

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 20. November 1931

Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Gebäudeabstützung durch Bohrpfähle.

Von Dipl.-Ing. H. Tölke, Oberingenieur, Berlin-Wilmersdorf

Der Neubau eines Selbstanschlußamtes in Stahlskelett auf dem Grundstück der Oberpostdirektion Berlin, zwischen Haupt- und Belziger Straße in Berlin-Schöneberg, verlangte aus bautechnischen Gründen die Abfangung des der Postbehörde gehörigen, unmittelbar benachbarten Handamtes.

stand also die Aufgabe, dem durch Untergraben der Mauerwerkbankette beeinflussten Teil des Handamtes eine neue Gründung zu geben, die ein Ausschachten und Arbeiten unter den bestehenden Fundamenten gestattete. Hierbei durfte der Betrieb des Handamtes, der die Beschäftigung vieler Menschen forderte, nirgends gestört werden.

Ferner war zu beachten, daß das Handamt, dessen Gründung aus normalen Banketten bestand, die mit etwa 3 kg/cm² den Boden beanspruchten, sich bereits etwas gesetzt hatte und als Folge der Fundamentsetzungen einige Risse innerhalb des Gebäudes sichtbar waren.

Die Rissebildung war im normalen Ruhezustande des Handamtes vorerst nicht bedenklich. Weitere Setzungen oder Erschütterungen des Bauwerkes konnten jedoch Spannungen auslösen, die unter Umständen die Standfestigkeit des Handamtes in Frage stellten, so daß bei der Herstellung der neuen Gründung die größte Vorsicht geboten war.

Außerdem war auf die im rechten Teil des Gebäudes untergebrachten Zuleitungskabel beim Arbeiten Rücksicht zu nehmen.

Unter den vorliegenden Verhältnissen kamen für die neue Gründung nur Bohrpfähle in Frage. Diese sollten mittels Eisenbetonbalken die anfallenden Lasten stützenartig in die tieferliegenden festen Bodenschichten übertragen. Bei den zur Verwendung kommenden Bohrpfählen mußte man die sichere Gewähr haben, daß sie unter der vollen Last nicht die geringsten Setzungen erfuhren. Weiter forderte die Standsicherheit des Handamtes eine Pfahlerstellung, bei der nur die durch den fertigen Pfahl verdrängte Erde zutage gefordert wurde.

Der Umfang der Gebäudeabstützung war abhängig von der Lage und Tiefe der neuen Fundamente. Die nachträgliche Tiefgründung wurde grundsätzlich nach Abb. 1 u. 2 ausgeführt.

Abb. 1 zeigt den Kellergeschoßgrundriß, soweit eine neue Gründung für das Handamt in Frage kam, Abb. 2 die zugehörigen Schnitte.

Die anstehenden Bodenschichten bestanden in ihren oberen Teilen aus lockeren Sanden und waren teilweise mit organischen Bestandteilen durchsetzt. Diese lockeren Sandschichten hatten offenbar die vorher erwähnten Senkungserscheinungen verursacht. Nach unten hin wurden die Sandschichten fester. In etwa 10 bis 12 m Tiefe lagerte Kiesgeröll von etwa 50 cm Stärke. Nach Durchbohrung dieser Schicht fand man sehr festen, feinen Sand.

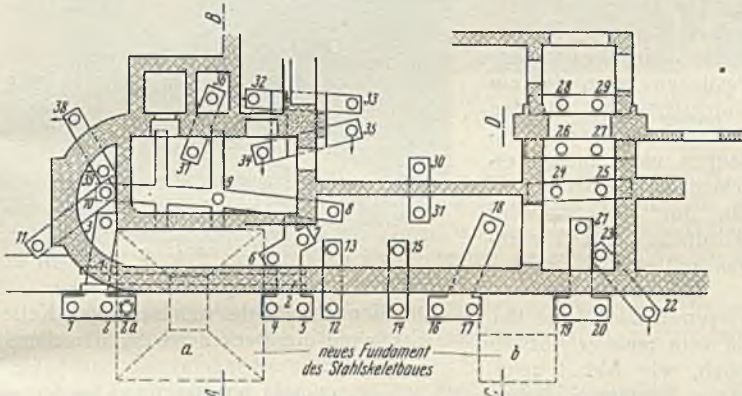


Abb. 1. Anordnung der Abstützungskonstruktion im Grundriß.

Auf Grund einer engeren Ausschreibung der Oberpostdirektion erhielt die Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf, den Ausführungsauftrag; sie arbeitete im Einvernehmen mit der Postneubauleitung, Regierungsbaumeister a. D. Wagener und dem beratenden Ingenieur Dr.-Ing. Freiherr von Schleinitz, die Ausführungspläne aus.

Hierbei war zu berücksichtigen, daß die später auszuführenden Fundamente des Neubaus erstens tiefer als die des bestehenden Handamtes, zweitens teils unter, drittens teils unmittelbar neben den bestehenden Banketten ausgeführt werden sollten.

Eine solche Herstellung der Fundamente des Stahlskelettbauwes unmittelbar an und unter dem Handamt war nur möglich, wenn die alte Gründung freigelegt werden konnte. Es be-



Abb. 3. Baugrundbelastung — System Lorenz — am Giebel des Handamtes.

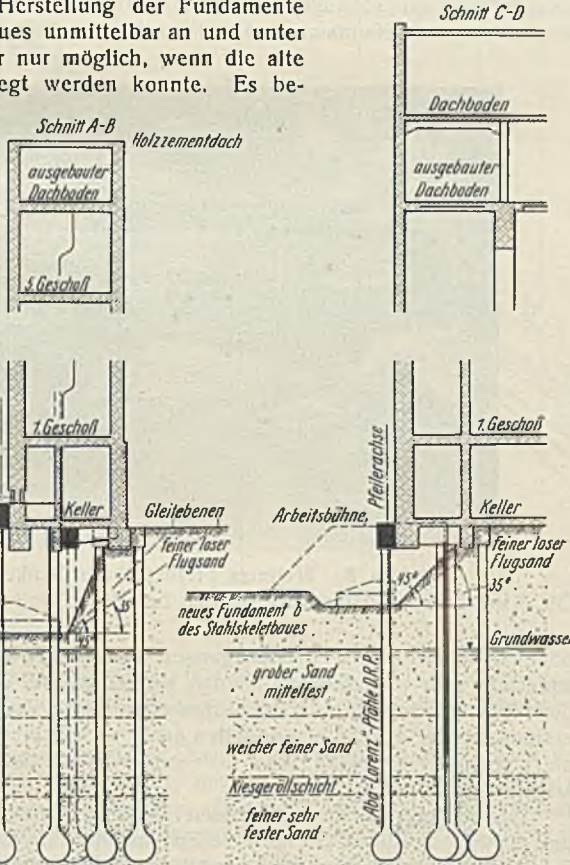


Abb. 2. Schnitte durch das abgestützte Handamt.

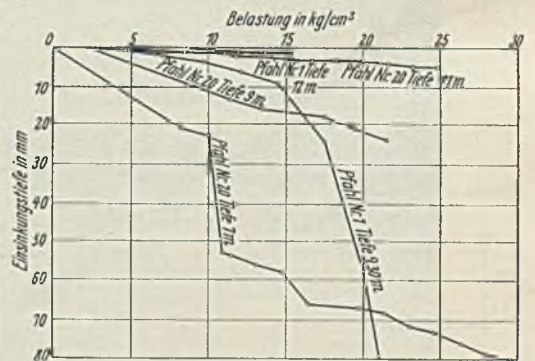


Abb. 4. Ergebnisse einiger Baugrundbelastungen.



Abb. 5. Einbringen der Bohrpfähle außerhalb des Handamtes.

Die Arbeiten werden von einem 2,00 m breiten Erdkörper aus unmittelbar am Giebel ausgeführt.

einem Winkel von 35° mit Sicherheit, ohne abzurutschen, stand. Eine Erweiterung der Gebäudeunterfahrung mittels Bohrpfähle war aus diesem Grunde dringend notwendig, so daß hiermit die Grenze für die Gebäudeabstützung gegeben war (s. Abb. 1 u. 2).

Für die Abstützungsstruktur stand aus raumtechnischen Gründen des Neubaus von der Giebelmauer ab eine Breite von höchstens 70 cm zur Verfügung, so daß die Pfahlmitten nur einen Abstand von 40 cm von der aufgehenden Wand haben konnten.

Beim Beginn der nachträglichen Gründung waren die Aushubarbeiten des neuen Stahlskelettbauwerks bereits bis zur Kellersohle gediehen. Die Abfangungsarbeiten hatten deswegen außerhalb des Gebäudes von einem längs des Giebels stehengelassenen Erdkörper aus zu beginnen, der nur etwa 2 m breit war und in Neigung 1:1 nach der Baugrube des Stahlskelettbauwerks hin abfiel (Abb. 5).

Die Arbeiten im Innern des Handamtes gingen vom niedrigen Keller aus vor sich, ohne daß es erforderlich wurde, irgendwelche Decken zu durchbrechen (Abb. 6).

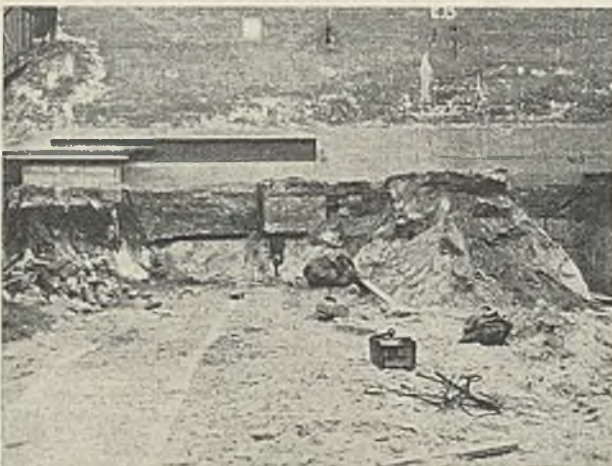


Abb. 7. Nach Fertigstellung der Abstützung werden die Bankette des Handamtes allmählich freigelegt.

Die Ausführung der Tiefgründung geschah derart, daß die Standfestigkeit der bestehenden Gründung des Handamtes in keiner Weise gestört wurde. Bohrpfähle Bauart „Aba“-Lorenz DRP. wurden beiderseits der aufzunehmenden Gebäudemauern bis in die tragfähigen Bodenschichten getrieben. Beim Abteufen der Pfähle wurde das im Boden verbleibende, 2 mm starke eiserne Mantelrohr immer erst durch Belastung und Drehen vorgetrieben; alsdann wurde der im Rohr befindliche Boden gefördert. Dort, wo Auftrieb vorhanden war, arbeitete man mit Wasserüberdruck. So gelang es, immer nur den durch das Bohrrohr verdrängten Boden zu fördern, und man vermied jede Auflockerung des Erdreichs. Diese Maßnahmen erwiesen sich als richtig, denn laufende Beobachtungen des Hand-

Die Tragfähigkeit der einzelnen Bodenschichten wurde durch Baugrundbelastungen untersucht (Abb. 3). In Abb. 4 sind die Ergebnisse einiger Baugrundbelastungen graphisch aufgetragen. Die Auswertung der Bodenprüfungen nach bodenmechanischen Grundsätzen ergab Pfahlängen von 12 bis 14 m Tiefe. Hierbei standen die Pfähle dann etwa 2,50 m im tragfähigen Baugrunde.

Auf Grund der Bodenbeschaffenheit nahm man vorerst an, daß die später notwendige Ausschachtung für die neuen Stützenfundamente den Boden innerhalb eines Böschungswinkels von 45° auflöckerte. Während der Ausführung zeigte sich jedoch, daß der hier vorhandene Boden unter Bankettbelastung nur unter

amtes zeigten, daß die gesamten Abfangungsarbeiten nicht den geringsten Einfluß auf die Fundierung des Gebäudes ausübten.

Nach Abbohren der Röhre wurde dann der Bankettfuß des Pfahles von 80 cm Durchm. im festen Baugrund ausgeschnitten und der Pfahlbeton im „Unterwasser-gießverfahren“ eingebracht.

Bei Pfahl Nr. 2 traf man in etwa 10 m Tiefe auf einen dicken Eichenstamm, der eine derartige Festigkeit hatte, daß ein Durchschneiden mit den dafür geeigneten Werkzeugen nicht ratsam erschien, da hierbei immerhin für das Bauwerk schädliche Erschütterungen auftreten konnten.

Man mußte den Pfahl versetzen und führte ihn, da kein anderer Ausweg blieb, wie Abb. 1 zeigt, rechts daneben in Neigung 1:20 aus, obwohl hier im Bereiche des neu herzustellenden Stützenfundamentes *a* zwischen den Pfählen 1, 2 und 3 einerseits und den Pfählen 4, 5, 6 und 7 andererseits die Ausführung von Pfählen möglichst zu vermeiden war.

Etwaige spätere unterschiedliche Bewegungen der beiden Bauwerke berücksichtigte man, indem ein Spielraum zwischen dem Fundament des Stahlskelettbauwerks und Pfahl 2a vorgesehen wurde. Nachdem sämtliche Pfähle abgebohrt und ausbetoniert waren, begann man die Eisenbetonbalken nach Durchbruch des Fundamentmauerwerks einzuziehen. Die Eisenbetonträger hatten die Aufgabe, jeweils die entsprechenden Pfähle zu Pfahlgruppen zu verbinden und ihnen die aufzunehmenden Lasten zuzuführen. Zwischen den Querbalken sollte sich dann das Mauerwerk gewölbeartig auf die Pfahlgruppen abstützen. Die Höhenlage der Eisenbetonbalken war abhängig von Kellerfußbodenoberkante und von der Bankettiefe des Handamtes, da einerseits die Balken den Raum des



Abb. 6.

Abteufen der Pfähle vom niedrigen Keller aus, ohne die Decken zu durchbrechen.

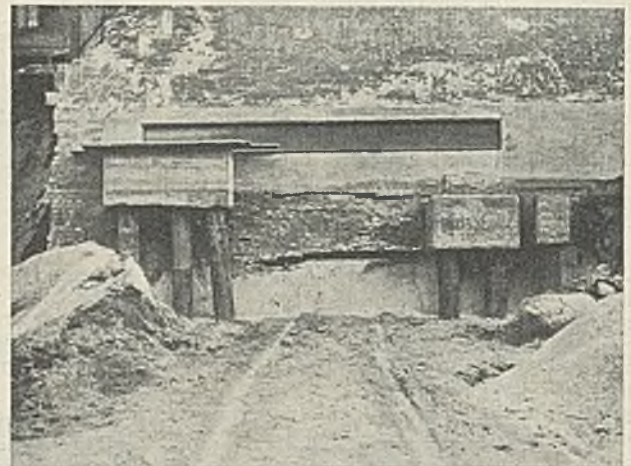


Abb. 8. Weiteres Freilegen der Bankette. Die ABA-Lorenz-Pfähle DRP. stehen bereits teilweise unter voller Last.

ohnehin schon niedrigen Kellerganges nicht weiter verkleinern durften, andererseits aber unbedingt vermieden werden mußte, daß beim Einziehen der Eisenbetonträger unter den Banketten mehr Boden als notwendig entfernt wurde. Die Balken erhielten daher bei entsprechender Bewehrung die konstruktiv geringste Höhe. Die Breite wurde den zulässigen Mauerwerkpressungen angepaßt.

Infolge des später auszuführenden Fundamentes *a* zwischen den Balken 1 und 2 war an dieser Stelle eine Spannweite im Mauerwerk von etwa 5 m. Obwohl auch hier eine gewölbeartige Übertragung auf die beiderseitigen Pfahljoche angenommen werden konnte, zog man jedoch zur Sicherheit gegen eine Rissebildung innerhalb des Druckübertragungs-

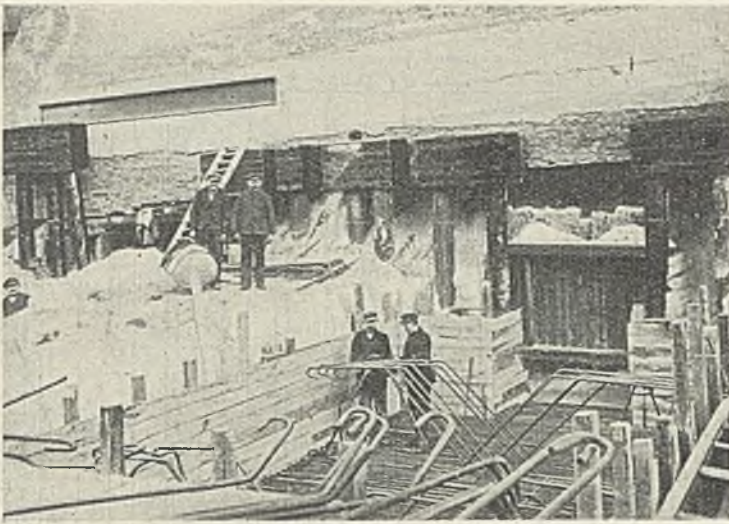


Abb. 9. Einbringen der Bewehrung des neuen Stützenfundamentes *b*. Die Pfähle haben nunmehr sämtliche Gebäudelasten zu tragen.

winkels beiderseits längs der Giebelmauer je ein I 50 ein (s. Abb. 2). — Ihrer Aufgabe entsprechend sind die Eisenbetonträger größtenteils als Balken auf zwei Stützen ausgebildet. Dort, wo betriebstechnische Gründe ein Arbeiten in den betreffenden Kellerräumen untersagten, kamen für die Lastaufnahme Kragträger zur Ausführung.

Als Material für die Eisenbetonbalken wurde hochwertiger Portlandzement, als Material für die Pfähle der Grundwasseranalyse entsprechend Spezial-Hochofenzement verwendet.

Nach Fertigstellung der gesamten Abstützungsstruktur wurde

gemäß dem Bauprogramm der Postneubauleitung der längs des Giebels bestehende Erdkörper allmählich abgetragen (Abbild. 7, 8 u. 9). Die Bankette des Handamtes konnten freigelegt werden, so daß die Arbeiten für die Stützenfundamente des Stahlskelettbauens am Giebel des Handamtes beginnen konnten.

Während und nach Freilegung der Bankette des Handamtes waren trotz genauer Beobachtungen nicht die geringsten Setzungen des frei auf Pfählen stehenden Bauwerkes wahrzunehmen, obwohl einige Pfähle bis zu etwa 5 m Tiefe freigelegt waren.

Die „Aba“-Lorenz-Pfähle DRP. sind mit 36 t je Pfahl belastet, haben sich unter dieser Last gut bewährt und allen Anforderungen bei dieser schwierigen Gebäudeabstützung entsprochen.

Abb. 10 zeigt die Ansicht des neufundierten Giebels. Man sieht, wie nunmehr die Pfahlgruppen das Gebäude tragen.

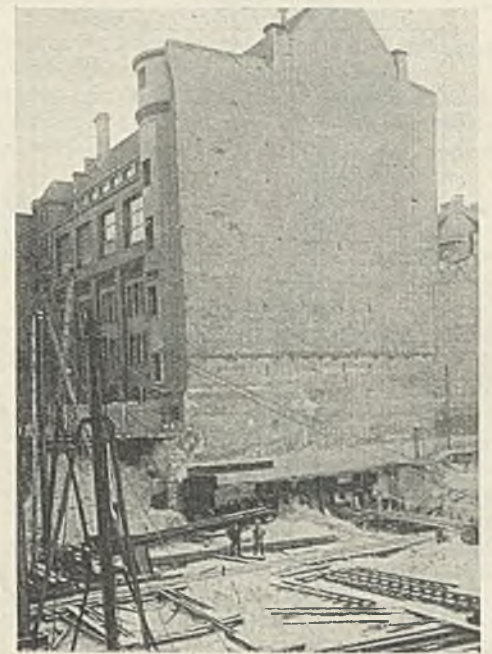


Abb. 10. Gesamtansicht des Giebels. Man sieht, wie das Gebäude von den Pfählen getragen wird.

Baugrundbelastungsversuche mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Im Anschluß an die in der Bautechn. 1930, Heft 42, S. 641, veröffentlichten Belastungsversuche mit Flächen verschiedener Größe, jedoch gleicher Form, wurden vom Verfasser nachstehend teilweise wieder-

Die Belastungsversuche mit den 900 cm² großen Flächen fanden statt in einem vorher auf Grund von Untersuchungen als homogen festgestellten gewachsenen Boden, der aus grau-gelbem Feinsand vom Raumgewichte

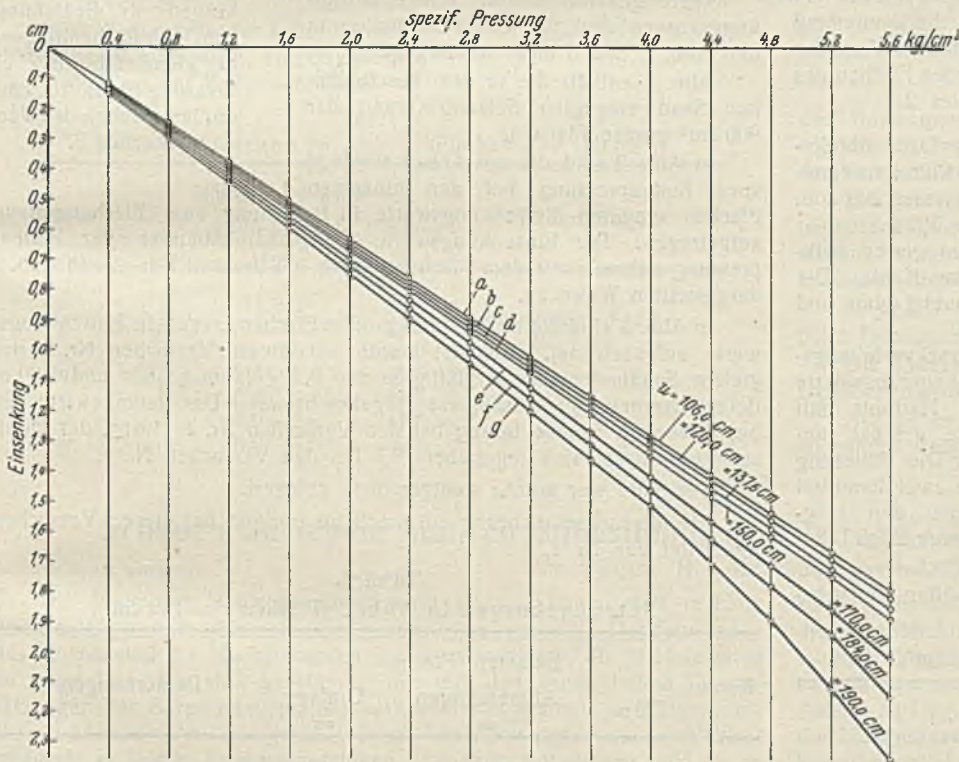


Abb. 1. Einsenkungskurven von 900 cm² großen Flächen verschiedener Form im Feinsand vom Raumgewicht = 1,72 und Hohlraumprozentatz = 29,9 (Versuch 1).

gegebene Untersuchungen¹⁾ mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form durchgeführt, um den Einfluß der Flächenform auf die Einsenkungswerte zu ermitteln. Die nicht der Einwirkung des Grundwassers ausgesetzten Probelastungen wurden mit 900, 200 und 100 cm² großen Flächen vorgenommen.

¹⁾ Die Versuche werden fortgesetzt.

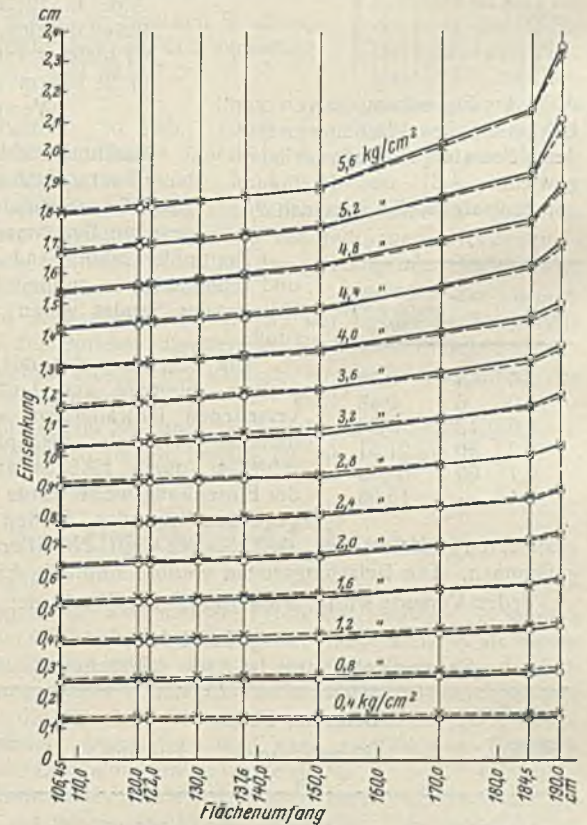


Abb. 2. Einsenkungskurven in Beziehung zum Lastflächenumfang bei gleicher spezifischer Pressung für die 900 cm² großen Flächen des Versuches 1.

1,72 bei 29,9 % Hohlraum bestand.

Die mit freundlicher Erlaubnis der Herren Geheimrat Prof. Dr. Hertwig und Reg.- und Baurat Früh mit der Siebmaschine der Degebo vorgenommene Siebung des Bodens lieferte nachstehendes Ergebnis:

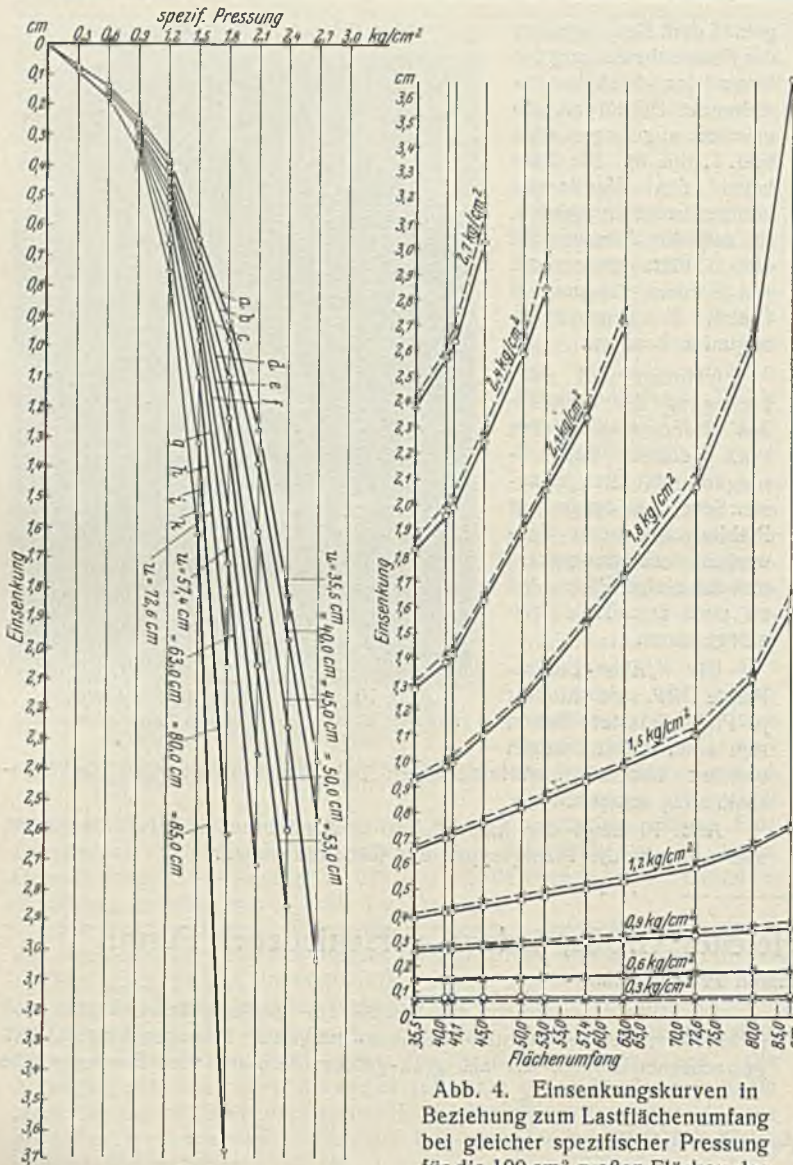


Abb. 3. Einsetzungskurven von 100 cm² großen Flächen verschiedener Form im Feinsand vom Raumgewicht = 1,61 und Hohlraumprozentatz = 42,5 (Versuch 2).

Maschenweite	Sieb-Nr.	Rückstand auf dem Sieb in %
2,0	3	0,30
1,0	6	0,48
0,5	12	1,94
0,2	30	21,51
0,1	60	60,69
< 0,1	—	15,08

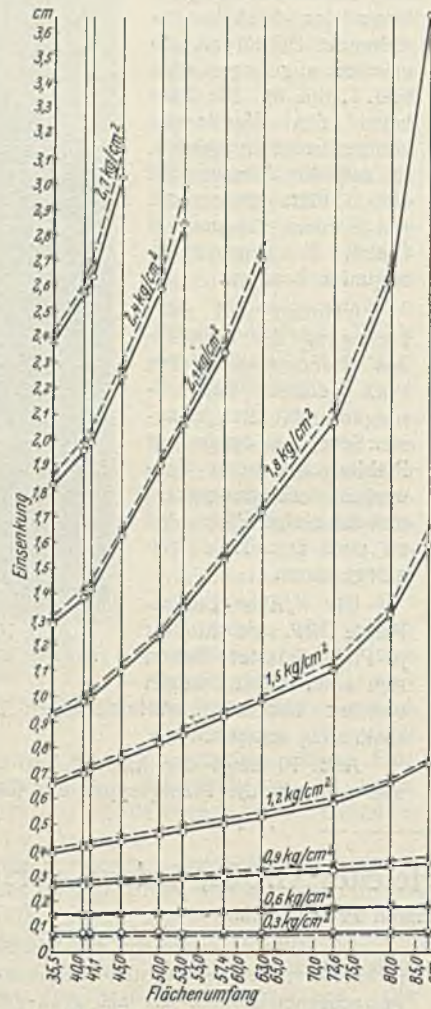


Abb. 4. Einsetzungskurven in Beziehung zum Lastflächenumfang bei gleicher spezifischer Pressung für die 100 cm² großen Flächen des Versuches 2.

Maschinensiebung: Dauer der Siebung 5 min, Zahl der Rüttelbewegungen 1015, Siebdurchmesser 200 mm, gesiebte Bodenmenge 300 g.

Der untersuchte Sand war gering kalk- und lehmhaltig; er enthielt keine Kohle. Die Körner des Sandes waren zumeist glatt und rund.

Die Belastung der mit Druckverteilungsplatten, Stempel und Lastauflagerungsplatte versehenen Druckflächen aus Hartholz mit darunter befestigter Eisenplatte geschah unmittelbar durch Eisenbarren. Die Ablesung der Einsetzungswerte wurde an zwei diametral gegenüberliegenden Stellen, bei den lang-

gestreckten Flächen an drei Stellen mit Nivellierinstrumenten vorgenommen. Die Belastungszeiten wurden sorgfältig beachtet.

Jeder Versuch wurde wiederholt. Die Werte der zweiten Versuchs-

Tafel 1.

Setzungskurven in Abb. 1 (Flächen F = 900 cm²).

Kurve	Belastete Fläche		Bemerkungen
	Form	Abmessungen cm	
a	○	33,9 φ	106,45
b	□	30 · 30	120
c	□	51,2 · 17,6	137,6
d	·	60 · 15	150
e	·	72,6 · 12,4	170
f	△	g = 22,5, h = 80,4	184,5
g	□	84,3 · 10,7	190
h	·	25 · 36	122
i	·	20 · 45	130

F = 904,5
} In Abb. 1 nicht dargestellt

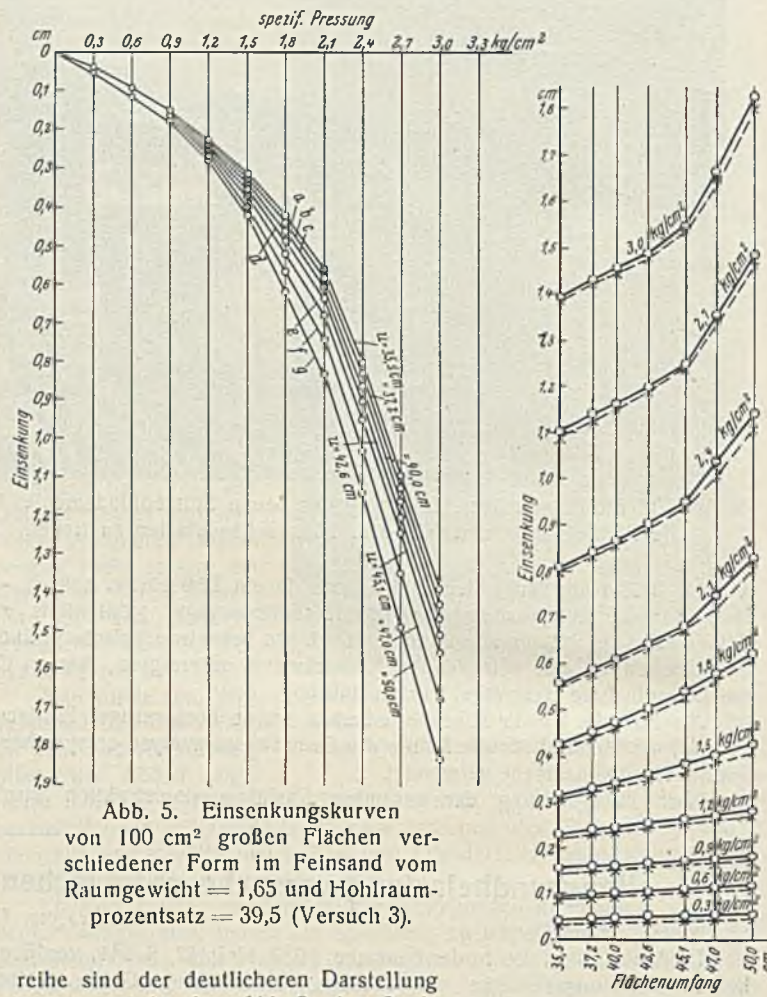


Abb. 5. Einsetzungskurven von 100 cm² großen Flächen verschiedener Form im Feinsand vom Raumgewicht = 1,65 und Hohlraumprozentatz = 39,5 (Versuch 3).

reihe sind der deutlicheren Darstellung wegen nur in den Abb. 2, 4 u. 6 als Kreuze gekennzeichnet. Einige Einsetzungskurven sind der Übersicht halber in den Abb. 1, 3 u. 5 nicht wiedergegeben.

Abb. 1 enthält die in dem beschriebenen Sand erzeugten Setzungskurven der 900 cm² großen Flächen.

In Abb. 2 sind die aus Abb. 1 für jede spez. Bodenpressung bei den einzelnen Flächen erzielten Einsetzungswerte in Beziehung zum Flächenumfang aufgetragen. Die Einsetzungswerte bei gleichbleibender spez. Bodenpressung nehmen mit dem Flächenumfang bei Versuch 1 in der in Abb. 2 dargestellten Weise zu.

In Abb. 3 sind die mit 100 cm² großen Flächen erzeugten Einsetzungswerte aufgezeichnet. Belastet wurde bei diesen Versuchen Nr. 2 der gleiche Sandboden, der sorgfältig in den 2,0 × 2,0 m großen und 1,30 m tiefen eisernen Versuchsapparat eingebracht war. Das Raumgewicht des beschriebenen Sandes betrug bei den Versuchen Nr. 2 „1,61“, der Hohlraumprozentatz 42,5 gegenüber 29,9 bei den Versuchen Nr. 1.

Der Sand war mithin weniger dicht gelagert.

Die Versuchseinrichtung entsprach im übrigen bei diesen Versuchen jenen der von Nr. 1.

Tafel 2.

Setzungskurven in Abb. 3 (Flächen F = 100 cm²).

Kurve	Belastete Fläche			Bemerkungen
	Form	Abmessungen cm	Umfang cm	
a	○	11,3 φ	35,5	
b	□	10 · 10	40	
c	□	16,4 · 6,15	45	
d	·	20,0 · 5,0	50	
e	·	21,9 · 4,6	53	
f	·	24,65 · 4,05	57,4	
g	·	27,9 · 3,6	63,0	
h	·	33,3 · 3,0	72,6	
i	·	37,3 · 2,7	80,0	
k	△	g = 5,0, h = 40,0	85,0	
l	○	16 φ	41,1	In Abb. 3 nicht dargestellt

Abb. 6. Einsetzungskurven in Beziehung zum Lastflächenumfang bei gleicher spezifischer Pressung für die 100 cm² großen Flächen des Versuches 3.

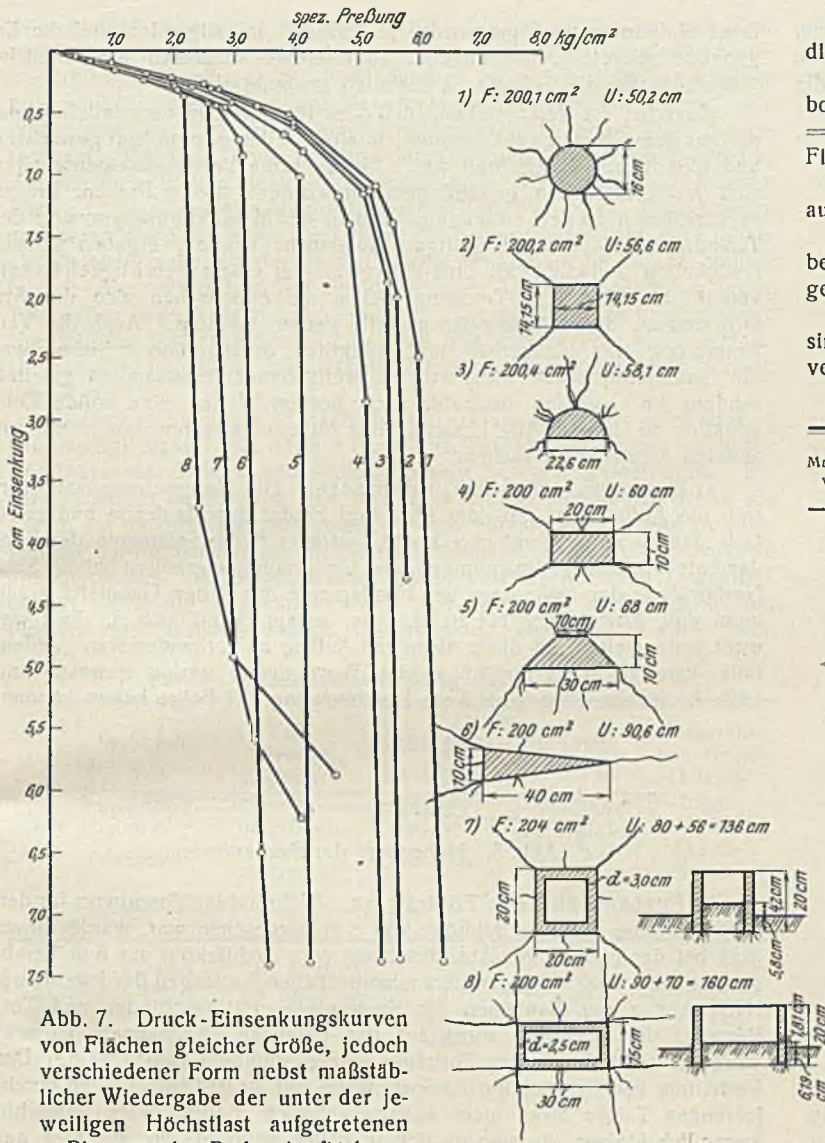


Abb. 7. Druck-Einsenkungskurven von Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form nebst maßstäblicher Wiedergabe der unter der jeweiligen Höchstlast aufgetretenen Risse an der Bodenoberfläche.

Tafel 3.

Setzungskurven in Abb. 5 (Flächen $F = 100 \text{ cm}^2$).

Kurve	Belastete Fläche			Bemerkungen
	Form	Abmessungen cm	Umfang cm	
a	○	11,3 ϕ	35,5	} d eingeschr. Kreis } $F = 105 \text{ cm}^2$
b	Achteck	$d = 11,24$	37,2	
c	□	10 · 10	40,0	
d	▭	14,3 · 7,0	42,6	
e	·	16,4 · 6,15	45,1	
f	·	17,9 · 5,6	47,0	
g	·	20,0 · 5,0	50,0	

Abb. 4 zeigt, wie bei Versuch Nr. 2 bei gleichbleibender spez. Pressung die Einsenkungswerte mit wachsendem Flächenumfang zunehmen.

Schließlich wurde ebenfalls im Versuchskasten mit gleichem Sandboden, jedoch vom Raumgewicht = 1,65 und dem Hohlraumprozentsatz = 39,5, eine weitere Versuchsreihe (Versuche Nr. 3) mit 100 cm^2 großen Flächen durchgeführt.

In Abb. 5 sind die Einsenkungswerte der verschiedenen Flächen aufgetragen.

In Abb. 6 sind entsprechend Abb. 2 u. 4 wiederum die Einsenkungen bei gleicher Bodenpressung in Beziehung zum Flächenumfang dargestellt.

Die mit 200 cm^2 großen Flächen durchgeführten Belastungsversuche sind im gewachsenen erdfeuchten Sandboden folgender Korngrößenverteilung vorgenommen:

Siebdurchmesser 200 mm, gesiebte Bodenmenge 300 g.

Maschenweite	Sieb-Nr.	Rückstand auf dem Sieb in %
2,0	3	0,28
1,0	6	0,50
0,5	12	1,90
0,2	30	21,55
0,1	60	61,75
< 0,1	—	14,02

Der Boden besaß in natürlicher Lagerung ein Raumgewicht von 1,67 und einen Hohlraumprozentsatz von 30,9. Die Körner des Sandes waren zumeist rund und glatt. Der gelbe Sandboden war gering kalk-, lehm- und kohlehaltig. Die Belastungsversuche wurden bei allen Flächen bis zur Bruchlast bzw. zum Teil sogar darüber hinaus angestellt (Abb. 7).

Abb. 8 zeigt, daß die Bruchlast mit der gedrungeneren Fläche wächst. Je größer der Umfang, um so geringer ist bei gleich großer Fläche die Tragfähigkeit.

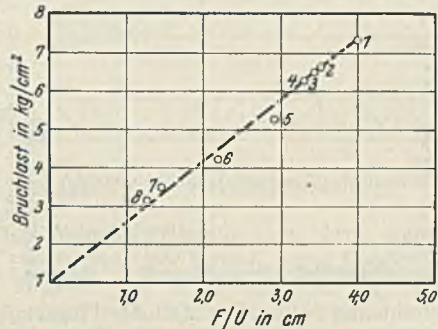


Abb. 8. Beziehung zwischen Bruchlast und Lastflächenform aus den Versuchen von Abb. 7.

den Kastenquerschnitten. In Abb. 7 (Bilder 7 u. 8) ist im Querschnitt angedeutet, wie hoch der Boden innerhalb der Kasten bei Beendigung der Versuche eingedrungen war.

Erwähnt sei außerdem, daß ein sehr langgestrecktes Rechteck bedeutend geringere Tragfähigkeit hat als ein gedrungener Kastenquerschnitt fast gleichen Umfangs. (Einfluß der gedrungenen Fläche unter teilweiser Einbeziehung der Innenfläche.)

In Abb. 7 sind schließlich noch die an der Erdoberfläche jeweils beim Hochquellen des Bodens aufgetretenen Risse verzeichnet.

Die Kurven geben wie die der Versuche 1, 2 u. 3 den Einfluß der Lastflächenform eindeutig wieder.

Aus diesen und den zur Zeit noch in Durchführung begriffenen Untersuchungen Folgerungen zu ziehen, behalte ich mir für später vor.

Schäden an einem statisch unbestimmten Holztragwerk, ihre Ursachen und Behebung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur, Stuttgart.

Die Frage, ob statisch unbestimmte Konstruktionen sich in Holz zweckmäßig ausführen lassen, wird verschieden beurteilt. Das Schwinden des Holzes und die Nachgiebigkeit der Stabanschlüsse, die in Holz nicht zu vermeiden ist, sind Umstände, die mit den theoretischen Voraussetzungen der Berechnung statisch unbestimmter Systeme in Widerspruch stehen können. Am wenigsten werden Bedenken gegen unverschieblich gelagerte verleimte Zweigelenkrahmen oder -bögen vorliegen, wie sie in Hetzer-Bauweise seit Jahren ausgeführt worden sind. Die Verleimung erzielt unnachgiebige Verbindungen, das Schwinden senkrecht zur Faser beeinflusst die auftretenden Spannungen nicht nennenswert, das Schwinden in der Faserrichtung ist gering, sein Einfluß könnte außerdem rechnungsmäßig nach bekannten Verfahren genau verfolgt werden. Einen Grad unsicherer sind die in den verschiedensten Systemen ausgeführten Zweigelenkbögen mit Zugband, da hier die Nachgiebigkeiten, die in den Stößen und Anschlüssen des Zugbandes wie des Bogens auftreten und schwer kontrollierbare Spannungsverschiebungen hervorrufen können. Die Praxis hat sich bisher über solche Bedenken mit Recht hinweggesetzt. Das gilt

auch von Balkenträgern, die über mehrere Felder durchlaufen. So wurden die Hauptbinder der Gleishallen des Stuttgarter Hauptbahnhofes als durchlaufende Träger über vier Felder von je rd. 20 m Stützweite dreifach statisch unbestimmt gerechnet und im Laufe zweier Erweiterungen der Anlage zu Trägern, die über acht Öffnungen von zusammen 160 m Länge durchlaufen, ausgebaut. Auch hier sind nach achtjährigem Bestehen keinerlei unliebsame Erscheinungen zu verzeichnen.

Daß die statisch unbestimmte Ausbildung eines Holztragwerks im Zusammenwirken mit nicht hinreichend beachteten Eigentümlichkeiten des Holzes aber auch zu höchst nachteiligen Folgen führen kann, zeigt das Beispiel der in Abb. 1 bis 3 dargestellten Flugzeughalle. Während die übrigen Konstruktionsteile dieses Bauwerks keine die Benutzbarkeit der Halle beeinträchtigenden Mängel aufweisen, hat der über 50 m frei gespannte Tordräger, dessen konstruktive Durchbildung aus Abb. 4 hervorgeht, von seiner Montage an erhebliche Schwierigkeiten gemacht. Die Überhöhung von 8 cm, die dem Tordräger beim Abbund gegeben wurde, ging unmittelbar nach dem Aufstellen unter der Wirkung seines Eigen-

gewichts verloren. Durch Anheben des Trägers und durch Einbau von Holzklötzchen in die dadurch klaffenden Anschlußflächen der Druckstreben wurde nachträglich eine neue Überhöhung von 20 cm hergestellt, die aber wiederum im Laufe einiger Monate verschwand und sogar einer Durchbiegung von 20 cm Platz machte. Da ernstliche Einsturzgefahr ver-

firma einberufen war, gutachtlich zu äußern. Im folgenden sind die Ergebnisse mitgeteilt, die allgemeines Interesse verdienen und ähnliche Mißerfolge für die Zukunft zu verhüten geeignet sind.

Zunächst ist festzustellen, daß das für den Bau verwendete Holz, das aus dem Schwarzwald stammte, in allen Teilen gesund, gut gewachsen und scharfkantig geschnitten war. Gegen seine Festigkeitseigenschaften sind keine Bedenken geltend gemacht worden. Sechs Proben, die an verschiedenen Stellen entnommen und in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart untersucht wurden, ergaben Druckfestigkeiten zwischen 281 und 439 kg/cm² bei einem Feuchtigkeitsgehalt von 12 bis 14% des Trockengewichts, sie entsprachen also den Anforderungen, die billigerweise gestellt werden konnten. Auch die Verzimmerung war plangemäß und pünktlich durchgeführt. Sicher war die Unternehmerfirma nicht von zu weitgehender Sparsamkeit geleitet, sondern im Gegenteil bestrebt, nach bestem Wissen eine solide Konstruktion zu liefern. Die Ursachen des Mißerfolgs waren demgemäß auf anderen Gebieten zu suchen.

a) Bewegungen der Fundamente. Die Unternehmerfirma vertrat die Auffassung, daß der über drei Felder durchlaufende und zweifach statisch unbestimmt gerechnete Torträger durch Setzungen der Fundamente unzulässige Spannungen und Verformungen erfahren habe. Eine Nachprüfung der Höhenlage der Fundamente durch den Geometer ergab wohl eine Abweichung bis zu rd. 1 cm, entsprechend Abb. 5, doch war nicht festzustellen, ob diese nicht von Anfang an vorhanden war. Jedenfalls wäre aber der Einfluß solcher Bewegungen gering gewesen und hätte höchstens etwa 2 bis 3 cm Durchbiegung zur Folge haben können.



Abb. 5. Höhenlage der Fundamente.

b) Systemhöhe des Torträgers. Während im Vorentwurf für den Torträger eine gesamte Bauhöhe von 8 m vorgesehen war, wurde dieses Maß bei der endgültigen Ausschreibung vom Architekten auf 6 m herabgesetzt, und zwar entgegen dem ausdrücklichen Verlangen der Ingenieure. Nach Abzug der Bauhöhen für Sparrenlage, Pultdachbinder und Torführung, die allerdings nicht auf das mögliche Mindestmaß gebracht wurden, verblieb für den Torträger eine Systemhöhe von 4,90 m. Das Verhältnis von Systemhöhe zu Spannweite mit 1 : 10,4 ist für einen durchlaufenden Träger zwar nicht außergewöhnlich niedrig, aber immerhin wesentlich kleiner, als man es sich in Fällen wünscht, wo, wie hier, auf geringe Formänderungen Wert gelegt werden muß. Bei gleichbleibender Festigkeitsausnutzung ist die Durchbiegung umgekehrt proportional der Konstruktionshöhe. Auch Formänderungen infolge des Schwindens und der Nachgiebigkeit der Knotenpunkte werden durch geringe Systemhöhe in gleich ungünstiger Weise vergrößert.

c) Schwinden des Holzes. Niemand kann die für derartige Hallenbauten erforderlichen Hölzer abgelagert vorrätig halten. Das Holz kann vielmehr erst nach Aufstellung der Berechnungen und Pläne geschnitten werden. Die meist kurz bemessenen Lieferfristen machen ein natürliches oder künstliches Trocknen des Holzes, besonders der hier benötigten starken Abmessungen unmöglich. Im Gegenteil war das Holz während der Verzimmerung und Aufstellung (Oktober bis Dezember 1928) dauernder Durchnässung ausgesetzt. Demgemäß war mit erheblichem Schwinden zu rechnen. Nimmt man während der Bauausführung einen Feuchtigkeitsgehalt von 25% des Trockengewichts an, so ist bei einer Austrocknung auf 14%, wie sie durch Versuch festgestellt wurde, mit einem Schwindmaß von 2% quer zur Faser zu rechnen. In der Tat wurde beim Nachmessen der Gesamtbreite der Pfosten, die von außen zu außen nach den Plänen 54 cm betragen sollte, durchschnittlich ein Schwind von 1 cm, entsprechend 2%, beobachtet. Leider hat der Konstrukteur diesem Umstande nicht durch geeignete Ausbildung der Knotenpunkte Rechnung getragen, wie dies bei einem derartig wichtigen und empfindlichen Bauteil doppelt nötig gewesen wäre. Vielmehr konnte sich das Schwinden der Pfosten samt der seitlichen Beihölzer zu einer Verschiebung in der Richtung der waagerechten Komponenten der Streben auswirken, die an jedem Knotenpunkte etwa 1,5 cm betragen haben mag.

Dies allein ermöglicht aber eine Durchbiegung in der Mitte des Trägers von etwa 12 cm.

d) Nachgiebigkeit der Knotenpunkte. Während die Nietverbindungen des Eisenbaues innerhalb der zulässigen Belastungen als starr anzusehen sind, weisen die Bolzen- und Dübelverbindungen des Holzbaues schon innerhalb dieser Grenzen kleine Formänderungen auf. Dies gilt auch von den hier verwendeten Bulldog-Krallenplatten (Abb. 6). Diese sind zwar



Abb. 6. Bulldog-Krallenplatte.

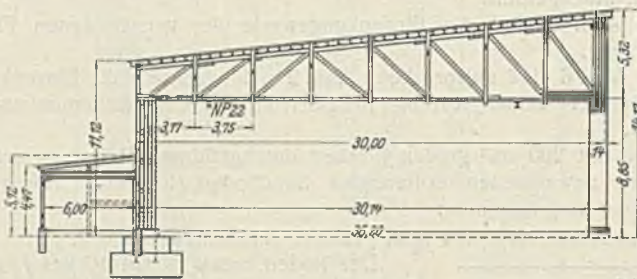


Abb. 1 u. 2. Querschnitt und halber Grundriß der Flugzeughalle.

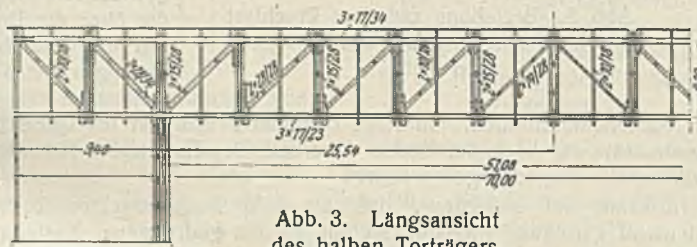


Abb. 3. Längsansicht des halben Torträgers.

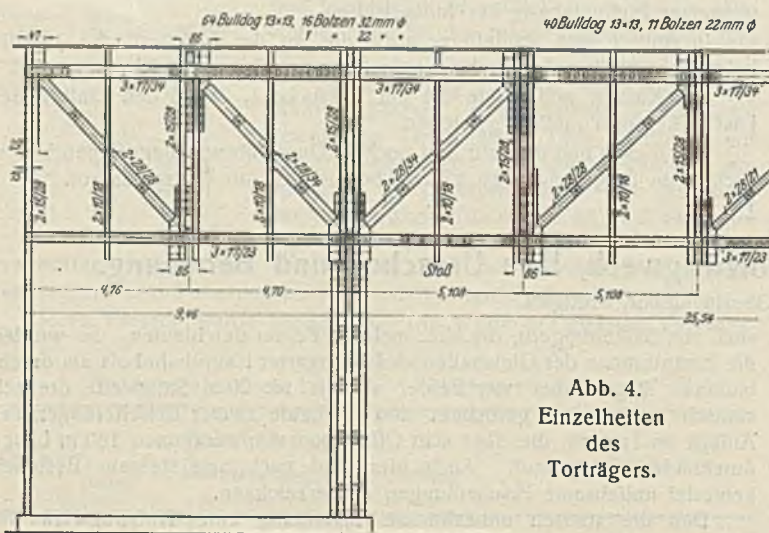


Abb. 4. Einzelheiten des Torträgers.

mutet wurde, entschloß man sich, den Träger durch vier Stützen in je 10 m Abstand zu unterfangen. Natürlich wurde dadurch die Benutzbarkeit der Halle, die zuvor schon durch dauerndes Klemmen der Schiebetore sehr beeinträchtigt war, völlig unmöglich gemacht.

Über die Ursachen, die zu den unvorhergesehen großen Formänderungen geführt haben, und über die Verstärkungsvorschläge, die inzwischen von verschiedenen Seiten ausgearbeitet worden waren, hatte sich der Verfasser vor einem Schiedsgericht, das vom Bauherrn und der Unternehmer-

zum größten Teil nicht voll mit der Kraft ausgenutzt, die nach Versuchen als zulässig bezeichnet wird. Andererseits ist aber durch unzweckmäßige Anordnung der Krallenplatten an vielen wichtigen Punkten der mögliche Kleinstwert der Verschlebung nicht erzielt. Wenn, wie dies öfters der Fall ist, 6 bis 9 Krallenplatten in einer Fuge hintereinander eingebaut sind, so kann nicht mehr damit gerechnet werden, daß alle diese Platten gleich stark belastet sind. Die Überlastung einzelner Platten bedingt aber eine Vergrößerung der Verschiebungen. Dazu kommt, daß durch das Schwinden der Hölzer die Fugen klaffen und die Krallenplatten nicht mehr mit der ganzen Fläche ihrer Zähne im Eingriff stehen. Gerade der wertvollste Teil der dreieckigen Zähne, nämlich der breite Teil an der Basis, kommt außer Wirkung. Dieser überall zu beobachtende Nachteil der Krallenplatten fällt bei den verwendeten starken Holzabmessungen mit ihren entsprechend ausgeprägten Schwindfugen doppelt ins Gewicht.

Die schon erwähnte vierfache Kraftüberleitung läßt für jeden Pfosten eine Nachgiebigkeit von etwa 1 cm wahrscheinlich erscheinen, zumal die Anschlüsse der Pfosten von Anfang an sehr knapp bemessen sind. Bei der statischen Berechnung des Torträgers wurden irrtümlicherweise die Lasten als an den Obergurtknoten wirkend eingeführt, während in Wirklichkeit die Pultdachbinder am Untergurt aufgelagert sind und demgemäß die Zugpfosten um diesen Betrag höher belasten (s. Tafel 1, Spalte 1 und 2). Für die Trägermitte ergibt sich durch die Nachgiebigkeit der Pfosten eine rechnungsmäßige Durchbiegung von etwa 5 cm. Dazu

Tafel 1. Zusammenstellung der Stabkräfte.

Stab	Stabkräfte laut ursprüngl. Berechnung	Verbesserte Stabkräfte der ursprüngl. Berechnung	Stabkräfte des Kragträgers nach Abb. 7 d	Stabkräfte bei 7,5 cm Senkung der Mittelstützen	Stabkräfte bei einem Gelenkträger von 40 m Spannweite
	t	t	t	t	t
	1	2	3	4	5
O_1	+ 42,5	+ 47,0	+ 1,35	- 0,7	+ 3,1
O_2	+ 106,0	+ 105,5	+ 14,7	+ 10,1	+ 18,2
O_3	+ 106,0	+ 105,5	+ 14,7	+ 10,1	+ 49,4
O_4	+ 41,8	+ 42,0	- 49,0	- 53,4	+ 49,4
O_5	- 8,0	- 7,5	- 98,5	- 102,9	± 0,0
O_6	- 43,5	- 43,1	- 134,0	- 138,5	- 35,4
O_7	- 65,5	- 64,3	- 155,5	- 159,7	- 56,5
U_1	± 0,0	± 0,0	± 0,0	± 0,0	± 0,0
U_2	- 42,0	- 47,0	- 1,35	+ 0,7	- 3,1
U_3	- 41,8	- 42,0	+ 49,0	+ 53,4	- 18,2
U_4	+ 8,0	+ 7,5	+ 98,5	+ 102,9	± 0,0
U_5	+ 43,8	+ 43,1	+ 134,0	+ 138,5	+ 35,4
U_6	+ 65,0	+ 64,3	+ 155,5	+ 159,7	+ 56,5
U_7	+ 71,0	+ 71,5	+ 162,2	+ 169,9	+ 63,6
V_0	+ 48,0	+ 48,8	+ 1,4	- 0,15	+ 3,2
V_1	+ 48,0	+ 61,3	+ 13,9	+ 10,5	+ 15,7
V_2	- 13,0	± 0,0	± 0,0	± 0,0	+ 28,2
V_3	+ 48,0	+ 61,2	+ 61,2	+ 61,2	± 0,0
V_4	+ 34,0	+ 47,6	+ 47,6	+ 47,6	+ 47,6
V_5	+ 20,5	+ 34,0	+ 34,0	+ 34,0	+ 34,0
V_6	+ 6,8	+ 20,4	+ 20,4	+ 20,4	+ 20,4
V_7	± 0,0	+ 13,6	+ 13,6	+ 13,6	+ 13,6
D_1	- 67,5	- 67,6	- 1,95	+ 1,2	- 4,5
D_2	- 84,0	- 85,0	- 19,3	- 16,2	- 21,8
D_3	- 88,5	- 89,6	- 89,6	- 89,6	- 42,2
D_4	- 68,5	- 69,8	- 69,8	- 69,8	- 69,8
D_5	- 49,0	- 49,8	- 49,8	- 49,8	- 49,8
D_6	- 29,0	- 29,9	- 29,9	- 29,9	- 29,9
D_7	- 9,0	- 10,0	- 10,0	- 10,0	- 10,0
A	- 48,0	- 47,4	± 0,0	+ 2,3	- 1,8
B	+ 134,4	+ 135,6	+ 88,2	+ 85,9	+ 90,0

kommt die durch das Nachgeben der Gurtstöße hervorgerufene Durchbiegung, die sich nach dem Klaffen der Zugstöße und der Zusammendrückung der Druckstöße auf etwa 12 bis 14 cm belaufen mag.

e) Auswirkung des gewählten statischen Systems. Als wichtigster Grund für das Versagen des Torträgers muß neben den unter c) und d) aufgeführten Umständen die Wahl seines statischen Systems betrachtet werden. Die verhältnismäßig geringen Stabkräfte, die die statische Berechnung laut Tafel 1, Spalte 2, für die Gurtungen in der Mitte der Toröffnungen ausweist, sind darauf zurückzuführen, daß die Verankerung des Trägers auf den äußeren Fundamenten eine starke Entlastung der Mittelöffnung hervorruft. Diese in der Berechnung vorausgesetzte Wirkung wird im vorliegenden Falle durch das Schwinden und die Nachgiebigkeit der Knotenpunkte sehr beeinträchtigt. Denkt man

sich nach Abb. 7a u. b die Auflager unbeweglich, so gestattet die innere Nachgiebigkeit der schraffierten Trägereile eine Schrägstellung des Ständers V_2 , bevor die Verankerung V_0 Zugkräfte erhält. Man kann sich diese Wirkung des „toten Ganges“ jedes einzelnen Stabanschlusses auch nach Abb. 7c vorstellen: Wird der mittlere unschraffierte Trägereile starr festgehalten gedacht, so können bis zum satten Anliegen aller Anschlüsse im schraffierten Trägereile die Auflagerpunkte A und D eine gewisse Verschiebung nach unten erfahren, d. h. der tote Gang der Einzelanschlüsse wirkt sich als toter Gang der Zugverankerung V_0 aus. Mit ähnlichen Rechnungsansätzen wie oben unter c) und d) findet man die Größe des toten Ganges von V_0 zu schätzungsweise 6 bis 9 cm. Dieser Betrag ist so groß, daß die entlastende Wirkung der Zugverankerung nur auf dem Papier steht. Praktisch sind V_0 und V_0' spannungslos, der Träger ruht auf den beiden mittleren Stützen und wirkt als Kragträger nach Abb. 7d. Dadurch ändert sich das Spannungsbild grundlegend. In Tafel 1, Spalte 3, sind die für den Kragträger errechneten Stabkräfte aufgeführt. Während die Kräfte der Pfosten und Streben im mittleren Trägereile unverändert sind, erhalten die Gurtstäbe zum Teil mehr als doppelt so große Kräfte, als in der statischen Berechnung angenommen.

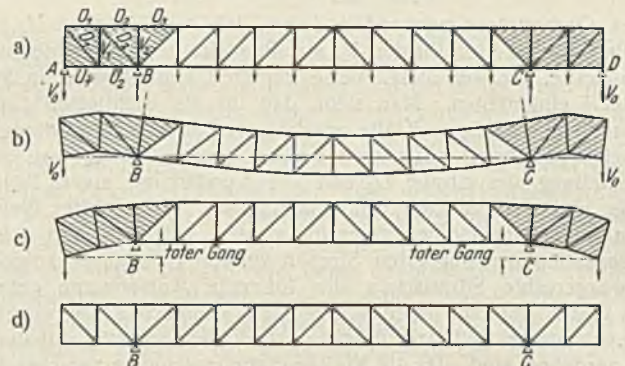


Abb. 7. Das statische Verhalten des Torträgers.

Ein ähnliches Bild ergibt sich, wenn man den toten Gang von V_0 und V_0' als Hebung der Stützen A und D oder als Senkung der Stützen B und C auffaßt. Die unter Annahme von 7,5 cm Stützensenkung bei B und C eintretenden Kräfte sind in Spalte 4 zusammengestellt.

Die Unterschiede in den wichtigsten Stabkräften nach Spalte 2 und 3 bzw. 4 mögen überraschend groß erscheinen. Sie sind neben der Nachgiebigkeit der Knotenpunkte auf das ungünstige Verhältnis der Spannweiten der Seitenöffnung zur Mittelöffnung (9,40 : 51,00 : 9,40 = 0,185 : 1 : 0,185) zurückzuführen. Der Einfluß einer Stützensenkung auf das Moment in Feldmitte macht sich hier, wie die Rechnung ergibt, 4,35 mal stärker geltend, als wenn die drei Öffnungen gleiche Spannweiten hätten.

Der Vergleich der wichtigsten Stabkräfte in Spalte 2 und 3 bzw. 4 der Tafel 1 zeigt Überschreitungen von rd. 140% der ursprünglich errechneten Kräfte, d. h. die Überlastung erreicht einen Grad, bei dem ein Einsturz des Bauwerks nicht verwunderlich gewesen wäre. Wenn es trotzdem standgehalten hat, so ist dies — abgesehen von den nachträglich eingebauten Zwischenstützen — vor allem dem Umstande zuzuschreiben, daß das Dach nie mit Schnee belastet war. Die vom Eigengewicht allein hervorgerufenen Stabkräfte dürften bei den wichtigsten Gurtstäben etwa dem entsprochen haben, was die statische Berechnung für Eigengewicht, Schnee und Wind zusammen angenommen hat.

Den Torbinder so zu verstärken, daß an Stelle der in Spalte 2 aufgeführten Stabkräfte die von Spalte 3 oder 4 hätten aufgenommen werden können, wäre unmöglich gewesen. Es wäre dies praktisch auf eine Auswechslung des ganzen Trägers gegen einen neuen, noch wesentlich schwereren hinausgelaufen. Die Kosten für eine solche Änderung schienen untragbar, zumal die Gefahr unkontrollierbarer Spannungsverteilung verblieben wäre. Ein anderer Ausweg war der, durch künstliches Anspannen der Zugverankerungen V_0 die tatsächlichen Stabkräfte mit den rechnerischen in Übereinstimmung zu bringen. Ob allerdings nicht durch weiteres Arbeiten des Holzes doch wieder eine andere Kraftverteilung sich eingestellt hätte, war bei der Empfindlichkeit des ganzen Systems zum mindesten fraglich.

Die sicherste Lösung für die Instandsetzung des Trägers bildete eine Verringerung der Stützweite um beiderseitig je ein Fachwerkfeld. Die dadurch bedingte Verengung der freien Durchfahrt auf etwa 40 m erschien für den Betrieb eben noch tragbar. Das Verhältnis zwischen Systemhöhe und Spannweite der Mittelöffnung ändert sich damit von 1 : 10,4 auf 1 : 8,3, das Verhältnis der Spannweiten von 0,185 : 1 : 0,185 auf 0,356 : 1 : 0,356. Die Empfindlichkeit gegenüber Stützensenkungen wird dadurch erheblich geringer. Die Ausführung der neuen Mittelstützen in Eisenbeton ermöglichte gleichzeitig eine bessere Versteifung der Halle gegen Windkräfte, und zwar sowohl gegen die Front wie gegen die Giebel, was aus verschiedenen Gründen sehr erwünscht war. Der Torträger selbst wurde

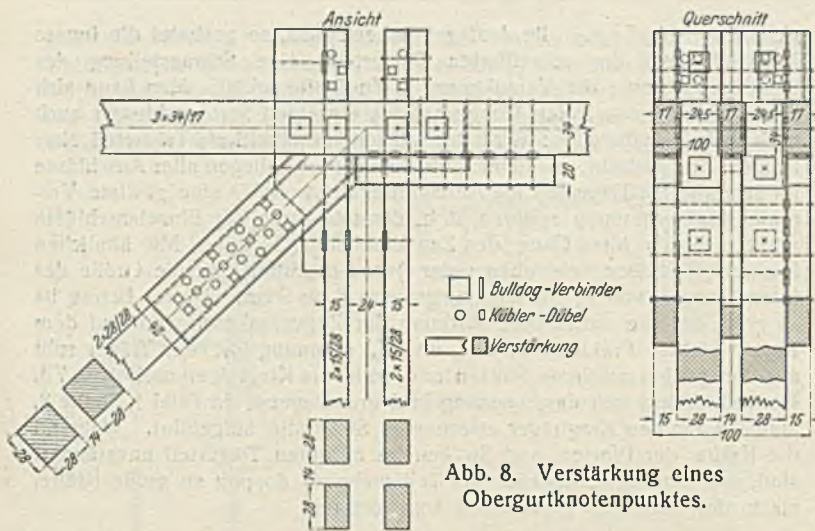


Abb. 8. Verstärkung eines Obergurtnotenpunktes.

in einen Gerberträger verwandelt derart, daß die Gurtstäbe U_4 und O_5 als Nullstäbe und der Pfosten V_4 als Pendelsäule ausgebildet wurden. Die Stabkräfte, die auf diese Weise ermittelt wurden, sind in Spalte 5 der Tafel I eingetragen. Man sieht, daß für die wichtigsten Gurtstäbe sich wesentlich günstigere Kräfte ergeben, so daß von Verstärkungen der Stäbe selbst durchweg abgesehen werden konnte. Nötig war dagegen die Umstellung der Strebe D_3 und die Verstärkung eines Teiles der Zugstöße und der meisten Knotenanschlüsse. In welcher Weise die letzteren widerstandsfähiger gemacht wurden, zeigen Abb. 8 u. 9. Auf die Außenseiten der doppelten Streben wurden Überhölzer aufgedübelt, deren waagerechte Stirnflächen die lotrechte Komponente gegen die äußeren Gurthölzer und deren senkrechten Stirnflächen die waagerechte Komponente gegen Beihölzer drücken lassen, die ihrerseits mit den Gurthölzern verdübelt sind. Da die Krallen-Plattenanschlüsse zwischen Pfosten und Gurtung besonders bei den Untergurtnoten reichlich schwach bemessen sind, wurden diese Anschlüsse durch Überhölzer an den Enden der Pfosten entlastet. Für alle diese Verbindungen wurden die bei der Kübler-Bauweise üblichen doppelkegelförmigen Dübel aus Eichenholz verwendet.

Die Durchführung der ganzen Instandsetzungsarbeit, die von der Bauherrschaft der Karl Kübler AG. in Stuttgart übertragen wurde, geschah innerhalb 6 Wochen. Zunächst wurden die neuen Fundamente und Eisenbetonstützen erstellt. Gleichzeitig wurden einige kleinere Verstärkungen, die an den Pultdachbindern nötig waren, angebracht. Sodann wurde der Torträger durch Sprieße mit Hebgeschirren an sämtlichen Untergurtnotenpunkten angehoben, wobei gleichzeitig sämtliche Dachbinder neben ihren Auflagerpunkten auf dem Torträger in gleicher Weise hochgedrückt wurden. Es gelang innerhalb weniger Arbeitstage, den Torträger in die gewünschte neue Lage zu bringen. Zeitraubender war es, Knotenpunkt

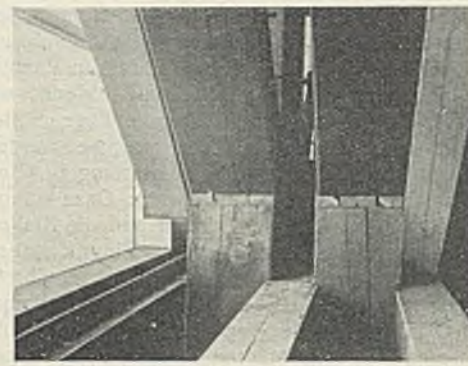


Abb. 9. Verstärkung eines Untergurtnotenpunktes. (Neu sind die Hartholzkeile unter den Enden der Streben und deren hellen Seitenhölzer.)

um Knotenpunkt zu verstärken und dabei gleichzeitig alle neu anzubringenden Teile so satzichtig einzubauen, daß sie tatsächlich den ihnen zugeordneten Kraftanteil erhielten. Wo dieses Ziel nicht anders zu erreichen war, wurden in die Fugen der Kraftübertragungsflächen keilförmige Hartholzplatten eingetrieben. Daß in der Tat eine zuverlässige Kraftübertragung erzielt wurde, geht daraus hervor, daß der Torbinder beim

Ablassen und unmittelbar danach nach der Verstärkung nur um 5 cm zurückging und im Laufe der darauffolgenden 8 Monate sich nur um weitere 3 cm durchbog.

Obwohl die gesamten Verstärkungsarbeiten einschließlich Fundamente und Stützen fast 50% dessen kosteten, was seinerzeit für die Erstellung des Holzwerks aufgewendet werden mußte, sind die Gesamtkosten für

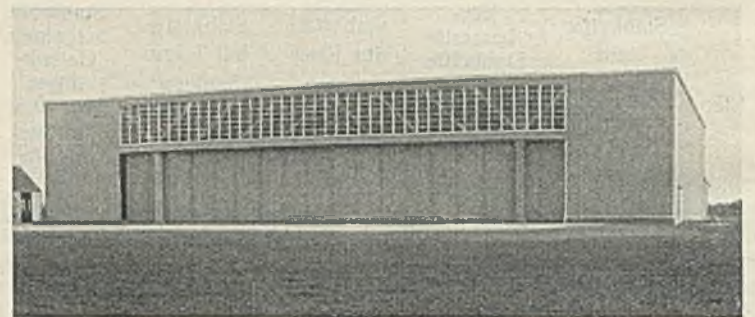


Abb. 10. Toransicht der Flugzeughalle nach der Verstärkung.

die Halle in Holz immer noch namhaft geringer, als wenn das Bauwerk in Stahl errichtet worden wäre. Immerhin aber lehrt dieser Fall erneut, daß derart außergewöhnliche Konstruktionen in Holz nicht einem beliebigen, wenn auch als leistungsfähig und solide bekannten Zimmergeschäft übertragen werden sollten. Bei allen seinen hochwertigen Eigenschaften ist und bleibt das Holz ein Baustoff, der in höherem Maße als Stahl und Beton besondere Vertrautheit und Erfahrung des Konstrukteurs voraussetzt.

Entstehung und Wasserabführungsvermögen verschiedener Strahlformen an scharfkantigen Wehren.

Alle Rechte vorbehalten.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.)

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Danzig-Langfuhr.

Bazin hatte bereits am Ende des vorigen Jahrhunderts bei seinen Untersuchungen über den Wasserabfluß an Wehrkörpern, insbesondere an scharfkantigen Plattenwehren, in den beiden bekannten Abflußformen des vollkommenen und unvollkommenen Überfalles eine Reihe besonderer Strahlausbildungen beobachtet. Einige dieser Strahlformen hatte er näher untersucht und ihr Wasserabführungsvermögen, das sich in dem Beiwert μ , z. B. der Weisbachschen Gleichung ausdrückt, festzustellen versucht. Viele dieser Strahlformen sind aber nur Übergangserscheinungen von der einen in die andere. Sie befinden sich im labilen Gleichgewicht, d. h. die geringste äußere Einwirkung, wie Wind, treibender Gegenstand u. dgl., kann sie innerhalb sehr kurzer Zeit umwandeln. Die Entstehung der einzelnen Strahlformen ist wiederum davon abhängig, ob ein zunehmender Wasserabfluß aus dem Vorbecken, eine abnehmende oder eine gleichbleibende Überfallmenge vorhanden ist. Am besten sind die einzelnen Strahlausbildungen an einem scharfkantigen Plattenwehr in einem durchsichtigen Meßgerinne zu beobachten. Mittels eines Filmapparates ist es dann möglich, die einzelnen Formen, wie sie zeitlich aufeinander folgen, näher zu untersuchen. Die folgenden Abbildungen sind Ausschnitte einer Filmaufnahme, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig gemacht wurde als Abschluß von Abfluß-Untersuchungen und -Berechnungen des Verfassers an scharfkantigen Wehren¹⁾. Auf Grund dieser Untersuchungen soll nun

versucht werden, den einzelnen Überfallformen solche Bezeichnungen zu geben, die auf ihre Entstehung und Gestaltung Bezug nehmen. Die von Bazin und Rehbock²⁾ gewählten Bezeichnungen sind jeweils in Klammern angegeben.

1. Strahlformen bei zunehmendem Wasserabfluß.

In das bis zur Wehrkrone gefüllte Vorbecken wird eine langsam immer größer werdende Wassermenge eingelassen. Dadurch gerät die Wassermasse des Vorbeckens in den Fließzustand, und das Wasser beginnt sich über die scharfe Wehrkante zu ergießen. Gleich einem Wulste wächst der Kopf des überfallenden Strahles an der Wehrkrone, während sich sein unterer Teil an die lotrechte Abfallwand des Wehrkörpers anschmiegt. Es bildet sich der angeschmiegte Strahl mit wassergefülltem Kopf und freiem Fuß (1) (Nappe adhérente), der bis zu einer bestimmten Überströmungshöhe seine Form beibehält. Ein waagerechter Schnitt durch das Plattenwehr zeigt, daß diese Strahlform nicht gleichmäßig über die ganze Länge des Wehrkörpers verteilt ist, sondern durch zahlreiche „Wasserfalten“ unterbrochen wird, die in ihre Abfallkurve weniger stark dem Wehrkörper zugebogen sind als der angeschmiegte Strahl. Ruckartig saugt der wassergefüllte Kopf des Überfallstrahles Luft aus der Atmosphäre an, während der untere Teil noch an die Abfall-

¹⁾ Keutner, Abfluß-Untersuchungen und -Berechnungen für Überfälle an scharfkantigen Wehren. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
²⁾ Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Der Wasserbau, 2. Band, bearbeitet von Th. Rehbock, Leipzig 1912; Bazin, Expériences nouvelles sur l'écoulement en Déversoir, Paris 1898.

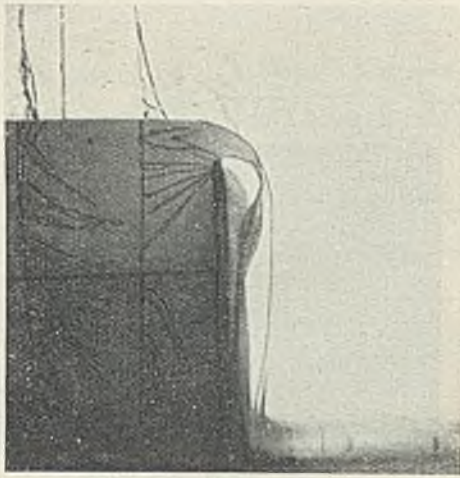


Abb. 1.

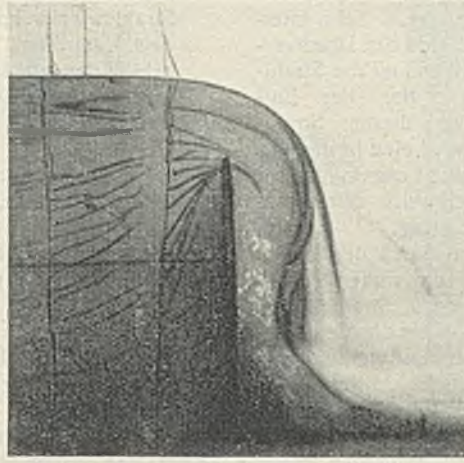


Abb. 2.

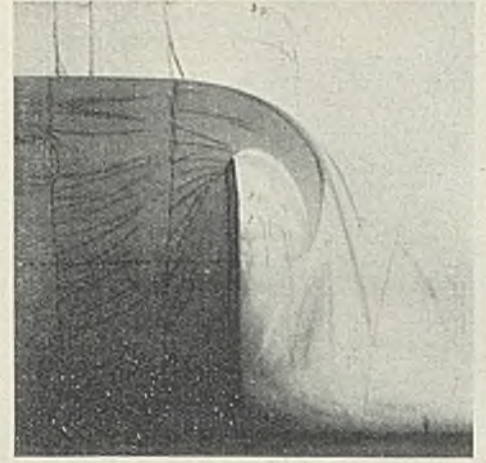


Abb. 3.

wand angeschmiegt bleibt. Der angeschmiegte Strahl mit luftgefülltem Kopf und freiem Fuß (2) (Abb. 1) hat sich ausgebildet, der ähnliche Erscheinungen von „Wasserfalten“ aufweist, die aber bei dieser Überfallform steiler sind als bei der vorherigen. Bei einer größeren Überströmungshöhe löst sich der untere Teil des Überfallstrahles von der Abfallwand los, Luft wird aus der Atmosphäre unter die Strahldecke gesaugt, und das Wasser stürzt nun für ganz kurze Zeit in einem steilen, fast sichelförmigen Strahl ab. Nachdem sich der Raum unter der Strahldecke selbsttätig genügend belüftet hat, bildet sich der freie angesaugte Strahl mit freiem Fuß (3) (Nappe déprimée, gesenkter Strahl) voll aus. Seine Sprungweite wächst mit zunehmender Überströmungshöhe. Infolge der größer werdenden Wassermenge nimmt die vom Verfasser beim freien vollbelüfteten Strahl untersuchte Sogwirkung zu. Am Fuße des überfallenden Strahles erreicht bei ungestautem Unterwasserspiegel die mittlere Abflußgeschwindigkeit ihren Größtwert. Es entsteht ein Unterdruckgebiet, das sich auch auf den Luftraum der Strahldecke erstreckt. Aus diesem wird durch die auftretenden Kräfte Luft angesaugt. Unter der Strahldecke entsteht ein Unterdruck, der das Innenwasser ansteigen läßt. Bei kleineren Überströmungshöhen dringt, wenn der Unterdruck eine gewisse Größe erreicht hat, von außen Luft unter die Strahldecke und stellt für eine kurze Zeit einen Druckausgleich her. Dieser Vorgang wiederholt sich in ständigem Wechsel. Man kann demnach bei diesen Überströmungshöhen von einem wechselnden Unterdruck sprechen. Bei größeren Wassermengen ist aber eine Ergänzung der aus dem Luftraum unter der Strahldecke herausgesaugten Luft von außen nicht mehr selbsttätig möglich. Es entsteht dort ein zunehmender Unterdruck, der das Innenwasser immer mehr ansteigen läßt. Andererseits wirkt der atmosphärische Druck auf die Strahldecke ein und verursacht ein Steilerwerden der Abfallkurve, eine Verringerung der Sprungweite und der Überströmungshöhe³⁾. Aus diesem Grunde wurde er auch vielfach als „gesenkt“ bezeichnet. Das Innenwasser ist als Wirkung des zunehmenden Unterdruckes bis an die Wehrkrone gestiegen, die letzten Luftreste sind verschwunden, und der voll angesaugte Strahl mit freiem Fuß (4) (Nappe noyée en dessous, wassergefüllter Strahl) hat sich ausgebildet⁴⁾.

Läßt man nun das Unterwasser langsam aufstauen, so rückt der Wassersprung, d. i. die Umwandlung des schießenden Wasserabflusses im Unterwasserbett, in den strömenden, stromauf dem Fuß des abfallenden Strahles immer näher. Die Stelle, an der scheinbar der Strahl die Unterwasserohle erreicht, könnte als „Fußpunkt“ bezeichnet werden. Hat nun der Wassersprung nur mehr eine kleine Entfernung von diesem Punkte, dann vermindert sich die auftretende Sogwirkung, und der Wasserabfluß könnte z. B. mit der Weisbachschen Gleichung bei einer richtigen Wahl des μ -Wertes einigermaßen genau berechnet werden. Diese Strahlform kann als voll angesaugter Strahl mit bedecktem Fuß bezeichnet werden, da ein Teil des Fußes des abfallenden Strahles von der Wasserwalze des Wassersprungs bedeckt ist. Bei einem weiteren Aufstau des Unterwassers erreicht die Wasserwalze den „Fußpunkt“, überlagert und verdeckt den ganzen Fuß des überfallenden Strahles. Diese Überfallform wurde von Bubendey als getauchter Strahl bezeichnet, er dürfte aber mit Bezug auf die vorige Form als voll an-

³⁾ Vgl. 1). Abb. 6 zeigt einen solchen Überfallstrahl mit nur noch kleinem Luftraum unter der Strahldecke. Ein Vergleich mit Abb. 3 oder 4 läßt die Verringerung der Sprungweite und die Veränderung der Gestalt der Abfallkurve erkennen. Abb. 6 u. 3 führen eine gleich große Wassermenge ab.

⁴⁾ Vgl. 1). Abb. 18 zeigt diese Überfallform. Abb. 3, 6 u. 18 führen eine gleich große Wassermenge ab, ein Vergleich läßt die verschiedenen großen Überfallhöhen erkennen.

gesaugter Strahl mit verdecktem Fuß angesehen werden. Bazin unterscheidet auch diese beiden Strahlformen voneinander und bezeichnet die erstere als *Nappe noyée en dessous a ressaut éloigné* und die letztere als *Nappe noyée en dessous recouverte en partie par le reflux d'aval*. Wird nun der Unterwasserspiegel noch höher aufgestaut und hat er die Wehrkronenhöhe bereits überschritten, so bildet sich meist die Übergangsform vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall (7) aus. Bei dieser Überfallform senkt sich der Oberwasserspiegel wie beim vollkommenen Überfall bis unter die Wehrkrone ab, der Unterwasserspiegel liegt dagegen wie beim unvollkommenen Überfall über Wehrkronenhöhe. Das Wasser steigt allmählich vom tiefsten Absenkungspunkte bis zum normalen Unterwasserspiegel an⁵⁾. Aus dieser Art des Wasserabflusses entsteht bei weiterem Aufstau der unvollkommenen Überfall, und zwar zunächst die Tauchform (8) (*Nappe noyée par le reflux d'aval*), die dann entweder bei größerer Wassermenge oder weiterem Aufstauen in die Wellenform (9) (*Nappe ondulée, gewellter Strahl*) übergeht. Wird nun die Wassermenge noch größer, dann überströmt das Wasser den Wehrkörper, ohne einen größeren Unterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser erkennen zu lassen.

Der freie angesaugte Strahl kann bei sehr raschem Ansteigen des Unterwassers in den freien Strahl mit Überdruck (10) (gehobener Strahl) übergehen. Der Innenwasserstand steigt im gleichen Verhältnis wie der Unterwasserspiegel. Die Wasserwalze des Innenwassers saugt aus dem Luftraum unter der Strahldecke Luft an, gibt sie aber zum größten Teil an das Unterwasser ab. Geht nun der Luftverbrauch langsamer als das Anwachsen des Unterwassers und mit diesem das des Innenwasserspiegels vor sich, dann übt einmal die eingeschlossene Luftmenge auf den Innenwasserspiegel einen Druck nach unten aus. Der Innenwasserspiegel liegt tiefer als die Unterwasserspiegelhöhe. Andererseits wirkt sie auch auf die darüberliegende Strahldecke ein; sie hebt diese um ein bestimmtes Maß, das von der eingeschlossenen Luftmenge abhängig ist. Mit größer werdender Unterwasserhöhe wird der überfallende Strahl flacher, bis zuletzt die noch verbliebene Luft durch das überströmende Wasser ruckartig mitgerissen wird.

2. Strahlformen bei abnehmendem Wasserabfluß.

Bei einem Absenken des Unterwassers und bei gleichzeitiger Abnahme des Wasserabflusses bildet sich wieder der voll angesaugte Strahl mit freiem Fuß zeitlich aus den Strahlformen (9), (8), (7), (6) und (5) aus. Der Fuß des abstürzenden Strahles rückt stromaufwärts und nähert sich immer mehr der Abfallwand des Wehrkörpers; die Absturzkurve wird immer steiler. Der abstürzende Strahl erhält die Gestalt einer „S“-förmigen Kurve. Die Einbuchtung des unteren Teiles des Überfallstrahles wird immer stärker, darüber hinweg stürzt in steiler Kurve eine kleine Wassermenge aus den oberen Überfallsschichten. Ruckartig hat die Einbuchtung fast die Abfallwand erreicht, für einen Augenblick tritt ein angeschmiegt Strahl mit wassergefülltem Kopf in Erscheinung (Abb. 2). Am unteren Teile des Strahles machen sich starke Kräfte bemerkbar, die große Luftmengen aus der Atmosphäre ansaugen. Schlagartig sammelt sich die angesaugte Luft unter der Wehrkrone, und der darüber hinweg stürzende Strahl zerstäubt für den Bruchteil einer Sekunde als angeschmiegt Strahl mit luftgefülltem Kopf und als freier Strahl (Abb. 3). An den Seitenwänden und am unteren Teil des Strahles wird noch mehr Luft angesaugt, bis sich der freie angesaugte Strahl ausgebildet hat (Abb. 4). Der Innenwasserstand sinkt nun mit der ab-

⁵⁾ Vgl. 1), S. 26, oder auch Bautechn. 1929, S. 578. Der Verfasser untersuchte diese Überfallform an einem Wehr mit abgerundeter Wehrkrone.

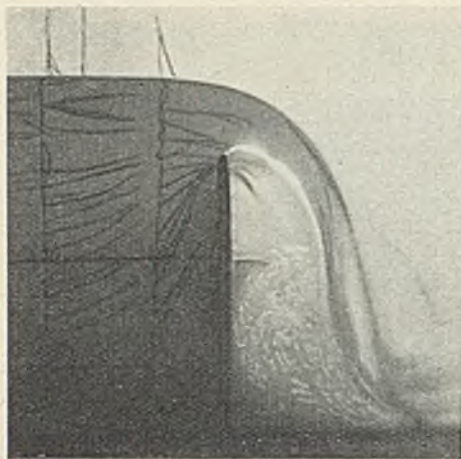


Abb. 4.

bewirkt, daß der Strahl eine andere Sprungweite und Form besitzt als jene, die er bei derselben Überströmungshöhe bei zunehmendem Wasserabfluß innehatte. Der Strahl erhält eine eigenartige konvexe Form und wird immer dünner. Der äußere Luftdruck bewirkt schließlich eine sogar leicht konkave Krümmung des Strahles (Abb. 5), bis er stückweise vollkommen bricht.

Aus dieser Betrachtung kann man erkennen, daß für ein und dieselbe Wassermenge oder Überströmungshöhe voneinander ganz verschiedene Strahlformen auftreten können, je nachdem sie aus einem zunehmenden oder abnehmenden Wasserabfluß entstanden sind.

3. Das Wasserabführungsvermögen.

Bei gleichbleibendem Wasserabfluß können folgende Gleichgewichtsfälle unterschieden werden:

a) Den Beharrungszustand können folgende Strahlformen erreichen:

1. der freie vollbelüftete Strahl mit freiem, bedecktem und verdecktem Fuß,
2. der voll angesaugte Strahl mit freiem, bedecktem und verdecktem Fuß,
3. der Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall,
4. die beiden Formen des unvollkommenen Überfalles: Tauchform und Wellenform.

b) Im labilen Gleichgewichtszustand, d. h. bei irgendeiner äußeren Einwirkung verwandelt sich die Strahlform in eine andere, vermag dann aber nicht mehr selbsttätig in ihre frühere Form zurückzukehren, befinden sich:

1. der angeschmiegte Strahl mit wassergefülltem Kopf, teilweise wassergefülltem Kopf und luftgefülltem Kopf. Er verwandelt sich in den freien angesaugten Strahl,

nehmenden Überströmungshöhe. Sehr interessant sind die Druckverhältnisse unter der Strahldecke. Bei der Entstehung dieser Strahlform wird eine bestimmte Luftmenge angesaugt. Der Luftverbrauch durch die Sogwirkung, hervorgerufen durch den Unterdruck am Fuße des abstürzenden Strahles, ist geringer als die Vergrößerung des Luftraumes durch das rasche Absinken des Innenwassers. Es entsteht unter der Strahldecke ein luftverdünnter Raum. Der Atmosphärendruck

2. der freie angesaugte Strahl mit zunehmendem Unterdruck. Er geht in den voll angesaugten Strahl über,
3. der freie Strahl mit Überdruck.

c) Das indifferente Gleichgewicht besitzt der freie angesaugte Strahl mit wechselndem Unterdruck. Bei dieser Strahlform ergänzt sich die verbrauchte Luft, wenn ein bestimmter Unterdruck erreicht ist, selbsttätig von außen her.

Für die meisten Strahlformen der Gruppe a) bestehen genaue Abflußgleichungen⁶⁾, für einige von b) und c) liegen Versuchswerte von Bazin⁷⁾ und vom Verfasser für den Abflußbeiwert der allgemeinen Gleichung:

$$Q = 2/3 \mu b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

vor, worin b = Wehrrbreite und h = unabgesenkte Oberwasserspiegelhöhe, in m, ist.

Für ganz überschlägliche Wassermengen-Berechnungen an scharfkantigen Wehren könnten danach folgende mittlere μ -Beiwerte gesetzt werden: für

1. den freien natürlich oder künstlich belüfteten Strahl rd. 0,65,
2. den angesaugten Strahl mit wechselndem Unterdruck rd. 0,65 bis 0,69 und auch darüber,
3. den voll angesaugten Strahl mit verdecktem Fuß rd. 0,74,
4. den voll angesaugten Strahl mit bedecktem Fuß rd. 0,78 bis 0,80
5. den angeschmiegtten Strahl mit bedecktem Fuß rd. 0,81,
6. den angeschmiegtten Strahl mit freiem Fuß rd. 0,83.

Aus dieser Zusammenstellung kann man erkennen, daß die verschiedenartigen Strahlformen an scharfkantigen Wehren Unterschiede in ihrem Wasserabführungsvermögen bis 22% bzw. 28% haben können. Es würde deshalb zu erheblichen Trugschlüssen über den Wasserabfluß an scharfkantigen Wehrkörpern führen, würde man die Strahlform und auch, wie vorstehend gezeigt, ihre Entwicklung unberücksichtigt lassen. An Wehrkörpern mit abgerundeter Krone kann je nach der Bauart und Neigung besonders der Abfallwand eine ähnliche Mannigfaltigkeit der Strahlformen entstehen.

⁶⁾ Vgl. ¹⁾, s. Zusammenstellung auf S. 24 für scharfkantige Wehre und S. 25 bis 27 für abgerundete Wehrrkronen.

⁷⁾ Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Der Wasserbau, 1. Band. Bearbeitet von Bubendey. Leipzig 1911.

Vermischtes.

Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. Mittwoch, den 2. Dezember 1931, 17 Uhr, findet im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrags- und Diskussionsabend über „Staudämme in neuzeitlicher Bauweise“ statt. Baudirektor Dr.-Ing. Dr.-Ing. Ehr. E. Link wird über die im Bau befindlichen Erdstaudämme im Ruhrgebiet, nämlich die Sorpe- und die untere Versetalsperre, berichten. Eintritt für jedermann frei.

Hubbrücke über den Delaware-Fluß. Die 1930 errichtete Zollbrücke über den Delaware-Fluß zwischen Burlington, N. J., und Bristol, Pa., ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 20 vom 14. V., S. 796, die längste Hubbrücke und wohl die größte bewegliche Brücke. Sie liegt zwischen der Brücke bei Trenton und der Tacony-Palmyra-Privatzollbrücke und ist somit als einziger Flußübergang in dem genannten Abschnitt auch von strategischer Bedeutung.

Der heb- und senkbare Mittelträger hat eine freie Stützweite von rd. 164 m. Er ist mit Rücksicht auf ein möglichst geringes Eigengewicht aus St. Si hergestellt. Ferner mußte noch eine besonders leichte Fahrbahnkonstruktion vorgesehen werden, die erhebliche Sonderkosten verursachte.

Die gegenwärtigen Schifffahrtsverhältnisse bedingen zwar eine weite Mittelöffnung, die jedoch nur eine verhältnismäßig niedrige Durchfahrhöhe von 18,5 m haben müßte. Demgegenüber ergab sich bei der voraussichtlichen zukünftigen Entwicklung der Schifffahrt eine freie Durchfahrt von 41 m Höhe als erforderlich. Diesen Forderungen entspricht das in Abb. 1 dargestellte Brückensystem.

Der ganze Brückenbau ist etwa 920 m lang, wovon die Enden an den beiden Ufern aus Erdrampen zwischen Stützwänden bestehen. Der mittlere Teil ist Stahlkonstruktion.

Das Zollhaus ist in der Mitte des Hauptträgers neben dem Maschinenraum untergebracht (Abb. 2). In diesem Brückenteil besteht die Fahrbahn aus einer Stahlplattendecke, während der feste Teil Betonbelag hat, ebenso wie auch der Fußweg der ganzen Brücke.

Die Flußpfeiler sind in offenen Fangedämmen von Stahlpundwänden hergestellt; sie ruhen auf Holzpfählen von 18 bis 25 m Länge, die in gutem Baugrunde aus sandigen, lehmigen und geröllhaltigen

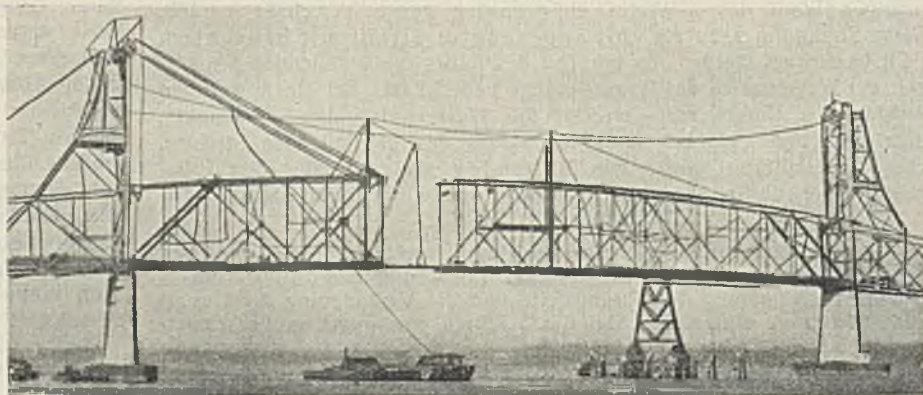


Abb. 3.

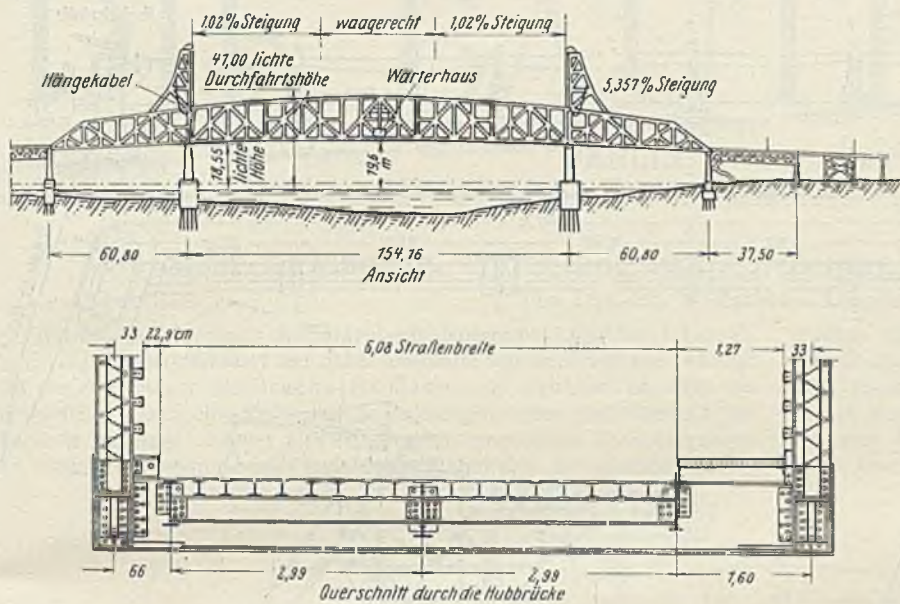


Abb. 1.



Abb. 2.

Bodenschichten niedergedrückt sind und je bis zu 45 t Auflast tragen können.

Die Mittelpfeiler zu beiden Seiten des beweglichen Brückenteiles sind zwecks Minderung des Eigengewichtes hohlschäftig ausgeführt. Die Hubtürme auf den seitlichen Brückenträgern haben je eine Hälfte des beweglichen Brückenteiles und außerdem das entsprechende Gegengewicht zu tragen. Bei der Berechnung sind 25% Zuschlag von diesen beweglichen Eigengewichten aus Gründen der Sicherheit berücksichtigt. Die je 620 t schweren Gegengewichte aus Eisenbeton sind mit dem Mittelträger durch 16 Stahlselle 2" ϕ verbunden, die oben auf den Türmen um stählerne Umlenkrollen von 3,65 m ϕ laufen. Die gesamte zu bewegende Last der Huböffnung beträgt trotz der großen Stützweite nur 2480 t.

Als Antriebmaschinen dienen zwei Elektromotoren von je 80 PS; sie können die Hubbrücke im Verlauf von 2 min um etwa 22,5 m heben, während ein Ersatzantrieb, bestehend aus einer Gasmaschine, den gesamten Hub der Brücke in 7 min bewirken kann. Die Stromzufuhr für die Motoren geschieht durch Abnehmer an den Gleitbahnen der Türme, während die Licht-, Kontroll- und Telephonkabel die Hubbewegung mitmachen.

Die elektrischen Vorrichtungen waren an Zipp-Beckmeyer Construction Co. in Huntington und die maschinellen Einrichtungen des Hubwerkes an die Earle Gear & Maschine Co., Philadelphia, vergeben.

Zwecks Freihaltung einer möglichst weiten Schifffahrtrinne während der ganzen Bauzeit ergab sich für den Hauptträger das aus Abb. 3 ersichtliche, teils durch Auskragung über ein Hilfsgerüst, teils durch Anwendung von Rückhalteketten gekennzeichnete Montageverfahren, dem man gegenüber der ursprünglich am Ufer vorgesehenen Montage unter nachfolgendem Einschwimmen den Vorzug gegeben hat.

Die gesamte Stahlkonstruktion der Brücke wurde von der Mc. Clintic-Marshall Co., Pittsburgh, geliefert und aufgestellt. Zs.

Eine urwüchsige Auslegerbrücke. Fast ein halbes Jahrhundert, von 1856 bis 1904 hat eine mit höchst einfachen Mitteln von den eingeborenen Indianern erbaute Brücke über den Bulkley-Fluß in Britisch-Kolumbien Dienst getan. Sie kreuzte in etwa 30 m Höhe über dem Wasserspiegel die in Höhe der Brücke ungefähr 45,7 m breite Schlucht mit einer 1,85 m breiten Gangbahn, die nur für den Fußgängerverkehr bestimmt war. Der bekannte amerikanische Brückenbauer Dr. J. A. L. Waddell hat diese Brücke nach Engng. vom 19. Dezember 1930, S. 790, in Anbetracht der Kenntnisse ihrer Erbauer als eine höchst anerkennenswerte Leistung

bezeichnet. Sie war ursprünglich eine Auslegerbrücke. Als aber in jener Gegend ein Telegraphenkabel gelegt werden sollte, was mißlang, blieben die dafür bereitgestellten Baustoffe an Ort und Stelle liegen; die Eingeborenen bemächtigten sich ihrer und benutzten den Draht zur Verstärkung ihrer Brücke, indem sie dabei die ledernen Seile durch Drähte ersetzten und das ganze Bauwerk durch Drahtanker versteiften. So entstand ein Gemisch aus einer Kragträgerbrücke und einer Hängebrücke (s. Abb.). Die Brücke hat seinerzeit zeitweilig lebhaften Verkehr aufzunehmen gehabt, weil sie einen etwa 65 km langen Umweg ersparte, der noch dazu auf nicht ungefährlichem Wasser zurückgelegt werden mußte; sie bildete den Zugang zu einem alljährlich abgehaltenen Markt, zu dem Tausende von Indianern strömten. Entsprechend diesem Verkehr war auch die Belastungsprobe, der die Brücke nach ihrer Fertigstellung unterworfen wurde; sie wurde mit schwere Lasten tragenden Frauen vorgenommen. Das hier wiedergegebene Bild der Brücke stammt aus der Zeitschrift Engng. a. a. O. Zur Zeit hat die Regierung von Britisch-Kolumbien den Bau einer Hängebrücke ausgeschrieben, die dieselbe Schlucht in einiger Entfernung von der alten Brücke mit einer 140 m weiten Öffnung auf einer 4,9 m breiten Fahrbahn überschreiten soll. Wkk.

Gründungen für die Träger einer ins Meer gebauten Erzverladeanlage in Dielette. Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1931, Nr. 11 vom 14. März, wurde zur Vermeidung von unnötigen Frachtkosten eine ins Meer hinausgehende Kabelverladeanlage geschaffen. Wegen nicht genügender Tiefe mußte die Verladestelle rd. 640 m vom Ufer entfernt errichtet werden.

Der Bau machte besondere Schwierigkeiten, da neben Meeresspiegelschwankungen bis zu 11 m sehr starke Strömungen von 6 bis 7 m/sek auftreten und der Seegang so stark werden kann, daß er Felsblöcke bis zu 4 t Gewicht fortbewegt. Die Kabelbahn (Abb. 1) stützt sich auf vier zwischen Verladestelle und landseitigem Vorratsbunker angeordnete Träger. Die Träger selbst ruhen auf Rahmen, die von je vier gußstählernen Säulen von 500 mm ϕ und 35 mm Wandstärke getragen werden, die untereinander durch Fachwerkstäbe aus U-Stahl verstellt sind. Der erste Träger wurde bei Ebbe auf dem felsigen Untergrund unmittelbar errichtet. Die Säulen der übrigen Träger wurden in Eisenbetonsenkkasten eingegossen. Jeder Senkkasten ruht auf einer Unterlage aus Zementsäcken, ist viereckig, 4,3 m hoch mit 11,3 m Seitenlänge und hat einen mittleren hohlen Teil von 7 m Seitenlänge. Die 16 Abteile jedes Senkkastens sind zu je vieren gegeneinander abgedichtet und durch je vier Öffnungen von 100 mm ϕ mit dem Meer verbunden. Die Senkkasten von 240 bis 310 t Gewicht wurden an Land hergestellt und schwimmend vor Ort gebracht. Diese Arbeiten waren 1913 beendet. Es wurde dann der Senkkasten für die Verladeanlage hergestellt, der 21 m hoch, oben 9 \times 29 m und unten 20 \times 40 m groß war und abgerundete Seiten besaß. Außerdem war er mit einem inneren hohlen Teil von 5,5 \times 25,5 m versehen. Der Senkkasten war bei Ausbruch des Krieges versenkt, die übrigen Arbeiten waren jedoch noch nicht beendet. Der Senkkasten selbst wurde im Kriege zerstört. Nach Beendigung des Krieges wurde dann zunächst, 15 m von ihm landseitig entfernt, ein neuer, anders gebauter Senkkasten versenkt; aber auch dieser wurde durch Stürme zerstört. Die bis dahin gesammelten Erfahrungen wurden nun zum Bau eines ganz neu gearteten Senkkastens verwendet, der erst kürzlich mit Erfolg 36,5 m vom ersten Senkkasten nach dem Meere zu entfernt abgesenkt wurde und bisher allen Beanspruchungen standhielt, so daß die Anlage vollendet werden konnte.

Dieser Senkkasten besteht im wesentlichen aus zwei miteinander verbundenen Teilen ganz verschiedener Bauart. Der untere 11,75 m hohe, ringförmige Teil mit 21 m Außendurchm. (Abb. 2) hat eine gerade Außenwand, die sich nach oben bis auf 19 m Außendurchm. verjüngt. Die innere Wand ist doppelkegelförmig mit 13 m Innendurchm. oben, der



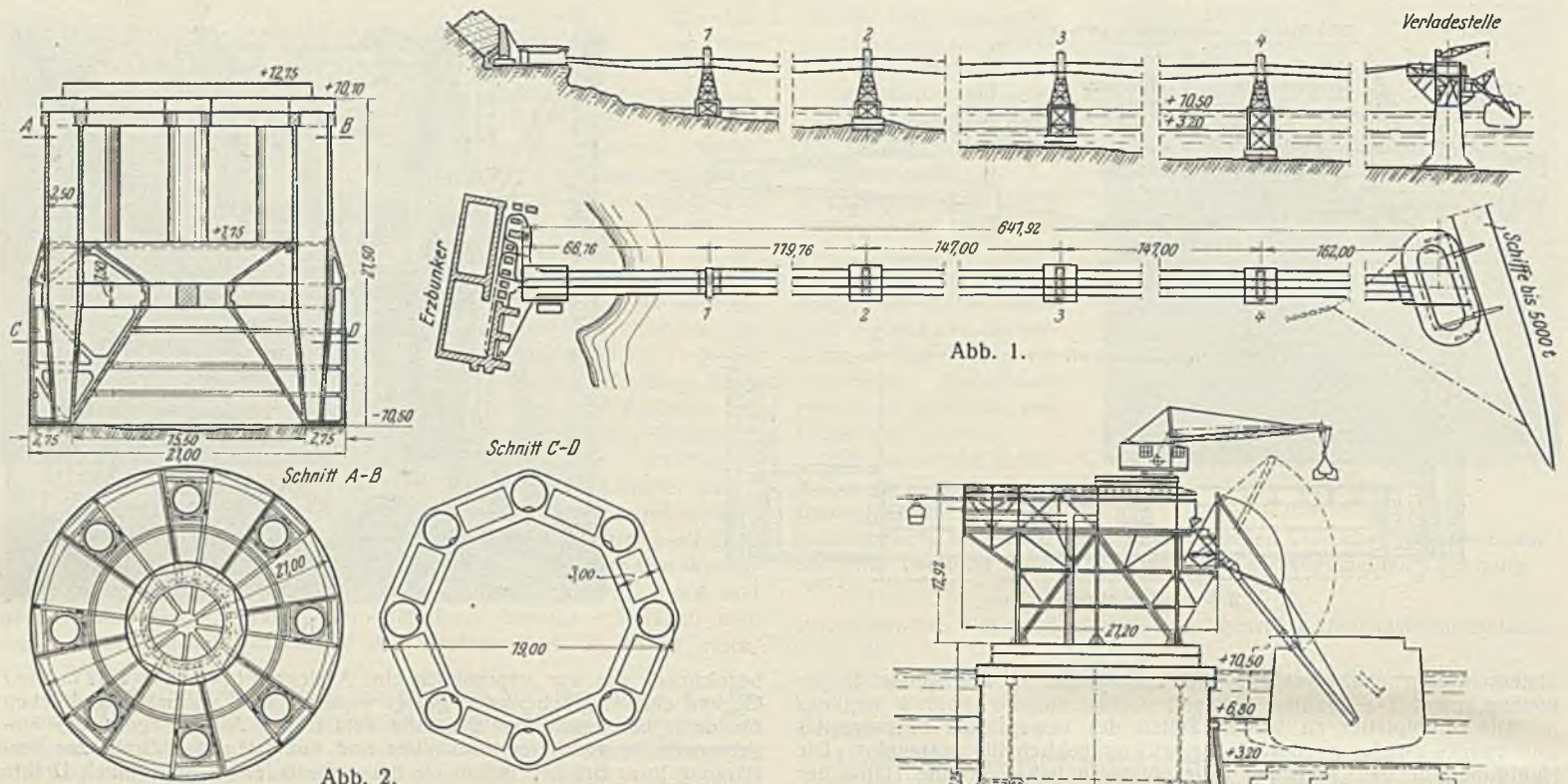


Abb. 1.

Abb. 2.

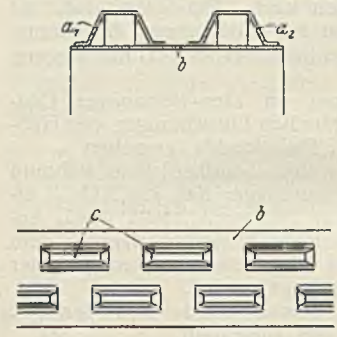
Abb. 3.

sich auf 5 m ϕ verjüngt. Hieran schließt sich ein kurzer, zylindrischer Teil mit 5 m ϕ und 1,5 m Höhe an, auf den ein sich auf 15,5 m ϕ erweiternder kegelförmiger Teil folgt. Dieser Teil des Senkkastens ruht so mit einem 2,75 m breiten ringförmigen Teil auf dem Untergrund auf und besitzt oben einen 3 m breiten Ring, auf den der obere 8,35 m hohe Teil aufgebaut ist. Dieser besteht aus acht Säulen von 2,5 m Außendurchm., die den unteren Teil durchdringen und ihn so in einzelne Zellen aufteilen. Die Säulen sind dabei nach dem unteren Ende zu etwas verjüngt. Zur Verstärkung des Ganzen sind, vom zylindrischen Innenteil des unteren Senkkastenteils ausgehend, acht waagerechte, speichenartig aufgeteilte Träger von 1,5 m Höhe und 25 cm Breite angeordnet. Die acht Säulen tragen oben eine achteckige, ringförmige Plattform, auf der die Verladeanlage aufgebaut ist.

Der untere hohle Teil des Senkkastens ist durch acht radiale Querwände von 12 cm Stärke in Zellen aufgeteilt; die Querwände sind mit den durchgehenden hohlen Säulen tangential verbunden. Der Senkkasten wurde in Gußbeton mit 300 kg Zement je m^3 und 120 kg/cm^2 Druckfestigkeit ausgeführt, und für die Bewehrung wurde Stahl von 1800 kg/cm^2 zulässiger Beanspruchung verwendet. Der Senkkasten wurde in einer besonderen Schalung an Land gebaut und schwimmend vor Ort gebracht. Abb. 3 zeigt die fertige Verladeanlage. Schmid.

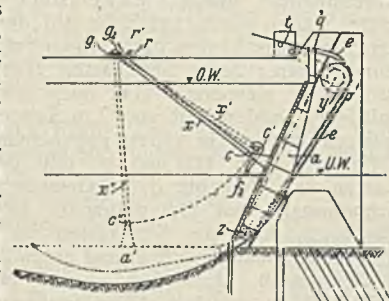
Rillenwalze zur Bearbeitung von Erdschüttungen beim Bau von Kanälen, Dämmen und ähnlichen Erdbauwerken. (Kl. 84a, Nr. 511 366 vom 5. 8. 1928 von I. A. Maffei A.G. in München.)

Um das Gewicht der zum Festwalzen von Erdschüttungen benutzten Rillenwalzen herabzusetzen, werden die nebeneinanderliegenden Wulstringe, werden die nebeneinanderliegenden Wulstringe a_1 und a_2 der Walze aus rinnenartigen Profilleisen hergestellt, deren Rinne der Walzenachse zugekehrt ist. Die Wulstringe können entweder auf einen als Unterlage dienenden Trommelmantel b aufgesetzt oder auch z. B. durch Schweißung miteinander verbunden sein. Um die Wirkung der Walze zu erhöhen, werden die Wulstringe in Einzelstücke c unterteilt und diese in Abständen auf den Walz- bzw. Radmantel b aufgesetzt. Die stollenartigen Vorsprünge c jeder Reihe werden dabei gegeneinander versetzt oder in axialer Richtung gestaffelt über den Mantel b verteilt.

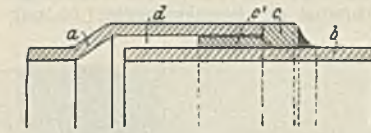


Patentschau.

Verschlusskörper für Wasserbehälter, insbesondere für Schleusen. (Kl. 84a, Nr. 515 292 vom 19. 5. 1929 von Ulrich Liebsch in Gleiwitz, Zusatz zum Patent 468 340¹⁾.) Um ein leichtes, schnelles und zwangloses Ein- und Ausschweben des Tores aus der Schleuse zu erreichen und um alle Bewegungsteile leicht beobachten zu können, wird an den Verschlusskörper a eine Führungsstange x angeleitet, die am oberen Ende an ein über den Oberwasserspiegel ortsfest gelagertes und durch einen Riegel r feststellbares Kurbelgelenk g_1, g_2 angeschlossen ist. Die Schiene e ist in Einzelteile aufgelöst und besteht aus einem oberen, leicht gekrümmten und einem unteren geraden Teil, zwischen denen eine Führungsrolle y eingeschaltet ist. Die Schiene f des Hauptpatentes ist hier durch einen Anschlaghaken fh und eine Führungsstange x ersetzt, die bei c gelenkig mit dem Tor verbunden ist und am oberen Ende in ein Gelenkknie ausläuft, von dessen beiden Gelenken das Endgelenk g_1 fest, das Kniegelenk g_2 beweglich ist. In der Ruhestellung des Verschlusskörpers ist das Gelenk g_2 von seinem Lager abgehoben; das Gelenk g_2 kann durch den Schubriegel r gegen Abheben gesichert werden. Die Torbewegung geschieht durch Antrieb der Rollen b und durch den Ablauf auf der Schiene e . Dabei wird das Tor a zwangläufig durch die Stangen x gesichert, und zwar bei oben entriegelter Stange während der Bewegung des Gelenkes c von c nach c' , bei verriegelter Stange x während der Bewegung des Gelenkes c von c' nach c'' .



Muffenverbindung mit Innendichtung für Rohre zum Auskleiden von Druckstollen. (Kl. 84a, Nr. 520 772 vom 18. 7. 1925 von Mannesmannröhren-Werke in Düsseldorf.) Um bei den bekannten Muffenverbindungen mit winkelförmigem Anschlagring eine Führung der Muffe durch den Winkelring zu erreichen, wird der auf dem Rohrende aufliegende Schenkel des Winkelringes als Führung für das äußere Ende der aufgeschobenen Muffe ausgebildet. Die aufgeweitete Muffe a wird durch den auf dem Rohr b angebrachten Anschlagring c gestützt und geführt. Der als Führung dienende Schenkel c_1 begrenzt gleichzeitig den für die Dichtung erforderlichen Raum d zwischen dem unveränderten Rohrende und der zylindrischen Muffe. Statt der durch Aufweiten des Rohres gebildeten Muffe kann das Übereinandergreifen der Rohre auch erreicht werden, wenn vollkommen glatte Rohre a und b verwendet werden, die kesselschuhartig glatt ineinandergesteckt werden.



INHALT: Gebäudeabstützung durch Bohrpfähle. — Baugrundbelastungsversuche mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form. — Schäden an einem statisch unbestimmtem Holztragwerk, ihre Ursachen und Behebung. — Entstehung und Wasserabführungsvermögen verschiedener Strahlformen an scharfkantigen Wehren. — Vermischtes: Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — Hubbrücke über den Delaware-Fluß. — Urwüchsige Auslegerbrücke. — Gründungen für die Träger einer ins Meer gebauten Erzverladeanlage in Diélette. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Siehe Bautechn. 1929, Heft 26, S. 414.