{225 \cdot 410}{588} = 157 \text{ kg/qcm}$$

f) Beanspruchung der Querverbände.

Die Querverbände übertragen in die einzelnen Hauptträger die folgenden Belastungen (Abb. 39):

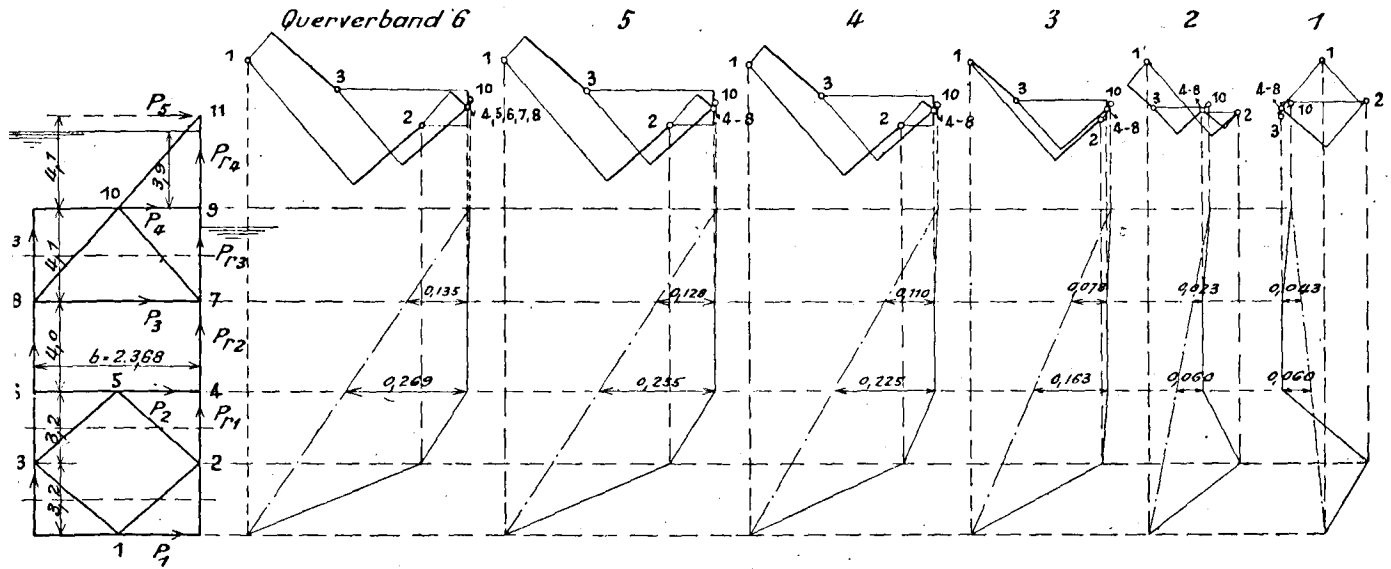


Abb. 39

		Querverband 6							
		5	4	3	2	1			
		t							
infolge $P_o'$	$P_1 = 0,1178 \cdot P_{oh}' =$	8,3	9,1	11,6	16,1	23,6	32,7		
	$P_2 = 0,3777 \cdot P_{oh}' =$	26,7	29,2	37,0	51,7	75,9	104,8		
	$P_3 = 0,3135 \cdot P_{oh}' =$	22,6	24,7	31,4	43,8	64,2	88,8		
	$P_4 = 0,1850 \cdot P_{oh}' =$	13,1	14,3	18,1	25,3	37,2	51,4		
infolge $P_o''$	$P_1 = 0,0417 \cdot P_{ov}'' =$	3,9	3,7	3,2	2,3	0,7	-1,1		
	$P_4 = 0,0327 \cdot P_{ov}'' =$	3,0	2,9	2,5	1,8	0,6	-0,9		
infolge $M_d$	$P_1 = \frac{750 \cdot M_d}{2 \cdot 345000000} \cdot 0,268 \cdot 852,2 =$	-31,0	-30,0	-26,4	-19,8	-8,9	4,2		
	$P_2 =$	1,2	-212,2	-34,6	-33,4	-29,4	-22,0	-9,9	4,7
	$P_3 =$	1,0	-187,8	-25,5	24,7	21,7	16,3	7,3	-3,5
	$P_4 =$	0,494	-597,8	-40,1	38,7	34,1	25,5	11,5	-5,4
	zusammen	$P_1 =$	-18,8	-17,2	-11,6	-1,4	15,4	35,8	
		$P_2 =$	-7,9	-4,2	7,6	29,7	66,0	109,5	
		$P_3 =$	48,1	49,4	53,1	60,1	71,5	85,3	
		$P_4 =$	56,2	55,9	54,7	52,6	49,3	45,1	
und in die Seitenwände									
infolge $P_o'$	$P_{11} = (54,7 - 0,8) \cdot 106 \cdot \frac{0,1178}{95000000} \cdot P_{oh}' =$	4,7	5,2	6,6	9,2	13,4	18,6		
	$P_{12} = (14,8 - 7,85) \cdot$	0,6	0,6	0,8	1,1	1,7	2,3		
	$P_{13} = (4,4 - 15,2) \cdot$	-0,9	-1,0	-1,3	-1,8	-2,7	-3,7		
	$P_{r1} = (1,2 - 54,35) \cdot$	-4,7	-5,1	-6,5	-9,0	-13,3	-18,3		
	$P_{r2} = (16,2 - 7,7) \cdot$	0,7	0,8	1,0	1,4	2,1	2,9		
	$P_{r3} = (45,2 + 2,2) \cdot$	4,2	4,6	5,8	8,1	11,8	16,4		
	$P_{r4} = 27,4 \cdot$	2,4	2,6	3,3	4,7	6,8	9,4		
infolge $P_o''$	$P_{11} = 630 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,3792}{1240} \cdot P_{ov}'' =$	14,4	13,8	12,0	8,5	2,7	-4,1		
	$P_{12} = 400 \cdot 1,0 \cdot$	11,3	10,8	9,4	6,6	2,1	-3,2		
	$P_{13} = 410 \cdot 0,8 \cdot$	9,3	8,9	7,7	5,5	1,8	-2,7		
	$P_{r1} = 640 \cdot 0,9 \cdot \frac{0,6208}{1673} \cdot P_{ov}'' =$	19,7	18,9	16,4	11,6	3,7	-5,7		
	$P_{r2} = 400 \cdot 1,0 \cdot$	13,7	13,1	11,4	8,1	2,6	-3,9		
	$P_{r3} = 410 \cdot 0,9 \cdot$	12,6	12,1	10,5	7,4	2,4	-3,6		
	$P_{r4} = 410 \cdot 0,8 \cdot$	11,2	10,7	9,3	6,6	2,1	-3,2		



		Querverband 6	5	4	3	2	1	
infoolge $M_d$	$P_{11} = -P_{r1} = 852,2 \cdot 0,268 \cdot 640 \cdot \frac{M_d}{2 \cdot 345000000} =$	26,5	25,5	22,5	16,9	7,6	-3,6 t	
	$P_{12} = -P_{r2} = (852,2 \cdot 0,268$ $+ 212,2 \cdot 1,2) \cdot 400 \cdot$	" = 34,9	33,6	29,7	22,3	10,0	-4,7 "	
	$P_{13} = -P_{r3} = 597,8 \cdot 0,494 \cdot 410 \cdot$	" = 21,9	21,1	18,6	14,0	6,3	-3,0 "	
	zusammen	$P_{11} =$	45,6	44,5	41,1	34,6	23,7	10,9 "
		$P_{12} =$	46,8	45,0	39,9	30,0	13,8	-5,6 "
		$P_{13} =$	30,3	29,0	25,0	17,7	5,4	-9,4 "
		$P_{r1} =$	-11,5	-11,7	-12,6	-14,3	-17,2	-20,4 "
		$P_{r2} =$	-20,5	-19,7	-17,3	-12,8	-5,3	3,6 "
		$P_{r3} =$	-5,1	-4,4	-2,3	1,5	7,9	15,8 "
		$P_{r4} =$	13,6	13,3	12,6	11,3	8,9	6,2 "

Die Querkräfte in den Viertelspunkten des untersten Feldes und in der Mitte des obersten sind:

$$\begin{array}{l}
 Q_a = P_{uh} + P_1 - 1,6 \cdot 5,0 \cdot 3,467 = 151,4 \quad | \quad 146,8 \quad | \quad 132,5 \quad | \quad 105,7 \quad | \quad 61,2 \quad | \quad 8,1 \text{ t} \\
 Q_b = P_{uh} + P_1 - 4,8 \cdot 5,0 \cdot 3,467 = 95,9 \quad | \quad 91,3 \quad | \quad 77,0 \quad | \quad 50,2 \quad | \quad 5,7 \quad | \quad -47,4 \text{ „} \\
 Q_d = P_4 - \frac{(5,95^2 - 0,95^2)}{2} \cdot 3,467 - 59,8 = -3,6 \quad | \quad -3,9 \quad | \quad -5,1 \quad | \quad -7,2 \quad | \quad -10,5 \quad | \quad -14,7 \text{ „}
 \end{array}$$

Die Dichtungswand überträgt in den obersten Knotenpunkt des Querverbandes die Last

$$P_5 = \frac{3,9^3}{6 \cdot 4,1} \cdot 3,467 = 8,4 \text{ t.}$$

Die Gurtkraft des obersten Feldes ist daher

$$S_{7-11} = \frac{4,1}{3,68} \cdot P_5 = -9,3 \text{ t}$$

und folglich die Strebenkräfte

$$(S_{7-10} - S_{s-10}) \cdot \frac{b}{2s} = Q_d$$

$$(S_{s-10} + S_{7-10}) \cdot \frac{4,1}{s} = -G_o = P_5 \cdot \frac{4,1}{b/2}$$

$$S_{s-10} + S_{7-10} = P_5 \cdot \frac{2s}{b}$$

$$S_{s-10} - S_{7-10} = -\frac{Q_d \cdot 2s}{b}$$

$$S_{s-10} = \frac{2s}{b} \cdot (P_5 - Q_d) = \frac{\sqrt{3,68^2 + 4,1^2}}{3,68} \cdot (P_5 - Q_d)$$

$$S_{7-10} = \frac{2s}{b} \cdot (P_5 + Q_d) = \frac{\sqrt{3,68^2 + 4,1^2}}{3,68} \cdot (P_5 + Q_d)$$



Schottwand ist dabei als starre Scheibe angenommen. Die Durchbiegung des mittleren Querverbandes beträgt, wenn man die oberste und unterste Hauptträgerebene als fest annimmt, in Höhe des Schwimmkastenbodens 2,7 und in Höhe der Schwimmkastendecke 1,35 mm.

Zusammenstellung 7. Längenänderungen der Querverbandstäbe.

tab	Querschnitt	Stablängen	für Querverband 6	5	4	3	2	1	
10	NP. 14	F = 40,8 cm	= 551 cm	$\Delta s = \frac{S \cdot s}{F \cdot E} = 0,011$	0,012	0,013	0,015	0,018	0,022 cm
10	" 14	40,8 "	551 "	0,004	0,004	0,003	0,001	-0,002	-0,006 "
5	" 30	117,6 "	487,5 "	0,193	0,186	0,168	0,134	0,078	0,010 "
5	" 30	117,6 "	487,5 "	-0,051	-0,046	-0,031	0,007	0,063	0,131 "
3	" 30	117,6 "	487,5 "	-0,193	-0,186	-0,168	-0,134	-0,078	-0,010 "
2	" 30	117,6 "	487,5 "	+0,193	+0,186	+0,168	+0,134	+0,078	+0,010 "
6	II	300,0 "	320 "	-0,039	-0,037	-0,032	-0,021	-0,004	+0,016 "
4	II	300,0 "	320 "	+0,039	+0,037	-0,032	+0,021	+0,004	-0,016 "

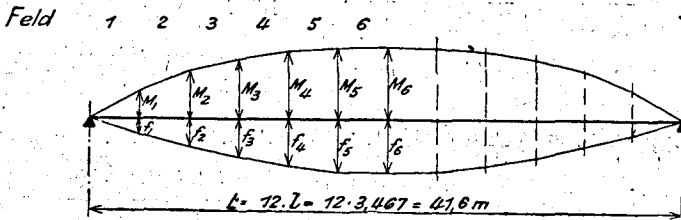


Abb. 40.

Die Durchbiegung des Schwimmkastenbodens ist infolge der Biegemomente (Abb. 40)

$$f_1 = \left( M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + \frac{1}{2} M_6 \right) \cdot \frac{l^2}{J \cdot E}$$

$$f_2 = \left( M_1 + 2 \cdot M_2 + 2 \cdot M_3 + 2 \cdot M_4 + 2 \cdot M_5 + M_6 \right) \cdot \frac{l^2}{J \cdot E}$$

$$f_3 = \left( M_1 + 2 \cdot M_2 + 3 \cdot M_3 + 3 \cdot M_4 + 3 \cdot M_5 + \frac{3}{2} \cdot M_6 \right) \cdot \text{„}$$

$$f_4 = \left( M_1 + 2 \cdot M_2 + 3 \cdot M_3 + 4 \cdot M_4 + 4 \cdot M_5 + 2 \cdot M_6 \right) \cdot \text{„}$$

$$f_5 = \left( M_1 + 2 \cdot M_2 + 3 \cdot M_3 + 4 \cdot M_4 + 5 \cdot M_5 + \frac{5}{2} \cdot M_6 \right) \cdot \text{„}$$

$$f_6 = \left( M_1 + 2 \cdot M_2 + 3 \cdot M_3 + 4 \cdot M_4 + 5 \cdot M_5 + 3 \cdot M_6 \right) \cdot \text{„}$$

$$f_1 = \left( 2863 + 4764 + 5969 + 6700 + 7091 + \frac{1}{2} \cdot 7214 = 30994 \right) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 0,296 \text{ cm}$$

$$f_2 = (2863 + 2 \cdot 4764 + 2 \cdot 5969 + 2 \cdot 6700 + 2 \cdot 7091 + 1 \cdot 7214 = 59125) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 0,564 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left( 2863 + 2 \cdot 4764 + 3 \cdot 5969 + 3 \cdot 6700 + 3 \cdot 7091 + \frac{3}{2} \cdot 7214 = 82492 \right) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 0,788 \text{ cm}$$

$$f_4 = (2863 + 2 \cdot 4764 + 3 \cdot 5969 + 4 \cdot 6700 + 4 \cdot 7091 + 2 \cdot 7214 = 99890) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 0,954 \text{ cm}$$

$$f_5 = \left( 2863 + 2 \cdot 4764 + 3 \cdot 5969 + 4 \cdot 6700 + 5 \cdot 7091 + \frac{5}{2} \cdot 7214 = 110588 \right) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 1,057 \text{ cm}$$

$$f_6 = (2863 + 2 \cdot 4764 + 3 \cdot 5969 + 4 \cdot 6700 + 5 \cdot 7091 + 3 \cdot 7214 = 114195) \cdot \frac{0,3777 \cdot 3,467^2}{2198000 \cdot 2160} = 1,090 \text{ cm}$$

und infolge der Querkräfte

$$f_q = \frac{\sum(Q \cdot l)}{F_s \cdot G}$$

$$f_1 = 826,0 \cdot \frac{0,3777 \cdot 346,7 \cdot 2,6}{750 \cdot 1,2 \cdot 2160} = 0,144$$

$$f_2 = (826,0 + 548,4 = 1374,4) \cdot \text{''} = 0,240$$

$$f_3 = (826,0 + 548,4 + 347,6 = 1722,0) \cdot \text{''} = 0,302$$

$$f_4 = (826,0 + 548,4 + 347,6 + 210,1 = 1932,8) \cdot \text{''} = 0,338$$

$$f_5 = (826,0 + 548,4 + 347,6 + 210,1 + 112,1 = 2045,4) \cdot \text{''} = 0,358$$

$$f_6 = (826,0 + 548,4 + 347,6 + 210,1 + 112,1 + 35,4 = 2080,9) \cdot \text{''} = 0,364$$

Bezeichnet

$f_b$  die wagerechte Durchbiegung des Schwimmkastenbodens und

$f_d$  diejenige der Schwimmkastendecke ohne Berücksichtigung der Drehungsbeanspruchung, und

$f_{qb}$  und  $f_{qd}$  die in Abb. 39 ermittelten Durchbiegungen der Querverbände in Höhe des Schwimmkastenbodens bzw. der Schwimmkastendecke, dann ist die Durchbiegung des untersten Hauptträgers  $f_b - f_{qb}$  und diejenige der Schwimmkastendecke  $f_b - f_{qb} + f_{qd}$ . Daraus ergeben sich die Werte  $c$  für Boden und Decke des Schwimmkastens wie folgt:

Quer- verband	Durchbiegung des Schwimmkastenbodens	Durchbiegung der Querverbände		$c_2 = \frac{f_b}{f_b - f_{qb}}$	$c_3 = \frac{f_d}{f_b - f_{qb}} = \frac{f_b - f_{qb} + f_{qd}}{f_b - f_{qb}}$
	$f_b$	$f_{qb}$	$f_{qd}$		
1	0,296 + 0,144 = 0,440	- 0,060	- 0,042	0,440 : 0,500 = 0,880	0,458 : 0,500 = 0,916
2	0,564 + 0,240 = 0,804	0,060	0,023	0,804 : 0,744 = 1,081	0,767 : 0,744 = 1,032
3	0,788 + 0,302 = 1,090	0,163	0,078	1,090 : 0,927 = 1,150	1,005 : 0,927 = 1,084
4	0,954 + 0,338 = 1,292	0,225	0,110	1,292 : 1,067 = 1,211	1,177 : 1,067 = 1,103
5	1,057 + 0,358 = 1,415	0,255	0,128	1,415 : 1,160 = 1,220	1,288 : 1,160 = 1,110
6	1,090 + 0,364 = 1,454	0,269	0,135	1,454 : 1,185 = 1,227	1,320 : 1,185 = 1,114

Sie sind nicht für alle Querverbände gleich groß, weichen aber für die mittleren nicht stark voneinander ab. Zur Bestimmung des Wertes  $k$  nach Formel (80) wird man für den Schwimmkastenboden etwa mit 1,20—1,22 und für die Decke mit 1,10—1,11 als Mittelwerte rechnen können. Man wird im allgemeinen auch nicht die Durchbiegung für jeden einzelnen Querverband bestimmen müssen, sondern die Werte  $c$  aus der Durchbiegung eines einzigen, ungefähr in den Drittelpunkten der Torlänge liegenden Querverbandes entnehmen können. Da die so gefundenen  $c$ -Werte größer sind als die auf S. 120 angenommenen, so würden die Werte  $k^2 \frac{G}{E}$  noch stärker voneinander abweichen, als dort gefunden wurde. Die Grenzpunkte des untersten und obersten Feldes liegen deshalb in Wirklichkeit bedeutend näher an den fachwerkförmigen Hauptträgern, als bisher angenommen wurde.



und infolge  $M_d$

$$Q_{11} = 640 \cdot 0,8 \cdot \frac{3870}{2 \cdot 7,51 \cdot 1240} = 106,3 \text{ t}$$

$$Q_{12} = 400 \cdot 1,0 \cdot \text{„} = 83,1 \text{ t}$$

$$Q_{13} = 410 \cdot 0,8 \cdot \text{„} = 68,1 \text{ t}$$

$$Q_{r1} = 640 \cdot 0,9 \cdot \frac{3870}{2 \cdot 7,51 \cdot 1345} = -110,2 \text{ t}$$

$$Q_{r2} = 400 \cdot 1,0 \cdot \text{„} = -76,6 \text{ t}$$

$$Q_{r3} = 410 \cdot 0,9 \cdot \text{„} = -70,6 \text{ t}$$

zusammen

$$Q_{11} = 201,4 \text{ t} \quad Q_{r1} = -110,0 \text{ t}$$

$$Q_{12} = 121,3 \text{ t} \quad Q_{r2} = -29,9 \text{ t}$$

$$Q_{13} = 82,7 \text{ t} \quad Q_{r3} = 7,2 \text{ t}$$

$$Q_{r4} = 59,2 \text{ t}$$

Der auf die Maueranschläge übertragene Auflagerdruck ist

$$A = \frac{L}{2} \cdot p - \sum P_{uh} = 20,8 \cdot 79,5 - \frac{197,9}{2} - 191,7 - 171,8 - 134,8 - 73,5 = 982,8 \text{ t}$$

und sein statisches Moment in bezug auf die untere Dichtungsleiste

$$A \cdot h_s = p \cdot h \cdot \frac{L}{2} = 637,2 \cdot 20,8 = 13\,250 \text{ mt,}$$

folglich

$$h_s = 13\,250 : 982,8 = 13,48 \text{ m.}$$

Nimmt man an, daß je ein Drittel des Auflagerdruckes von den beiden obersten Hauptträgern und der Rest teils vom Schwimmkastenboden und teils vom obersten Knotenpunkt (11) des Endverbandes übertragen werde, dann ist

$$13\,250 = A_2 \cdot 6,40 + \frac{982,8}{3} \cdot (10,4 + 14,5) + \left( \frac{982,8}{3} - A_2 \right) \cdot 18,4$$

$$A_2 = \left[ 13\,250 - \frac{982,8}{3} \cdot (10,4 + 14,5 + 18,4) \right] : (6,4 - 18,4) = 77,5 \text{ t}$$

$$A_3 = A_4 = \frac{A}{3} = 327,6 \text{ t}$$

$$A_5 = \frac{A}{3} - A_2 = 250,1 \text{ t}$$

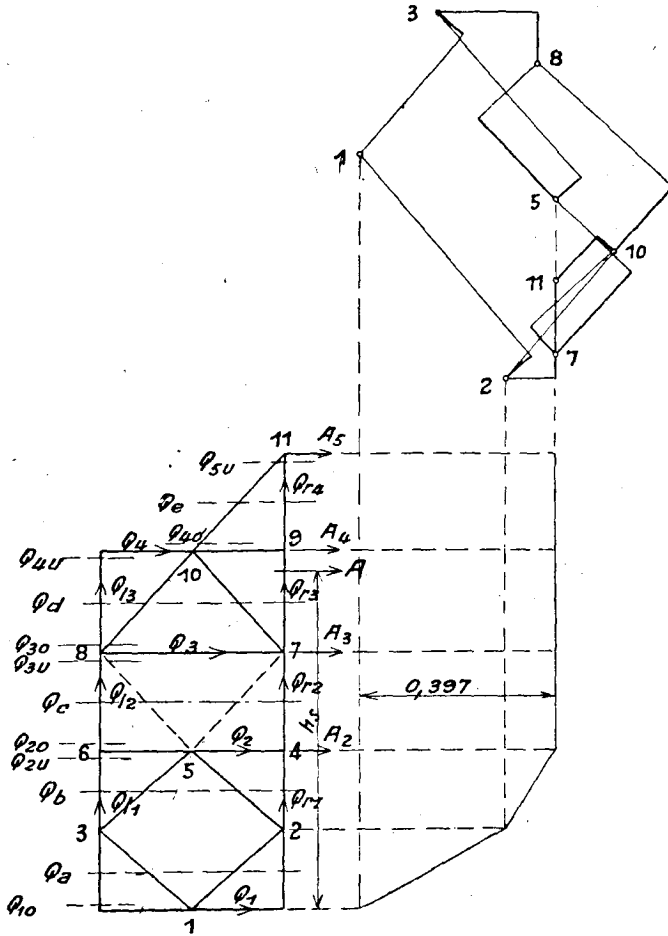


Abb. 41.

Die Querkräfte unmittelbar über und unter den einzelnen Hauptträgern bzw. unter dem obersten Knotenpunkt 11 (Abb. 41), sind

$$Q_{1o} = 11,9 \text{ t}$$

$$Q_{2u} = 11,9 + 8,667 \cdot 6,4 = 67,4 \text{ t}$$

$$Q_{2o} = 67,4 + 240,1 - 77,5 = 230,0 \text{ t}$$

$$Q_{3u} = 230,0 + 8,667 \cdot 4,0 = 264,7 \text{ t}$$



$$Q_{3o} = 264,7 + 327,6 - 341,1 = 251,2 \text{ t}$$

$$Q_{5u} = 250,1 \text{ t}$$

$$Q_{4o} = 250,1 - \frac{3,467}{2} \cdot \frac{3,9^2}{2} = 236,9 \text{ t}$$

$$Q_{4u} = 236,9 + 341,1 - 285,4 = 292,5 \text{ t}$$

und in den Feldmitten

$$Q_1 = 11,9 + 8,667 \cdot 1,6 = 25,8 \text{ t}$$

$$Q_2 = 67,4 - 8,667 \cdot 1,6 = 53,5 \text{ t}$$

$$Q_3 = 230,0 + 8,667 \cdot 2,0 = 247,3 \text{ t}$$

$$Q_4 = 251,2 + 8,667 \cdot 2,05 = 269,0 \text{ t}$$

$$Q_5 = 250,1 - \frac{3,467}{2} \cdot \frac{3,9^2}{6 \cdot 3,9} = 245,7 \text{ t}.$$

Die Strebenkräfte ergeben sich daraus zu

$$S_{1-3} = -S_{1-2} = -S_{3-5} = \sqrt{\frac{3,2^2 + 3,68^2}{7,36}} \cdot 25,8 = +17,1 \text{ t}$$

$$S_{2-5} = \sqrt{\frac{3,2^2 + 3,68^2}{7,36}} \cdot (2 \cdot 53,5 - 25,8) = +53,8 \text{ t}$$

$$S_{7-10} = \sqrt{\frac{4,1^2 + 3,68^2}{7,36}} \cdot \left( 269,0 - 245,7 \cdot \frac{3,9}{4,1} \right) = +26,6 \text{ t}$$

$$S_{3-10} = \sqrt{\frac{4,1^2 + 3,68^2}{7,36}} \cdot \left( -269,0 - 245,7 \cdot \frac{3,9}{4,1} \right) = -376,0 \text{ t}$$

$$S_{10-11} = \sqrt{\frac{3,9^2 + 3,68^2}{3,68}} \cdot 245,7 = -358,0 \text{ t}.$$

Das Biegemoment am Schwimmkastenboden ist ohne Berücksichtigung der senkrechten Querkräfte  $Q_{11}$  und  $Q_{r1}$  der Endfelder der Dichtungswände

$$M = 11,9 \cdot 6,4 + 8,667 \cdot \frac{6,4^2}{2} = 254 \text{ mt}$$

und folglich die Gurtkräfte bei Berücksichtigung von  $Q_{11}$  und  $Q_{r1}$

$$S_{3-6} = \frac{254}{7,51} - 201,4 = -167,5 \text{ t}$$

$$S_{2-4} = -\frac{254}{7,51} + 110,0 = +76,2 \text{ t}.$$

Die Gurtkraft der rechten Gurtung in Höhe des obersten Hauptträgers ist

$$S_{7-11} = 250,1 \cdot \frac{3,9}{3,68} + \left[ 59,2 \cdot \left( 4,1 + \frac{3,9}{2} \right) + 7,2 \cdot \frac{4,1}{2} \right] : 8,0 = 311,7 \text{ t.}$$

Eine genaue Dimensionierung des Endverbandes würde wieder zu weit führen. Es sei anstatt dessen angenommen, daß die ungeschwächten Stabquerschnitte die in der zweiten Kolonne der nachstehenden Zusammenstellung eingeschriebenen Spannungen erhalten, woraus sich die in der letzten Kolonne berechneten Stabverlängerungen ergeben. Die Formänderung der Endwand des Schwimmkastens kann durch die elastische Längenänderung zweier Stäbe 5—7 und 5—8 ersetzt gedacht werden. Sie entspricht bei einer Blechstärke von 10 mm einer wagerechten Verschiebung des Punktes 5 in bezug auf die Linie 7—8 von

$$\Delta(5) = \frac{Q_3 \cdot 2,6 \cdot 400}{750 \cdot 1,0 \cdot E} = \frac{247,3 \cdot 2,6 \cdot 400}{750 \cdot 1,0 \cdot 2160} = 0,159 \text{ cm}$$

und damit einer Längenänderung der gedachten Ersatzstäbe von

$$\Delta s = \Delta(5) \cdot \frac{2 \cdot s}{b} = \sqrt{\frac{4,0^2 + 3,68^2}{3,68}} \cdot 0,159 = + 0,227 \text{ cm.}$$

Daraus wurde durch den Verschiebungsplan (Abb. 41) die Abhebung des Fußpunktes 1 des Endverbandes zu 0,397 cm gefunden.

Zusammenstellung. Elastische Stabverlängerungen eines Endverbandes.

Stab	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	Stablänge s =	$\Delta s = \frac{\sigma}{E} \cdot s$
1—2	— 300	$\sqrt{3,2^2 + 3,68^2} = 4,87 \text{ m}$	— 0,068 cm
1—3	+ 300	= 4,87 "	+ 0,068 "
2—5	+ 700	= 4,87 "	+ 0,158 "
4—5	— 300	= 4,97 "	— 0,068 "
2—7	+ 150	3,2 + 4,0 = 7,20 "	+ 0,050 "
3—8	— 300	= 7,20 "	— 0,100 "
7—10	+ 300	$\sqrt{4,1^2 + 3,68^2} = 5,50 \text{ m}$	+ 0,076 "
8—10	— 700	= 5,50 "	— 0,178 "
10—11	— 500	$\sqrt{3,9^2 + 3,68^2} = 5,36 \text{ m}$	— 0,124 "
7—11	+ 400	4,1 + 3,9 = 8,00 "	+ 0,148 "

Die elastische Abhebung des Endes des untersten Hauptträgers ergibt sich wie folgt (Abb. 23). Die elastische Verkürzung des halben Druckgurtes ist

$$\begin{aligned} \Delta L_- &= \frac{-387,2 \sum (M_1 l)}{J_1 \cdot E} \\ &= \frac{-387,2 \cdot 346,7 \cdot (7214 + 2 \cdot 6700 + 2 \cdot 4664 = 29942) \cdot 10^5}{95000000 \cdot 21600000} \\ &= 0,196 \text{ cm} \end{aligned}$$

und die Verlängerung des halben Zuggurtes

$$\Delta L_+ = \frac{+363,8 \cdot 346,7 \cdot 29942 \cdot 10^5}{95000000 \cdot 21600000} = 0,184 \text{ cm.}$$

Die Abhebung der Trägerenden ist folglich infolge der Gurtkräfte

$$f_g = (0,196 + 0,184) \cdot \frac{2 \cdot 346,7}{751} = 0,352 \text{ cm.}$$

Dazu kommt der Einfluß der Querkkräfte mit

$$fg = \frac{2 \cdot s^3}{b^2 \cdot E} \sum \frac{Q}{F} = \frac{2 \cdot 505^3 \cdot (11,9 - 23,8)}{7,36^2 \cdot 2160 \cdot 106,4} = -0,025 \text{ cm,}$$

sofern der Strebenquerschnitt aus einem Stehblech 300·10 und 4 Winkelleisen 120·80·10 mit  $F = 106,4 \text{ cm}^2$  angenommen wird. Die ganze Abhebung ist also

$$z = 0,352 - 0,025 = 0,327 \text{ cm}$$

und stimmt angenähert mit der zu 0,397 cm gefundenen Abhebung der Fußpunkte der Endverbände überein. (Um eine genaue Übereinstimmung zu erhalten, müßte, vorausgesetzt, daß die in der zweiten Kolonne der vorstehenden Zahlentafel eingesetzten Beanspruchungen richtig sind, und daß auch die oben gemachte Annahme über die Verteilung des Auflagerruckes A in die Drücke  $A_2$  bis  $A_5$  der Knotenpunkte 4, 7, 9 und 11 keine nennenswerten Fehler mit sich bringt, die Strecke  $x_0$  etwas kleiner gewählt werden. Da aber durch eine solche Verkleinerung von  $x_0$  die Abhebung der Enden des untersten Hauptträgers rasch zu- und diejenige der Fußpunkte der Endverbände rasch abnimmt, so wird der richtige Wert von  $x_0$  nur wenig von  $0,4 \cdot L$  verschieden sein und wahrscheinlich zwischen  $0,39 \cdot L$  und  $0,4 \cdot L$  liegen.)

h) Beanspruchungen des Schwimmkastenbodens.

Als Beispiel für die Berechnung der Hauptspannungen in den Blechwänden eines Schiebetores mag der Schwimmkastenboden herausgegriffen sein. Er sei im Abstände von je 62,5 cm durch längslaufende I NP 32 versteift, die im Innern des Schwimmkastens liegen. Der Abstand der Nietreihen sei 70 mm. Bei einer Flanschbreite von 131 mm kann der Abstand der Stützdrücke zu  $131 - 2 \cdot 2 = 127$  mm angenommen werden. Das Eigengewicht des Bodenbleches ist rund 100 kg/qm und folglich nach S. 86/87

$$a' = 62,5 - 7,0 = 55,5 \text{ cm}$$

$$a'' = 62,5 - 12,7 = 49,8 \text{ cm}$$

$$p = 12,0 - 0,1 = 11,9 \text{ t/qm} = 1,19 \text{ kg/qcm}$$

$$M = \frac{1,19 \cdot 49,8^3}{12 \cdot 55,5} = 220 \text{ kg} \cdot \text{cm/lfcm}$$

$$W = \frac{1,2^3}{6} = 0,24 \text{ cm}^3/\text{lfcm}$$

$$\sigma_{y1} = 220 : 0,24 = \pm 918 \text{ kg/qcm.}$$

Die Plattenbeanspruchung an den kurzen Felderseiten kann zu

$$\sigma_{x1} = 0,7 \cdot \sigma_{y1} = \pm 642 \text{ kg/qcm}$$

angenommen werden.

Die Beanspruchung der Längsträger berechnet sich wie folgt (Abb. 42):

$$b = \frac{62,5 - 7,0}{2} = 27,75 \text{ cm}$$

$$\varphi = 6,45 \cdot \frac{27,75}{346,7} = 0,516; \quad \mathfrak{I}g\varphi = 0,4746$$

$$b_w = \frac{346,7}{6,45} \cdot 0,4746 = 25,5 \text{ cm}$$

$$a_w = 7,0 + 2 \cdot 25,5 = 58,0 \text{ cm}$$

$$F_w = 77,7 + 58,0 \cdot 1,2 = 147,3 \text{ qcm}$$

$$S_o = 58,0 \cdot 1,2 \cdot 16,6 = 1156 \text{ cm}^3$$

$$s = 1156 : 147,3 = 7,85 \text{ cm}$$

$$c' = 16,6 - 7,85 = 8,75 \text{ cm}$$

$$c_u = 17,2 - 7,85 = 9,35 \text{ cm}$$

$$c_o = 16,0 + 7,85 = 23,85 \text{ cm}$$

$$J = 12493 + 58,0 \cdot 1,2 \cdot 16,6^2 - 147,3 \cdot 7,85^2 = 22600 \text{ cm}^4.$$

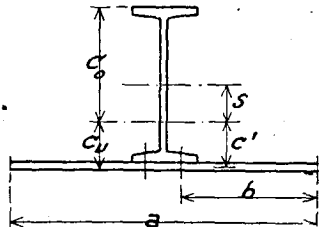


Abb. 42.

Eigengewicht der Versteifungen 100 kg/qm.

$$p = 11,9 - 0,1 = 11,8 \text{ t/qm} = 1,18 \text{ kg/qcm}$$

$$M = \frac{1,18 \cdot 62,5 \cdot 346,7^2}{8} = 1\,110\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{u \max} = - \frac{1\,110\,000}{22\,600} \cdot 9,35 = - 458 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{o \max} = + \frac{1\,110\,000}{22\,600} \cdot 23,85 = + 1167 \text{ kg/qcm}$$

Die oberen freien Flanschen sind auf Zug beansprucht und deshalb nicht auf Knickung zu berechnen.

Die Schubspannungen in der Nietlinie sind nach Formel (49)

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \left( \frac{x}{1} - \frac{4 \cdot x^3}{1^3} \right) \cdot 4 \cdot \sigma_{\max} \sqrt{\frac{G}{E}} \cdot \mathfrak{F}g \left( 6,45 \cdot \frac{b}{1} \right) \\ &= \left( \frac{4 \cdot x}{1} - \frac{16 \cdot x^3}{1^3} \right) \cdot \frac{458}{\sqrt{2,6}} \cdot 0,4746 = 134,5 \cdot \left( \frac{4 \cdot x}{1} - \frac{16 \cdot x^3}{1^3} \right) \end{aligned}$$

und die Querspannungen nach Formel (55)

$$\begin{aligned} \sigma_{y2} &= \left( 1 - \frac{12 \cdot x^2}{1^2} \right) \cdot \sigma_{\max} \left( 0,485 \cdot \frac{\mathfrak{F}g \varphi}{\varphi} - \frac{G}{E} \right) \\ &= \left( 1 - \frac{12 \cdot x^2}{1^2} \right) \cdot \sigma_{\max} \left( 0,485 \cdot \frac{0,4746}{0,5160} - \frac{1}{2,6} \right) = - 27,92 \cdot \left( 1 - \frac{12 \cdot x^2}{1^2} \right) \end{aligned}$$

also für $x = 0$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8} \cdot 1$	$\frac{1}{2}$
$1 - \frac{4x^2}{1^2} = 1$	15 16	3 4	7 16	0
$\sigma_{x2} = - 458$	- 429	- 344	- 200	0 kg/cm <sup>2</sup>
$\frac{4x}{1} - \frac{4x^3}{1^3} = 0$	15 32	3 4	21 32	0
$\sigma_1 = 0$	63	101	88	0 kg/qcm
$1 - \frac{12x^2}{1^2} = 1$	13 16	1 4	- 11 16	- 2
$\sigma_{y2} = - 28$	- 23	- 7	+ 19	+ 56 kg/qcm

Um die Hauptspannungen über den Längsversteifungen zu berechnen, sind alle anderen Beanspruchungen mit

$$a \cdot d \cdot \left( \frac{1}{F} + \frac{c'}{W} \right) = 62,5 \cdot 1,2 \cdot \left( \frac{1}{77,7} + \frac{62,5 \cdot 1,2}{22\,600} + \frac{8,75 \cdot 9,35}{22\,600} \right) = 0,762$$

zu multiplizieren.

Wenn alle Querträger innerhalb des Schwimmkastens als Schottwände ausgebildet sind, dann sind die Beanspruchungen, die der Boden und die Decke des Schwimmkastens als Bestandteil der Querträger erhalten, unbedeutend und können vernachlässigt werden.

Die Biegebungsbeanspruchungen des Torkastens infolge von  $p'$  sind nach S. 113 am oberwasserseitigen Rande des Schwimmkastenbodens

für Querverband		6	4	2	0
über den Querträgern	$\sigma_{x3} = -540,9 \cdot \frac{M_1}{J_1} = -484$	-449	-319	0	kg/cm <sup>2</sup>
über den Längsträgern	" = $0,762 \cdot$ " = -370	-343	-244	0	"
und am unterwasserseitigen Rande	" = $+499,2 \cdot$ " = +447	+415	+295	0	"
bezw.	" = $0,762 \cdot$ " = +340	+316	+225	0	"
und diejenigen infolge $p''$	$\sigma_{x4} = \frac{172,45 \cdot M_v''}{1\,415\,600\,000} = -50$	-43	-23	0	"

Die Schubspannungen infolge der Biegebungs- und Drehungsbeanspruchung des Torkastens wurden auf S. 124 bestimmt zu

Feld	6	4	2	1
$\tau_{21} =$	-8	-19	70	181
$\tau_{2m} =$	-1	+9	155	300
$\tau_{2r} =$	-3	5	107	220

Die Längsspannung infolge des Auflagerdruckes der Schottwände ist

$$A = \frac{8,0 \cdot 4,0}{2} + \frac{4,0}{3} = 21,33 \text{ t/lfm}$$

$$\sigma_{x5} = \frac{213,3 \cdot 62,5}{77,7 + 62,5 \cdot 1,2} = -87 \text{ kg/qcm.}$$

Die größten positiven und negativen Hauptspannungen sind für die kurzen Felderseiten in Abb. 43 und für die langen in Abb. 44 zeichnerisch ermittelt. Dabei wurden  $\sigma_{x2}$ ,  $\sigma_{y2}$  und  $\tau_1$  jeweils auf  $x = \frac{1}{4}$  und  $\sigma_{x3}$  und  $\sigma_{x4}$  auf den benachbarten Quer-

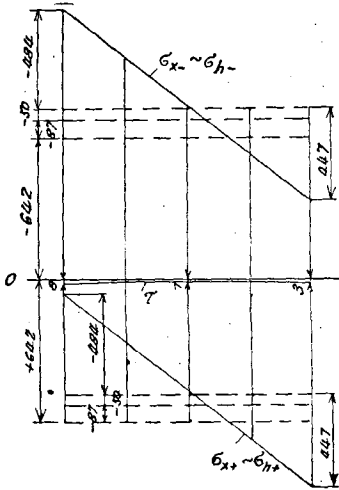


Abb. 43 a.

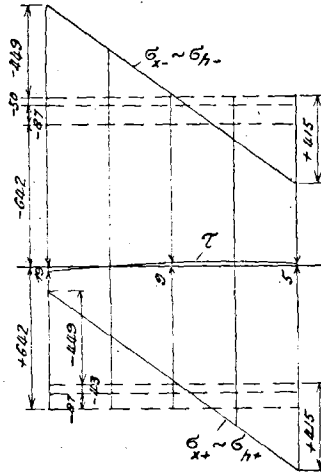


Abb. 43 b.

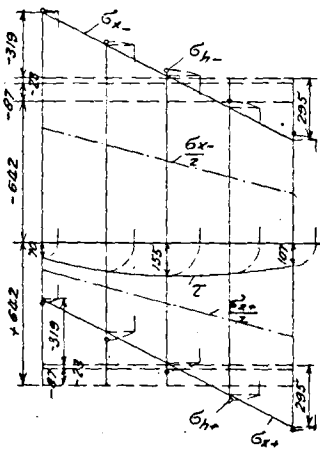


Abb. 43 c.

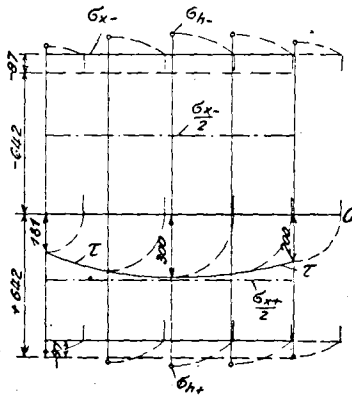


Abb. 43 d.

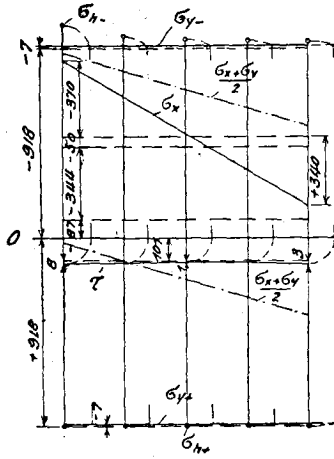


Abb. 44 a.

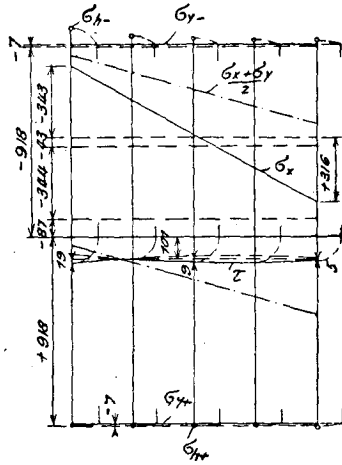


Abb. 44 b.

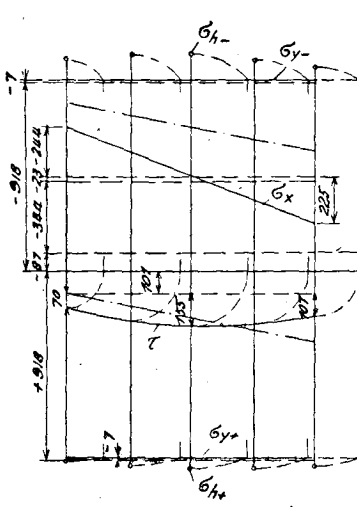


Abb. 44 c.

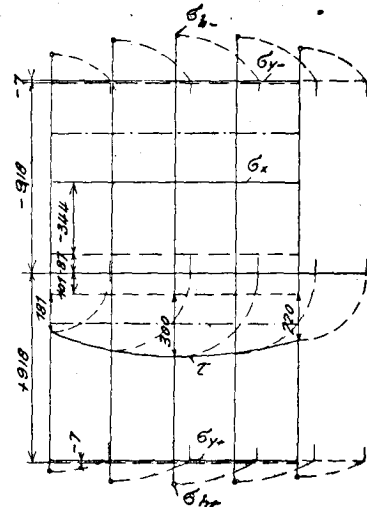


Abb. 44 d.

verband bezogen. Man erkennt, daß die größten Hauptspannungen über den Schottwänden in Tormitte auftreten, und zwar in der Mitte zwischen der Dichtungswand und dem ihr zunächst liegenden Längsträger, und die größten Hauptspannungen über den Längs-



trägern in den Endfeldern über den neben der Mittelebene des Tores liegenden Längsversteifungen (Abb. 45).

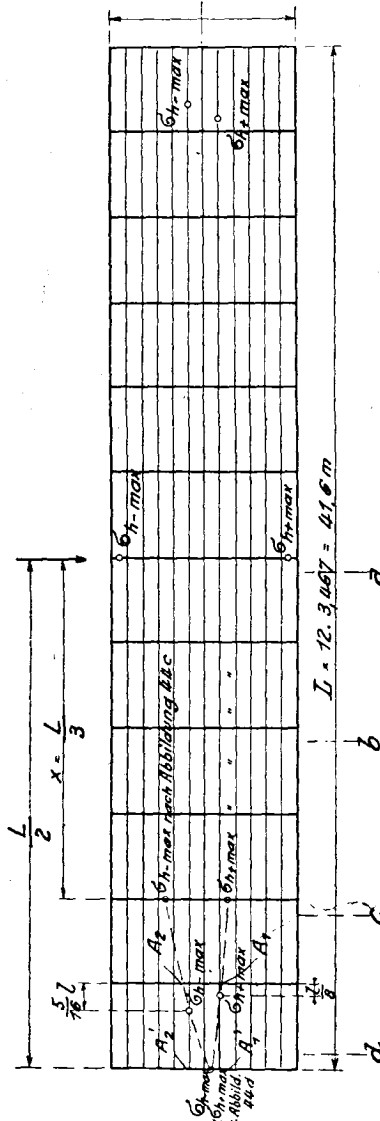


Abb. 45.

In Tormitte ist zwischen der Blechwand und der ihr benachbarten Wandversteifung des Bodens

$$\sigma_{x3} = 447 - \frac{484 + 447}{24} = +408 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{bzw. } -484 + \frac{484 + 447}{24} = -445 \text{ kg/qcm}$$

$\sigma_y = 0$  und  $\tau = 0$ , folglich

$$\sigma_{h+\max} = 642 + 408 - 87 - 50 = +913 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{h-\max} = -642 - 445 - 87 - 50 = -1224 \text{ kg/qcm}$$

Bei  $\sigma_{h+\max}$  wäre noch die Nietschwächung zu berücksichtigen, wodurch bei einer Nietteilung von  $t = 6 \cdot d_N$

$$\sigma_{h+\max} = \frac{6}{5} \cdot 913 = 1066 \text{ kg/qcm}$$

würde.

In den Endfeldern ist noch der Verlauf der Hauptspannungen über einem Längsträger zu untersuchen. Unter der Annahme, daß die Plattenbeanspruchung über den Längsträgern bis in die Querträgerebenen unveränderlich sei, ist

		für $x = 0$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{31}{8}$	$\frac{1}{2}$	
Quer- spannungen	Plattenbeanspruchung	$\sigma_{y1} = \pm 918$	$\pm 918$	$\pm 918$	$\pm 918$	$\pm 918 \text{ kg/qcm}$	
	Biegung der Längsträger	$\sigma_{y2} = -28$	-23	-7	+19	+56 "	
	zusammen	$\sigma_{y+} = +890$	+895	+911	+937	+974 kg/qcm	
		$\sigma_{y-} = -946$	-941	-925	-899	-862 "	
	Biegung der Längsträger	$\sigma_{x2} = -458$	-429	-344	-200	0 kg/qcm	
Längsspannungen	Biegungsspannung des Torkastens in den Punkten $A_1$ und $A_2$ (Abb. 45) infolge $p_o'$						
	$\sigma_{x3} = \left( \frac{499,2 - 540,9}{2} \pm \frac{499,2 + 540,9}{12} \right) \cdot \frac{M_1}{J_1} \cdot 0,762$						
	$= (-20,85 \pm 86,75) \cdot \frac{0,1178 \cdot 2863}{950} \cdot 0,762 = +18 \text{ bzw. } -29 \text{ kg/cm}^2$						
	und infolge $p_o''$						
	$\sigma_{x4} = \frac{-888 \cdot 172,45}{14156} \cdot 0,762 = -8 \text{ kg/qcm}$						
	also	$\sigma_{x3}$ zwischen $A_1$ und $A_1'$	$= +9$	+11	+13	+16	+18 kg/qcm
		$\sigma_{x3}$ zwischen $A_2$ und $A_2'$	$= -15$	-18	-22	-26	-29 "
		$\sigma_{x4}$	$= -4$	-5	-6	-7	-8 "
		Auflagerdruck der Schottwände	$\sigma_{x5} = -87$	-87	-87	-87	-87 "
		zusammen $\sigma_y$	in $A_1 - A_1'$	$= -540$	-510	-424	-278
	in $A_2 - A_2'$		$= -564$	-539	-459	-320	-124 "

		für $x = 0$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{31}{8}$	$\frac{1}{2}$	
Schubspannungen	Biegung der Längsträger	$\tau_1 = 0$	63	101	88	0 kg/qcm	
	Biegung und	Drehung des Torkastens $\tau_2$	in $A_1 - A_1' = 301$	301	301	301	301 "
			in $A_2 - A_2' = 294$	294	294	294	294 "
		zusammen $\tau$	in $A_1 - A_1' = 301$	364	402	389	301 kg/qcm
			in $A_2 - A_2' = 294$	357	395	382	294 "
		$\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} =$	$\begin{cases} + 175 \\ - 755 \end{cases}$	193	244	330	449 kg/qcm
			$\begin{cases} - 755 \\ - 740 \end{cases}$	- 740	- 692	610	- 493 "
	$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} =$	$\begin{cases} + 715 \\ - 191 \end{cases}$	703	668	603	526 "	
		$\begin{cases} - 191 \\ - 201 \end{cases}$	- 201	- 233	- 290	- 369 "	
Hauptspannungen		$\begin{cases} \sigma_{h+} = + 950 \\ \sigma_{h-} = - 1105 \end{cases}$	984	1023	<b>1051</b>	1055 kg/qcm	
			<b>1150</b>	1146	1080	1064 "	

Die beiden letzten, für  $x = \frac{1}{2}$  ermittelten Hauptspannungen sind nicht mehr zutreffend, weil die Plattenbeanspruchung  $\sigma_{y1}$  in Wirklichkeit nicht bis ans Ende der Längsversteifungen gleich groß bleibt. Infolgedessen treten die größten positiven Hauptspannungen ungefähr bei  $x = \frac{31}{8}$  und die größten negativen bei  $x = \frac{31}{16}$  auf und sind  $\sigma_{h+\max} = + 1051$  und  $\sigma_{h-\max} = - 1154$  kg/qcm. Bei den positiven wäre noch die Nietschwächung zu berücksichtigen, wodurch z. B. für  $t = 6 \cdot d_x$

$$\sigma_{h+\max} = 1051 \cdot \frac{6}{5} = 1261 \text{ kg/qcm}$$

würde. Dieser Wert wäre aber reichlich ungünstig, weil die Plattenbeanspruchungen, die den größten Teil der Hauptspannungen ausmachen, nur an ungeschwächten Stellen über den Flanschrändern der Längsversteifungen ihre größten Werte erreichen.

Da der für die Berechnung solcher Tore anzunehmende Wasserdruck in allen Fällen eine sehr selten, vielleicht gar nie eintretende ruhende Belastung darstellt und unvorhergesehene Belastungsüberschreitungen so gut wie ausgeschlossen sind — ab-

gesehen von Havarien, nach denen Ausbesserungen ohnehin kaum zu vermeiden sind —, so kann man mit der zulässigen Beanspruchung solcher Bauwerke verhältnismäßig hoch gehen. Wenn in der vorstehend gezeigten Weise alle Einflüsse berücksichtigt werden, dann wird für gewöhnliches Flußeisen die z. B. auch bei den neuen Schleusentoren am Nordostseekanal zugelassene Beanspruchung von 1400 kg/qcm durchaus nicht zu hoch sein.

## Lebenslauf.

Ich bin am 12. April 1885 in Schaffhausen (Bürgerort), als Sohn des Niklaus Albinus Eggenschwyler (Lehrer am Gymnasium in Schaffhausen) und der Johanna Eggenschwyler geb. Wildberger, geboren. In Schaffhausen besuchte ich die Schulen bis zur Maturität an der realistischen Abteilung der Kantonsschule im Herbst 1903. Von 1903 bis 1907 studierte ich an der Bauingenieurabteilung der Eidg. techn. Hochschule in Zürich, an der ich 1907 das Diplom erwarb.

Vom 1. September 1907 bis 30. April 1910 arbeitete ich teils auf dem Hauptbüro der A. G. Conrad Zschokke in Aarau, teils auf dem Konstruktionsbüro der „Vereinigten Werkstätten Nidau und Döttingen“ in Döttingen (Aargau), war nachher bis Ende 1910 studienhalber in Dresden, arbeitete vom März 1911 bis 31. Dezember 1918 beim Kaiserlichen Kanalamt, teils in Brunsbüttelkoog und teils in Burg im Dithmarschen, während welcher Tätigkeit ich die Anregung zur vorliegenden Arbeit empfang. Vom 1. Januar bis 31. März 1919 war ich in Stellung bei der mir vom Brückenbau in Hochdonn her bekannten Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover.

Im April 1919 kehrte ich in die Schweiz zurück, um in Schaffhausen als beratender Bauingenieur tätig zu sein. Mitte Juni 1921 verreiste ich nach New-York, um in den Vereinigten Staaten von Nordamerika Stellung zu suchen.

Schaffhausen, Juni 1921.

---