

# DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang

25. Mai 1934

Heft 21/22

## DIE KRAFTWERKE DES SCHWEDISCHEN STAATES AM GÖTA ÄLV<sup>1</sup>.

Von P. Wittrock, Oberbaurat bei der Königl. Wasserfallverwaltung, Schweden.

Übersicht: Der Ausbau begann im Jahre 1906 mit dem Kraftwerk Trollhättan, dem größten in Schweden, z. Z. mit 127 000 kW bei 30,5 m Gefälle ausgebaut, hierauf folgte das Kraftwerk Lilla Edet mit 26 000 kW bei 6,5 m Gefälle und dann das z. Z. noch nicht ganz fertig gestellte Kraftwerk Vargön mit 20 000 kW bei 4,3 m Gefälle. Alle drei Werke sollen weiter ausgebaut werden, nachdem die Jahresregulierung des Vänersees durchgeführt sein wird.

Um die hygienischen Verhältnisse für die an dem einen der beiden Mündungsarme des Göta Älv liegende Stadt, bei sehr kleinen Zapfungen aus dem Vänersee, nicht zu verschlechtern, ist im andern Flußarme eine Absperrvorrichtung ausgeführt worden, wodurch, verglichen mit natürlichen Verhältnissen, ein größerer Teil der Wassermenge in den Göteborgsgren hineingezwungen werden kann.

Schweden ist ein an Wasserkraften reiches Land, dagegen fehlt Öl und Kohle fast ganz, weshalb die Wasserkraft große Bedeutung haben.

Die staatliche meteorologisch-hydrographische Anstalt hat berechnet, daß die vorhandenen Naturwasserkraften, in Millionen kW ausgedrückt, bei 100% Wirkungsgrad betragen:

bei Mittelwasserführung . . . . .	15,6 Millionen kW
„ sechs Monate Wassermenge . . . . .	8,9 „ „
„ neun Monate Wassermenge . . . . .	4,5 „ „
„ normalem Niederwasser . . . . .	2,9 „ „

Der ganze Vorrat an Naturwasserkraft wäre also bei den für Mittelwasser angegebenen Ziffern 137 Milliarden kWh Naturenergie pro Jahr, was bei normalem Wirkungsgrad rd. 100 Milliarden kWh entspricht.

Nach Berechnungen der Elektrifizierungskommission, die während der Jahre 1917—1923 die Kraftversorgungsfrage in Schweden studiert hat, könnten hiervon rd. 32,5 Milliarden kWh pro Jahr wirtschaftlich erzeugt werden. Die Verteilung der angegebenen Energiemenge auf die verschiedenen Gebiete geht aus der Karte (Abb. 1) hervor, die auch die Anteile des Staates an den Wasserkraftvorräten angibt.

Die Wasserkraftvorräte sind in den nördlichen, am dünnsten bevölkerten Teilen des Landes am größten; und etwa ein Drittel der gesamten Wasserkraftvorräte sind im Besitze des Staates. Weiter geht aus der Abb. hervor, daß die wichtigsten Kraftquellen in dem südlichen Teile des Landes die Wasserfälle sind, die am Auslauf des Vänersees zum Meer (Göta älv) liegen und alle dem Staate gehören.

Die gesamte ausgenutzte Energie in Schweden ist im Vergleich zu dem berechneten Wasserkraftvorrat noch gering. Abb. 2 zeigt die ganze elektrische Energieerzeugung in Schweden während der Jahre 1912—1932 mit besonderen Angaben für die staatlichen Kraftwerke.

Der elektrische Strom wird zum größten Teil aus Wasserkraft und nur zu geringem Teil aus Wärmekraft gewonnen, z. B. war für das Jahr 1929 der Anteil der Wärmekraft nur 8%. Diese Wärmekraft ist hauptsächlich Dampfkraft, die teils als Spitzenkraft und Reservekraft für Niederwasserzeiten teils als Gegendruck oder Anzapfkraft aus Dampf, der für Wärmezwecke erforderlich ist, erzeugt wird.

Die für elektrischen Betrieb ausgebaute Wasserkraftleistung

war Ende 1931 1 140 000 Turbinen-kW, davon kommen rd. 30% auf die staatlichen Kraftwerke. Nach Abb. 2 haben in den letzten Jahren die staatlichen Kraftwerke rd. 30% der gesamten Energieerzeugung geliefert.

Tabelle 1. Daten für die staatlichen Kraftwerke.

Kraftwerk	Fluß	Ausnützbare Generatorleistung kW	Erzeugbare Energie im Mittel Mill. kWh per Jahr	Im Jahr 1932 erzeugte Energie in Mill. kWh
<b>Kraftwerke im Betrieb</b>				
Trollhättan . . . . .	Göta älv	127 000	1050	812
Lilla Edet . . . . .	Göta älv	26 000	190	161
Älvkarleby . . . . .	Dalälven	67 000	400	264
Motalaströmwerk (3 St.) . . . . .	Motalaström	13 600	60	48
Västerås Dampfkraftwerk rd. . . . .		80 000	—	12
Das südliche System insges. rd. . . . .		313 600	—	1297
Norrfors . . . . .	Ume älv	26 000	180	143
Sillre . . . . .	Sillreån	8 000	20	—
(im Betrieb seit 1933)				
Norrfors-Sillresystem rd. . . . .		34 000	200	143
Porjus . . . . .	Stora Lule älv	63 000	500	141
<b>Wasserkraftwerke im Bau</b>				
Vargön . . . . .	Göta älv rd.	20 000	110	—
	Motalaström			
Malfors . . . . .	rd.	20 000	90	—

In der Tab. 1 sind die Daten der staatlichen Kraftwerke zusammengestellt. Die Kraftwerke am Göta älv repräsentieren einen bedeutenden Teil der staatlichen Wasserkraften, nämlich beim jetzigen Ausbau der Kraftwerke in Trollhättan und Lilla Edet 46% der gesamten Generatorleistung der staatlichen Wasserkraftwerke und später, wenn das jetzt im Bau befindliche Kraftwerk in Vargön dem Betrieb übergeben sein wird (1934), 53%. Das Kraftwerk in Malfors wird erst später in Betrieb genommen. Auf Grund der gleichförmigen Wasserführung des Göta älv, die eine Folge der natürlichen Regulierung durch den rd. 5550 km<sup>2</sup> großen Vänersee ist, und wegen der günstigen Absatzverhältnisse ist die Energieerzeugung in den Götaälvswerken im Verhältnis noch größer. Im Jahre 1932 wurde z. B. 62% von der gesamten staatlichen elektrischen Energieproduktion in den Götaälvswerken erzeugt.

Die Kraftwerke am Göta älv (vgl. Karte Abb. 3) sind mit den weiter östlich gelegenen staatlichen Kraftwerken mittels Kraftleitungen verbunden.

Der gleichförmige und reichliche Kraftfluß der Götaälvswerke kann daher das Niederwasser bei den übrigen Werken bis zu einem gewissen Grad kompensieren, während die Dampfsentrale in Västerås nur Spitzen- und Reservekraft für das ganze System liefert.

Fast alle größeren privaten Kraftunternehmungen Süd- und

<sup>1</sup> Weitere Angaben über die Kraftwerke des schwedischen Staates sind in „State Power Plants in Sweden 1933, published by the Royal Board of Waterfalls“, Stockholm 1933, erschienen. Dieser Veröffentlichung sind einige Daten und Abbildungen für diesen Aufsatz entnommen.



einigen Inseln am oberen Ende der Fälle einige industrielle Anlagen, welche einen Teil der Wasserkraft direkt ausnutzten, sowie ein paar kleine elektrische Kraftanlagen. Diese Anlagen, die nur einen geringen Teil der Wassermenge und des Gefalles ausnutzten, sind nun durch eine moderne Anlage ersetzt worden. Mit dem Bau des jetzigen Kraftwerkes, des größten in Schweden, wurde im Jahre 1906 angefangen. Es nützt fast das ganze Gefälle aus. Das Werk ist jetzt bei Maximalbelastung der Turbinen für  $550 \text{ m}^3/\text{sec}$  ausgebaut. Wegen der Gefallsverluste im Zulaufkanal ist es aber unwirtschaftlich, mehr als  $475 \text{ m}^3/\text{sec}$  auszunützen. Das Nettogefälle beträgt hierbei 30,5 m.

Die Anlagen bestehen aus einem Regulierwehr am Fallscheitel mit dem Einlauf etwas oberhalb davon. Längs des linken Ufers verläuft der Zulaufkanal, der sich in zwei Arme teilt. Diese Arme münden in die beiden neben einander liegenden Verteilungsbecken, die auf einem Bergplateau am Ende der Gefällstrecke liegen. Das Maschinenhaus mit 13 großen Maschinengruppen und drei kleinen Erregermaschinen liegt am Ufer der dort befindlichen Flußverbreiterung, des sog. Olidehålan. Das Wasser wird durch Rohrleitungen vom Verteilungsbauwerk den Turbinen zugeführt; die Saugrohre münden direkt in den Fluß.



Abb. 4. Trollhättan. Übersichtsplan.

Abb. 4 zeigt den Übersichtsplan; die Fliegeraufnahme (Abb. 5) gibt einen Überblick über Wasserfälle, Zulaufkanäle und das Maschinenhaus im jetzigen Zustand. Abb. 6 ist ein Schnitt durch das Krafthaus.

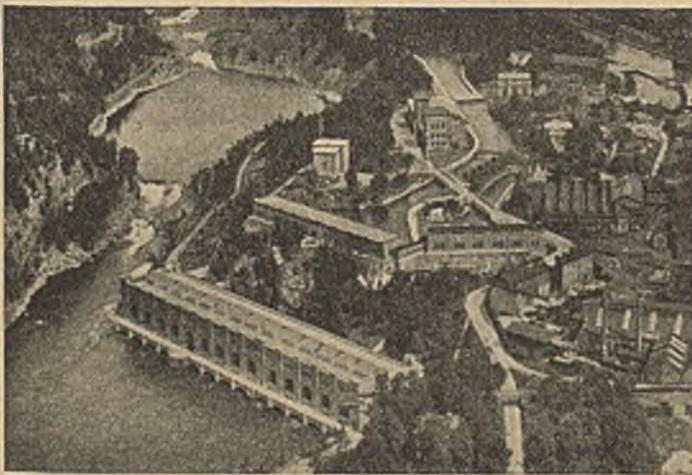


Abb. 5. Trollhättan. Wasserfälle, Kanäle und Kraftwerk. Fliegeraufnahme, Oscar Bladh H 648.

Das Regulierwehr besteht aus zwei Walzenwehren mit 20 m Lichtweite und einem 19,7 m Schützenwehr (bestehend aus fünf Tafelschützen von 3,7 m Lichtweite) sowie einer Eisablaßschütze von 3,0 m Lichtweite. Sämtliche Wehrschwelle liegen auf Höhe + 35,10 oder 4,4 m unter dem jetzigen Hochwasser-

spiegel. Sämtliche Absperrorgane werden elektrisch manövriert, sind aber zur Reserve mit Handbetätigung versehen.

Das Wehr kann durch Einsetzen von Nadeln, die sich oben gegen eine eiserne Brücke, die sich auf die Pfeiler des Regulierwehres stützt, und unten in einem vor der Schwelle angeordneten Falz ruhen, trockengelegt werden. Zum Einsetzen und Herausnehmen der Nadeln dient ein elektrischer Kran auf Schienen, der auch die Absperranordnungen für das Einlaufbauwerk bedient.

Das Regulierwehr ist auf Fels gegründet. Die Schwellen, Uferbefestigungen und Pfeiler sind aus Beton mit Granitverkleidung hergestellt.

Das Einlaufbauwerk des Zulaufkanales besteht aus sechs 12 m breiten Öffnungen, die durch Betonpfeiler voneinander getrennt sind. Die Schwellen der Öffnungen liegen auf Kote +33,0 oder 6,5 m unter dem jetzigen Hochwasserspiegel. Auch auf diesen Pfeilern ist eine stählerne Brücke aufmontiert, die gegebenenfalls als Stütze für Wehrnadeln zum Absperrn des Einlaufes, oder wenn nötig, für einen Grobrechen dienen kann. Diese Absperranordnung dient nur als Reserve und besteht aus eisernen Ständern und Führungsfalzen für eine Anzahl kleinerer Schützen-

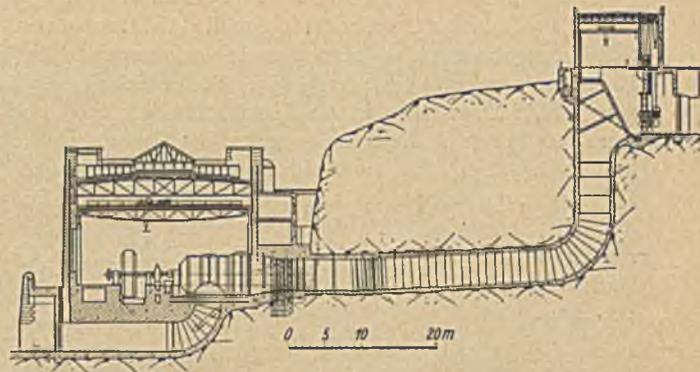


Abb. 6. Das Kraftwerk in Trollhättan. Querschnitt.

tafeln. Ständer und Schützentafel sind nebeneinander aufgestapelt und können mit Hilfe des oben genannten Kranes eingesetzt werden.

In den ersten Jahren nach der Inbetriebnahme des Kraftwerkes hat man Schwimmbalken aus Holz für Eisabfuhr vor dem Einlaufkanal ausgelegt. Diese Schwimmbalken wurden in der Querrichtung durch eiserne Streben, die sich gegen die Pfeiler stützten, und in der Längsrichtung durch Kettenverankerungen an den Landseiten in der richtigen Lage gehalten. Man hat dadurch versucht, das Treibeis dem Regulierwehr zuzuführen. Diese Schwimmbalken wurden mit der Steigerung des Wasserverbrauches in dem Kraftwerk immer weniger wirksam, da die Wassermengen, die durch das Regulierwehr abgeführt wurden, abnahmen. Heute besteht der Eisschutz des Kraftwerkes hauptsächlich darin, daß man versucht, eine feste Eisdecke nicht nur im Fluß, sondern auch bei dem Auslauf des Vänarsees zu bekommen. Hierfür sind Schwimmbalken quer über den Fluß gelegt, und zwar einer oberhalb des Einlaufwerkes, einer rd. 3,5 km stromaufwärts und einer quer über den Auslauf des Vänarsees. Die beim Eintreten des Frostes anschwimmenden Eisstücke bleiben an den Schwimmbalken liegen, wo sie bald zusammenfrieren und eine feste Eisdecke bilden, die schnell stromaufwärts wächst. Die dadurch gebildete Eisdecke verhindert nicht nur weitere Treibeisbildungen, sondern wirkt auch der Bildung von schwimmendem Grundeis (Tost, Sulzeis) dadurch entgegen, daß ein weiteres Abkühlen des Wassers verhindert wird. Treibeis kommt nur beim Einfrieren und beim Einschmelzen vor, wenn die Eisdecke zerbrochen wird. Grundeis entsteht nur, ehe sich eine feste Eisdecke gebildet hat.

Die Pfeiler des Einlaufbauwerkes haben dieselbe Gründung und sind auf dieselbe Weise ausgeführt wie beim Regulierwehr.

Für die Ausführung der Schwelle hat man eine schmale Rinne im Felsen ausgesprengt, sie mit Beton ausgegossen und mit dem erforderlichen Anschlag für die Absperranordnung versehen.

Die gemeinsame Strecke der Zulaufkanäle ist 350 m lang und hat bei normalem Wasserstand einen Querschnitt von 250 m<sup>2</sup>. Die beiden Arme haben eine Länge von 950 bzw. 1000 m und einen Querschnitt von 150 bzw. 100—120 m<sup>2</sup>. Die Kanäle sind größtenteils aus dem Felsen ausgesprengt. Man war aber auf große Strecken hin genötigt, die Kanalseiten in Mauerwerk auszuführen. Diese sind als Gewichtsmauern ausgeführt, teils aus Beton, teils aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel. In beiden Fällen ist die Wasserseite mit Granitverkleidung versehen. Die Gründung ist immer auf Fels erfolgt. Ein Teil des östlichen, zuletzt gebauten Zulaufkanals besteht aus einem aus dem Fels ausgesprengten Tunnel.

Die beiden Arme des Zulaufkanals können an der Verteilungsstelle abgesperrt werden: der westliche Arm (der ältere) durch eine große Stoneyschütze von 17,4 m Lichtweite und 9 m Höhe, der östliche, neuere Arm durch gleiche Anordnung wie die Öffnungen im Einlaufbauwerk, wobei die obere Stütze für die Nadeln eine für diesen Zweck gebaute Eisenbetonbrücke ist.

Beim Verteilungsbauwerk sind Überfälle angeordnet, um bei plötzlicher Entlastung der Turbinen Überschwemmungen zu verhüten, sowie besondere Schützen für die Abführung von Eis und Schwemmgut. Um das jetzt seltener vorkommende Treibeis den Eisschützen zuzuführen, werden im Winter Schwimmbalken ausgelegt. Die Überfälle und die Eisschützen werden durch ein System von Tunneln, die teilweise unter den Verteilungsbecken verlaufen, mit dem Fluß am Ende des Falles verbunden. Die Verteilungsbecken werden teils durch Felsen, die durch Betonbekleidung gedichtet sind, teils durch auf Felsen gegründete Gewichtsmauern aus Beton begrenzt. Die Betonflächen der Wasserseite sind durch eine fette Betonschicht gedichtet und mit Glattstrich versehen.

Die Trennungswand der Becken ist mit Öffnungen versehen, so daß der Wasserstand der beiden Becken stets der gleiche ist. Die Öffnungen können, falls das eine Becken trockengelegt werden soll, mittels Schützen geschlossen werden.

Die Frontseiten der Verteilungsbecken werden durch das Wasserschloß mit den Einlaufkammern für die verschiedenen Druckrohre gebildet. Die Fassaden des Wasserschlosses sind mit Granit verkleidet. Die Zwischenwände der verschiedenen Kammern sind aus Eisenbeton hergestellt und wie die Wasserseiten der Verteilungsbecken mit Glattstrich versehen.

Als Absperrvorrichtung jeder Einlaufkammer dient eine Schütze mit elektrischem Antrieb und Handbetrieb als Reserve. Jede Schütze kann durch eine elektromagnetische Bremse in jeder gewünschten Lage festgehalten werden.

Als Reserveabsperzung sind bei den großen Kammern Dammbalken aus I NP-Balken mit hölzernen Dichtungsleisten vorhanden, die in den Falzen im vorderen Teil der Kammerpfeiler eingesetzt werden. Diese Falze sind so angeordnet, daß ihre Auflage in derselben Ebene liegt wie die längs des Einlaufbauwerkes gehende Schirmwand. Die Bedienung erfolgt mittels Kranen, die an den Vorderseiten der Bauwerke entlang laufen.

Die kleinen Kammern werden mit von Hand bedienten Schützen abgesperrt. Als Reserve dienen Dammbalken aus Bohlen.

Alle Rechen sind nunmehr zur Bekämpfung der Eisschwierigkeiten im Winter mit elektrischen Wärmeverrichtungen versehen. Als man mit der elektrischen Aufwärmung anfang, wurden Winter und Sommer dieselben Rechen angewandt, und zwar solche mit 20 mm Abstand zwischen den Rechenstäben. Dieser Abstand ist, solange keine Eisdecke auf dem Wasser liegt, mit Rücksicht auf die Fischerei der größtmögliche. Jetzt sind für einen Teil der Einlaufkammern besondere Winterrechen angeschafft worden, die einen Stababstand von 78 mm haben. Dieser Abstand ist der größte, den man mit Rücksicht auf eventuelle Beschädigung der Turbinen durch Schwemmstücke für zulässig hielt. Die Eisen-

flächen, die also jetzt zu erwärmen sind, sind dadurch wesentlich vermindert worden, so daß man den Stromverbrauch für die Erwärmung während der Zeit der Schwammeisbildung von 500 bis 160 kW per Aggregat herabsetzen konnte. Die Zeit, während der die Rechen erwärmt werden müssen, ist wie oben beschrieben nunmehr auch dadurch bedeutend verkürzt, daß die Bildung einer festen Eisdecke durch die ausgelegten Schwimmbalken begünstigt wird.

Die *Überbauten* des Einlaufbauwerkes erstrecken sich über die Absperrschützen, die Rechenanlagen und die Rohreinläufe. In jedem Gebäude ist ein elektrischer Kran für 10 Tonnen Traglast vorhanden.

Die *Druckrohre* der dreizehn großen Turbinenaggregate haben einen Durchmesser von 4,25 m und eine Länge von 65 bis 95 m. Die Druckrohre der drei Erregeraggregate haben einen Durchmesser von 1,2 m und eine Länge von 65 m. Sie sind alle aus Eisenblech und zum größten Teil in aus dem Fels ausgesprengten Tunneln verlegt, die großen in eigenen Tunneln und die drei kleinen in einem gemeinsamen Tunnel. Der Zwischenraum zwischen Fels und Rohren ist ausbetoniert und gut drainiert, um äußeren Überdruck zu verhindern, der evtl. die Rohre eindringen könnte. Am unteren Teil der Rohrleitungen sind Verankerungsringe auf die Rohre aufgenietet, die so kräftig sind, daß sie den ganzen Giebeldruck der Turbinen auf das Mauerwerk überführen können, das seinerseits durch starke um die Rohrleitungen gelegte und tief im Felsen verankerte Bügel mit dem Feldgrund verbunden ist.

Beim Olidehålan ist durch Felssprengung Platz für das Maschinenshaus geschaffen worden. Der Oberbau besteht aus drei Teilen: 1. dem 146 m langen und 23 m breiten, sich über Turbinen und Generatoren erstreckenden Maschinensaal, 2. einem dahinter gelegenen Teil für Akkumulatoren, Kabelschächte, Hauptölschalter und einigen Vorratsräumen, 3. einer vor dem Maschinensaal liegenden Gewölbebrücke über die Saugrohre. Der Tiefbau ist eine Betonkonstruktion auf Felsen. Die Hauptfassade, die beiden Giebelfassaden sowie die Flächen der rückseitigen Fassade, die zusammen mit den Giebelfassaden sichtbar sind, sind mit Granit verkleidet. Die aufgehenden Mauern sind im übrigen aus Ziegel hergestellt. Im Maschinensaal ist ein elektrischer Kran von 60 t Tragkraft vorhanden.

Die 13 großen horizontalen Zwilling-Francisturbinen sind in Blechkesseln eingebaut. Die ursprüngliche maximale Leistung betrug bei 30,4 m Gefälle und 187,5 Umdr/min. 12 500 bis 13 200 PS. Von diesen Turbinen sind während der letzten Jahre sieben für eine Maximalleistung von rd. 17 000 PS umgebaut worden, wobei sich auch ein bedeutend höherer Wirkungsgrad ergab (vgl. Abb. 7).

Alle Turbinen liefen anfangs mit Dreiphasengeneratoren für 11 000 kVA, 11 kV und 25 Per/sec. Jetzt sind drei Aggregate außerdem noch mit Dreiphasengeneratoren von 50 Per/sec und 11 kV versehen, hiervon zwei Aggregate mit 11 000 kVA- und ein Aggregat mit 16 500 kVA-Generatoren. Bei vier Aggregaten sind die 25 periodigen Generatoren in 50 periodige umgebaut.

Bei den Aggregaten mit umgebauter Turbine werden, soweit kein Doppelgenerator vorhanden ist, die Generatoren überlastet, was besonders im Winter ohne weiteres möglich ist, weil die Kühlluft direkt der Atmosphäre entnommen wird. Im Zusammenhang mit dem Einbau von Doppelgeneratoren und stärkeren Turbinen sind auch die Kühlluftkanäle erweitert worden.

Die drei kleineren Aggregate sind Franciskesselturbinen von je 500 PS und 410 Umdr/min., die mit Gleichstromgeneratoren von 350 kW, 220—300 Volt direkt gekuppelt sind.

Das Schalthaus ist in der Nähe des Verteilungsbauwerkes ver-

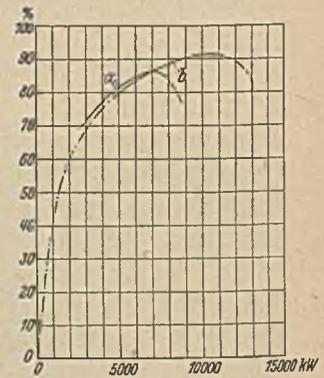


Abb. 7. Trollhättan.  
Wirkungsgrad und Effekt  
der Turbine Nr. 5;  
a vor dem Umbau,  
b nach dem Umbau.

legt und ganz freistehend vom Maschinenhaus. Im Schalthaus befinden sich außer Kontrollraum, Laboratorium, Werkstatt, drei Transformatoraggregate von zusammen 44 000 kVA, 11/55 kV, 25 Per/sec, ein Dreiphasentransformator von 22 000 kVA, 11/55 kV, 50 Per/sec und Schaltanlagen für 11 und 55 kV für sowohl 25 als auch für 50 Per/sec.

Außerdem ist eine Freiluftstation mit drei Transformatoren von zusammen 81 000 kVA, 11/132 kV, 50 Per/sec und Schaltanlagen für 132 kV vorhanden, ferner eine Montagehalle für Transformatoren.

Trollhätte-Kraftwerk hat Gleisanschluß an das normalspurige Eisenbahnnetz.

Die Hauptlieferanten waren:

für die Turbinen: Nydqvist & Holm A.-B., Trollhättan und A.-B. Karlstads Mekaniska Verkstad, Verkstaden, Kristinehamn;

für die Generatoren: Allmänna Svenska Elektriska A.-B., Västerås;

für die Transformatoren: Allmänna Svenska Elektriska A.-B., Västerås und Luth & Roséns Elektriska A.-B., Stockholm;

für die Instrumentierung: Allmänna Svenska Elektriska A.-B., Västerås.

Die Bauarbeiten sind in eigener Regie von der Königl. Wasserfallverwaltung ausgeführt. Die besten technischen Mittel, die zu der Zeit vorhanden waren, kamen zur Anwendung, wie z. B. verschiedene pneumatische Werkzeuge, elektrische Hebezeuge, Decauville-Karren und 981 mm Gleisanlagen mit Dampf- und elektrischer Lokomotive. Die Fangedämme waren aus Holz. Bagger sind nicht angewandt worden. Betreffs Betonarbeiten ist anzuführen, daß der Beton gewöhnlich als Stampfbeton ausgeführt wurde, was zu jener Zeit das üblichste war. Der Beton wurde in den Hauptmassen aus mageren Mischungen hergestellt, bei großen Konstruktionen ist man mit dem Mischungsverhältnis bis zu 1 : 5 : 7 heruntergegangen und hat Sparsteine eingelegt. Bei Flächen, die wasserdicht werden sollten, wurde eine fettere Dichtungsschicht, im allgemeinen 1 : 2 : 2 1/2, eingelegt und die Fläche mit Glattstrich versehen. Die Dauerhaftigkeit der Betonarbeiten in verschiedenen Konstruktionen hat sich als sehr verschieden erwiesen. Die großen Kanalmauern aus Beton, die mit einer wasserdichten und mit Glattstrich versehenen Fläche unter der Steinbekleidung ausgeführt waren, haben sich bei Probebohrungen als gut erwiesen. Dagegen mußte ein Teil der Wände in dem älteren Verteilungsbecken und im älteren Teil des Wasserschlosses in ziemlich großem Maße repariert werden und zwar besonders solche Konstruktionsteile, die Wasserdruck in verschiedenen Richtungen erhalten.

Wenn die Regulierung des Vänersees durchgeführt sein wird und die obengenannten weiteren Ausbauten ausgeführt sein werden, ist beabsichtigt, das Krafthaus dieses Ausbaues nahe der Mitte des jetzigen Zulaufkanales zu bauen. Der neue Zulaufkanal kann auf einfachste Weise geschaffen werden durch Errichtung einer Staumauer vom Mittelpfeiler des jetzigen Walzenwehres über die unterhalb liegenden Inseln hinweg bis zum Platze für das neue Kraftwerk (s. Plan Abb. 4). Durch diese Mauer wird der obere östliche Teil der Fallrinne eingedämmt.

Der Unterwasserkanal wird durch Vertiefung der unteren Fallstrecke erhalten, wodurch die untere Fallstufe, der sog. Helvetesfall, verschwinden wird. Die Sprengarbeiten in diesem Unterwasserkanal können ohne größere Eindämmungskosten ausgeführt werden, da man, wenn der Wasserspiegel des Vänersees nicht zu hoch ist, durch die Fallrinne kein Wasser abzulassen braucht. Das neue Kraftwerk wird voraussichtlich zuerst nur eine Einheit von 50 000 PS erhalten, und wenn der Spitzenkraftbedarf weiter steigt, mit noch einer Einheit von 50 000 PS ausgerüstet werden. Mit dem Bau des neuen Kanals wird voraussichtlich in diesem Jahre angefangen. Er wird am unteren Ende mit einem Durchbruch zum alten Kanal versehen, wodurch der Gefällsverlust in der Wasserzuführung des bestehenden Kraftwerkes soviel vermindert wird, daß sich die Kapitalauslage für den neuen Kanal schon rentiert, ehe das neue Kraftwerk gebaut werden wird.

### Das Kraftwerk in Lilla Edet.

Nachdem das Trollhätte-Kraftwerk mit seinen 13 Einheiten so weit ausgebaut war, daß die Mittelwassermenge des Göta älv ausgenutzt werden konnte, war es nicht mehr wirtschaftlich, das Trollhätte-Kraftwerk vor der Regulierung des Vänersees noch weiter auszubauen. Statt dessen fing man im Jahre 1918 an, das bedeutend kleinere Gefälle bei Lilla Edet auszubauen. Bei der Projektierung waren zuerst eine Reihe vertikaler Einrad-Turbinen von rd. 5000 PS bei 6,5 m Gefälle angenommen. Schließlich gelangte man zu Projekten mit vertikalen Doppelturbinen von 10 000 PS. Für die Ausführung fiel die Wahl aber auf ganz andere Turbinentypen. Nach dem Bauanfang trat ein Konjunkturumschlag ein, der zur Folge hatte, daß man es für vorteilhaft fand, die Bauzeit zu verlängern. Durch diesen Aufschub gewann man Zeit, die kräftige Turbinenentwicklung, die in diesen Jahren vor sich ging, zu fördern und auszunützen. Hierdurch wurde es möglich, trotz des geringen Gefälles Einradturbinen von 11 500—14 000 PS zu erhalten. Es wurden drei solche Turbinenaggregate aufgestellt, die bei Maximalbelastung zusammen rd. 500 m<sup>3</sup>/sec ausnutzen können. Das Kraftwerk wurde im Jahre 1926 in Betrieb genommen.

Die Anlage wurde auf die östliche Seite des Flusses verlegt, wo der notwendige Platz durch Erwerb und Abbruch einer dort ge-

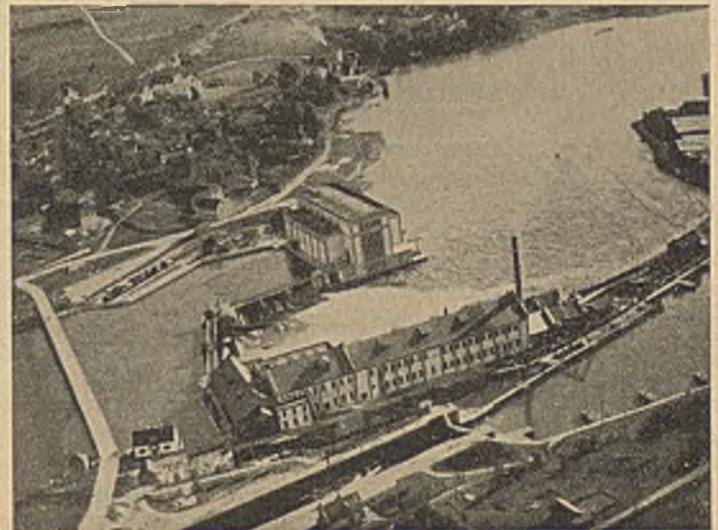


Abb. 8. Lilla Edet. Fliegeraufnahme. Aero Materiel A.-B. Nr. D 2006.

legenen alten Papierfabrik geschaffen wurde. Das Maschinenhaus wurde an einer Verbreiterung des Flusses rd. 100 m unterhalb des Walzenwehres, das im Zusammenhang mit dem Umbau des Wasserweges Vänern—Kattegatt gebaut wurde, verlegt. Nur ein ganz kurzer Oberwasserkanal wurde dadurch notwendig, und die Saugrohre konnten direkt in den Fluß ausmünden. Die Begrenzungsmauer des Zulaufkanales gegen den Fluß schließt an das Walzenwehr (s. Abb. 8 und 9).

Das Walzenwehr hat zwei Walzen mit einer Lichtweite von je 22 m. Die Wehrschwelle liegt auf Kote +3,50, was bei höchstem Oberwasserspiegel einer Wassertiefe von 3,8 m entspricht. In der Ecke zwischen dem Walzenwehr und der westlichen Seitenmauer des Zulaufkanales ist eine Schütze von 3,5 m l. W. und mit Schwelle auf +0,00 eingebaut. Auf dieser Mauer ist ein bewegliches Wehr mit sieben Schützen von je 1,5 m Breite mit Schwelle auf Kote +4,60 aufgesetzt, weiter zwei 11,25 m breite Dammbalkendurchlässe mit der Schwelle auf derselben Höhe wie die Schützen; ferner finden sich zwei Grundablaßschützen von zusammen 4,5 m<sup>2</sup> freier Durchströmungsfläche und bei der nordwestlichen Ecke des Maschinenhauses eine 4,0 m breite Eisschütze mit der Schwelle auf Kote +5,60. Diese Schütze ist so angeordnet, daß sie über die Wasserfläche gehoben und unter dieselbe gesenkt werden kann. Außerdem ist in der Verlängerung der oberen Fassadenmauer auf der östlichen Seite des Kraftwerkes ein 3,0 m breiter, mit

Dambalken abgesperrter Eisdurchlaß vorhanden. Die beiden Walzen des Regulierwehres und die größeren Schützen werden elektrisch betätigt mit Handbetrieb als Reserve.

Im Winter werden Schwimmbalken über den kurzen Zulaufkanal schräg gegen den Eisdurchlaß auf der rechten Seite hin aus-

führt und die Wandflächen sind nicht geputzt. Der Tiefbau besteht hauptsächlich aus den Einlaufkammern, den Spiralen und den Saugrohren der drei Aggregate. Außerdem sind einige Kellerlokale vorhanden, die tiefer als der Unterwasserspiegel liegen. Unter den Saugrohren ist ein Inspektionsgang angelegt und am westlichen

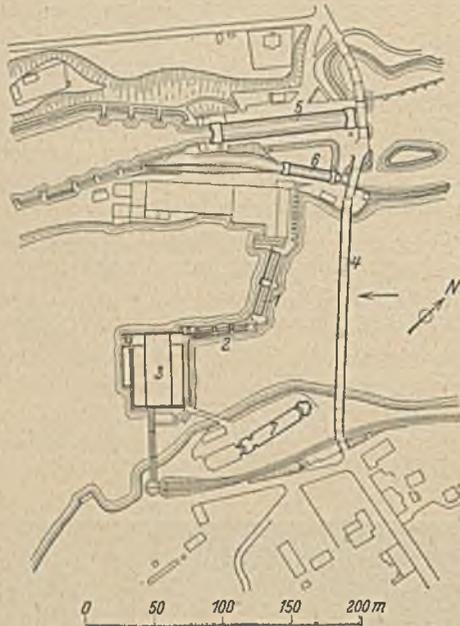


Abb. 9. Lilla Edet. Übersichtsplan.  
1. Walzenwehr.  
2. Schützenwehr.  
3. Krafthaus.  
4. Straßenbrücke.  
5. Die neue Schleuse (1916).  
6. Die alte Schleuse (1832).  
7. Die älteste Schleuse (1607).

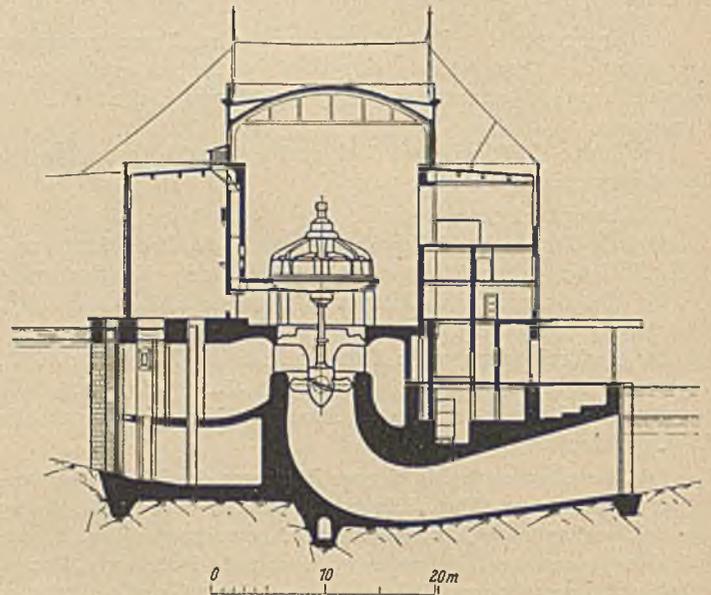


Abb. 11. Das Kraftwerk in Lilla Edet. Querschnitt.

gelegt. Wie in Trollhättan werden auch hier Schwimmbalken quer über den Fluß ausgelegt, um Treibeis abzufangen und um die Bildung einer Eisdecke zu fördern. Diese Schwimmbalken werden an einer Stelle rd. 1 km oberhalb des Regulierwehres, wo die Wassergeschwindigkeit klein ist, ausgelegt. Die Schwimmbalken waren früher nahe beim Kraftwerk, wo die Wassergeschwindigkeit 0,6 m/sec war, ausgelegt. Die Eisstücke haben sich dann aber untereinander geschoben, und statt einer großen, dünnen Eisfläche hat sich eine tiefgehende Packeisstauung gebildet.

Das Regulierwehr ist auf Fels gegründet. Das Mauerwerk ist aus Stampfbeton mit Granitverkleidung ausgeführt. Die östliche Begrenzungswand des Zulaufkanals ist ebenfalls auf Fels gegründet und teils als Gewichtsmauer, teils als Eisenbetonpfeiler mit dazwischenliegenden dünnen Eisenbetonplatten aus-

Ende des Ganges ist eine Pumpengrube ausgesprengt worden. Um diese auszupumpen, sind drei elektrisch betriebene Zentrifugalpumpen, zwei mit einer Kapazität von je 23 000 l/min und eine mit einer Kapazität von 2000 l/min, sowie eine elektrisch betriebene Kolbenpumpe ebenfalls für 2000 l/min, aufgestellt worden. Die tiefliegenden Kellerräume liegen stets im trockenen. Das Sicker-

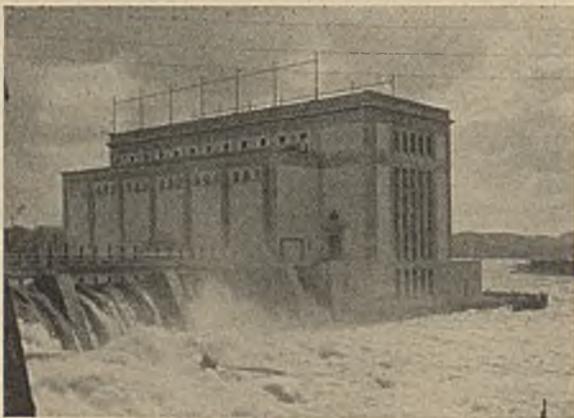


Abb. 10. Lilla Edet. Maschinenhaus.

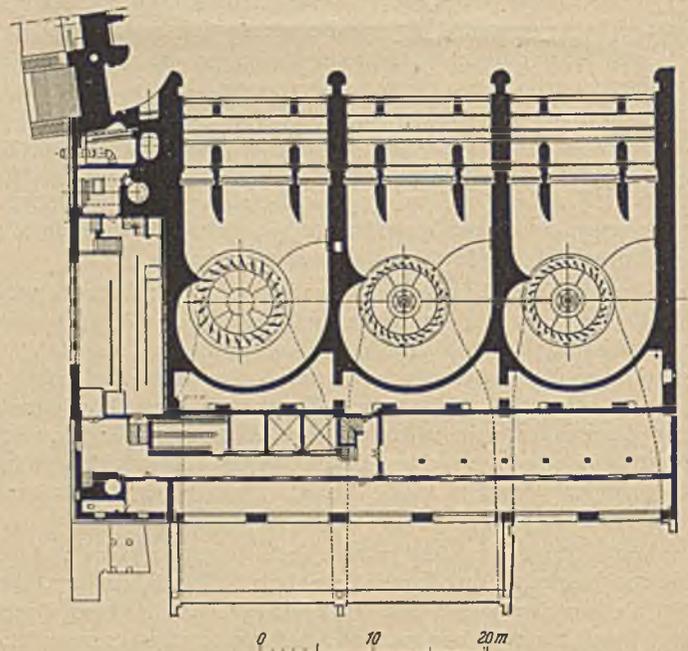


Abb. 12. Das Kraftwerk in Lilla Edet. Grundriß.

geführt. Die wasserseitigen Flächen sind hier mit Gunitenputz behandelt.

Das Maschinenhaus (Abb. 10, 11 und 12) ruht ebenfalls auf Fels, der aber an dieser Stelle mit wasserführenden Schichten durchsetzt war, die durch Einpressen von Zementmörtel gedichtet wurden. Die Grundmauern sind aus stark armiertem Beton hergestellt, dessen magerste Partien im Mischungsverhältnis 1:4:4 ausgeführt wurden. Die Schalungen der Wasserwege sind mit gehobelten und gespundeten Brettern ausge-

wasser ist gering; um dieses fortzupumpen, braucht nur die kleinere Zentrifugalpumpe einige Minuten in der Stunde in Betrieb zu sein.

Das Leeren der Einlaufkammer oder der Saugrohre geschieht dadurch, daß man nach dem Absperren mittels Schützen bzw. Dambalken das Wasser durch Rohrleitungen in die Pumpengrube ablaufen läßt. Dies ist auch der Grund für die große Kapazität der Pumpen.

Die 13 m breiten und rd. 13 m hohen Einlaufkammern sind durch zwei vertikale Zwischenwände und einen horizontalen Zwi-

schenboden unterteilt; dadurch ist die freie Spannweite relativ klein geworden. Die Absperrschützen rollen auf den vertikalen Zwischenpfeilern und haben keine Falze in den Hauptzwischenmauern zwischen den Aggregaten, sondern sind gegen die Seitenwände der Kammern nur abgedichtet. Durch diese Maßnahme sind die Schützen ziemlich leicht geworden. Die Schützen sind horizontal in der Art geteilt, daß die eine Schütze von unten bis zum Zwischenboden und die andere vom Zwischenboden bis zur Decke der Einlaufkammer geht. Die Schützen werden mittels einer elektrischen Winde hochgehoben und zwar so, daß zuerst die untere Tafel gehoben wird, bis sie in die gleiche Höhe kommt, wie die obere und dann diese mitnimmt.

Die Rechen haben vertikale Aufstellung und sind in sechs Teile eingeteilt, einen vor jeder Öffnung, die durch den Einbau der Zwischenwände im Einlauf entstanden sind. Alle können leicht durch den Kran, der den Schützen- und Rechensaal bestreicht, gehoben werden. Die Rechen sind als Grobrechen mit 200 mm Stabentfernung ausgeführt; dazwischen können Feinrechenfelder mit 20 mm Stababstand eingeschoben werden. Der kleine Stababstand ist mit Rücksicht auf die Fischerei ursprünglich während der Zeit, wo keine Eisdecke vorhanden ist, gefordert gewesen. Im Winter brauchten doch die Feinrechen nicht benutzt zu werden. Versuche haben aber ergeben, daß die Fische nicht beschädigt werden, wenn sie diese Turbinen mit kleiner Tourenzahl und den großen Wasserwegen passieren. Auf Grund dieser Erfahrungen ist die Genehmigung erteilt worden, die Feinrechen auch im Sommer wegzulassen. Es ist von großer Bedeutung, daß man Feinrechen nicht mehr anzuwenden braucht, da Schwemmsel, das sich sonst auf den Rechen gesammelt hätte und weggeschafft werden müßte, jetzt die Turbinen passiert. Die Turbinen werden dadurch nicht beschädigt.

Trotz des großen Lamellenabstandes war es in den ersten Jahren, ehe die Rechen gewärmt wurden, schwer, Verstopfung desselben durch Eisabsetzung, zu Zeiten da sich schwimmendes Grundeis im Fluß bildet, zu verhindern. Man hat daher für die unteren Rechenfelder Erwärmungen mittels Warmwasser angeordnet. Dieses Warmwasser erhält man von dem Transformatorenkühlwasser, welches sich bei Bedarf auf elektrischem Wege mit Hilfe der für Probelastungen der Turbinen angeschafften Belastungswiderstände noch weiter aufwärmen läßt. Das Warmwasser wird in  $\frac{3}{4}$ "-Rohre geleitet, die auf der Vorderseite der Rechenstäbe festgeschweißt sind. Bei schwerer Schwammesbildung und voller Belastung verbrauchen die Rechen jedes Aggregates 300 l Warmwasser je Minute mit einer Einlauftemperatur von rd. 18° C und einer Auslauftemperatur von 8°, was einer Wärmezufuhr von 210 kW entspricht. Die oberen Rechen werden, sobald sich eine Eisdecke oberhalb der genannten 1 km stromaufwärts ausgelegten Schwimmbalken gelegt hat, herausgenommen und brauchen nicht erwärmt zu werden.

In den Saugrohren sind keine Zwischenwände vorhanden. Die freie Spannweite der Decke beträgt also 13,6 m. Beim Bau der Saugrohre wollte man die Möglichkeit offen halten, zwei Aggregate mit Kaplan turbinen auszurüsten. Diese Saugrohre wurden daher in der Länge größer gebaut, so daß die unterwasserseitige Fassade gebrochen wurde.

Die Dammbalken für die Einläufe und Saugrohrmündungen sind eiserne Fachwerksbalken und mit Holzleistendichtung. Sie werden mittels für diesen Zweck angeschaffter Krane bedient.

Der Oberbau des Maschinenhauses besteht aus einem Hauptschiff über den Generatoren, einem Seitenschiff, stromaufwärts des Hauptschiffes für Schützen und Rechen, und einem stromabwärts befindlichen Teil für Kontrollraum, Schaltanlagen und Kontor. Der Hochbau besteht aus einem tragenden Gerippe aus Eisenbeton; auch Fußböden und Dach sind in Eisenbeton ausgeführt; die Mauerflächen zwischen den tra-

genden Teilen des Hauses sind mit Ziegel ausgemauert. Die Ziegelwände sind auf der Außenseite geschlämmt und auf der Innenseite teils geschlämmt, teils glatt geputzt. Die Betonflächen sind im allgemeinen ungeputzt geblieben.

Im Hauptgebäude befinden sich zwei elektrische Krane von je 75 t und im Rechen- und Schützensaal ein Kran von 40 t Tragkraft. Das Kraftwerk hat Gleisanschluß an das normalspurige Eisenbahnnetz.

Die drei großen Turbinen sind: eine vertikale Kaplan-turbine mit stellbaren Laufradschaufeln und zwei vertikale Lawaczek turbinen mit festen Laufradschaufeln.

Bei einem Gefälle von 6,5 m leistet die erste 14 000 PS und die beiden anderen je 11 500 PS; alle drei laufen mit 62,5 Umdr/min.

Der Laufraddurchmesser der Kaplan turbine ist 5,8 m und der Lawaczek turbine ist 6,0 m. Diese Abmessungen stellten lange Zeit Weltrekorde dar.

Jede Turbine ist direkt mit einem Dreiphasengenerator von 10 000 kVA, 11 kV und 25 Pers/sec gekuppelt. Die elektrische Ausrüstung besteht weiter aus drei Transformatorenaggregaten von zusammen 33 000 kVA, 11/55 kV und Schaltanlagen für 11 und 55 kV.

Außerdem sind vorhanden: eine vertikale Propellerturbine von 300 PS bei 375 Umdr/min und 6,5 m Gefälle, direkt gekuppelt mit einem Gleichstromgenerator für 200 kW, 220 V und eine kleine Akkumulatoren batterie.

Die Hauptlieferanten waren:

Für die Kaplan turbine: A.-B. Karlstads Mek. Verkstad Verkstaden, Kristinehamn.

Für die Lawaczek turbinen: A.-B. Finshyttan, Finshyttan.

Für die Generatoren und Schaltanlage: Allmänna Svenska Elektriska A.-B., Västerås.

Die Bauarbeiten sind in eigener Regie von der Königl. Wasserfallverwaltung ausgeführt.

Beim Bauanfang mußte zuerst der Bauplatz zugänglich gemacht werden. Außer der Beseitigung der vorhandenen Fabrikgebäude mußten umfangreiche Fangedämme gebaut werden. Sämtliche Fangedämme wurden ungefähr, wie seiner Zeit für das Trollhätte-Kraftwerk, aus Holz gebaut. Eisen im größeren Maße anzuwenden, war nicht empfehlenswert, da die Eisenpreise in den Nachkriegsjahren 1919—1920 im Verhältnis zu den Holzpreisen nicht so niedrig waren wie jetzt. Die Fangdämme der westlichen und südlichen Seiten der Baugrube hatten eine Länge von 220 m und eine maximale Tiefe von 13 m. Vor dem Bau des Fangedammes wurden alle losen Massen, die mit dem Bagger erreicht werden konnten, ausgebagert, wobei der Fels soweit als möglich auch in Richtung der Fangdämme bloßgelegt wurde. Hier sind doch weitgehende Nachsäuberungen mit Tauchern notwendig gewesen.

Außer zwei großen Schwimmbaggern kamen bei den Bauausführungen ungefähr die gleichen Baumaschinen zur Anwendung wie beim Bau des Kraftwerkes in Trollhättan. Eine Abweichung beim Hoch- und Tiefbau bestand darin, daß im Maschinenhaus G u b b e t o n zur Anwendung kam. Dieser wurde mit Hilfe eines Turmes durch geneigte Rinnen an Ort und Stelle transportiert.

Nach Durchführung der Regulierung des Vänersees ist ein weiterer Ausbau beabsichtigt. Derselbe soll an der östlichen Seite des Kraftwerkes durch Anbau weiterer Aggregate erfolgen. Dieser Ausbau wird jedoch erst nach dem weiteren Ausbau in Trollhättan ausgeführt, weil die Ausbaukosten bei den kleinen Gefällen verhältnismäßig teuer sind. Durch den großen Stau von rd. 3,0 Mill. m<sup>3</sup> zwischen Trollhättan und Lilla Edet kann man momentan in Trollhättan eine größere Wassermenge als in Lilla Edet voll ausnutzen, ohne dabei Wasser in Lilla Edet über das Wehr abfließen lassen zu müssen.

(Fortsetzung folgt.)

WINDDRUCK AUF FACHWERKTÜRME VON QUADRATISCHEM QUERSCHNITT.

Von Dozent Dr. Katzmayr, VDI, Wien und Dr.-Ing. H. Seitz, VDI, Stuttgart.

Übersicht: Die Windbelastung von Fachwerktürmen ändert sich mit der Windrichtung. Die bisherigen Berechnungsweisen und ihre Auswirkung auf die Stabkräfte der Eckstiele und Füllstäbe werden besprochen und mit den Ergebnissen von Modellversuchen verglichen, die im Aeromechanischen Institut der Technischen Hochschule Wien ausgeführt wurden.

Bei turmartigen Fachwerkbauten sind meist die Windkräfte für die Bemessung entscheidend. Leider läßt sich deren Größe viel weniger zuverlässig abschätzen, als es sonst bei Ingenieurbauten der Fall ist. Beim praktisch wichtigsten Fall, dem Turm von quadratischem Querschnitt, wurde bisher etwa folgendermaßen gerechnet: Auf Grund von behördlichen Vorschriften, Normen oder sonstigen Annahmen wählte man den rechnungsmäßigen Winddruck — meist irgendwie gestaffelt nach der Höhe gegenüber dem umliegenden Gelände — etwa zwischen 150 und 250 kg/m<sup>2</sup>, bestimmte stockwerkweise die Angriffsfläche einer Turmwand, die man sich von waagrecht ankommendem Wind senkrecht getroffen dachte („Belastungsfall I“), und errechnete hieraus die Knotenlasten. Die rückwärtige Turmwand wurde teils mit derselben, teils nur mit der halben Last der Vorderwand belastet angenommen. Die beiden parallel zum Wind stehenden Wände blieben, soweit sie von den Eckstielen der Vorderwand verdeckt sind, unberücksichtigt; etwa überstehende Teile wurden der Angriffsfläche der vorderen und hinteren Turmwand zugerechnet.

Wind schräg, besonders diagonal zum Turm („Belastungsfall II“), blieb meist unberücksichtigt und zwar wohl aus folgendem Grunde: Der Winddruck, der senkrecht auf eine schräg angeblasene Fläche wirkt, wird im Baufach seit Jahrzehnten zu

$$(1) \quad w_\alpha = w \cdot \sin^2 \alpha$$

gerechnet, wo  $\alpha$  den Winkel zwischen Windrichtung und getroffener Fläche bedeutet. War die Windlast für  $1 \text{ m}$  Turmhöhe an einer bestimmten Stelle für Belastungsfall I

$$(2) \quad W = F (w_{\text{vorn}} + w_{\text{hinten}})$$

so fand man für Belastungsfall II mit  $\sin^2 45^\circ = 0,5$  zwei senkrecht zueinanderstehende Lasten  $W'_{45^\circ}$  von halber Größe, die geometrisch addiert eine Gesamtlast in Windrichtung von

$$(3) \quad W_{45^\circ} = 0,707 W$$

ergaben (vgl. Abb. 1), d. h. im Belastungsfall II beträgt die Windlast demnach nur das 0,707fache derjenigen des Falles I. Ist an einem bestimmten Turmquerschnitt in Höhe  $h$  im Fall I das Moment der Windkräfte =  $M_h$ , im Fall II demnach  $M_{h,45^\circ} = 0,707 M_h$ , so rechnen sich die Gurtkräfte

$$(4) \quad \text{im Fall I zu } G = \pm \frac{M_h}{2 \cdot a}$$

$$(5) \quad \text{im Fall II zu } G_{45^\circ} = \pm \frac{M_{h,45^\circ}}{a \cdot \sqrt{2}}$$

$$= \pm \frac{M_h}{2a}$$

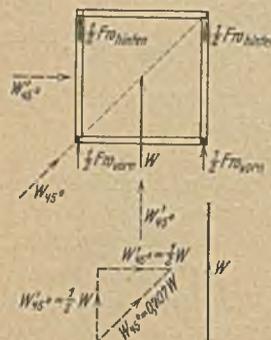


Abb. 1.

Bei Gültigkeit von Gl. (1) wären also die Gurtkräfte in beiden Belastungsfällen gleich groß, die Kräfte in den Füllstäben aber bei Fall II nur halb so groß wie im Fall I, so daß Fall II unberücksichtigt bleiben könnte. In Abb. 2 sind für Gl. (1) die Gesamtwindlasten, Gurt- und Füllstabkräfte für verschiedene Anblasewinkel  $\alpha$  dargestellt.

Würde man an Stelle von Gl. (1) mit

$$(6) \quad w_\alpha = w \cdot \sin \alpha$$

rechnen, was bisher in Deutschland nicht üblich ist, aber seit 1931 von der Deutschen Reichspost für die Berechnung von Funk-

türmen vorgeschrieben wird, so ergeben sich laut Abb. 3 ungünstigere Gesamtwindlasten, Gurt- und Füllstabkräfte. Entscheidend für die Gurtkräfte ist dabei der Belastungsfall II, er gibt um 41% höhere Gurtkräfte als Fall I.

Will man bestimmte Belastungsannahmen mit den in Wirklichkeit zu erwartenden Windlasten vergleichen, so muß man folgende Fragen klären:

1. Mit welcher größten Windgeschwindigkeit ist an der Baustelle zu rechnen?
2. Wie groß werden — bei gegebener Windgeschwindigkeit — die Windlasten bei ungünstigster Anblasrichtung?

Die erste Frage wendet sich an den Meteorologen. Neuere Forschungen<sup>1</sup> haben gezeigt, daß die bei Böen auftretenden Spitzengeschwindigkeiten nur auf Sekunden oder Bruchteile davon andauern und auch räumlich wenig ausgedehnt sind. Man braucht daher bei großen Bauwerken kaum damit zu rechnen, daß überall gleichzeitig solche vereinzelt gemessene Spitzenwerte wirken. Nach den heute bekannten Beobachtungen wird man im allgemeinen mit  $v = 30-40 \text{ m/sec}$ , in besonders stürmischen oder böigen Gegenden mit etwa  $v = 35-45 \text{ m/sec}$  zu rechnen haben. Ob oberhalb von etwa 40 m über dem Gelände mit weiterer Zunahme von  $v$  zu rechnen ist, ist noch nicht genügend geklärt. Wohl nimmt die durchschnittliche Windgeschwindigkeit mit der Höhe noch zu, doch scheint in höheren Lagen die Böigkeit, d. h. das Verhältnis zwischen kurzdauernder Böengeschwindigkeit und durchschnittlicher Windgeschwindigkeit abzunehmen<sup>2</sup>.

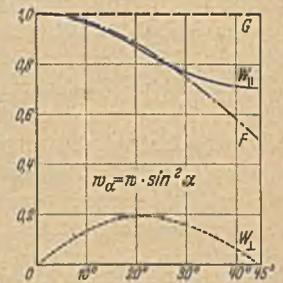


Abb. 2. Verlauf der Windlasten parallel und senkrecht zur Windrichtung sowie der Gurtkräfte  $G$  und Füllstabkräfte  $F$  für verschiedene Winkel  $\alpha$  nach Gl. (1).

Über die zweite Frage können nur Versuche im Windkanal Aufschluß geben<sup>3</sup>. Allgemein geht man bei der Auswertung von Versuchen von der Gleichung aus:

$$(7) \quad W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \cdot c_w \cdot F,$$

wo  $W$  die Windkraft in  $\text{kg}$ ,  $\rho$  die Luftdichte in  $\text{kgm}^{-3} \text{ sec}^2$ ,  $v$  die Windgeschwindigkeit in  $\text{msec}^{-1}$ ,  $c_w$  ein dimensionsloser, von der Gestalt und Oberflächenbeschaffenheit des Körpers abhängiger „Widerstandsbeiwert“ und  $F$  in  $\text{m}^2$  die Projektionsfläche des Körpers auf eine zur Windrichtung senkrechte Ebene ist. Der Wert

$$(8) \quad \frac{1}{2} \rho v^2 = q,$$

der praktisch genügend genau  $= \frac{1}{18} v^2$  gesetzt werden kann, wird Staudruck genannt.

Als gesichert können folgende Ergebnisse gelten:

1. Bei scharfkantig begrenzten Körpern ist  $c_w$  unabhängig von  $v$  und dem Größenmaßstab des Versuchskörpers, so daß also  $c_w$  durch Modellversuche an geometrisch ähnlichen Körpern und bei beliebiger Geschwindigkeit  $v$  bestimmt werden kann.

<sup>1</sup> Vgl. hierzu Prof. W. Schmidt, Wien: Die Struktur des Windes, Sitzungsberichte Akad. d. Wissenschaften, Wien 138. Bd. — F. H. u. m. e. l. Vergleichende Untersuchungen der Böigkeit des Windes, Beiträge z. Physik d. freien Atmosphäre, XVII. Bd., Heft 4. — R. H. Sherlock, u. M. B. Stout: Picturing the structure of the wind, Civil Engineering, Juni 1932. — H. Seitz: Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck, Bautechnik (1932), Heft 50 u. 51.

<sup>2</sup> Die in vieler Beziehung vorbildlichen holländischen Normen über Winddruck auf Bauwerke N 790, erschienen im November 1933, rechnen bei  $h \geq 40 \text{ m}$  mit gleichbleibender Windgeschwindigkeit und zwar je nach Lage zur See mit  $v = 40-45,5 \text{ m/sec}$ .

<sup>3</sup> Wertvolle Beiträge hierzu finden sich u. a. in den „Ergebnissen der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen“, Verlag Oldenburg, II. Lieferung 1923, III. Lieferung 1927, IV. Lieferung 1932.

2. Die Querschnittsform des einzelnen Fachwerkstabs (ob Rechteck,  $\angle$ , U- oder I-Profil) ist ohne wesentlichen Einfluß auf  $c_w$ .
3. Der Verlauf der Füllstäbe innerhalb der Gurtungen (K-System, gekreuzte Diagonalen usw.) beeinflusst  $c_w$  nicht nennenswert.
4. Mit zunehmendem Völlegrad  $\varphi$  des Fachwerkes (d. i. das Verhältnis der tatsächlichen Projektionsfläche zu der durch die Umrißlinien begrenzten, voll gedachten Fläche) nimmt  $c_w$  ab.

Im einzelnen wurde folgendes festgestellt: Bei einem einzelnen ebenen Fachwerksträger bewegt sich der Wert  $c_w$  zwischen 1,8 bei  $\varphi = 0,15$  und 1,5 bei  $\varphi = 0,40$ . Im Durchschnitt wird man mit  $c_w = 1,6$  rechnen können<sup>4</sup>. Aus Gl. (8) findet man damit für ebene Fachwerke folgende Entsprechungen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Winddruck } 150 \text{ kg/m}^2 \\ \text{,, } 200 \text{ ,,} \\ \text{,, } 250 \text{ ,,} \end{array} \right\} = c_w \cdot q = 1,6 \cdot \frac{1}{16} v^2 \left\{ \begin{array}{l} v = 38,6 \text{ m/sec} \\ v = 44,6 \text{ m/sec} \\ v = 50,0 \text{ m/sec} \end{array} \right.$$

Bei zwei hintereinanderliegenden, kongruenten Tragwerken, deren Abstand gleich der Trägerbreite ist (wie im Sonderfall der Türme), ist der Beiwert  $c_w$  nach Flachsbar<sup>5</sup> nur vom Völlegrad abhängig und beträgt für den rückwärtigen Träger

$$(9) \quad c'_w = (1 - \varphi)^2 \cdot c_w$$

wenn die Träger auf Deckung stehen. Sind sie um eine halbe Feldbreite gegeneinander versetzt, so erhöht sich  $c'_w$  um etwa ein Fünftel.

Auch über schräg angeblasene Fachwerksträger liegen Versuche vor. Die Tangentialkräfte erwiesen sich dabei meist als sehr klein; die eingangs erwähnte Praxis, den Wind auf die in der Windrichtung liegenden Wände zu vernachlässigen, erscheint gerechtfertigt, und es genügt somit, Fachwerkträger im allgemeinen als zweidimensionale Gebilde zu behandeln. Senkrecht zur Fachwerkebene nehmen die Windlasten aber viel langsamer ab, als nach Gl. (1) oder auch nach Gl. (6) anzunehmen wäre. Bis  $\alpha = 25^\circ$  ist die Abnahme kaum merklich, bei  $45^\circ$  beträgt sie etwa 10—20%.

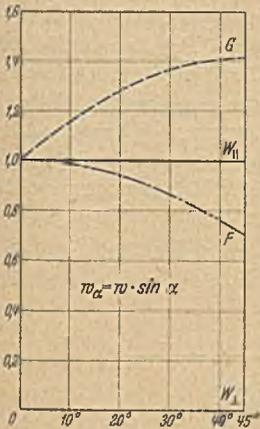


Abb. 3. Verlauf der Windlasten und Stabkräfte für verschiedene Winkel  $\alpha$  nach Gl. (6).

jede Wand wirkt auf die Belastung der übrigen zurück. Aus Versuchen, deren Einzelheiten noch nicht veröffentlicht sind, gibt Flachsbar<sup>5</sup> für den Bereich  $\varphi = 0,20$ — $0,50$  eine Überschlagsformel für den Gesamtwinddruck auf einen schräg getroffenen quadratischen Fachwerkmast:

$$W = q \cdot F c_w \left\{ \left[ 1 + K(1 - \varphi)^2 \right] + \frac{\varphi - 0,20}{\varphi} \sin 2\alpha \right\} \quad (10)$$

$c_w$  versteht sich hier als Beiwert für eine senkrecht angeblasene Fachwerk wand. Der Koeffizient  $K$  ist = 1, wenn die vier Wände kongruent sind und auf Deckung liegen, etwa gleich 1,2, wenn die rückwärtige Wand um eine halbe Felderteilung gegen die vordere versetzt ist. Für den Fall  $\varphi = 0,20$  (diese untere Grenze der Gültigkeit der Formel entspricht wohl am besten den Verhältnissen

von Funktürmen) fällt das letzte Glied in der Klammer weg, die Windlast ist für alle Anblasewinkel gleich, und für die Stabkräfte gilt Abb. 3. Demnach wäre für einen Völlegrad um  $\varphi = 0,20$  das von der Deutschen Reichspost gewählte Rechnungsverfahren nach Gl. (6) gerechtfertigt. Für vollere Fachwerke mit  $\varphi = 0,30$  vgl. Abb. 4.

Zu beachten ist, daß Gl. (10) nichts über die Verteilung der Windlast auf vordere und rückwärtige Wände und über die normalen und tangentialen Komponenten der einzelnen Wände aussagt. Es ist aber für die Berechnung eines Turmes auch ziemlich belanglos, wie sich die Last im einzelnen verteilt; entscheidend ist nur, ein zutreffendes Bild darüber zu erhalten, wie groß bei gegebener Ansichtsfläche einer Turmwand ( $F$  und  $\varphi$ ) und Anordnung der Tragwände gegeneinander (Quadratquerschnitt und  $K$ ) die Gesamtwindlast für jedes Stockwerk für einen bestimmten Anblasewinkel  $\alpha$  ist.

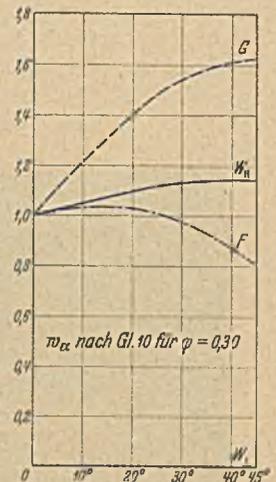


Abb. 4. Verlauf der Windlasten und Stabkräfte nach Gl. (10) für  $\alpha = 0,30$ .

Hierüber können im Einzelfall nur Versuche Auskunft geben. Das Projekt eines Holzfunkturmes für den Wiener Großsander auf dem Bisamberg gab Anlaß, mit einem zu anderen Zwecken angefertigten Modell, das im Maßstab 1 : 30 etwa den Funktürmen des Großsanders Mühlacker<sup>6</sup> entsprach, Versuche im Aeromechanischen Institut der Technischen Hochschule in Wien auszuführen. Sie sollten über die Größe des Widerstandsbeiwertes  $c_w$  bei verschiedenen Anblasewinkeln und bei den mit der Höhenlage wechselnden Völlegraden des Fachwerkes Aufschluß geben. Um letztere Frage beantworten zu können, war es notwendig, das Turmmodell, das über 3 m Höhe hatte, in mehrere Abschnitte einzuteilen und für jeden die Winddrücke zu messen. Es wäre nun verfehlt gewesen, das Modell tatsächlich in mehrere Teile zu zerschneiden und jeden für sich durchzumessen, da hierbei die gegenseitige Beeinflussung der benachbarten Teile ausgeschaltet worden wäre. Durch ein besonders hierfür entwickeltes Meßverfahren gelang es, diesen Fehler auszuschalten, und für sieben Höhenabschnitte die Winddrücke zu bestimmen. Das Verfahren ist derart, daß ein Zerteilen des Modells nicht notwendig ist. Die drei bodennahen Abschnitte maßen je 490 mm, die restlichen vier je 400 mm.

Angeblasen wurde aus sechs um je  $9^\circ$  versetzte Windrichtungen, wobei die Hauptlängsschnittebene  $x-x$  (Abb. 5) — als Bezugebene gewählt wurde. Zur Kontrolle wurde fallweise auch in den Richtungen  $-9^\circ$  und  $54^\circ$  gemessen. Das Turmmodell wurde bei den Versuchen um seine Hochachse gegenüber der festen Anblaserichtung, die in der Wiener Versuchsanlage lotrecht steht, verdreht.

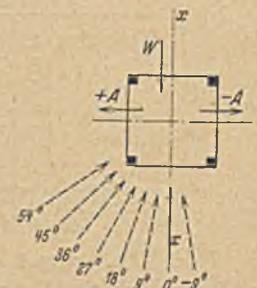


Abb. 5. Anordnung und Bezeichnungsweise der Wiener Versuche.

Wenngleich, wie schon oben erwähnt wurde, vorauszusehen war, daß die  $c_w$ -Werte unabhängig von der Größe der Anblasegeschwindigkeit sein werden, da die Stabquerschnitte scharfkantig sind und damit eine wohldefinierte Ablösestelle der Wirbe ergeben, wurde zur Kontrolle das Modell bei den Staudrücken  $q = 5, 10, 15, 20, 25$  und  $30 \text{ kg/m}^2$  durchgemessen. Es zeigte sich, daß tatsächlich von  $q = 15 \text{ kg/m}^2$  ab die Kräfte unmittelbar den Winddrücken verhältlich sind.

<sup>4</sup> Die holländische Norm N 790 sieht diesen Wert vor.

<sup>5</sup> Abhandlungen der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Zürich 1932, S. 167.

<sup>6</sup> Vgl. Bauingenieur (1931), Heft 29.

Da erfahrungsgemäß der natürliche Wind in Stärke und Richtung mit der Zeit erheblich schwankt — er ist böig —, wurde das Modell auch im schwankenden Windstrom untersucht. Dabei wechselten einmal die Winddrücke um  $\pm 30\%$ , sodann auch die Windrichtung um  $\pm 15^\circ$ , jeweils in Perioden von rund 1 sec. Diese Messungen zeigten jedoch, daß derartige periodische Schwankungen die Ergebnisse innerhalb der Meßgenauigkeit nicht beeinflussen.

In Abb. 6 ist die Meßanordnung beim Anblasen der Teilstücke 1 u. 2 zu sehen. Das Turmmodell wurde von einem Metallring, der mit ihm durch dünne Spanndrähte verbunden war, gehalten.

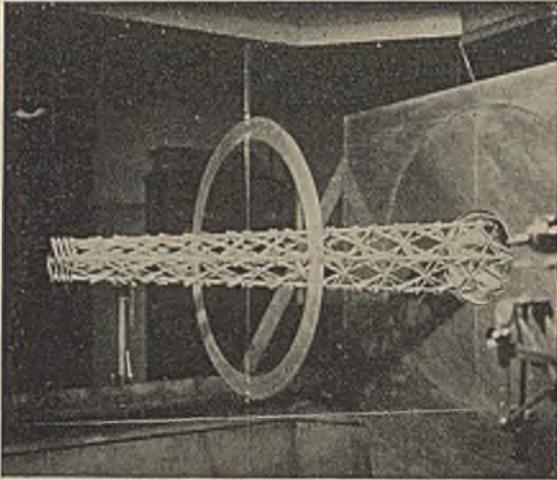


Abb. 6. Meßanordnung beim Anblasen der Teilstücke 1 und 2.

Dieser Ring war mit einem lotrechten Draht an der Waage befestigt, welche die Windkraftkomponente  $f_n$  in der Windrichtung wägen ließ. (Diese Waage ist im Bilde nicht zu sehen.) Ein zweiter Draht führte waagrecht zur rechts im Bilde, wenigstens teilweise sichtbaren Waage, mit der der Querwinddruck bestimmt wurde.

Die beiden gemessenen, zueinander senkrecht stehenden Teilkraften sind also auf die Windrichtung bezogen. Beide Teilkraften geben eine Mittelkraft nach Größe und Richtung an, diese kann ohne weiteres in zwei Teilkraften senkrecht und tangential zu einer Fachwerkebene zerlegt werden, wie dies für die Fachwerkberechnung nötig ist.

angeführt und zwar sowohl für das Modell wie auch für den durch dasselbe abgebildeten Turm. Man sieht, daß der Völlegrad innerhalb eines Turmes nicht unerheblich schwanken kann und an der unteren Grenze der sonst untersuchten Werte von  $\varphi$  oder noch darunter liegt. Beim Modell sind, besonders an der Turmspitze, die Werte von  $\varphi$  zu groß, da hier die Holzabmessungen aus praktischen Gründen etwas zu stark gewählt worden sind.

Wie in Gl. (7) angedeutet, ist es üblich, den Berechnungen den dimensionslosen Beiwert  $c_w$  zugrunde zu legen. Um diesen aus den Messungen abzuleiten, müssen die Meßwerte durch das Produkt Staudruck  $q = \frac{v^2}{16}$  mal Projektionsfläche  $F$  geteilt werden. Die Bestimmung von  $q$  bietet keine Schwierigkeiten, denn es ist gleich dem bei den Messungen eingestellten Staudruck des Versuchstromes. Viel schwieriger ist die Projektionsfläche  $F$  besonders für schrägen Windanfall, zu bestimmen.

Eine genaue Ermittlung auf rechnerischem Wege auf Grund der einzelnen Stababmessungen und unter Berücksichtigung der verschiedenen Projektionswinkel ist außerordentlich zeitraubend und am Ende trotz aller Sorgfalt kaum genau durchzuführen. Deshalb wurde im vorliegenden Falle ein neues Verfahren zur Ermittlung von  $F$  entwickelt, das bessere Ergebnisse bei erträglichem Aufwand an Mühe und Zeit ermöglicht. Zunächst wurden vom Turmmodell auf photographischem Wege richtige „Schattenbilder“ der sechs Anblasestellungen angefertigt und diese sodann photoelektrisch planimetriert. Diese so ermittelten Bezugsflächen  $F_\alpha$  und zwar für das ganze Turmmodell sind in Zahlentafel 2 eingetragen; man sieht, die Projektionsfläche wächst bei Schrägstellung rasch auf das zwei- bis dreifache der Normalflächen an.

Die Widerstandsbeiwerte  $c_w$  und  $c_a$  auf  $F_\alpha$  bezogen, sind in Tafel 2 aufgeführt. Sie nehmen eben infolge der raschen Zunahme der Bezugsflächen  $F_\alpha$  bei schrägem Anblasen stark ab und geben deshalb für sich allein betrachtet kein richtiges Bild des Winddrucks. Da das Rechnen mit den wirklichen Projektionsflächen für die Praxis denkbar ungeeignet ist, wurden die W- und A-Werte auch auf die Ansichtsfläche des Turmes für  $\alpha = 0$  bezogen. Die so ermittelten Beiwerte  $c'_w$  und  $c'_a$  (Tafel 2) machen die ungünstige Wirkung schrägen Windangriffs augenfällig. Zu beachten ist, daß auch hier die durch  $c'_w$  und  $c'_a$  gekennzeichneten Kräfte noch parallel bzw. senkrecht zur Windrichtung verlaufen.

Da der entwerfende Ingenieur aber nur mit Kräften, die parallel bzw. senkrecht zu den Turmseiten stehen, rechnen kann,

Tab. 1. Messungsergebnisse.

Gemessener Abschnitt	Völlegrad $\varphi$ für $\alpha = 0^\circ$		„W-Werte“ in g für $\alpha$						„A-Werte“ in g für $\alpha$					
	beim Modell	beim Turm	$= 0^\circ$	$= 9^\circ$	$= 18^\circ$	$= 27^\circ$	$= 36^\circ$	$= 45^\circ$	$= 0^\circ$	$= 9^\circ$	$= 18^\circ$	$= 27^\circ$	$= 36^\circ$	$= 45^\circ$
Teilstück 1	0,47	0,42	597	644	721	778	827	834	-20	12	19	4	-3	11
„ 2	0,365	0,33	703	762	919	1026	1015	1033	-5	20	21	10	-2	9
„ 3	0,275	0,28	617	649	758	794	799	843	-5	18	23	16	7	10
„ 4	0,25	0,26	676	720	658	774	954	981	-8	45	56	44	15	11
„ 5	0,20	0,21	982	975	1215	1410	1555	1624	-9	41	53	44	15	12
„ 6	0,16	0,15	1185	1380	1479	1645	1796	1874	50	175	160	95	62	65
„ 7	0,13	0,12	2415	2645	2859	2945	2964	3007	80	345	385	235	125	140
Ganz. Turm	0,187	0,19	7175	7775	8609	9372	9910	10196	83	656	717	448	219	258

Die in Tab. 1 eingetragenen Zahlen sind die Widerstandsanteile  $i_n$  (W) und  $q_{uer}$  (A) zur Richtung des ungestörten Windstromes. Sie sind für jeden der sieben Abschnitte, die von der Turmspitze gegen den Fuß zu mit 1—7 bezeichnet wurden, und auch für das ganze Turmmodell in Gramm für die sechs Windrichtungen 0, 9, 18, 27, 36 und 45° angegeben. Während W stets der Windrichtung entgegengerichtet ist, ist der Anteil A einmal nach links (+), einmal nach rechts (-) (Abb. 5) gerichtet. Daß selbst für  $\alpha = 0$  noch — allerdings sehr kleine — A-Werte gemessen wurden, ist auf kleine Ungenauigkeiten des Modells zurückzuführen. Die Angaben beziehen sich auf einen Staudruck von  $q = 25 \text{ kg/m}^2$ , dem eine Geschwindigkeit von 20 m/sec oder 72 km/Std. entspricht. In Tab. 1 sind ferner die Völlegrade für Anblasewinkel  $\alpha = 0$

wurden außerdem aus den W- und A-Werten Widerstandsbeiwerte  $c_{wI}$  und  $c_{wII}$  auf folgende Weise abgeleitet. Die durch zusammengehörnde W- und A-Werte gegebene Mittelkraft denkt man sich senkrecht zu den Turmseiten in zwei Teilkraften zerlegt, die jede für sich auf die Projektionsflächen der betreffenden Turmseite (für  $\alpha = 0^\circ$ ) bezogen werden. Es soll damit nicht gesagt sein, daß in Wirklichkeit sich die Windkräfte entsprechend dieser Teilkraftzerlegung auf die Turmwände verteilen; man erhält aber auf diese Weise handliche Rechnungsgrößen, deren Wirkungen vollkommen derjenigen der beobachteten Kräfte entsprechen. Der auf die stärker getroffene Wand bezogene Wert  $c_{wI}$  nimmt bei Schrägstellung nach Tab. 2 nicht nur nicht ab, sondern sogar noch etwas zu, während  $c_{wII}$  für die schwächer getroffene Wand, wie zu er-

warten, ganz ausgeprägt von 0 auf rd. 2,5 steigt. Für  $\alpha = 45^\circ$  müßte  $c_{wI} = c_{wII}$  sein, was wegen Ungenauigkeiten des Modells nicht vollkommen, aber doch praktisch genügend genau zutrifft.

Die Auswirkung des für wechselnden Anblasewinkel gefundenen Verlaufs der Windkräfte auf Gurt- und Füllstabkräfte ist in Abb. 7 dargestellt.

Die Versuchsergebnisse lassen folgende Schlüsse zu:

1. Für Belastungsfall I werden die früheren Versuchsergebnisse und die üblichen Rechenmethoden bestätigt.  $c_w = 1,6$  gesetzt und für die rückwärtige Turmwand 50% zugeschlagen gibt ein gesamtes  $c_w = 2,4$ . Daß in Wirklichkeit  $c_w$  um 6% größer gefunden wurde, mag auf den niederen Völlegrad zurückzuführen sein.

2. Die senkrecht zur Windrichtung wirksame Teilkraft des Winddruckes ist durchweg vernachlässigbar klein.

3. Den größten Windwiderstand bietet der Turm im Belastungsfall II, und zwar geht die Windlast auch über den Wert der Gl. (6) noch erheblich hinaus. Sie erreicht das Doppelte des Wertes der Gl. (1). Es mag sein, daß sich der Windwiderstand für Belastungsfall II dadurch etwas erhöht hat, daß die Fachwerksysteme der beiden senkrecht zueinanderstehenden Wandpaare um ein halbes Stockwerk gegeneinander versetzt waren. Doch würde dieser Umstand nach Gl. (10) nur eine 10proz. Zunahme der Windlast erwarten lassen.

Es ist nicht die Absicht der Verfasser, mit der vorliegenden Veröffentlichung einer weiteren erheblichen Verschärfung der Belastungsmaßnahmen für Funktürme und ähnliche Bauwerke das Wort zu reden. Man kann mit guten Gründen der Meinung sein, daß die heute in Deutschland üblichen Windbelastungen sowohl wegen der Höhe des angenommenen Staudrucks, der Zunahme der Windlasten mit der Höhe, wie auch der vorausgesetzten Gleichzeitigkeit des Auftretens maximaler Windkräfte noch erhebliche Sicherheiten enthalten. Andererseits ist aber die Gefährlichkeit

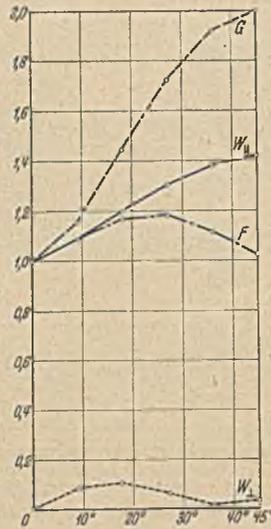


Abb. 7.  
Verlauf der Windlasten und Stabkräfte bei verschiedenen Winkeln  $\alpha$  nach den Wiener Versuchen.

diagonalen Windangriffs insbesondere früher so erheblich unterschätzt worden, daß beim Hinzutreten ungünstiger Umstände Unfälle möglich wurden. Sicher hat diese Tatsache beim Einsturz

Tab. 2. Auswertung der Messungsergebnisse.

Anblasewinkel $\alpha =$		0°	9°	18°	27°	36°	45°
Tatsächliche Projektionsfläche in Windrichtung $F_\alpha$ in $\text{cm}^2$		1127	2857	3006	3160	3321	2482
Völlegrad $\varphi$ des ganzen Modells		0,187	0,460	0,3865	0,383	0,374	0,260
Widerstandsbeiwerte	$c_w$ bezogen auf die jeweilige Fläche $F_\alpha$	2,544	1,088	1,146	1,230	1,194	1,640
	$c_a$	0,0295	0,0920	0,095	0,0566	0,0143	0,0415
	$c'_w$ bezogen auf $F = 1127 \text{ cm}^2$	2,544	2,765	3,060	3,335	3,520	3,620
	$c'_a$ für $\alpha = 0^\circ$	0,0295	0,2335	0,2545	0,1590	0,0423	0,0917
	$c_{wI}$ aus Zerlegung der Windkraft in Komponenten    den Turmwänden und je bezogen auf $F = 1127 \text{ cm}^2$	2,544	2,750	2,970	3,010	2,840	2,600
	$c_{wII}$	—	0,186	0,695	1,360	2,050	2,490

der Funktürme des Senders München-Stadelheim (vgl. Bautechnik (1933), Heft 1. u. 2) eine wichtige Rolle gespielt, und auch bei der vor kurzem erfolgten Zerstörung eines Funkturmes des Flughafens Hamburg-Fuhlsbüttel ist ihre Mitwirkung wahrscheinlich, da nach Angaben der dortigen Flugwetterwarte zur Zeit des Einsturzes ein zwar nicht außergewöhnlich starker, aber genau diagonal gerichteter Sturm herrschte.

## DAS 16 STÖCKIGE PRUDENTIALGEBÄUDE IN WARSCHAU (POLEN).

Von Dr.-Ing. Stefan Bryla, Professor an der Techn. Hochschule in Lwow (Lemberg) Polen.

Das im Monat Februar des laufenden Jahres zu Ende geführte Gebäude der Versicherungsgesellschaft Prudential in Warschau, welches an der Ecke der Swiętokrzyska-Straße und des Napoleon-Platzes errichtet wurde, — ist das höchste Wohnhaus Polens und das zweithöchste Wohnhaus Europas (Abb. 1).

Die Initiative des Baues stammt von Ing. S. L a n d a u; den architektonischen Entwurf hat Ministerialrat Arch. M. W e i n f e l d bearbeitet, der konstruktive Teil lag in den Händen des Verfassers.

Im architektonischen Entwurf wurde folgende Gestaltung des Gebäudes vorgesehen (Abb. 2 u. 3): Die Frontseite längs des Napoleon-Platzes erhielt als Mittelstück den Turm mit einem Grundriß von ungefähr  $22 \times 16 \text{ m}$ , der sich bis zur Höhe von 13 Stockwerken und darüber auf  $15,50 \times 11,50 \text{ m}$  abgesetzt emporhebt. Insgesamt hat das Gebäude mit Erdgeschoß und Keller 19 Geschosse und hat eine Höhe von 66,50 m über dem Bürgersteig. An den Turm schließen sich zwei je sechs Stockwerke hohe Seitenflügel an, der nördliche längs der Swiętokrzyska-Straße und der südliche, der mit seiner gesamten Länge an die Nachbargebäude anschließt.

Die Frontbreite jedes Seitenflügels beträgt 5,80 m. Sie sind miteinander mittels zweier Querflügel verbunden; der mittlere ist 12 m breit und 15 m hoch (drei Stockwerke), während der hintere 8 m breit und gleich hoch wie die Seitenflügel ist. Der dadurch entstandene vordere Zwischenraum ist mit einem Glasdach gedeckt, und es befindet sich dort eine Schalterhalle. Der hintere Zwischenraum ist als Hof mit Einfahrt von der Swiętokrzyska-Straße gedacht.

Es sind zwei Kellergeschosse vorhanden, in denen sich der Kesselraum, das Kokslager, die Wäscherei und andere Nutzräume befinden.

Berechnungsannahmen. Die ausgeführten Erdbohrungen haben einen verhältnismäßig guten Baugrund von wenig veränderlicher Schichtung aufgewiesen, der eine Belastung von  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  sicher übertragen kann.

Nichtsdestoweniger erreicht die Belastung in einzelnen Mittelpfeilern des Turmes, ausschließlich infolge vertikaler Lasten 280 t. Der auf den Turm ausgeübte Winddruck wurde in der Berechnung zu  $50 \text{ kg/m}^2$ , bis 15 m Höhe angenommen; alsdann wächst der Winddruck linear und erreicht in der Höhe von 30 m  $150 \text{ kg/m}^2$ .



Abb. 1. Das Gebäude kurz vor der Vollendung.

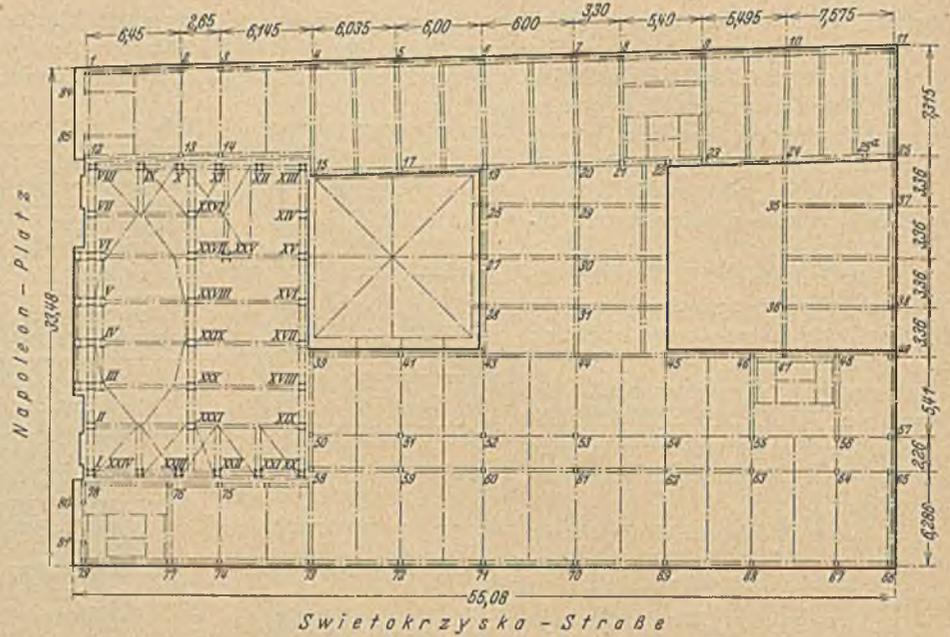


Abb. 3. Grundriß Erdgeschoß.

welche Belastung auch oberhalb 30m Höhe beibehalten wurde. Der Winddruck verursacht also eine Spannungserhöhung, besonders in der zur Front senkrechten Richtung O—W und erreicht in manchen Pfeilern 130 t. Die gesamte, durch vertikale und horizontale Belastung entstehende Pfeilerbeanspruchung erreicht in einzelnen Pfeilern 313 t.

**Fundamente.** Dem Charakter des ganzen Gebäudes entsprechend, wurden auch die Fundamente in zwei Einheiten unterteilt (Turm und übriges Gebäude), die voneinander durch eine Dehnungsfuge getrennt sind.

Die Fundamente und die beiden Kellergeschosse sind in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 4, 5 u. 6).

Das Fundament des Turmes wurde als eine ebene, 40 cm starke Eisenbetonplatte mit nach oben gerichteten Rippen (1,20 x 1,0 m) ausgeführt. Die Hauptrippen sind senkrecht zur Front durchgeführt. In Plattenmitte wurde noch eine Versteifungsquerrippe ausgeführt, die die Mittelpfeiler verbindet; die gleiche Aufgabe erfüllt am Rande der Platte eine zwischen den Außenpfeilern des unteren Kellergeschosses angelegte Eisenbetonwand, die außerdem noch den Erddruck übertragen soll.

Das obere Kellergeschoß hat keine Wand, doch befinden sich in seinen Außenfeldern kräftige Streben, die den Winddruck übertragen sollen (Abb. 4).

Die Fundamente des fünfstöckigen Gebäudes sind als Einzelplattenfundamente ausgebildet. Der unmittelbar hinter dem Turm sich befindende Fundamentteil mußte gegen die Achse der Randpfeiler wegen der Fundamentplattenauskrägung verschoben werden. Das untere Kellergeschoß wurde deshalb hier als Fachwerkträger mit 1,50 m Auskrägung gestaltet (Abb. 6). Da mit Rücksicht auf die Installationen in der Mitte ein solcher Fachwerkträger nicht angewendet werden konnte, hat man zwischen den obenerwähnten Auskrägungen einen der Form der Drucklinie nach gestalteten, bogenartigen Träger gespannt (Abb. 5).

Lage und Gestalt der Fundamente wurden so gewählt, daß die Druckverteilung möglichst gleichmäßig ausfiel. Zu diesem Zwecke wurden die Pfeiler der südlichen Nachbargrenze zurückgesetzt und eine Rahmenkonstruktion mit ausgekragten Balken ausgeführt. Die Balken wurden bis an die Nachbargrenze ausgekragt, und auf diesen Auskrägungen ruhen die Auflageplatten der Stahlskelettstützen.

Die Gründungssohlen der benachbarten Fundamente sind so gewählt worden, daß ihre Verbindungslinie — den Eigenschaften des Baugrundes gemäß — unter dem Winkel von 4 : 5 durchgeht.

Während der Enderbeiten wurde infolge der plötzlich eingetretenen Fröste der schnellbindende Alca-Zement verwendet. Im unteren Teile der Turmfundamente wurde zu Isolationszwecken Toxament gebraucht. Auf den Außenwänden des unteren Kellergeschosses, unter dem Turm, ist eine Isolationsschicht aus Toxeuter gelegt worden.

**Stahlskelett.** Das Stahlskelett besteht wie die Fundamente aus zwei Teilen, und zwar aus dem Turm und den Gebäuden, die gleichfalls durch eine Dehnungsfuge voneinander getrennt sind.

Das Verhältnis zwischen Turmhöhe und -breite beträgt für die Richtung O—W (parallel zur Świętokrzyska-Strabe) 1 : 4. Für diese Richtung mußten also unbedingt Windversteifungen vorgesehen werden.

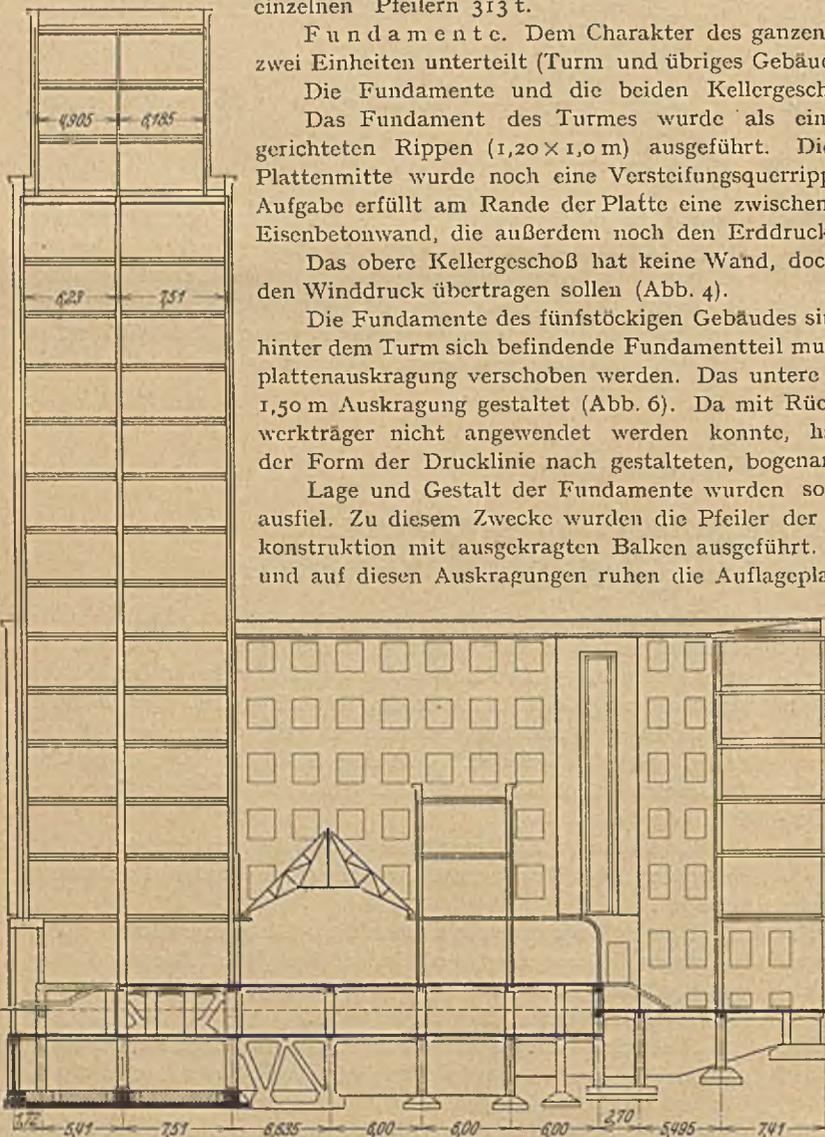


Abb. 2. Vertikalschnitt.

Die Anordnung der einzelnen Geschoßgrundrisse schloß die Unterbringung von Windversteifungen inmitten des Turmes aus. Die einzige Möglichkeit war also die, sie in die Giebelwände VIII

diesen Umständen konnten die vertikalen Versteifungsbleche gänzlich herausgelassen werden, die übrigens — mit Rücksicht auf die Wände — nicht angewendet werden durften.

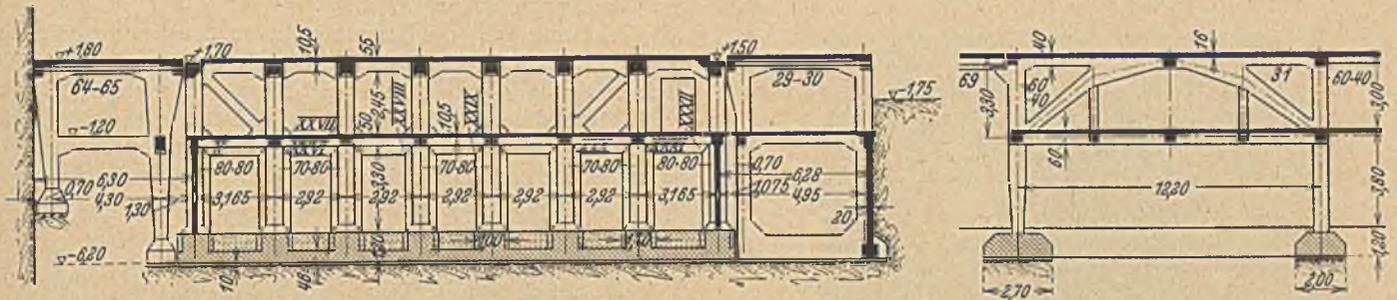


Abb. 4 u. 5. Eisenbetonfundamente. Querschnitt.

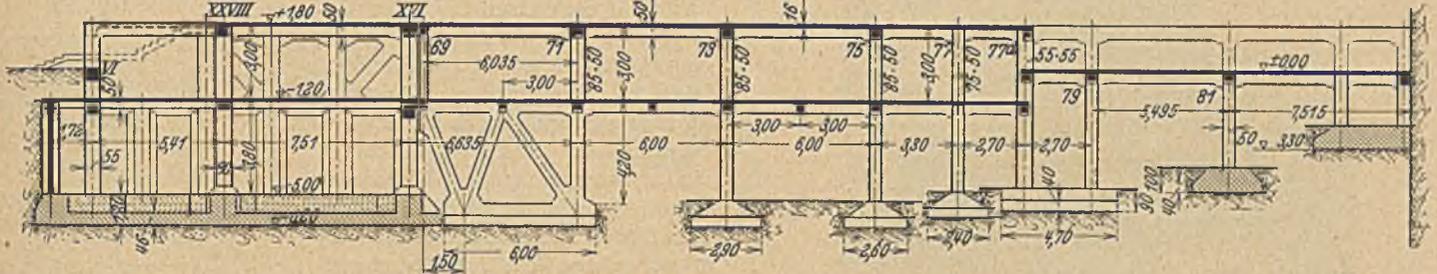


Abb. 6. Eisenbetonfundamente. Längsschnitt.

bis XIII u. XX—XXIV zu verlegen (Abb. 3 u. 8). Da mit dem späteren Anbringen von Fensteröffnungen an beliebiger Stelle dieser Wände zu rechnen war, mußten an Stelle von Diagonalversteifungen Eckversteifungen gewählt werden. Da diese aber eine groß Biegungsbeanspruchung der Pfeiler verursachen, hat man sie derart angeordnet, daß ihre Achsen sich in der Mitte der Säulnachsen kreuzen (Abb. 8 u. 13). Diese Konstruktion wurde konsequent in beiden Wänden durchgeführt und dadurch das Gewicht der Stahlkonstruktion der Wände vermindert.

Die Übertragung des Winddruckes von den breiten Wänden (Abb. 7) — der östlichen und der westlichen — auf die oben erwähnten Versteifungen geschieht in jedem Stockwerk mittels horizontaler Windversteifungen (Abb. 3), die doppelt parabolisch gestaltet sind und rechnungsmäßig den ganzen Winddruck allein übertragen. Sie sind aus Flacheisen hergestellt und in die Deckenplatte einbetoniert.

Auf der Höhe der Decke des 13. Stockwerkes ist der Turm terrassenartig abgesetzt; es waren daher die Säulen durch starke, aus zwei INP 50 hergestellte Unterzüge zu unterstützen.

In diesem Turmabschnitt wurden die Windversteifungen in Form eines horizontalen, den Turmgrundriß umringenden Gitters ausgeführt. Das Gitter besteht aus zwei INP 24 und aus Flacheisen.

Die Stahlskelettkonstruktion des Turmes ist auf den Abb. 7, 8 u. 9 dargestellt. Die Stützen der Reihe N—S sind im allgemeinen in zwei I-Eisen mit 440 mm Abstand ausgeführt, die mittels angeschweißter Blechlaschen untereinander verbunden sind. Die ganze Konstruktion wurde als geschweißt in der Werkstätte und genietet auf der Baustelle ausgeführt. Jedoch sowohl der Lichtbogen wie auch das Azetylschweißen und schneiden wurde im großen Maßstabe auch auf der Baustelle verwendet.

Die meistbelasteten Stützen sind aus I-Eisen hergestellt, die unten den Durchschnitt eines NP. 47,5 erreichen. Ihre Stöße sind als Längsstöße ausgebildet. Die Stützenfüße wurden auf starken Unterlagsplatten befestigt, deren Stärke 50 mm erreicht. Unter

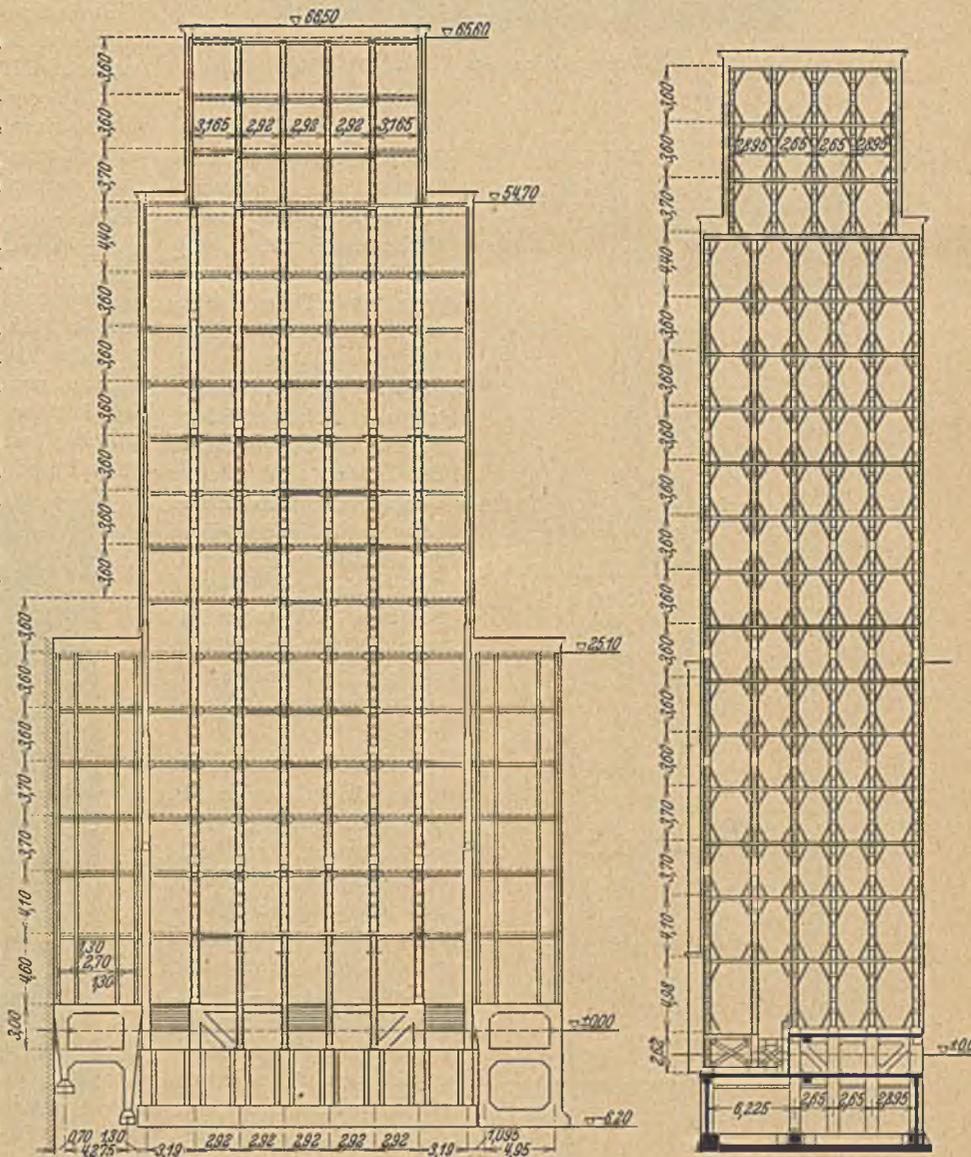


Abb. 7 u. 8. Stahlkonstruktion des Turmes.

Die vier mittleren Frontsäulen sind wie oben gesagt, aus architektonischen Gründen, auf der Höhe des Erdgeschosses in zwei Teile getrennt worden. Die Frontwand tritt zurück und der Eingang ist

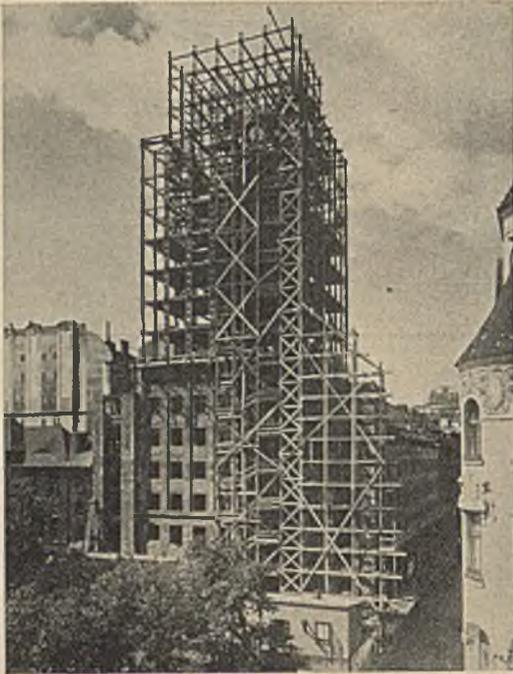


Abb. 9. Stahlkonstruktion des Turmes vollendet.

und je eine Hälfte des unteren und oberen Stockwerkes laufen; außerdem besteht dieses Kreuz aus Trägerteilen, welche von beiden Seiten bis zur Mitte des Trägers reichen, wie auch aus entsprechenden Windversteifungen (Abb. 13).

Im oberen Teile des Turmes befinden sich analoge Elemente, in denen aber die Stützen durch zwei volle Geschosse laufen. Diese Stützen bestehen unten aus zwei I-Eisen und oben aus U-Eisen. Die Träger sind ebenfalls aus zwei I-Eisen eventuell U-Eisen ausgeführt, die Eckversteifungen dagegen sind aus zwei, nach außen gerichteten Winkeleisen hergestellt und an die Stütze wie auch an den Träger angeschweißt.

Der fünfstöckige Teil ist als normale Stahlskelettkonstruktion gedacht, die infolge der geringen Höhe und windgeschützten Lage des Gebäudes keiner Windversteifungen bedarf. Der Abstand zwischen den Pfeilern ist verschieden und beträgt durchschnittlich 6 m in der Längsrichtung der Trakte. Die Stützen sind meistens aus zwei I-Eisen oder zwei U-Eisen hergestellt, die in manchen Fällen mittels Gurtplatten verstärkt wurden. Die Träger sind meistens durchlaufend hergestellt; sie sind in den Stützen zwischen den U-Eisen durchgeführt und auf Winkeleisen und auf den an den U-Eisen Blechträger der Frontsäulen angeschweißten Blechen gelagert.

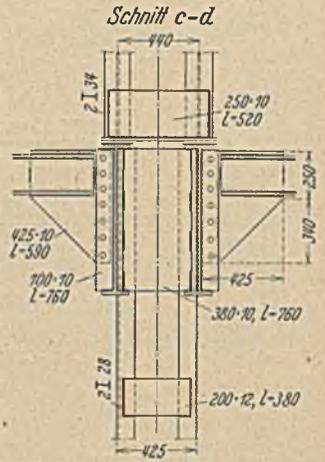


Abb. 11.

Die geringe zulässige Deckenstärke und die zulässige Biegebbeanspruchung berücksichtigend, wurden die inneren Träger doppelt ausgeführt. Die Träger, auf denen die Außenwände ruhen, sind zwecks bequemer Unterstützung dieser Wände ebenfalls doppelt.

Es gibt jedoch Fälle, in denen die Träger nicht durch die Mitte der Stützen, sondern außerhalb geführt werden mußten. Die Verbindung solcher Träger mit den Stützen wurde mittels vertikaler (zwecks Befestigung des Stegs) und horizontaler (zwecks Befestigung des Flansches) Winkeleisen, die an die Stützen angeschweißt wurden, erzielt. Die Abb. 14 stellt einen Unterzug dar, der aus drei Profilen und zwar zwei U- und ein I-Eisen zusammengestellt ist. Das mittlere I-Eisen ist durch die Mitte der Stütze durchgeführt und die beiden U-Eisen tangieren die Stütze von außen.

durch ein Portal verziert. Infolgedessen befinden sich unter jedem oberen Pfeiler zwei untere, die miteinander durch geschweißte Doppelblechträger von oben verbunden sind (Abb. 10, 11 u. 12). Jeder Blechträger trägt einen oberen Pfeiler, der mit 165 t belastet ist. Die Pfeiler sind zwecks Verminderung ihrer freien Länge etwa in der Mitte miteinander verbunden. Jeder Wandträger besteht aus zwei INP 20 bis NP 30 und ist mit den Stützen mittels Knotenblechen verbunden (vgl. Abb. 10 oben).

Das Skelett der Seitenwände des Turmes bildet gleichzeitig die Windversteifungen, was sich desto leichter ausführen ließ, da aus architektonischen Gründen die Stützenabstände gering sind; sie betragen 2,65—2,85 m. Die Stützen bestehen aus zwei I-Eisen. Das Montageelement stellte jedoch ein doppeltes Kreuz vor; dieses bestand aus Stützteilen, welche durch ein ganzes Stockwerk

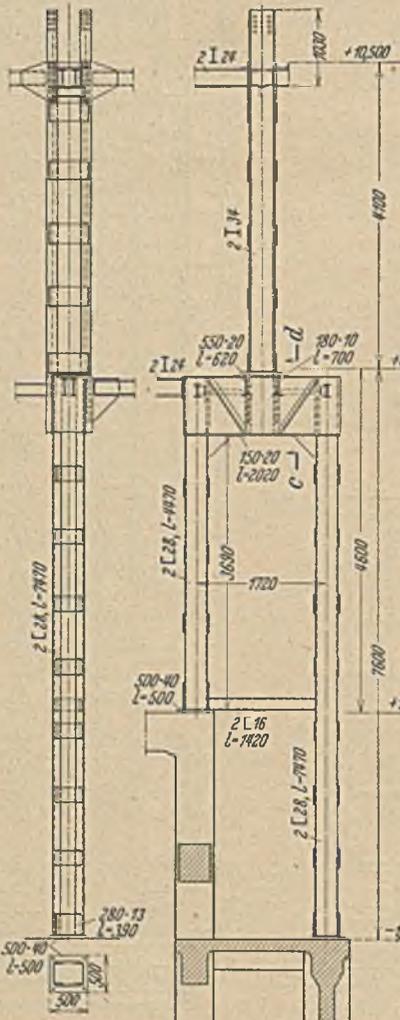


Abb. 10. Frontsäulen.

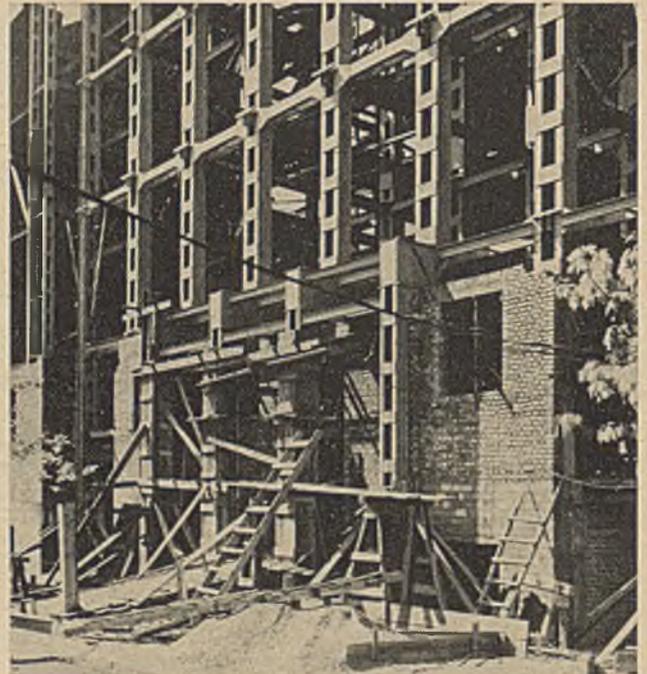


Abb. 12. Frontsäulen während der Ausführung.



mittels einer Mittelsäule, die aus zwei  $140 \times 140 \times 23$  mm Winkeleisen ausgeführt ist. An diese Säule sind von oben und von unten Knotenbleche angeschweißt. Die in der Werkstatt ausgeführten Binderelemente sind aus folgenden Profilen hergestellt.

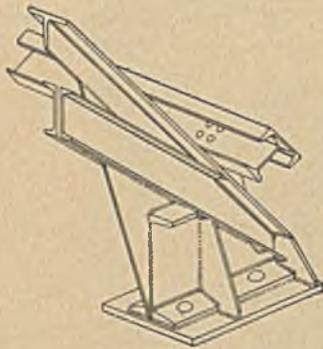


Abb. 18.

Auflagerknoten des Walmdaches.

Der Obergurt besteht aus  $140 \times 140 \times 15$  mm T-Eisen, der Untergurt aus zwei U-NP 14, bzw. aus zwei Winkeleisen  $60 \times 60 \times 6$  mm. Die horizontalen Zugstangen wurden erst während der Montage befestigt. Die Auflagerung besteht aus Blechen, die an den Flansch des oberen Gurtes angeschweißt und diagonal versteift sind. Die Pfetten bestehen, infolge beträchtlicher Dachneigung, aus I-NP 16, die durch ein vertikales U-Eisen NP 12 verstärkt sind. Sie sind an den Obergurt mittels entsprechend ausgeschnittener I-NP 22 befestigt. (Auflagerknoten vgl. Abb. 18.)

Die Einzelheiten der Treppenkonstruktion sind auf Abb. 19 dargestellt. Mehrmals ist ihre Ausführung durch zahlreiche Krümmungen erschwert, die ohne Schweißverfahren nur mit großer Mühe auszuführen waren. In manchen Fällen wurden die Trägerkurven derart ausgeführt, daß der Träger auf seiner ganzen Höhe, mit Ausnahme eines Flansches, keilförmig ausgeschnitten, gebogen und zusammengeschweißt wurde. Die Schwierigkeiten, die infolge einiger Unstimmigkeiten in der Montage entstanden sind, wurden dank dem Schweißverfahren ohne jeden Anstand beseitigt.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt rd. 1075 t, davon ent-

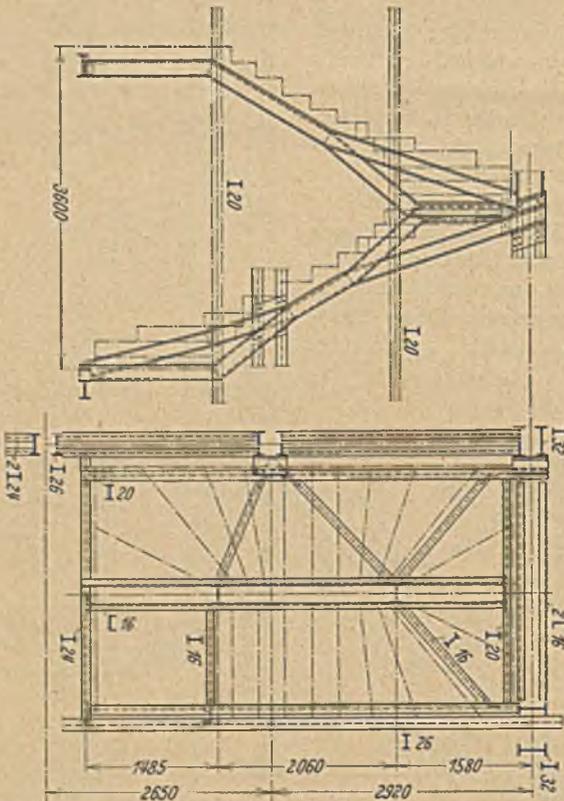


Abb. 19. Treppenkonstruktion

fallen auf die Turmkonstruktion 560 t, auf das fünfstöckige Gebäude 505 t, auf das Dach über der Schalterhalle 10 t.

Die Gewichtsersparnis im Vergleich mit der genieteten Konstruktion beträgt rd. 10%.

Zur Montage der oberen Geschosse wurden Krane mit Hand- und elektrischem Betrieb benutzt. Leichtere Konstruktionsteile,

wie z. B. die gesamte Treppen- und Aufzugskonstruktion wurden mit Hilfe einer einfachen Seilwinde gehoben.

Während der Montage des Gebäudes wurden provisorische Holzversteifungen benutzt, um Deformationen und Erschüt-

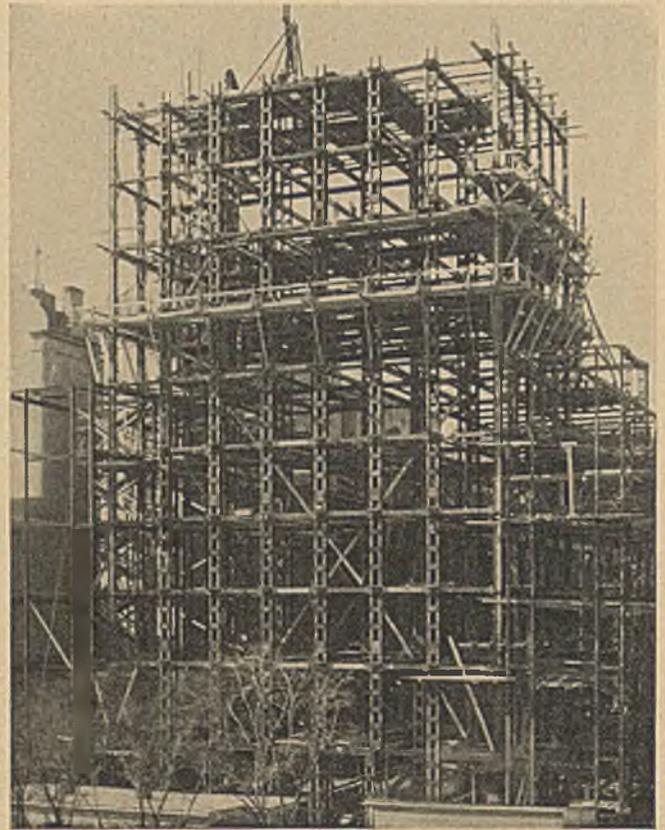


Abb. 20. Stahlkonstruktion des Turmes während der Ausführung.

rungen zu vermeiden. Sie wurden erst bei der Ausführung der Mauer wieder beseitigt. Ähnliche Versteifungen wurden in der mittleren Pfeilerreihe angewendet; die hölzernen Diagonalen wurden dabei in Form großer Querkreuze angelegt, die durch mehrere Geschosse geführt wurden (Abb. 20).

Die Stahl- und Eisenbetonkonstruktion wurde von der Firma Rudzki in Warschau ausgeführt. Etwa eine Hälfte der Stahlkonstruktion wurde in den Werkstätten der Huta Pokoj in Neu-Beuthen zusammengeschweißt.

Die im Laufe der Arbeiten eingetretenen architektonischen Änderungen haben auch einige Konstruktionsänderungen verursacht. Zu diesen gehört in erster Linie die Hinzufügung des 16. Stockwerkes und der Durchgang im Erdgeschoß (von der Świętokrzyska-Straße). An der Stelle dieses Durchganges befanden sich starke Windversteifungen, die jetzt entfernt und anstatt deren andere Elemente, in erster Linie die benachbarte Pfeilergruppe, verstärkt werden mußten. Störende Teile wurden mittels Oxy-Azetylen-Flamme beseitigt. Ein Teil der zu verstärkenden Elemente befand sich schon auf dem Bauplatz, der Rest war noch in der Werkstatt. Der erste Teil wurde mittels Azetylschweißung, der zweite mittels elektrischer Schweißung verstärkt.

Wegen Hinzufügung des 16. Geschosses wurden einige Stützgruppen, wie auch diejenigen Träger, welche die oberen Stützen trugen und aus zwei miteinander verbundenen I-Eisen bestanden, verstärkt.

Bei dieser Gelegenheit haben sich die großen Vorteile des

Schweiß- und Schneidverfahrens, mittels Elektrizität und Aze-tylen in der Ausführung von Stahlkonstruktionen erwiesen. Zur Ausführung der geschweißten Konstruktion wurden die durch die Firma Perun in Warschau hergestellten Elektroden Forflex, wie auch die Böhlér- und Arcos-Elektroden benutzt.

Die Säulen sind mit Beton ausgefüllt und mit einer 3 cm starken Zementmörtelschicht 1:3 verkleidet, die auf folgende Weise angelegt wurde. Zwischen der Mauer und der Stütze wurde ein 3 cm breiter Zwischenraum gelassen und während der Ausführung der Mauer mit Zementmörtel gefüllt. Die Säulen sind von allen Seiten mit Ziegeln umkleidet; die Mindeststärke dieser Verkleidung beträgt 6 cm. Die Außensäulen sind mit einer 2 cm starken Isolierschicht aus Kork ummantelt, die auf einer Ausgleichschicht aus Zementmörtel verlegt ist.

Die Frontwand des Gebäudes wurde mit Steinplatten verkleidet. Bis zur Höhe des ersten Stockes wird Granit und ober-

halb weißer Sandstein verwendet. Der fünfstöckige Teil ist gänzlich mit Steinen verblendet, der Turm dagegen hat nur steinverkleidete Pfeiler.

Der Rohbau wurde im August 1932 beendet. Während dieser Bauperiode wurden auch die Zwischendecken ausgeführt.

Die Zwischendecken wurden anders im Turme und anders im fünfstöckigen Gebäude gestaltet. Die Zwischendecken des Turmes mußten nämlich mit den die horizontalen Windversteifungen bildenden Flacheisen versehen werden, die im Beton versenkt werden mußten. Die Istgedecken wurden hier angewendet. Im fünfstöckigen Teil wurden Decken, System H a n n a, eingebaut.

Zwecks absoluter Wasserdichtheit der Terrassen wurden sie auf doppelten Decken angelegt, was auch eine gute thermische Isolation bildet. Die beiden Decken wurden mit einer Isolierschicht aus Zementmörtel und Kastor bedeckt. Die Höhe einer solchen Doppeldecke beträgt 50 cm.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Die 37. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in Berlin am 5. und 6. April 1934.

Die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins fand am 5. und 6. April 1934 im Kaisersaal des Zoologischen Gartens, Berlin statt.

Aus den internen Vereinsverhandlungen dürften folgende Mitteilungen von Interesse sein:

An Stelle der durch Tod ausgeschiedenen Vorstandsmitglieder, der Herren Dr.-Ing. e. h. Kreß und Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rud. Wolle wurden in den Vorstand gewählt die Herren Kommerzienrat Stöhr, München und Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Vögler, Essen, an Stelle des im Turnus ausgeschiedenen Herrn Baurat Grages, der gebeten hatte, von einer Wiederwahl abzusehen, Herr Reg.-Bmstr. Lenz, Stuttgart.

Zugewählt wurden in den Vorstand die Herren Julius Carstanjen-Mauritz, Duisburg, Direktor Dr.-Ing. Erzweiler, Berlin und Direktor Richter, Reg.-Bmstr., Frankfurt a. M.

Zu beratenden Mitgliedern des D. B. V. wurden durch einstimmigen Beschluß der Mitgliederversammlung gewählt die Herren Prof. Dr. Dischinger, Berlin-Charlottenburg, Prof. Dr. Kleinogel, Darmstadt, Dipl.-Ing. W. Luft, München, Beratender Ing. Gerhard Mensch, Berlin und Prof. Dr.-Ing. Rausch, Berlin.

An den Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Betonvereins im Jahre 1933, erstattet von Dr.-Ing. W. Petry, schlossen sich die Vorträge an:

Professor Dr.-Ing. e. h. Robert Otzen, Berlin-Dahlem: „Sinn und Wert der Materialprüfung“:

O. wies darauf hin, daß der Wert der Materialprüfung in erster Linie in der Erzielung von Qualität liegt. Nicht zu trennen von der Materialprüfung ist die wissenschaftliche Forschungsarbeit, die sich sowohl mit dem Stoff als auch mit der Methode der Prüfungsarbeit zu befassen hat.

Professor Otto Graf, Stuttgart: „Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit“:

G. behandelte folgende Fragen:

1. die Schaffung von Beton mit beschränkten Raumänderungen, wobei in der Regel zuerst an die Änderungen mit dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons gedacht wird,

2. die Begrenzung der zulässigen Zuganstrengung des Eisens in Abhängigkeit von seiner Streckgrenze, wenn die Streckgrenze höher liegt als beim gewöhnlichen Handelseisen,

3. die Begrenzung der zulässigen Druckanstrengung des Betons in Abhängigkeit von seiner Würfel Festigkeit.

Zur Zeit werden in Stuttgart Versuche über die Einwirkung der Plastizität des Betons auf die Verminderung der Beton- und Erhöhung der Eisenspannungen an gedrückten Eisenbetonstäben gemacht. Es wird interessant sein, die Ergebnisse dieser Versuche mit den bekannten gleichartigen amerikanischen zu vergleichen.

Professor Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt: „Das Benzinger-Geflecht als neuartige Bewehrung für Beton und Eisenbeton auf Grund von Versuchen und praktischen Ausführungen“:

Das „Benzinger-Geflecht“ ist eine mechanische Verbindung zwischen dem bekannten Sechseck-Drahtgeflecht oder dem neuartigen Rippen-Drahtgeflecht als Grundlage und zwischen maschinell eingeflochtenen Bewehrungsstäben, die aus beliebigem Stahl, z. B. St. 37, St. 52, St. 55 oder S. M.-Stahl bestehen können. Durch das Einflechten der Bewehrungsstäbe wird das Grundgeflecht gestrafft, so daß das Benzinger-Geflecht ein in sich steifes Gebilde darstellt.

K. gab Ergebnisse von Versuchen, die an den Technischen Hochschulen Darmstadt und Stuttgart durchgeführt worden waren, und teilte einige Bauten mit, bei denen das neue Konstruktionselement in der Praxis bereits verwendet worden ist.

Der Inhalt der Vorträge

Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt a. M.: „Dampfturbinenfundamente und damit zusammenhängende Fragen des Eisenbetonbaues“, Marinobaurat Dr.-Ing. Prüß: „Neuere Betonbauten der Emscher-genossenschaft“,

Oberbaurat K. Baritsch, Hamburg: „Hafenvertiefungen vor bestehenden Kaimauern“,

Dr.-Ing. Otto Mast, Berlin: „Pfeilerverstärkung mit nachträglicher Tiefgründung an der Reichsbahnbrücke über den Humboldthafen in Berlin“

wird demnächst im „Bauingenieur“ zur Veröffentlichung kommen.

Professor Dr.-Ing. e. h. G. Rütth, Dresden: „Bauliche Maßnahmen des Luftschutzes“:

Es ist zu unterscheiden zwischen dem Einbau von Luftschutzräumen in vorhandene Gebäude und der Durchführung von Schutzmaßnahmen bei Neubauten. Für beide Arten von Einbauten wurden Beispiele gezeigt; es sei der Vorschlag erwähnt, die Treppenhäuseranlagen zu Schutzräumen auszubauen. R. machte zum Schluß einige Angaben über die Kosten der Schutzmaßnahmen.

Dr.-Ing. Schneider-Arnoldi, Köln: „Praktische Erfahrungen mit Beton, insbesondere mit Leichtbeton im Kleinwohnungsbau“: Die zur Verwendung kommenden Leichtbetone werden hergestellt entweder mit porösen Zuschlagstoffen oder mit schweren Zuschlagstoffen unter Verwendung eines Porenbilders. Ebenfalls zu den Leichtbetonen zuzuzählen sind Platten aus Holz- oder andern Fasern unter Verwendung von Zement als Bindemittel. Die Bedeutung der Leichtbetone beruht auf ihrer Isolierfähigkeit, die in weiten Grenzen variiert werden kann (Heizungskosten!)

Professor W. Neuffer, Dresden: „Fortschritte im Gestalten von Massivbrücken“:

N. betonte die Notwendigkeit, bei Massivbrücken mehr als bisher das ästhetische Moment zu beachten, und wies an Hand von Lichtbildern Möglichkeiten hierfür auf. Bei einem großen Teil der gezeigten Entwürfe handelte es sich um Studienarbeiten, die der Vortragende in seinen Übungen an der T. H. Dresden hatte ausführen lassen.

„Über den Bau der Moselbrücke bei Koblenz“:

Entwurf und Ausführung: Reg.-Bmstr. Heinrich Holzmann, Frankfurt a. M. Technische Lehren: Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Das Bauwerk überbrückt das Hochwasserbett der Mosel mit 3 Öffnungen von 118, 105 und 100 m Lichtweite in flachen Dreigelenkbögen mit  $1^2 : f = 1410$  m,  $1070$  m und  $970$  m, darf somit als eine außerordentliche kühne Massivbrücke bezeichnet werden (die bekannten Brücken von Freyssinet gehen bis zu  $1^2 : f = 950$  m). Der größte Bogen ist in Kastenform ausgebildet. Von der Gründung ist als bemerkenswert zu erwähnen, daß das Kämpfergelenk am rechten Widerlager 19,8 m über der Bodenfläche liegt, wodurch der Widerlagerhals 33,5 m lang wird. Als Gelenke sind Linienkipplager verwendet, bei denen eine Zylinderfläche eine Ebene berührt; Pressung der Mörtelfuge beträgt  $96 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Ausrüstung geschah unter gleichzeitiger Ausführung von Feinmessungen. Als Ergebnis der Messungen zieht der Vortragende den Schluß, daß die Werte des „Temperaturabfalls“ nach Din 1075 mit  $t_s = 15^\circ$  bei Eisenbetonbögen und  $t_s = 20^\circ$  bei schwach bewehrten Betonbögen zutreffend sind.

Dr.-Ing. M e h m e l, Berlin.

**Die längste elektrisch geschweißte Brücke der Welt.**

Bei dem Bau der Schlachthofbrücke in Dresden, welche einen Hochwasserarm der Elbe, die Ostra-Flutrinne, in einer Länge von 315,48 m mittels 13 Brückenöffnungen in Stützweiten von 22—26 m überbrückt, war unter 40 Angeboten das Angebot auf eine geschweißte Brücke nicht nur im Verhältnis zu allen genieteten Konstruktionen, sondern auch den Holzbrücken gegenüber das niedrigste. Dieses Ergebnis dürfte auch für Fachkreise eine Überraschung gewesen sein. Die neue Brücke mußte genau im Zuge der alten Holzbrücke liegen und die Verkehrsunterbrechung auf eine möglichst kurze Zeit beschränkt bleiben. Ferner sollte die Konstruktion jederzeit einen Umbau, z. B. auch eine Hebung der ganzen Brücke gestatten, um neuen Anforderungen bei einer etwa erfolgenden Erweiterung des König-Albert-Hafens zu genügen.

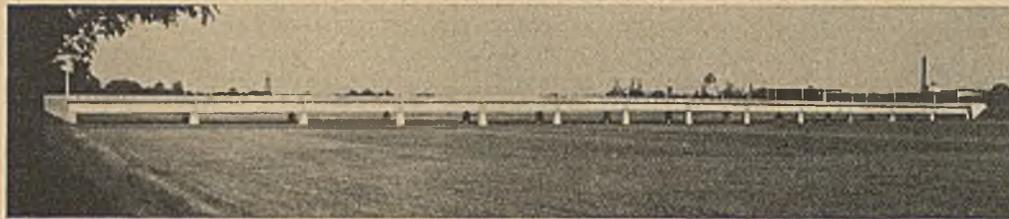


Abb. 1. Gesamtansicht der Schlachthofbrücke Dresden.

Infolge der genannten Vorbedingungen ergab sich der Unterschied in den Stützweiten von 22—26 m. Die zwölf Pfeilerpaare, die in nächster Nähe der alten Holzstützen liegen, haben länglich-sechseckige Form. Auf ihnen liegen die 2 m hohen und 12 mm dicken vollwandigen Blechträger als Hauptträger im Abstände von 8,9 m. 22 Rollenlager und sechs feste Lager wurden an den Auflagestellen der Hauptträger auf den Pfeilern und Widerlagern verwendet. Um die schädliche Einwirkung von Stützensenkungen auszuschließen, wurden die Hauptträger als Gerberträger ausgebildet.

Die Ober- und Unterkante der Hauptträgerbleche ist in der üblichen Weise durch Gurte verstärkt, deren Breite 300 mm bei 23—46 mm Dicke beträgt. Mit Ausnahme der Stellen an den Auflagern, welche besonders überlappt sind, bestehen die Gurte in der Regel aus einem einzigen Stück in der bezeichneten Länge und Dicke. Alle diese Gurtlamellen sind ohne Verwendung von Winkeln unmittelbar auf die Ober- bzw. Unterkante der Hauptträgerbleche aufgeschweißt mittels beiderseitiger Kehlnähte von 6 mm Dicke.

Zwischen die einzelnen Stegbleche selbst sind Stoßbleche von 25 mm Dicke gelegt und mittels Kehlnähten von 10—13 mm Dicke mit den Stegblechen verschweißt. Diese Stoßbleche dienen gleichzeitig als Verbindung und Aussteifung; sie treten beiderseitig an den Stegblechen als senkrechte Rippen bis zur Breite der Gurte hervor.

Die Gurte wurden nach einem neuen Verfahren ohne Zuhilfenahme von Stoßblechen V-förmig zusammenschweißt.

Erheblich niedriger als die Hauptträger sind die in etwa 4 m Entfernung voneinander angeordneten Querträger ausgebildet. Sie bestehen aus 1170 mm hohen und 10 mm dicken Stegblechen, die wie bei den Hauptträgern mit Gurten von 300 mm Breite und 14-18 mm Dicke verschweißt sind. Die Stegbleche sind mit Flacheisen und T-Eisen ausgesteift, welche mittels unterbrochener Kehlnähte von Hand angeschweißt sind. Bei dem Anschluß der Querträger an die Hauptträger wurde auf die Schweißverbindung bewußt verzichtet, um die Schweißarbeiten auf der Baustelle nach Möglichkeit einzuschränken. Die Querträger wurden daher mittels Lamellen und Winkeln an für diesen Zweck besonders stark ausgebildete vertikale Rippen der Hauptträger angenietet.

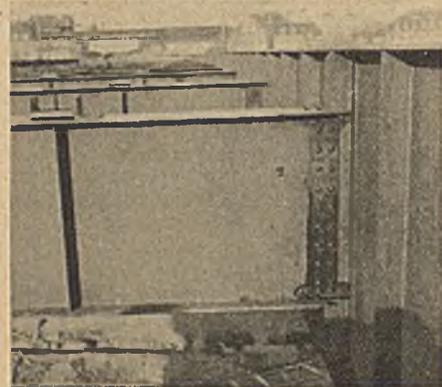


Abb. 2. Genieteter Querträgeranschluß an den Hauptträger.

Von besonderem Interesse ist das Fehlen eines Windverbandes bei der Stahlkonstruktion. Der auf die Hauptträger wirkende erhebliche Winddruck wird von der aus Eisenbeton hergestellten biegungssteifen Fahrbahnplatte aufgenommen und in die Brückenpfeiler übergeleitet. Zur Übertragung der Windkräfte von den Hauptträgern auf die Fahrbahnplatte dienen starke Winkelstücke, die auf den Obergurten der Querträger aufgeschweißt und von der Betonmasse der Fahrbahnplatte fest umgeben sind. Diese feste Verbindung und die Reibung zwischen Fahr-

bahnplatte und Stahlkonstruktion machten auch einen besonderen Bremsverband entbehrlich. Die Konstruktion ist so angeordnet, daß waagerechte Kräfte quer zur Brückenlängsachse auf die Pfeiler übertragen werden, ohne daß Verschiebungen in der Längsrichtung der Brücke behindert werden.

Die Gewichte betragen:

Für die Hauptträger . . . . .	rd. 299 000 kg
Für die Querträger . . . . .	„ 132 000 „
Für Lager und Gelenke . . . . .	„ 24 500 „
Für Montageverband, Winkel, Windkonsolen und Befestigung der Straßmaste . . . . .	„ 12 500 „
insgesamt . . . . .	„ 468 000 kg

Besondere Vorkehrungen wurden bei den Dehnungsfugen der Fahrbahnplatte getroffen, über die die Windkräfte auf das anschließende Stück der Fahrbahnplatte geleitet werden müssen. Die Hauptträger, welche bei einer Temperatur von 10° C normale Länge haben und sich bei dem höchsten, bzw. niedrigsten Wärmestande in der heißen und kalten Jahreszeit bis zu 80 mm dehnen, bzw. verkürzen, insgesamt also eine Längenänderung von 160 mm durch die Wärmeschwankungen erfahren können, wurden mit je zwei Dehnungsvorrichtungen ausgerüstet, die etwa bei ein Viertel bzw. drei Viertel der Brückenlänge angebracht und als einfache Rollenlager ausgebildet sind. Da an diesen Stellen die Stegbleche und Lamellen der Hauptträger unterbrochen sind, wurden 25 mm starke Stegbleche mit besonders kräftigen Verstärkungen gewählt.

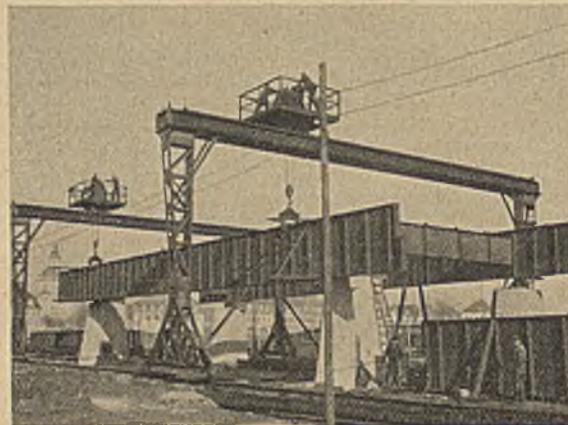


Abb. 3. Zwei Hauptträger mit Querträgern bei der Montage mittels zweier Portalkrane.

Die Fahrbahnplatte hat zwischen den Bordschwellen eine Breite von 8,50 m. Links und rechts befinden sich je ein Bürgersteig von je 1,62 m Breite einschließlich Geländer. In der Mitte der Fahrbahnplatte

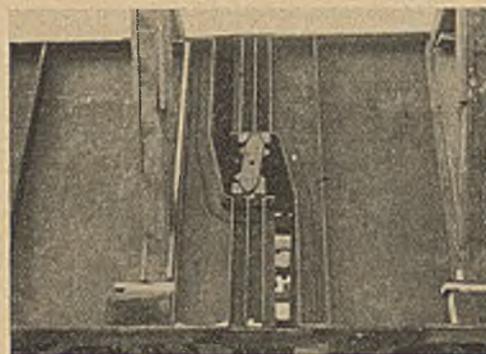


Abb. 4. Rollenlager zum Ausgleich der Wärmedehnungen.

sind Schienen für den eingleisigen Betrieb einer elektrischen Bahn untergebracht.

Wie bereits bemerkt, sind die erheblichen Ersparnisse an Baukosten, Bauzeit und Gewicht in erster Linie auf den Fortfall der Nietungen, der hierfür erforderlichen Verstärkungen und auf die Anwendung geschweißter Verbindungen zurückzuführen. Durch die Verwendung neu-

zeitlicher Geräte für elektrische Lichtbogenschweißung für Handbetrieb und automatischer Lichtbogenschweißmaschinen wurden weiterhin die Vorteile der Konstruktion ausgenutzt. Die Schweißung mittels automatischer Schweißmaschinen, die bei längeren Nähten wirtschaftlich

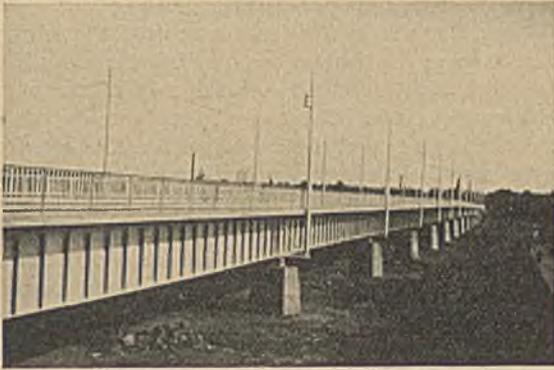


Abb. 5. Versteifung der Hauptträger durch Stoßbleche und Halterung der Straßenbahnmaste.

ist, stellt sich dabei auf die Längeneinheit bezogen etwa 75 % billiger als die Handschweißung. Die Länge der geschweißten Nähte beträgt insgesamt 14 km. Das Gewicht der Schweißnähte ist außerordentlich niedrig, es wiegen die Nähte

an den Hauptträgern . . . . .	1,32 %	} des Gesamtgewichtes
an den Querträgern . . . . .	0,56 %	
an dem gesamten Stahlüberbau rd. . . . .	1,00 %	

Bei Schweißarbeiten von einem derartigen, bisher noch nicht ausgeführten Umfang, ist eine gründliche und umfassende technische und organisatorische Vorarbeit Bedingung, damit die hohen, an die Festigkeit und Sicherheit der Schweißnähte gestellten Anforderungen erfüllt werden. Es mußten daher vor allem Festigkeitsprüfungen der Schweißnähte vorgenommen werden. Von 15 Schweißern wurden 30 Probestücke geschweißt und auf der Zerreißmaschine geprüft. Die erzielten Bruchspannungen schwankten zwischen 2513 und 3805 kg/cm<sup>2</sup> (im Mittel 3125 kg/cm<sup>2</sup>); die niedrigste erreichte Bruchspannung liegt 13 kg über der verlangten normalen Bruchspannung. Ferner wurden auf Veranlassung des Tiefbauamtes der Stadt Dresden als der bauaufsichtsführenden Behörde 190 Prüfstellen an Schweißproben ausgefräst und nach dem Schmucklerschen Verfahren geätzt. Nur drei Proben hatten eine nicht

ganz einwandfreie Schweißnaht. Die Ergebnisse wurden der Güte nach geordnet und von jedem Schweißer ein Mittelwert der von ihm erreichten Schweißleistung aufgestellt, bei dem auch berücksichtigt wurde, wie weit die geringste oder die beste Schweißprobe unter oder über dem Mittelwert liegt.

Die Brücke hat in der Werkstatt einen Grundanstrich von magerer Bleimennige und auf der Baustelle einen Anstrich mit fetter Bleimennige

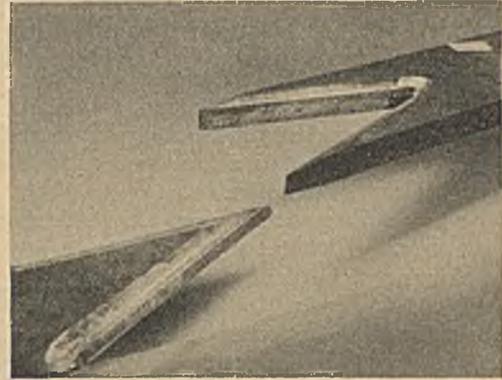


Abb. 6. V-förmiger Gurtlamellenstoß vor dem Zusammenschweißen.

nach den Vorschriften der Reichsbahngesellschaft erhalten. Hierauf folgten noch zwei Deckanstriche aus reinem Aluminium in Leinölstandölfinis. Bei dem letzten Deckanstrich bei den Haupt- und Querträgern war Graphit hinzugesetzt. Lediglich die Brückengeländer und Straßenbahnmasten erhielten einen zweiten Deckanstrich aus reinem Aluminium. Die Brücke zeigt sich somit auch in einem geschmackvollen ästhetischen Gewande, welches der einfachen und klaren Linienführung angepaßt ist.

Einige allgemeine Angaben über die Baukosten dürften noch von Interesse sein:

Gesamtbaukosten einschl. Arbeiten auf der südlichen Rampe . . . . .	520 000 RM
Kosten der gesamten Stahlkonstruktion nebst Geländer einschl. Anstrich i. M. . . . .	395 RM/t
Kosten der Eisenbetonkonstruktion i. M. . . . .	58 RM/m <sup>2</sup>
Gesamtkosten der Brücke je m <sup>2</sup> Fahr- und Gangbahn . . . . .	140 RM/m <sup>2</sup>

R. Leonhardt.

### VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Ergänzung zu dem technischen Bericht: „Der Korrosionsschutz als Bauproblem“. (In Heft 19/20 lfd. Jgs.)

Zu dem obengenannten Aufsatz auf Seite 208 lfd. Jgs. ist ergänzend nachzutragen, daß der Bericht von Herrn Dipl.-Ing. Heberling verfaßt ist.

### PATENTBERICHT.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 3. Mai 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 131 564. Max Schneider, Duisburg-Ruhrort, und Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Streckenausbau mit eisernem Ausbaurahmen und Verschalung. 27. IV. 32.
  - Kl. 20 h, Gr. 4. M 120 052. Albert Modler u. Wilhelm Völkel, Sandberg, Kr. Waldenburg i. Schl. Selbsttätige Wagenbremse. 10. VI. 32.
  - Kl. 20 h, Gr. 4. R 79 892. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf: Selbständige Zeitabstands-Regelungseinrichtung; Zus. z. Pat. 568 886. 25. XI. 29.
  - Kl. 20 i, Gr. 13. O 20 799. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überwachungseinrichtung für elektrische Weichen- und Signalstellwerke. 19. VIII. 33.
  - Kl. 20 i, Gr. 35/02. F 76 287. Fiat Societa Anonima, Turin; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr u. Dr. H. Fincke, Patent-Anwälte, Berlin SW 61. Einrichtung zur selbsttätigen und kontinuierlichen Signalisierung der Stellung und des Abstandes zwischen die gleiche Strecke befahrenden Zügen. 21. VII. 33.

- Kl. 37 d, Gr. 40/05. Sch 93 963. Erich Schromm, Wien; Vertr.: Dr.-Ing. H. Brüggemann, Pat.-Anw., München. Motorisch betriebene Mauersäge. 25. IV. 31.
- Kl. 42 l, Gr. 17. B 160 053. Berliner physikalische Werkstätten G. m. b. H., Berlin. Gerät zum Auffangen des wandernden Materials auf dem Meeresboden. 10. III. 33.
- Kl. 68 e, Gr. 3. B 157 276. Hermann Bode, Hannover. Schneidbrennersichere, massive, aus einem Stahlstück bestehende Armierung für Tresortüren u. dgl. 5. IX. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 129 320. Otto Kamm, Berlin-Lankwitz. Vorrichtung zum Ausbohren einer Erweiterung für Ortpfähle mit verbreitertem Fuß; Zus. z. Anm. K 128 697. 25. II. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. St. 48 546. Stadtberger Hütte A.-G., i. Ligu. u. Dr. Günther Feld, Niedermarsberg i. W. Verfahren zur Abtötung von Algen und Kleinlebewesen in Gebrauchs- und Abwässern. 16. XI. 31.
- Kl. 85 c, Gr. 3/02. P 53. 30. Albert Kramer, Wiesbaden-Biebrich. Verfahren zur Vorbereitung pflanzlicher Gerbstoffe enthaltender Abwässer für die biologische Reinigung. 15. VII. 30.

### PERSONALNACHRICHTEN.

#### Ernennung.

Die Technische Hochschule Hannover hat auf einstimmigen Antrag der Fakultät für Bauwesen dem Direktor Leonhard Goedhart in Düsseldorf die akademische Würde

„Doktor-Ingenieur Ehrenhalber“

verliehen, weil er das Naßbaggerwesen in hervorragender Weise gefördert hat.

## MAX CARSTANJEN †

Am 2. April d. J. ist in seinem Hause in Biebrich a. Rh. der Geheime Baurat Dr. Ing. e. h. Max Carstanjen im Alter von 77 $\frac{1}{2}$  Jahren sanft entschlafen. Der Verstorbene war lange Jahre der Leiter des Werkes Gustavsburg der M. A. N., auch viele Jahre lang der erste Vorsitzende des Deutschen Stahlbauverbandes, er war der Gründer des Rheingau-Bezirksvereines des V. d. I. und bei Lebzeiten eine anerkannte Autorität auf dem Gebiete des Stahlbaues und des Eisenwasserbaues. Mit Carstanjen ist das Leben eines Bauingenieurs dahingegangen, das eben so reich an persönlichen wie an technischen Erfolgen gewesen ist, abgeklärt durch eine volle Befriedigung im Berufe, verschönt durch einen großen und glücklichen Familienkreis und verehrt von allen seinen Mitarbeitern, Bekannten und Freunden.

Carstanjen entstammte einer alten Kaufmannsfamilie in Duisburg, wo er am 9. Oktober 1856 das Licht der Welt erblickte.

Nach Erledigung der Schulen in seiner Heimatstadt übersiedelte er im Herbst 1875 nach Zürich, um dort am „Polytechnikum“ seinen Studien obzuliegen. Erste Männer der Wissenschaft waren seine Lehrer. Namentlich Fiedler mit seiner projektivischen Geometrie und der bekannte Culmann, der Gründer der neuzeitlichen graphischen Statik — dem der junge Tetmajer als Assistent zur Seite stand — hatten es dem jungen Carstanjen angetan. Ihre Ansprüche waren dem mathematisch hochstehenden Studenten gerade recht. Daneben lockten ihn die Berge und Seen der Schweiz, und manche Tour in die Alpenwelt konnte er während dieser Zeit durchführen. Auch im späteren Leben ist er gerne dorthin zurückgekehrt. Sieben schöne Semester — so schrieb er selbst in einer Monographie — verbrachte er in Zürich, wo der fröhliche Rheinländer im frohen Kollegenkreise sich aller Beliebtheit erfreute. Die sonnige und vornehme Lebensauffassung ist ihm auch später treu geblieben, wozu noch die große Liebe zur heiteren Musik trat. Das Klavier beherrschte er meisterhaft und überall, namentlich aber zu Hause zusammen mit seiner Gattin, hat er die Musik eifrig gepflegt.

Nach Zürich kamen die Vorbereitungsjahre für den preussischen Staatsdienst: erst 3 Semester T. H. Charlottenburg mit Schlußexamen, dann 2 $\frac{1}{2}$  Jahre Bauführerpraxis in Ostpreußen, hieran die Baumeisterprüfung. Als Baumeister verbrachte Carstanjen erst einige Zeit bei der Höherlegung der rechtsrheinischen Eisenbahn unterhalb Coblenz, worauf er als Hilfsarbeiter an die Eisenbahndirektion Elberfeld versetzt wurde. Diese Stellung sollte entscheidend werden für seine weitere Zukunft. Im Frühjahr 1890 erhielt er den Auftrag, Vorschläge zu einer Überbrückung des etwa 100 m tiefen Tales der Wupper bei Müngsten für die neue Eisenbahnlinie Solingen—Remscheid zu machen. Mit Feuereifer nahm sich Carstanjen dieser schönen und großen Aufgabe an und führte mit bester Sachkenntnis den beschränkten Wettbewerb um die Brücke durch. Den Sieg errang der Entwurf Rieppels mit dem bekannten gelenklosen Bogen. Die Bekanntschaft mit Rieppel führte 1895 zum Übertritt von Carstanjen in das Nürnberger Büro der damaligen Maschinenbaugesellschaft Nürnberg und damit sein Eintritt in die größere Konstruktions- und Berufspraxis.

Die erste Arbeit in Nürnberg war die generelle Festlegung der rd. 13 km langen Schwebebahn Barmen—Elberfeld, dann die Konstruktion der schwierigen Träger und Stützen dieser Strecke, der Bahnhöfe, der Umkehrschleifen usw. Das Büro wuchs fast täglich, so daß es auch noch andere Aufgaben übernehmen konnte. Erste Gelegenheit gab der Wettbewerb um die Straßenbrücke über den Rhein in Worms, wo Carstanjen mit seinem Vorschlag einer dreiteiligen Bogenbrücke den ersten Preis und damit für sein Werk die Ausführung errang. Die von ihm da und auch später von der M. A. N. besonders gepflegte enge Zusammenarbeit von Ingenieur

und Architekt hatte sich glänzend bewährt. Aber auch der Eisenwasserbau, für den der Verstorbene eine besondere Neigung besaß, begann schon anschließend sich zu entwickeln, und man geht nicht zu weit, wenn man sagt, daß er es war, der — um 1900 herum — den Grundstein für den deutschen Großwehrbau legte. Die ersten Anregungen dazu gaben die Umbauten der Mainwehre in Schweinfurt, ein Grundablaß von 18 m Lichtweite und über 4 m Höhe und ein Überfallwehr im Hauptarm des Maines von 35 m Lichtweite und 2 m Höhe. Mit einem Schlage löste Carstanjen die gestellte Aufgabe: große Lichtweiten zu sperren mit zuverlässigem Betriebe zu jeder Jahreszeit — auch bei Eisgang —, dazu möglichste Wasserdichtigkeit, indem er die von ihm erfundenen Walzenwehre hier erstmals zur Anwendung brachte. Die Lösungen gaben den Auftakt zu zahlreichen Bestellungen solcher Wehre im In- und Auslande. Heute sind es über 170 Anlagen

über 300 Walzen, die das Werk nach diesem hochwertigen System ausgeführt hat. Zahlreich sind die Patente, die Carstanjen und das Werk auf ihre Vorschläge erhalten haben, unter denen der einseitige Antrieb der Walze, ihren großen Torsionswiderstand ausnützend, zu den wertvollsten gehören.

Als das Nürnberger Büro 1901 nach Gustavsburg übersiedelte, war die Wehrbauabteilung zu einer ansehnlichen Größe angewachsen, die fähig war, weitere Aufgaben, wo es sich um ein Zusammenarbeiten des Stahlbauers mit dem Maschinenbauer handelt, zu lösen. Es folgten die vielen Wehrbauten am Oberrhein, am Main und an der Donau mit Einfach-, Doppel- und Mehrfachschützen. Bekannt sind die großzügigen und eigenartigen Vorschläge Carstanjens für Schiffshebebahnen, die schiefe Ebene sowie für senkrechte Schiffshebewerke,

unter letzteren vor allem sein Vorschlag für Niederfinow mit den großen schwimmenden Hebeln. Alle Entwürfe zeigen die Hand des Meisters, der keine Schwierigkeit kennt und vor keiner noch so großen Last oder Antriebskraft zurückschreckt. Genial war und restlos sein Suchen und Gestalten immer wieder neuer technischer Gedanken und Probleme. Viele seiner Vorschläge sind in bester Sprache und Darstellung von Carstanjen selbst veröffentlicht worden.

Die Studien für den Wehrbau brachten eine ständige und fruchtbare Zusammenarbeit mit dem Wasserbaulaboratorium in Darmstadt und dessen Gründer Koch mit sich. Diese Verbindung war so innig, daß Carstanjen nach dem Ableben von Koch im Sommer 1923 es übernahm, den Nachlaß Kochs zu ordnen und die hauptsächlichsten Ergebnisse der Darmstädter Versuchsanstalt zu veröffentlichen. Das Buch ist 1926 erschienen unter gemeinsamem Namen Koch-Carstanjen: „Bewegung des Wassers und dabei auftretende Kräfte“. Ein Teil der „Rätsel des Wasserbaues“, wie sich Culmann einst ausdrückte, ist damit gelöst worden.

Carstanjen war 1901 Direktor, 1907 stellvertretendes Vorstandsmitglied und 1912 Vorstandsmitglied geworden. Er trat 1923 in den wohlverdienten Ruhestand. Er war: Ehrensator der T. H. Karlsruhe und Ehrendoktor der T. H. in Dresden. Den Titel als Großherzogl. Hess. Geheimer Baurat erhielt er Mitte August 1918 anlässlich der Einweihung der strategischen Rheinbrücken in Rüdeshcim, Engers und Remagen, bei deren Bau Gustavsburg hervorragend beteiligt war. Mehrere Ordensauszeichnungen waren ihm verliehen worden aus Preußen und Hessen. Er war auswärtiges Mitglied der Akademie des Bauwesens.

Mit Geheimrat Carstanjen hat ein hochgesinnter, großzügiger Mensch und Ingenieur uns verlassen, der hoch über anderen stand. Sein Wirken und Schaffen wird noch lange in der Erinnerung seines Werkes, seiner Mitarbeiter und der übrigen Fachwelt fortleben.

Dr. B o h n y.

