

DIE  
EISENBETONKUPPEL  
DER  
FRIEDRICHSTRASSENPASSAGE  
IN BERLIN.

VON

SIEGMUND MÜLLER,  
PROFESSOR AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU BERLIN.

---

*(Sonderabdruck aus „Armierter Beton“, 1909, Heft 3–6.)*



SPRINGER-VERLAG BERLIN HEIDELBERG GMBH

1909.

DIE  
EISENBETONKUPPEL  
DER  
FRIEDRICHSTRASSENPASSAGE  
IN BERLIN.

VON

SIEGMUND MÜLLER,  
PROFESSOR AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU BERLIN.

---

*(Sonderabdruck aus „Armierter Beton“, 1909, Heft 3–6.)*



SPRINGER-VERLAG BERLIN HEIDELBERG GMBH 1909

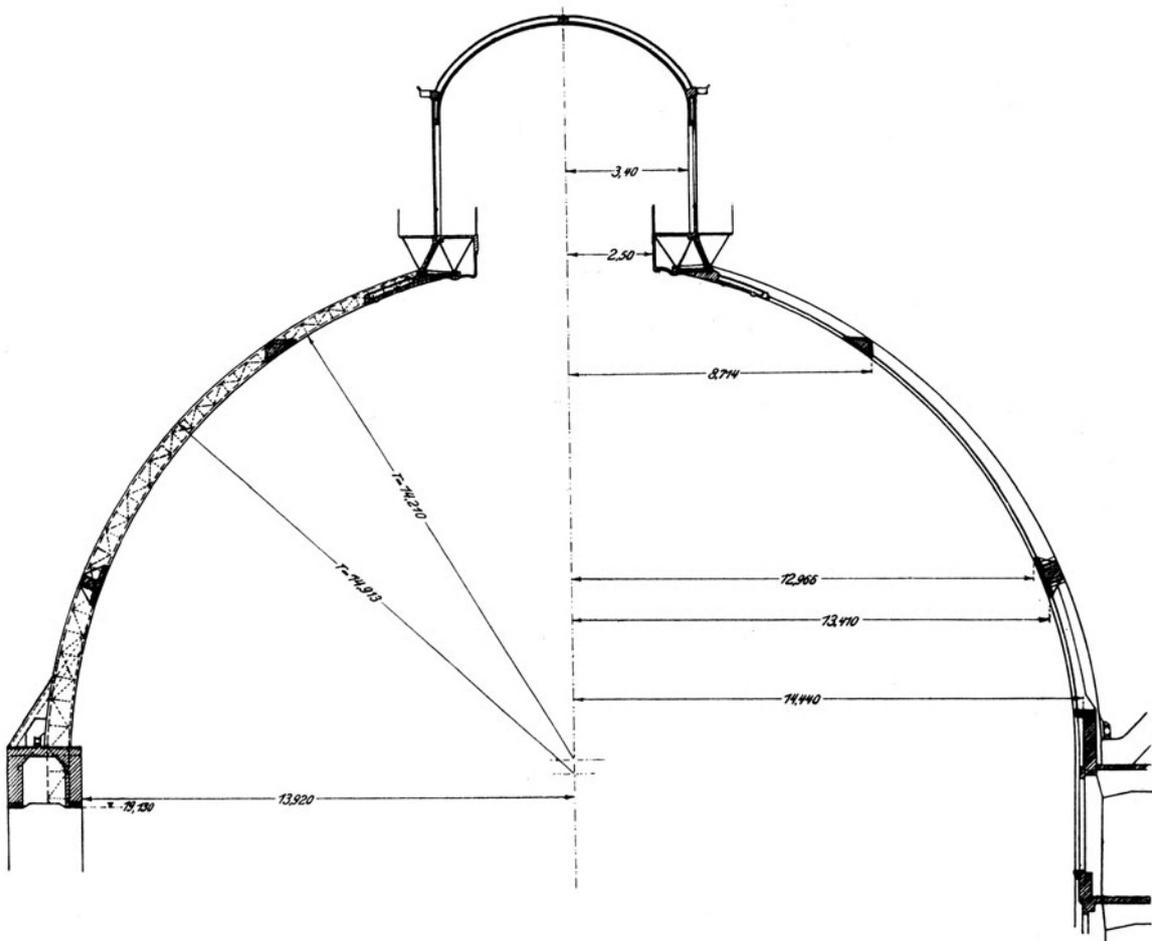
ISBN 978-3-662-32430-1  
DOI 10.1007/978-3-662-33257-3

ISBN 978-3-662-33257-3 (eBook)

Das Bauwerk der Friedrichstraßenpassage, welches im Sommer vorigen Jahres fertiggestellt worden ist, verdient nicht nur infolge seiner allgemeinen Anordnung und seiner architektonischen Formgebung, sondern auch durch seine konstruktive Ausbildung in hohem Maße allgemeines Inter-

binder und räumliche Zeldächer bieten manche neu- und eigenartige Konstruktionen.

Vor allem aber enthält das Bauwerk der Friedrichstraßenpassage eine Eisenbetonkonstruktion, welcher nach der allgemeinen Anordnung und konstruktiven Durchbildung kaum ähnliches



esse. Insbesondere nimmt dieser Bau unter den Berliner Neubauten eine wichtige Stellung ein, weil alle konstruktiv wichtigen Bauteile vollständig aus Eisenbeton hergestellt worden sind. Eine Reihe größerer Saalbauten, eigenartige Fundierungen, insbesondere weitgespannte Dach-

zur Seite gestellt werden kann: nämlich den inneren Kuppelbau, welcher den Mittelpunkt der Passage und das hervorstechende Hauptglied des ganzen Bauwerkes bildet. Die Kuppel ist in einzelne Rippen aufgelöst, deren Zwischenflächen in Glas gedeckt sind, so daß infolge der ungewöhnlich

großen Lichtfläche das ganze Bauwerk den Eindruck einer offenen Kuppel erhält; die beigegebene Abbildung gibt die Hauptabmessungen der Kuppel. Das unter Leitung des Kaiserl. Baurats Ahrens von der Bau- und Terrangesellschaft errichtete Gebäude ist in bezug auf seine Gesamtanlage und allgemein bautechnischen Punkte in der Zeitschrift für Bauwesen 1909 Heft I—III vom Kaiserl. Baurat Ahrens eingehend veröffentlicht worden. Die Eisenbetonkonstruktionen des Bauwerks sind

Die Kuppelhalle des neuen Passagekaufhauses in Berlin bot dem Ingenieur in mehr als einer Hinsicht ungewöhnliche konstruktive Aufgaben. Der Neubau des Passagekaufhauses sollte in baulicher Hinsicht ungewöhnlichen Anforderungen Genüge leisten; zu ihrer Verwirklichung standen ein entsprechender Bauplatz und die entsprechenden Baumittel zur Verfügung. Mit einem Bauplatz von nahezu 10000 qm und mit einer Bausumme von annähernd 7 000 000 M gehört das neue Kaufhaus zu den bedeutendsten Bauwerken Berlins; die neugeschaffene Passage rechnet zu den größten ihrer Art.

Die in leicht geschwungener Linie (vgl. Fig. 1) durch das ganze Bauwerk führende Passage, deren Mittelpunkt die Kuppelhalle bildet, stellt eine neue Verbindung der Friedrich- und Oranienburger Straße dar. Von ihrer Anlage durfte der Bauherr für die Zwecke seines Kaufhauses mit Recht verlangen, daß sie als Anziehungspunkt besonderer Wirkung dem Kaufverkehr einen starken Zustrom schaffe und ihn festhalte. Forderte dieses Ziel schon für die Eingangstore und die Zugangsarme der Passage reizvolle bauliche Durchbildung und Ausstattung, so mußte die Kuppelhalle, welche nach ihrer Anlage zum glanzvollen Mittelpunkt der Passage werden sollte, zu einem ungewöhnlichen Bauwerk hoher Wirkung gestaltet werden.

Und hierzu war nicht nur eine mit reichen Mitteln erzielte architektonische Durchbildung und Ausstattung erforderlich; auch in ihrer

Konstruktion sollte die Kuppel zu einer neuen Schöpfung werden, deren Eigenart und Kühnheit auf keinen Besucher ihre Wirkung verfehlen sollte.

Grundriß Fig. 1 zeigt die Lage der Kuppel im Bauwerk. Aus der

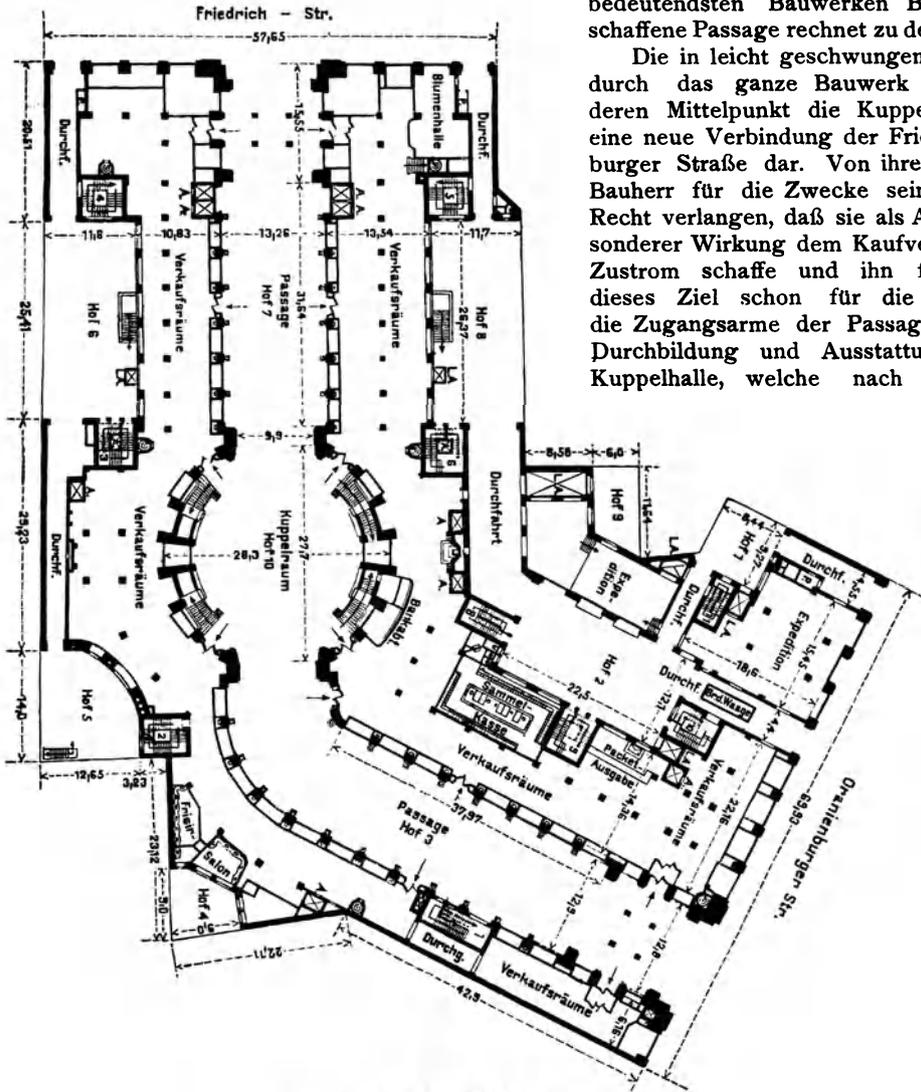


Fig. 1. Grundrißeinteilung.  
(Nach „Zeitschr. f. Bauwesen“ 1909 Heft 1/3, Seite 19/20.)

von der Firma M. Czarnikow & Co. in Berlin zur Ausführung gekommen.

Verfasser hat für die Firma Czarnikow die konstruktive Durchbildung und die statische Berechnung der Kuppelhalle durchgeführt.

Friedrichstraße führt senkrecht zur Straßenflucht ein gerader Zugangsarm von rd. 50 m Länge in den Kuppelraum, dessen Mittelpunkt in der Verlängerung seiner Achse liegt; auf der Gegenseite biegt die austretende

Passage in sanfter Krümmung in einen zweiten geraden Strang, welcher mit nahezu gleicher Länge senkrecht in die Oranienburger Straße mündet. Die Passage selbst ist 13,2 m breit, hat also ungefähr dieselbe Breite, wie die bekannte Maiänder Passage Galleria Vittorio Emanuele. Der Übergang in den Kuppelraum wird durch vier kräftige Portalpfeiler gebildet; sie bilden die Hauptunterstützung der Kuppel und

ein Maß von 1,20 m zugestanden werden. Als Tragglieder erhalten die Zwischenpfeiler aus dem Kuppelgewicht nahezu die gleichen Belastungen; ihre konstruktive Durchbildung ist daher im wesentlichen die gleiche. Sie unterscheiden sich nur durch die Verschiedenheiten der Werksteinverblendung, welche durch die Anlage der beiderseitigen Treppen bedingt waren.

Einen Blick in die Aufrißentwicklung der

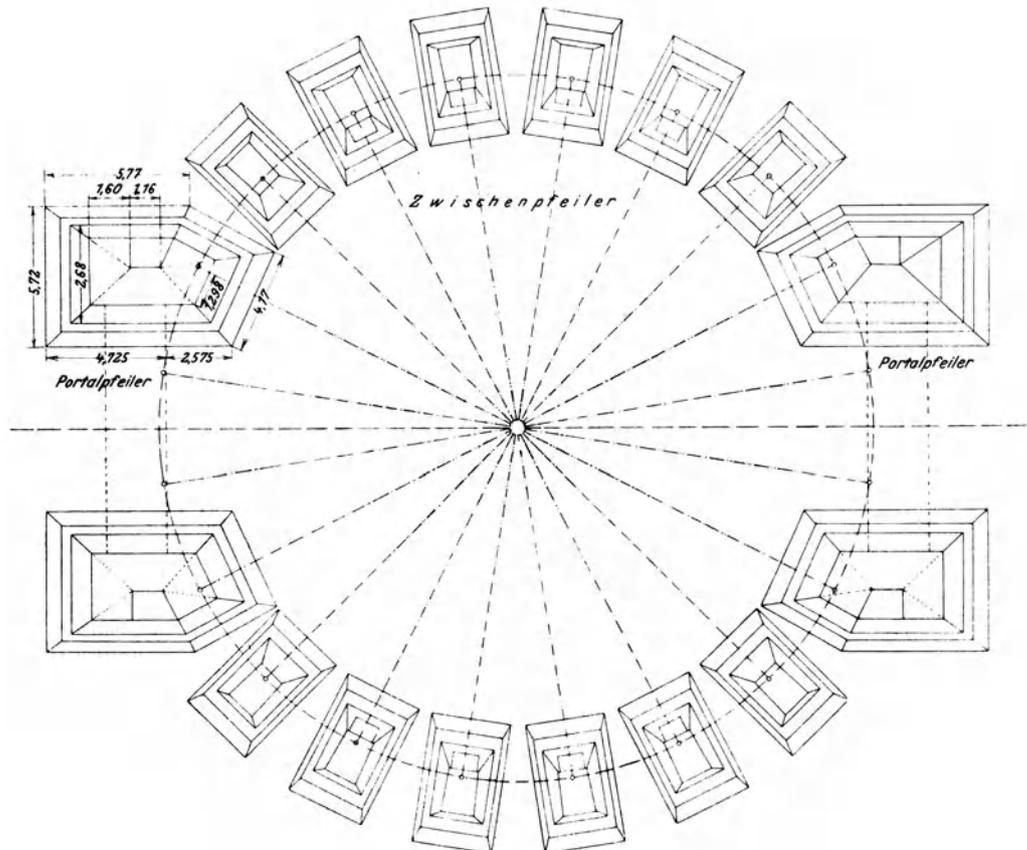


Fig. 2.  
Grundriß der Kuppelfundamente.

übernehmen fast die Hälfte der Kuppellast. Der Grundriß der Kuppelhalle zeigt eine Kreisfläche mit einem Durchmesser von 28,30 m. In der Umfangsline des Kuppelkreises stehen außer den vier Portalpfeilern 12 Zwischenpfeiler in Achsenabständen von 4,44 m, vergl. Fig. 2. Portal- und Zwischenpfeiler bilden eine Gruppe lotrechter, von einander unabhängiger Stiele. Diese Auflösung des Kuppelunterbaues in einzelne Glieder war durch die Forderung bedingt, daß die an die Kuppelhalle anstoßenden Räume möglichst große Schaufenster und Lichtflächen erhalten mußten. Aus diesem Grunde konnte für die konstruktive Ansichtsbreite der Zwischenpfeiler nur

Kuppelhalle gewährt die photographische Abbildung Fig. 3; die Hauptabmessungen sind aus der konstruktiven Fig. 4 u. 5 ersichtlich. Der Kuppelüberbau, die eigentliche Kuppel, bildet ein aus einzelnen Rippen mit Zwischenverglasung bestehendes Halbkugelgewölbe, dessen konstruktiver Achsendurchmesser nahezu 30,0 m beträgt. Der Kuppelscheitel ist offen und trägt eine durchbrochene Laterne. Die Kuppelpfeiler reichen vom Fundament, welches etwa 4,0 m unter der Straßenhöhe der Passage liegt, durch fünf Stockwerke 20,25 m bis zum Anfang der Kuppelwölbung; von dort wölbt sich das Kuppelgewölbe bis zum



Fig. 3.

Innere Ansicht der Kuppel.



Scheitel in einer Höhe von 14 m. Die Oberkante der Laterne liegt noch 7,75 m über dem Kuppelscheitel so daß die konstruktive Höhe vom Fundament bis Scheitel der Kuppellaterne rund 46,0 m beträgt.

Ihrer Spannweite nach gehört die Passagekuppel zu den größten massiven Kuppeln. Die massive Domkuppel größter Spannweite, die der Peterskirche in Rom, hat 42,0 m Spannweite; die berühmte Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel hat etwa die gleiche Spannweite wie die Passagekuppel.

Die Hauptschwierigkeit der zu lösenden konstruktiven Aufgabe entstand aus der ungewöhnlichen Größe der geforderten Lichtflächen. Die Gesamtoberfläche der eigentlichen Kuppel ohne Laterne beträgt 1300 qm; die Hälfte, rund gleich der Grundrißfläche des Kuppelraumes, ist als Lichtfläche ausgebildet. Die Notwendigkeit dieses großen Oberlichtes war schon durch die Ausnutzung der an die Kuppelhalle anstoßenden Innenräume geboten, welche allein aus der Kuppelhalle beleuchtet werden. Da nun in den Umfassungswänden des Unterbaues bis zur Höhe von 20 m über der Straßenhöhe der Passage nirgends eine direkte Beleuchtung des Kuppelinnern angeordnet werden konnte, mußte die Kuppelhaut oben, soweit konstruktiv nur irgend möglich, als Glasfläche ausgebildet werden. Überdies sollte die große Lichtfläche der ganzen Kuppelhalle eine besonders leichte und reizvolle ästhetische Innenwirkung verleihen.

Die Notwendigkeit der großen Lichtfläche ergab architektonisch von selbst eine aufgelöste Kuppelwölbung, in der aufstrebende Gewölberippen mit nach oben verjüngten Lichtflächen abwechseln. (Fig. 6.)

Günstige Formgebung der Lichtflächen und gefällige Verteilung auf die Eingangsportale der Passage führten dazu, die Kuppelfläche in 20 gleiche Felder einzuteilen. Aus konstruktiven wie aus ästhetischen Gründen mußten die 20 Rippen außer durch den unteren Fuß- und den oberen Kopfring noch durch zwei Innenringe zusammengefaßt werden.

Für die konstruktive Durchbildung der Kuppel war die Frage des geeigneten Baustoffes von maßgebender Bedeutung.

Bei der Größe der Spannweite und den geringen verfügbaren Konstruktionsflächen der durchbrochenen Kuppel konnte nicht daran gedacht werden, die Kuppel nach früheren Bauweisen in massivem Ziegel- oder Werksteinmauerwerk herzu-

stellen. Doch auch für den Unterbau ergab sich von vornherein, daß gewöhnliches Mauerwerk nicht zur Verwendung kommen konnte. Bei der geringen Konstruktionsbreite von 1,20 m hätten die Zwischenpfeiler zur Aufnahme der Kuppelgewichte und der exzentrischen Belastung durch die Windkräfte, wie eine Vorberechnung ergab, in dem Erdgeschoß eine Tiefe von über 3,0 m erfordert. Daß solche Abmessungen für die Verkaufsräume eines Kaufhauses mit hoher Ausnutzung der Grundflächen nicht möglich sind, bedarf keiner Erläuterung. Die Gründe der Tragfähigkeit, der Wirtschaftlichkeit, und der Feuer-sicherheit, welche für die Verwendung von Eisenbeton in allen Decken und Stützen des Kaufhauses

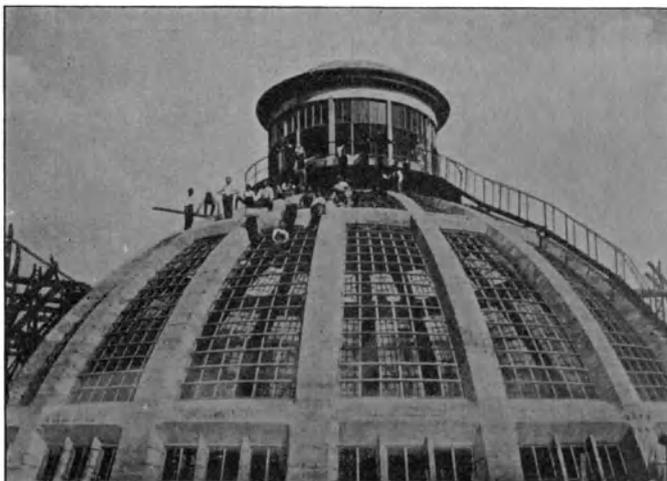


Fig. 6.

den Ausschlag gegeben hatten, führten ohne weiteres dazu, auch die Kuppelpfeiler in Eisenbeton auszuführen. Eine Gleichmäßigkeit im Baustoffe empfahl sich um so mehr, als dadurch Kuppelhalle und Anschlußbau als ein einheitliches, zusammenhängendes Bauwerk ausgebildet werden konnten.

Durch die Ausführung in Eisenbeton erhielten die Zwischenpfeiler, deren Konstruktionsflächen am meisten beschränkt waren, im Erdgeschoß eine Pfeilertiefe von etwa 1,30 m, also weniger als die Hälfte der für Mauerwerk errechneten Stärke. Nach den oberen Stockwerken nimmt die Pfeilertiefe bei gleicher Ansichtsbreite bis zu 70 cm im Dachgeschoße ab. (Fig. 7.)

Für den Kuppelüberbau konnte als Baustoff nur Eisen oder Eisenbeton in Frage kommen. Gewiß hätte bei Ausführung der Kuppel in freier, von unten sichtbarer Eisenfachwerkkonstruktion das Gesamtgewicht nicht unerheblich erniedrigt und dementsprechend eine geringere Bausumme

erreicht werden können. Bei Ausführung in solcher Eisenkonstruktion hätte das Bauwerk vom konstruktiven Standpunkte wesentliches Interesse nicht geboten, da Kuppeln ähnlicher Art mit gleichen Spannweiten nicht zu den Seltenheiten gehören.

Unter den mehrfachen Gründen, die für die Ausführung der Kuppel in Eisenbeton entschieden

Breite aus einem eisernen Tragkern mit vorge-setzter Verkleidung ausbilden müssen. Daß solche in architektonischem Ausdruck und baulicher Durchbildung nicht übereinstimmende Konstruktionen für wirkungsvolle Tragglieder möglichst vermieden werden, ist der neuen Entwicklung der Architektur zu verdanken. Ein zweiter gewichtiger Grund, welcher gegen eine solche Konstruktion sprach, war durch die Frage der dauernden Unterhaltung bedingt. Ist schon eine unverdeckte Eisenkonstruktion einer hohen Kuppel nur mit nicht unerheblichen Kosten durch Anstrich dauernd zu sichern, so bietet eine vollständig verkleidete Eisenkonstruktion, die trotz der Verkleidung infolge der direkten Einwirkung dem Einflusse der Witterung ausgesetzt ist, in der Unterhaltung große Schwierigkeiten. Wäre im übrigen die Verkleidung in den für den vorliegenden Zweck erforderlichen kräftigen Formen zur Ausführung gekommen, so hätte sich das Gewicht der Eisenkonstruktion in dem Maße erhöht, daß die Baukosten für die Eisenkonstruktion und die Umkleidung sicherlich nicht den Kosten der Ausführung in Eisenbeton nachgestanden hätten. Wurde schließlich weiter berücksichtigt, daß für die Eisenbetonkuppel Schwierigkeiten und Kosten der Unterhaltung gar nicht in Frage kamen, daß ferner in bezug auf die für ein Kaufhaus wichtige Frage der Feuersicherheit Eisenbeton besonders empfehlenswert erschien, daß ferner die architektonischen Ausdrucksformen bei der Herstellung des Tragkörpers durch die Einschaltung in einfachster Form erreicht werden konnten, daß schließlich bei der Ausführung des Kuppelgewölbes in Eisenbeton die ganze Kuppelhalle mit dem Anschlußbau als einheitliches Bauwerk hergestellt werden konnte, so mußte bei der Wahl des Baustoffes die Entscheidung auf Eisenbeton fallen. Nicht zum wenigsten sprach schließlich für den Bauherrn erklärlicherweise die Erwägung mit, daß durch die Ausführung in Eisenbeton die Kuppel zu einem hervorragenden Bauwerk wurde, dessen Eigenart über die fachmännischen Kreise hinaus Beachtung finden würde.

Als Eisenbetonbauwerk gehört die Passagekuppel zu den größten Eisenbetongewölben in Hochbauten; als durchbrochene, in Rippen aufgelöste Kuppel steht sie ihrer Spannweite nach an der Spitze der bisherigen Ausführungen.

Das Eisenbetontragwerk der ganzen Kuppelhalle ist als einheitlicher, zusammenhängender Körper hergestellt worden. Für die statische Berechnung und die konstruktive Durchbildung konnte das Tragwerk in zwei Hauptteile zerlegt werden, in den Unterbau vom Fundament bis zum Wölbefang, und den Überbau vom Wölbefang bis zum Scheitel der Laterne.

Zum Kuppelunterbau gehören die 12 Zwischen- und die vier Portalpfeiler. Die etwa 10 m

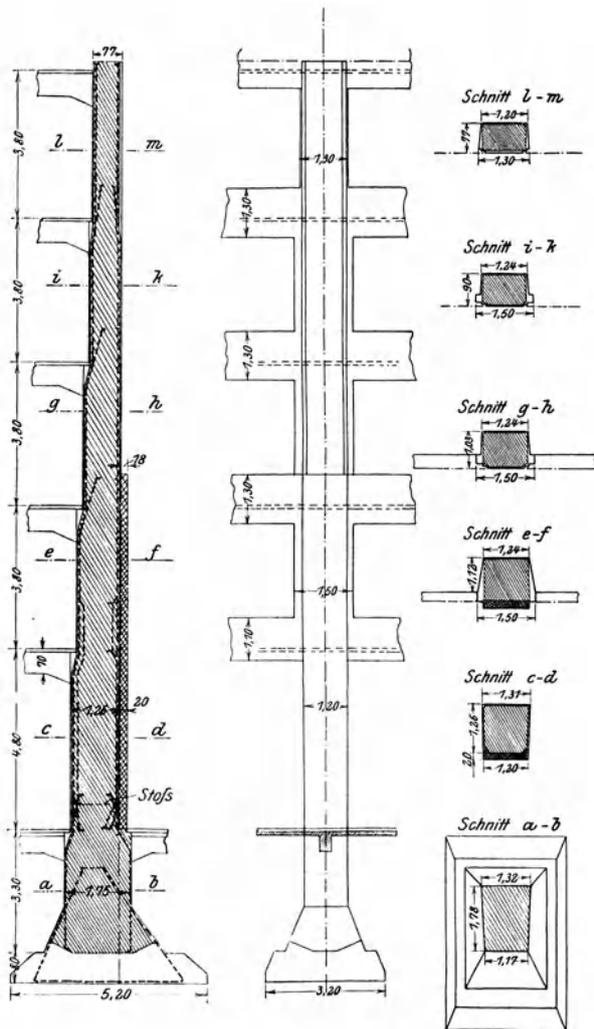


Fig. 7.

haben, stehen in erster Linie die architektonischen Forderungen auf wirkungsvolle und wahre Ausdrucksform des Bauwerkes. Für einen einheitlichen, ruhigen und großzügigen architektonischen Ausdruck eines Traggliedes ist die Flächenwirkung unerlässlich. Sollte nicht der gewaltige Wölbendruck der ganzen Kuppelhalle durch das leichte, unruhige Gitterwerk doppelwandiger Wölbrippen aus Eisenkonstruktion in Frage gestellt werden, so hätte man Rippenkörper nahezu in der jetzigen

weiten Öffnungen der Passageeingänge werden durch gerade Eisenbetonbalken überspannt, welche die Drücke der auf die Lichtöffnung fallenden Kuppelrippen auf die Portalpfeiler übertragen. An diese Portalrippenträger sind auch die in die äußere Erscheinung tretenden unteren Drahtgeflechtgewölbe aufgehängt (Fig. 3). Aus konstruktiven Rücksichten konnten diese Portalgewölbe nicht als Massivbögen ausgeführt werden, da sonst die Gewölbeschübe unzulässig große Pfeilerquerschnitte erfordert hätten. Die Portalrippenträger gehören



Fig. 8.

gleichzeitig zu dem ringförmig um die ganze Kuppel laufenden Kranzträger. Neben einer seitlichen Absteifung der einzelnen Kuppelpfeiler gegen einander hat der Kranzträger noch den Zweck, ungleichmäßiges Setzen der in ihren Fundamentflächen getrennten Zwischenpfeiler zu verhüten. Nach Abmessungen und Eisenarmierung ist er so kräftig gehalten, daß er mit Sicherheit den ganzen Druck eines Pfeilers auf die beiden nächstliegenden übertragen kann.

Der Überbau der Halle besteht aus dem Kuppelgewölbe und der Laterne.

Zum Tragwerk des Gewölbes gehören die 20 gleichen Rippen und vier Kuppelringe: Kopf-, oberer Zwischen-, unterer Zwischen- und Fußring.

Für die Abmessungen der Kuppelrippen standen

beim Entwurf geeignete Vergleichszahlen nicht zur Verfügung; zur endgültigen Festsetzung der Masse waren zwei Vorberechnungen erforderlich geworden.

Am Kuppelfuße haben die 20 m langen Rippen eine Breite von 100 cm und eine Stärke von 70 cm erhalten (Fig. 8). Beide Abmessungen nehmen nach dem Kuppelscheitel gleichmäßig ab; die Stärke beträgt dort 40 cm, die Breite 70 cm. Da die Rippenflächen weniger als ein Drittel des ganzen Gewölbes ausmachen, so entspricht ihre mittlere Stärke, im Verhältnis zu einer vollen Kuppel gerechnet, einer vollen Wandstärke von 17 cm; mit den Stärkenabmessungen voller Eisenbetonkuppeln ähnlicher Spannweite stimmt dieser Vergleichswert gut überein.

Das Gesamtgewicht des Kuppelüberbaues beträgt 850 t; hiervon entfallen auf

Laterne . . . . .	22 t
20 Kuppelrippen . . . . .	525 t
4 Kuppelrippen . . . . .	105 t
Ringe . . . . .	160 t
Eindeckung der Glasfläche . . . . .	38 t

Das Eigengewicht der Kuppelpfeiler beläuft sich auf 4 400 t; sie erhalten aus den Decken des Kuppelanschlußbaues eine Auflast von 3 100 t. Überbau und Unterbau ergaben somit ein Gesamtgewicht von 8 250 t. Die Fundamentfläche eines Zwischenpfeilers hat 16 qm, die eines Portalpfeilers 43 qm, sodaß die Gesamtfläche der Fundamente  $12 \cdot 16 + 4 \cdot 43 = 364$  qm beträgt. Bei gleichmäßiger Verteilung würde sich ein Bodendruck von 2,27 kg/ccm berechnen.

In bezug auf die statische Wirkung stellen die Kuppelrippen biegungsfeste vollwandige Bögen dar; ihre Fußquerschnitte wirken infolge ihrer konstruktiven Durchbildung als Einspannungen. Der Kopfring und die beiden Zwischenringe sind in ihrer statischen Wirkung als gelenkige Stabzüge angesehen worden; zugunsten der Sicherheit ist ihre Biegungsfestigkeit nicht in Rechnung gezogen worden. Die Querschnitte der Bogenrippen haben nur in der äußeren und inneren Mantelfläche der Kuppel Eiseneinlagen erhalten; die Seitenflächen der Rippenquerschnitte sind fast garnicht armiert, so daß die Bogenrippen tangential zur Kuppelfläche nicht als biegungsfest anzusehen waren. Das Tragwerk der Kuppel ist vollständig symmetrisch angeordnet; ebenso sind sämtliche in Betracht zu ziehende Lastzustände, mindestens in bezug auf eine Ebene, symmetrisch. Aus diesen Vorbedingungen ergab sich für die Durchführung der statischen Berechnung aus jeder Ringkette eine unbekannt GröÙe. Das Tragwerk war somit für die zu behandelnden Lastzustände dreifach innerlich statisch unbestimmt.

Das statisch bestimmte Hauptsystem wurde durch Aufschneiden der drei oberen Gelenkringe

gebildet, so daß jede Rippe in der Radialebene als ein unten eingespannter Bogenfreitragwerk wirkt. Abgesehen von einem Lastzustand, dem infolge der Windkräfte aus der Laterne, wirken bei allen übrigen Belastungen die angreifenden Kräfte in den Radialebenen der Kuppel. Alsdann sind sämtliche Stabkräfte eines Gelenkringes gleich groß. Die an einer Rippe anstoßenden Stäbe der drei Ringe geben daher in jeder Rippebene drei horizontale Ringmittelkräfte  $Y_I, Y_{II}, Y_{III}$ .

Die Berechnung des statisch unbestimmten Tragwerkes ist nach den Elastizitätsgesetzen auf Grund der Arbeitsgleichungen analytisch durchgeführt worden. Da alle Glieder des Tragwerkes gleichmäßig in Eisenbeton hergestellt sind, konnte mit einer konstanten Elastizitätsziffer gerechnet werden. In den drei Bogenstrecken zwischen den Ringen wurden die Trägheitsmomente konstant angenommen; entsprechend den anwachsenden Abmessungen ist  $J_I : J_{II} : J_{III}$  im Verhältnis 1 : 3 : 5 eingeführt worden.

Wie die Vorberechnungen ergaben, sind die Einflüsse aus den Formänderungen infolge der Normalkräfte in den Bogenrippen und der axialen Stabkräfte in den Gelenkringen gegenüber den Biegungen aus den Momenten so gering, daß in den Arbeitsgleichungen nur die Momentenintegrale berücksichtigt werden brauchten.

Da bei den verschiedenen Voruntersuchungen und der Hauptberechnung eine große Zahl verschiedener Lastzustände durchzurechnen war, mußte großer Wert auf eine möglichst einfache Form der Elastizitätsgleichungen und leichte Berechnung der statisch unbestimmten Größen gelegt werden. Nach dem vom Verfasser im Zentralbl. der Bauverw. 1907 veröffentlichten Verfahren wurden für die statisch unbestimmten Werte  $X_a, X_b, X_c$  Kraftgruppen solcher Form angenommen, daß jede Größe  $X$  sofort aus einer Elastizitätsgleichung erhalten werden konnte.

Werden die Momente aus den Zuständen  $Y_I = -1, Y_{II} = -1, Y_{III} = -1$  mit  $M_I, M_{II}, M_{III}$  bezeichnet, so ergeben sich die Biegemomente der  $X$ -Zustände, deren Kraftgruppen die Fig. 9 zeigt, in der Form:

$$M_a = M_I$$

$$M_b = M_{II} + \mu_{ab} \cdot M_a$$

$$M_c = M_{III} + \mu_{bc} \cdot M_b + \mu_{ac} \cdot M_a$$

Die Faktoren der Gruppenzustände berechneten sich aus den Gleichungen:

$$\mu_{ab} = \frac{\sum M_a \cdot M_{II} \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_a^2}{J}}$$

$$\mu_{ac} = \frac{\sum M_a \cdot M_{III} \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_a^2}{J}}$$

und

$$\mu_{bc} = \frac{\sum M_b \cdot M_{III} \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_b^2}{J}}$$

Für die Summenberechnungen der Momentenprodukte wurde der Stabbogen in 10 gleiche Teile zerlegt, so daß der Längenwert der Bogenstrecke aus den Summen gestrichen werden konnte. Gleichzeitig mit der Bestimmung der Gruppenfaktoren wurden die Biegemomente  $M_a, M_b$  und  $M_c$  für die angenommenen Knotenquerschnitte mit möglicher Genauigkeit berechnet.

Für die zu untersuchenden Lastzustände wurden nunmehr der Reihe nach die Biegemomente  $M_0$  der eingespannten Freitragwerk re-

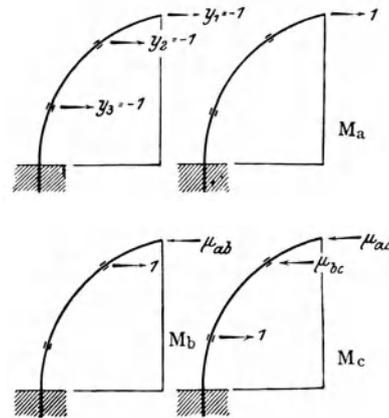


Fig. 9.

nerisch ermittelt, so daß sich durch Summenbildung als statisch unbestimmte Größen ergaben:

$$X_a = \frac{\sum M_0 \cdot M_a \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_a^2}{J}}$$

$$X_b = \frac{\sum M_0 \cdot M_b \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_b^2}{J}}$$

$$X_c = \frac{\sum M_0 \cdot M_c \cdot \frac{1}{J}}{\sum \frac{M_c^2}{J}}$$

Mit Hilfe der X-Werte berechneten sich schließlich die wirklichen Momente in der Form:

$$M = M_0 - M_a \cdot X_a - M_b \cdot X_b - M_c \cdot X_c .$$

In den Ringen wurden die Horizontalkomponenten zweier Stabkräfte

$$Y_I = X_a + \mu_{ab} \cdot X_b + \mu_{ac} \cdot X_c$$

$$Y_{II} = X_b + \mu_{bc} \cdot X_c$$

$$Y_{III} = X_c .$$

Bei der Berechnung des Kuppelüberbaues waren die Wirkungen dreier Einflüsse zu verfolgen: des Eigengewichtes, des Winddruckes und der Temperaturänderungen. Schneebelastung kam mit Rücksicht auf die starke Neigung der Kuppelflächen und des hohen Eigengewichts nicht in Frage.

**Eigengewicht.** Die Gewichte der einzelnen Rippenelemente wurden aus den genauen Werten der Inhalte mit einem Einheitsgewichte von 2400 kg/cbm ermittelt; hierzu kam für die Bleiabdeckung von 0,6 mm Stärke ein Zusatzgewicht von 6 kg/qm Oberfläche. Für die Glaseindeckung wurde nach überschläglicher Gewichtsbestimmung der Einzelwerte ein Gewicht von 35 kg/qm eingeführt. Das gesamte Eigengewicht betrug für jede Rippe 36,8 t.

Nach den vorgenannten Elastizitätsgleichungen berechneten sich in dem Ringe folgende Kräfte:

Kopfring . . . . .	33,00 t	Druck
oberer Zwischenring . .	2,44 t	„ „
unterer Zwischenring .	15,71 t	Zug
Fußring . . . . .	19,74 t	„ .

Die wirklichen Biegemomente sind gering; sie schwanken zwischen - 2,08 und + 1,8 tm. Nur im Fußquerschnitt ergab sich ein größerer Wert von 5,86 tm; beim Freitragler — ohne Ringe — hatte sich das Fußmoment  $M_0$  mit 123 tm ergeben. Die größte Normalkraft berechnete sich für den Fußquerschnitt auf 37 t.

**Wind.** Als Einheitswert des Winddruckes wurde für eine lotrechte, direkt getroffene Fläche 150 kg/qm eingeführt; für eine Fläche, welche um den Winkel  $\alpha$  gegen die direkt getroffene Fläche abgedreht ist und im Winkel  $\beta$  gegen die Vertikale geneigt ist, wurde ein lotrechter Winddruck von

$$150 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos^2 \beta$$

für einen Quadratmeter angenommen.

Bei der Untersuchung des Kuppelüberbaues für Winddruck wurde der Einfluß des Windes auf das Kuppelgewölbe und auf die Laterne getrennt untersucht. Infolge der großen Anzahl der Rippen genügt es, nur einen Windzustand zu untersuchen; und zwar wurde der Winddruck über Eck angenommen, so daß die Mittelkraft des Windes in die Verbindungslinie zweier Rippen fiel. Die Bestimmung der  $M_0$ -Werte für das statisch bestimmte Hauptssystem gestaltete sich insofern sehr einfach, als nur für die vordere Hauptrippe in der Windrichtung diese Biegemomente ermittelt werden brauchten; für die übrigen Rippen auf der Windseite wurden die  $M_0$ -Werte durch Multiplikation mit dem Kosinusquadrate des Drehwinkels aus den Momenten der Hauptrippe erhalten. Dieselbe Vereinfachung konnte bei der Ausrechnung der Momentenprodukte für die Berechnung der X-Werte zur Anwendung kommen. Aus dem Winddruck auf die Kuppel ohne Laterne ergeben sich folgende Ringdrücke:

Kopfring . . . . .	0,05 t
oberer Zwischenring . .	1,09 t
unterer Zwischenring . .	1,83 t;

der Fußring erhält 2,97 t Zug.

Die Momente und Normalkräfte brauchten nur in der Hauptrippe auf der Windseite und in der Gegenrippe auf der windabgekehrten Seite untersucht werden.

In der Hauptrippe auf der Windseite wachsen die durchweg positiven Biegemomente vom Nullwert im Scheitel stetig bis auf 30 tm im Fußquerschnitt; auf der windabgekehrten Seite sind die Biegemomente negativ, sie wachsen bis zur Einspannung auf 7 tm. Die Normalkräfte aus Winddruck sind gering.

Der Winddruck auf die Laterne, welche aus einem Zylinder und einer Flachkuppel besteht, ergibt eine Horizontalkraft von 5,4 t in der Höhe von 3,35 m über dem Kuppelscheitel. Die Laterne ist durch eine ringförmige Wandvergitterung ausgesteift; die horizontale Windkraft konnte daher gleichmäßig auf die 20 Rippen verteilt werden. Außer diesen horizontalen Windkräften erhalten die Rippenscheitel infolge des Windmomentes lotrechte Kräfte, die mit dem Abstände von der neutralen Zone zunehmen. Die lotrechten Kräfte, welche auf der einen Seite Zug-, auf der andern Seite Druckwerte sind, ergeben infolge ihrer umgekehrten Symmetrie keine statisch unbestimmten Ringkräfte.

Infolge der horizontalen Angriffskräfte entstehen nur im Kopfring Stabkräfte. Die Biegemomente aus dem Laternenwind sind in der

Hauptrippe der Windseite in der oberen Hälfte negativ, in der unteren Hälfte positiv; im Fußquerschnitt ergibt sich als größter Wert + 2,14 tm. Auf der Windgegensseite ist der Verlauf der Momente dem Vorzeichen nach umgekehrt, der Größe nach gleich.

Die resultierenden Biegemomente aus dem Winddruck der Kuppel und dem Laternenwind wachsen auf der Windseite stetig nach der Einspannung hin an; der Fußquerschnitt erhält 32 tm Biegemoment; auf der Gegenseite wird der negative Größtwert 9,2 tm. Auf der Windseite sind die Biegemomente aus Wind nahezu siebenmal so groß wie die Momente aus Eigengewicht.

#### Temperatur.

Die Einwirkung von Temperaturänderungen ist in der Form zweier Grenzfälle untersucht worden.

Der erste Zustand behandelt den Einfluß einseitiger Erwärmung der ganzen Kuppel durch Sonnenbestrahlung. Bei diesem Falle wurde angenommen, daß jede einzelne Rippe in allen Querschnitten eine gleichmäßige Temperaturerwärmung erhält; jedoch sollen die einzelnen Rippen nach ihrer Lage zur Sonnenseite verschieden erwärmt sein. Wie bei den Einflüssen des Windes wurde eine Sonnenseite und eine Schattenseite vorausgesetzt. Für den Übergang der verschiedenen Erwärmungen in den einzelnen Rippen wurde dasselbe Kosinusquadratgesetz angenommen, wie es bei der Verteilung der Windstärke eingeführt war. Bezeichnet man bei diesem Grenzzustand mit  $t_1$  die Temperatur der Hauptrippe auf der Sonnenseite, mit  $t_0$  die Temperatur in den Rippen der Schattenseite, so wurde  $t_1 - t_0 = 15^\circ$  als größter Wert angenommen. In den Elastizitätsgleichungen wurden als Ausdehnungskoeffizient  $\epsilon = 0,000\ 012$ , und als Elastizitätsmaß  $E = 1\ 400\ 000 \frac{t}{qm}$  eingeführt, so daß in Einheiten von t und m der Wert  $\epsilon \cdot E = 16,8$  wurde. Zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größen dienten die Gleichungen:

$$X_a = \frac{\int N_a \cdot \epsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_b = \frac{\int N_b \cdot \epsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_b^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_c = \frac{\int N_c \cdot \epsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

In diesen Gleichungen bedeuten  $N_a, N_b, N_c$  die Normalkräfte für die Zustände  $X_a = -1, X_b = -1, X_c = -1$ . Mit Rücksicht darauf, daß infolge der Exzentrizitäten nicht der ganze Querschnitt zur Wirkung kommt, wurde  $J_1$  durchweg konstant angenommen und nur als Trägheitsmoment des obersten kleinsten Querschnittes ohne besondere Berücksichtigung der Eiseneinlage eingesetzt.  $J_1$  wurde

$$\frac{1}{12} 0,40^3 \cdot 0,50 = 0,00267 \text{ m}^4.$$

Die Unbekannten ergaben sich als

$$X_a = \pm 0,0066 \text{ t}$$

$$X_b = \pm 0,04635 \text{ t}$$

$$X_c = \mp 0,1575 \text{ t}.$$

In einem zweiten Grenzzustand wurde der Fall untersucht, daß die Außen- und Innentemperatur erhebliche Unterschiede zeigen. Unter Annahme eines gleichmäßigen Überganges der Temperatur in jedem Querschnitt vom Außengurt zum Innengurt wird für die Differenz der beiden Gurttemperaturen  $\Delta t = 15^\circ$  als Größtwert eingesetzt. Da die Trommel der Laterne zwischen den Stielen offen bleibt, wird auch der Temperaturunterschied in den Gurten nur bei einseitiger Abkühlung oder Erwärmung eintreten. Demnach wurde auch  $\Delta t$  von der Hauptrippe bis zur Gegenseite nach dem Kosinusquadratgesetz abgeändert. Die Gleichungen zur Berechnung der X-Werte erhielten folgende Form:

$$X_a = \frac{\int \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_a \cdot ds}{\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{E J}}$$

$$X_b = \frac{\int \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_b \cdot ds}{\int M_b^2 \cdot \frac{ds}{E J}}$$

$$X_c = \frac{\int \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_c \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{E J}}$$

In den drei Bogenstrecken zwischen den Ringen wurden für die Höhen Mittelwerte eingeführt. Als Endwerte berechneten sich

$$X_a = \pm 0,15676 \text{ t}$$

$$X_b = \pm 0,415 \text{ t}$$

$$X_c = \mp 0,049 \text{ t}.$$

Als Gesamtwirkung der beiden Temperaturzustände wurden in den Ringen folgende Kräfte ermittelt:

- Kopfring . . . . .  $\pm 2,19$  t
- oberer Zwischenring .  $\pm 1,68$  t
- unterer Zwischenring .  $\pm 1,985$  t.

Die ersten Vorzeichen geben die Kräfte für Temperaturerhöhungen.

Die Biegemomente infolge der Temperaturänderungen nehmen ihre Größtwerte in der Mitte der Kuppelrippen an; nach dem Scheitel und der Einspannung nehmen sie gleichmäßig ab.

Das größte Biegemoment in der Rippenmitte wird 2,5 tm.

Die Normalkräfte aus Temperaturänderungen sind so gering, daß sie nicht berücksichtigt zu werden brauchen.

Aus den drei untersuchten Einflüssen, des Eigengewichtes, der Windkräfte und der Temperaturänderungen wurden für sämtliche Querschnitte der Knotenpunkte, die in Abständen von rund 2,0 m angenommen waren, die größten positiven und negativen Biegemomente durch Addition der gefährlichsten Werte und die zugehörigen Normalkräfte ermittelt. Die resultierenden Biegemomente schwanken in den beiden oberen Dritteln der Kuppelrippen nur innerhalb geringer Grenzen und betragen etwa 3 bis 4 tm. Im unteren Drittel gehen die Momente schnell zu größeren Werten über. Der Größtwert der positiven Momente wird im Fußquerschnitt zu 27,0 tm, die negativen Momente erreichen den Grenzwert von 16 tm. Die Normalkräfte sind fast ausschließlich vom Eigengewicht abhängig, sie nehmen gleichmäßig von 10,6 t im Scheitel bis auf 39,6 t in der Einspannung zu. In den Gelenkringen ergaben sich folgende Größtwerte:

- Kopfring . . . . . 37,5 t Druck
- oberer Zwischenring . . 4,5 t „
- unterer Zwischenring . . 15,9 t Zug
- Fußring . . . . . 26,4 t „

Wie aus den berechneten Einzelwerten ersichtlich, haben die Windkräfte auf die maßgebenden Biegemomente den weitaus größten Einfluß. Bei den Vorberechnungen hatte sich gezeigt, daß die Einflüsse des Eigengewichtes wesentlich ungünstigere Zahlen ergeben, wenn die Scheitelgewichte anwachsen; und zwar kann schon ein geringer Zuwachs die Momente in erheblichem Maße steigern. Aus diesem Grunde mußte großer Wert darauf gelegt werden, die Gewichte der Laterne so gering wie möglich zu erhalten. Das

ganze Tragwerk der Laternentrommel und der Flachkuppel besteht lediglich aus 10 vom Fuße bis zum Scheitel durchlaufenden C-Eisenstielen N. P. 18. Wie die Konstruktion zeigt, sind Wandverkleidung und Dachhaut der Flachkuppel in den Gewichten so leicht wie möglich gehalten.

Für die Ermittlung der Spannungen in den Knotenquerschnitten der Kuppel wurden zunächst aus den größten Biegemomenten und den zugehörigen Normalkräften die Exzentrizitäten der Angriffspunkte berechnet. Die beiderseitig armierten Rippenquerschnitte konnten alsdann gemäß den ministeriellen Bestimmungen für die Eisenbetonkonstruktionen von Hochbauten nach den dort angegebenen Formeln für exzentrisch belastete Stützen untersucht werden. Die größten Betondruckspannungen wachsen von 5 kg/qcm im Scheitel bis auf 35 kg/qcm in den Fußquerschnitten. Entsprechend wachsen die Zugspannungen der Eiseneinlagen bis auf 650 kg/qcm; die Druckspannungen der Eiseneinlagen erreichen 435 kg/qcm. Sämtliche Größtwerte treten in den Fußquerschnitten der Rippen auf.

Faßt man die Bogenstrecken zwischen den Ringen als Druckstiele auf, so berechnet sich, selbst unter den ungünstigsten Annahmen, eine 40fache Sicherheit gegen Ausknicken.

Die statische Berechnung des Unterbaues wurde unter der ungünstigen Annahme durchgeführt, daß die Kuppelpfeiler allein alle Kräfte aus der Kuppel aufzunehmen haben; auf die Mitwirkung der an den Kuppelbau anstoßenden Eisenbetondecken zur Aufnahme horizontaler Kräfte aus dem Winddruck wurde verzichtet. Die Aussteifung des Unterbaues durch die Decken wurde nur in der Annahme der freien Knicklänge, die gleich der Geschoßhöhe genommen wurde, berücksichtigt.

#### Zwischenpfeiler.

Aus der statischen Untersuchung des Kuppelüberbaues ergaben sich durch ungünstige Zusammensetzung der Spannungszustände aus Eigengewicht, Wind und Temperaturwirkungen die gefährlichsten Grenzfälle für die Pfeilerberechnung.

Aus dem Zustande für Eigengewicht und Temperaturwirkungen wurden die Normalkräfte und Biegemomente auf die Pfeiler übernommen, während die in allen Rippen gleichen Horizontalkräfte durch den Fußring aufgenommen wurden. Die Winddrücke auf die Kuppel geben Normalkräfte, Biegemomente und Horizontalkräfte.

Die Pfeileruntersuchung mußte in bezug auf die Windkräfte für zwei Grenzfälle durchgeführt

werden, einmal für die Kräfte aus der Hauptrippe auf der Windseite, alsdann für die Gegenrippe auf der windabgekehrten Seite.

Aus den Decken der fünf Geschosse werden die Zwischenpfeiler zum Teil durch einseitige Unterzüge, zum Teil durch zweiseitige Fensterträger belastet.

Unter Berücksichtigung des längsten und kürzesten Unterzuges ergaben sich demnach drei verschiedene ungünstigste Rechnungszustände:

1. Rippenkräfte aus der Hauptrippe auf der Windseite und größte Unterzugslasten;
2. Rippenkräfte aus der Gegenrippe der windabgekehrten Seite und größte Unterzugslasten;

3. Rippenkräfte aus der Hauptrippe der Windseite und kleinste Unterzugslasten.

Für die untersten Querschnitte jedes Geschosses wurden unter Berücksichtigung aller Biegemomente und Horizontalkräfte die gefährlichsten Spannungen nach den ministeriellen Vorschriften ermittelt; die Größtwerte ergaben sich in den Kanten der Kuppelinnenseite, und zwar meist für den Belastungszustand 1. Für die nach dem Kuppelinnern gelegene Hauptdruckzone ist in einer Breite von 35 cm eine Betonmischung von 1:3 mit Zusatz von Granitschutt, für den übrigen Teil eine Mischung von 1:4 verwendet worden.

Als Bruchfestigkeit wurde für die erste Mischung 350 kg/qcm, für die zweite Mischung 250 kg/qcm zugrunde gelegt. Indem von der Bedingung ausgegangen wurde, daß für reine Stützdruckspannung 10fache Sicherheit, für

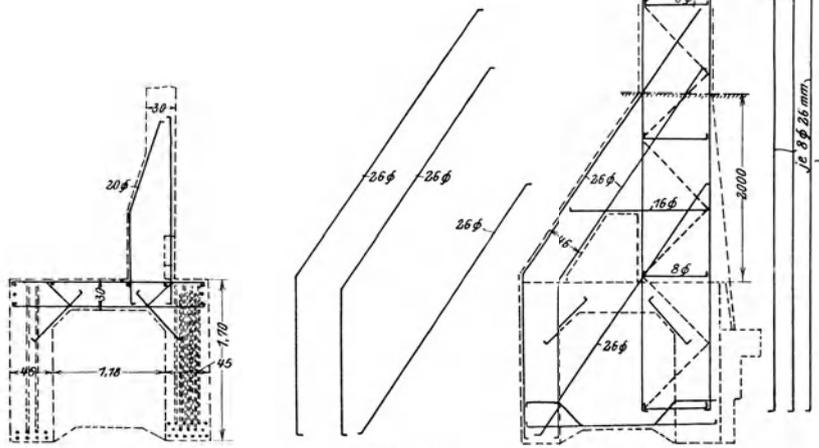


Fig. 10.

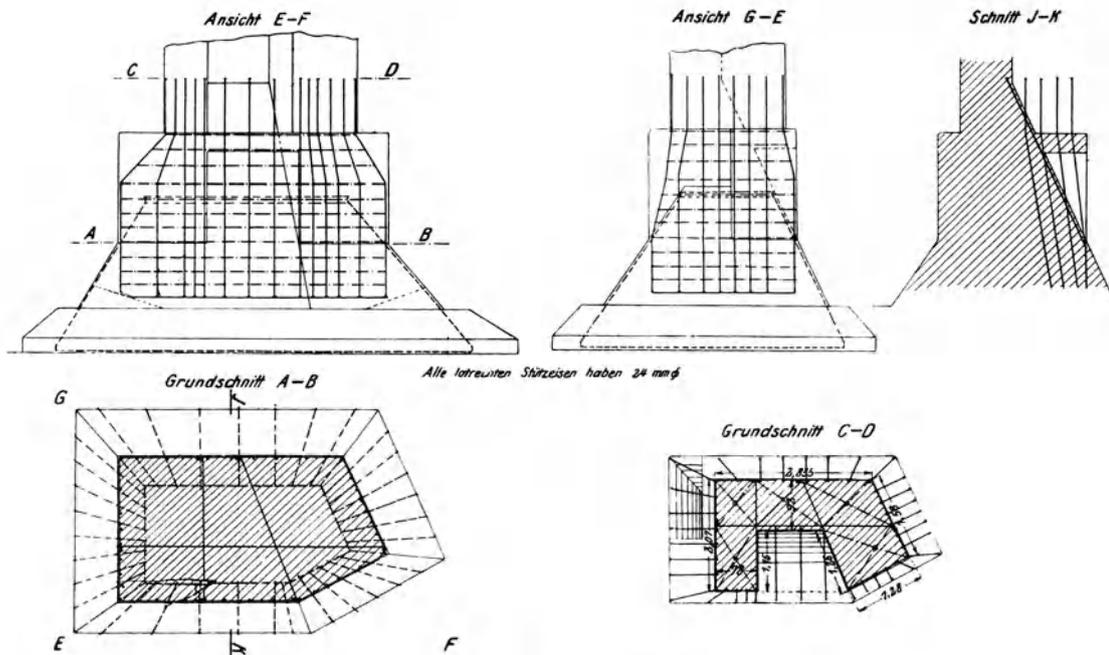


Fig. 11.



wie Fig. 12 in den schraffierten Flächen zeigt, die eigentliche Grundplatte für sich herzustellen. Die Stützeisen wurden der einfacheren Ausführung wegen erst vor der Oberkante dieser Grundplatte angeordnet (Fig. 11). Die Forderung, diese Stützeisen durch Adhäsionsüberschneidung zu stoßen, konnte in zweckmäßiger Weise mit einer Diagonalarmierung der Fundamentplatte gegen Schubkräfte und einer Zugbewehrung der gezogenen unteren Fundamentzone verbunden werden. Wie Fig. 14 zeigt, wurde in jede Fundamentplatte ein „Einspannkorb“ aus strahlenförmig auseinandergehenden Schrägeisen mit wagerechten, in einen Mittelring zusammenlaufenden Abbiegungen eingelegt. Dieser Einspannkorb sicherte die biegezugsfeste Einführung des mit schrägem Übergang in die Platte einlaufenden Pfeilerkörpers. Unter dem Einspannkorb liegen bei den Zwischenpfeilern 8 mm Eisen in 4 Lagen, die erste in der Längsrichtung, die zweite in der Querrichtung und zwei Lagen parallel zu den Diagonalen. Für die Hauptschrägen der Körbe sind 20 mm Eisen verwendet worden; die Querverbindungen, welche in Abständen von 30 bis 35 cm angeordnet sind, haben 8 mm Eisen erhalten.

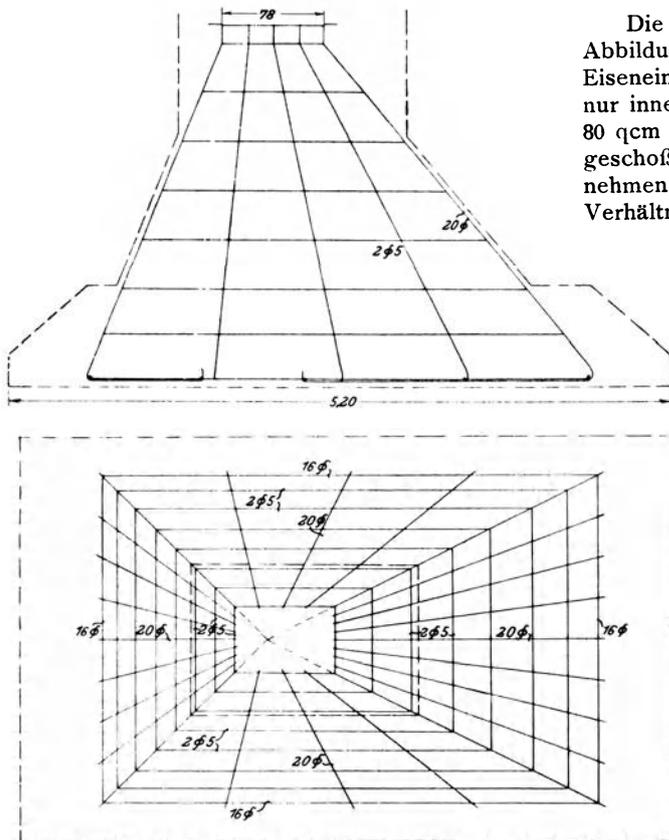


Fig. 14.

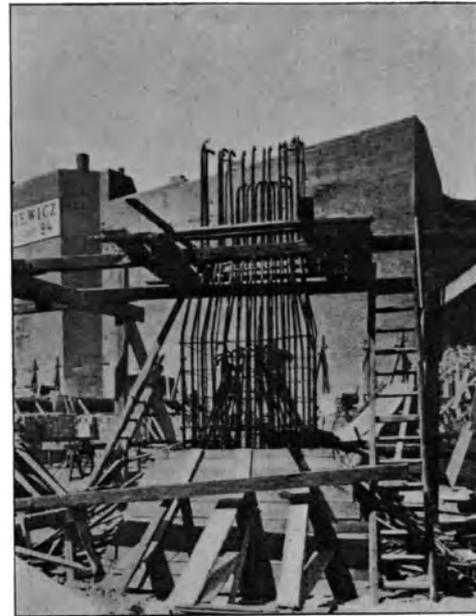


Fig. 15.

Die Form der Zwischenpfeiler ist durch die Abbildung (Fig. 7) zur Darstellung gebracht. Die Eiseneinlagen der Pfeilerquerschnitte schwanken nur innerhalb geringer Grenzen; sie wachsen von 80 qcm Eisenquerschnitt einer Zone im Dachgeschoß auf 100 qcm im 1. Obergeschoß und nehmen im Keller wieder auf 95 qcm ab. Im Verhältnis zur Querschnittsfläche beträgt die Armierung beider Zonen zusammen 1,7—2,5 %.

Der Form nach schließen sich die Armierungen den Stärken der Pfeiler an, jedoch mit sanften Übergängen an den Geschosstufen. Im Kellergeschoß konnte der größeren Breite wegen eine Reihe von 12 Stück 34 mm starken Eisen verwendet werden; in den oberen Geschossen mußten 2 Eisereihen angeordnet werden.

Die Kellereisen (Fig. 15) hören sämtlich 1,0 m über dem Erdgeschoßfußboden auf. Die in 2 Reihen durchgehenden oberen Armierungseisen sind in ihrer Länge so angeordnet, daß 1,0 m über jedem Geschosfußboden die Hälfte jeder Zonenarmierung gestoßen wird; die regelmäßigen Eisen haben eine Länge von 9,0 m erhalten. Die Stöße der Eiseneinlagen wurden durchweg durch Adhäsionsüberdeckung gebildet. Die neuen Eisen beginnen 10 cm unter Fußbodenhöhe, während

die zu stoßenden Eisen bis 1,0 m über den Fußboden hinausreichen, so daß beide auf die Länge von 1,10 m nebeneinander herlaufen. Auf der Adhäsionslänge treffen 18 Eisen zusammen: 6 durchgehende, 6 endigende und 6 neu hinzukommende. Da der Zwischenraum für eine parallele Nebenreihe zu gering geworden wäre, sind die endigenden Eisen schräg nach innen abgebogen, so daß alle 18 Eisen nur in einer Querschnittslinie zusammentreffen, nicht aber auf einer größeren Länge nebeneinander hergehen.

Querverbindungen sind in Abständen von 25 cm angeordnet; 7 mm starke Rundeisen sind in Rechteckform um alle Stützeisen herumgelegt. Jede zweite Querverbindung ist außerdem durch je 3 Längs- und Quereisen zusammengehalten.

Die Längseisen der auf den Pfeilern aufruhenden Unterzüge wurden im allgemeinen 30 cm in die Pfeiler eingeführt. Trotzdem, wie vorerwähnt, eine Absteifung der Pfeiler durch die Unterzüge in der statischen Berechnung nicht vorausgesetzt war, wurden in die obere Einspannungszugzone jedes Unterzuges besondere, ganz durch den Unterzug hindurchreichende Zuganker eingelegt, die mit einer Zugschlaufe um sämtliche Stützeisen geführt wurden.

Nach außen kommt der tragende Eisenbetonkern in den unteren Geschossen nicht zur Erscheinung. Im Erdgeschoß und im ersten Obergeschoße sind die Pfeiler mit Sandstein verkleidet. Die Steinplatten wurden am Betonkern durch Eisendrähte befestigt, welche gleich beim Einstampfen in die Kerne eingelegt wurden. Vom zweiten Obergeschoße ab bildet der Betonkern die Außenhaut der Pfeiler. Die Außenflächen sind in einfacher Ausführung werksteinmäßig behandelt, während die Innenseiten einen Anstrich erhalten haben.

Die konstruktive Ausbildung des Portalpfeilerquerschnittes war insofern erheblich einfacher, als dort eine größere Breite zur Verfügung stand und nur eine geringe Anzahl von Armierungseisen angeordnet wurden. Die beiden abstehenden Schenkel des U-förmigen Querschnittes sind in jeder Geschoßdecke durch eine 35 cm hohe Querverbindung gegen einander ausgesteift.

Die beiden gegenüberliegenden Pfeiler eines Portales sind außer durch den Portalrippenträger noch durch einen Übergang in Fußbodenhöhe des 4. Stockwerkes verbunden. Dieser Übergang soll eine, wenn auch schmale, Verbindung der beiderseitigen Verkaufsräume schaffen. Des Überganges wegen mußten die Portalpfeiler auf etwa 2,0 m Höhe durchbrochen werden; unterhalb und oberhalb des Durchbruches wurden die Seitenschenkel durch kräftige Querarme verbunden und der ganze Ausbruchrahmen portalartig armiert.

### Der Portalrippenträger.

Der in der Höhe des Kuppelanfanges gelegene Portalrippenträger (Figur 10) hat die stärkste Armierung in dem vorderen, an der Kuppelhalle gelegenen, Vertikalträger erhalten. In der Mitte des gezogenen Untergurtes mußten in drei Reihen übereinander 17  $\varnothing$  32 mm eingelegt werden. Die beiden vertikalen Wände sind unter den aufgesetzten Kuppelrippen durch Querwände verbunden, so daß die eingespannten Rippen und die Querwand eine einheitliche Schrägarmierung erhalten konnten.

Wie Figur 10 zeigt, hat die eingespannte Kuppelrippe an ihrem Fuß einen schrägen Übergang zur hinteren Vertikalwand erhalten. Für die umlaufenden Fußringe mußte ein Durchgang geschaffen werden, so daß die Rippe mit einem zweiarmigen Portalbock in den Portalrippenträger einläuft. Der schräge Bockarm ist in beiden Gurten armiert, so daß die eingespannte Rippe in beide Vertikalträger zug- und druckfest eingeführt ist. Der an den Rippenträger anschließende Kranzträger hat eine durchlaufende Armierung beider Gurtungen erhalten. Zugunsten der Sicherheit ist er konstruktiv so durchgebildet worden, daß der ganze Druck eines Pfeilers auf die beiden nächstliegenden übertragen werden kann. Die aus dieser Voraussetzung berechneten großen Querkräfte ergaben eine kräftige Schrägarmierung in beiden Diagonalrichtungen.

### Rippen.

Die Kuppelrippen haben im Wölbanfang dieselbe Stärke und Breite wie die endigenden Pfeiler erhalten, auch geht die Armierung der Pfeiler, wie in jeder Geschoßdecke, in die Kuppelrippen über, so daß Rippen und Pfeiler ohne Trennung einen einheitlichen Körper bilden. Der Übergang wird nur durch einen außen um die Rippen herumgelegten Fußring gekennzeichnet (vergl. Fig. 16).

Die Eisenarmierung der Kuppelrippen zeigt in abgewickelter Zustand die Figur 17; aus Figur 18 sind die Querverbindungen ersichtlich. Die Eiseninlagen in den Rippen sind im wesentlichen nach denselben Grundsätzen angeordnet, wie in den Pfeilern.

Die  $2 \times 8$  Eisen von 26 mm  $\varnothing$  aus dem Pfeiler des obersten Geschosses ragen in verschiedenen Längen in die Rippen hinein, um einen allmählichen Übergang der Stützeisen in die Rippeneisen zu ermöglichen. Die Kuppelrippen haben eine Länge von höchstens 8 m; die Stöße liegen in Entfernungen von 1,50 m und sind für die einzelnen Eiseninlagen so verteilt, daß an den Stoßstellen auf jeder Gurtseite 6 Eisen ungestoßen durchgehen. Die Länge der Stoßüberdeckung wurde mindestens 1 m genommen. Für die Querverbindung der Rippeneisen wurden außer den bei den Pfeilern









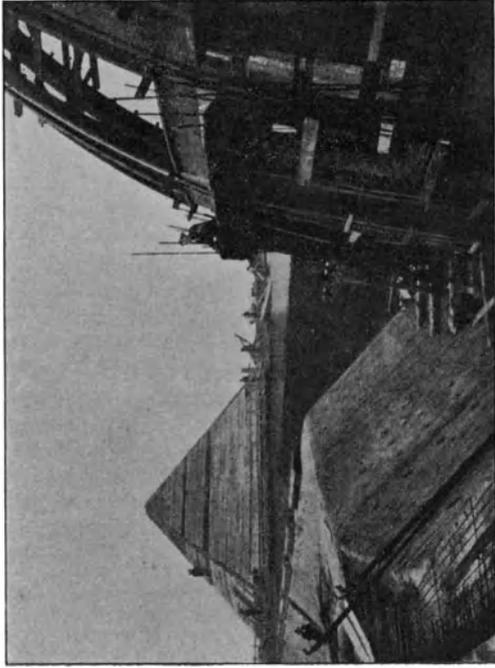


Fig. 24.

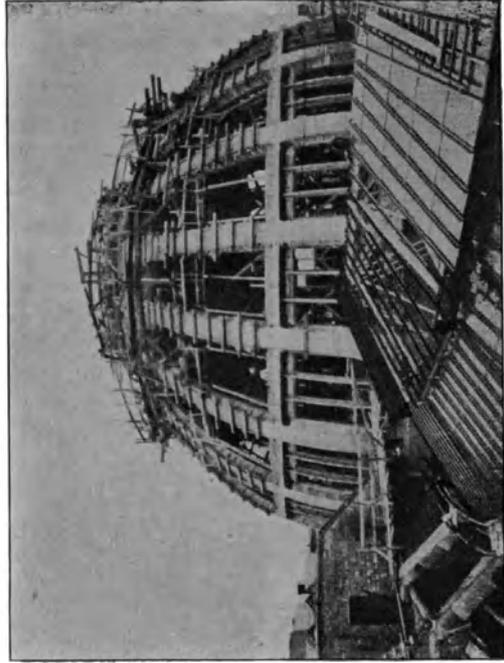


Fig. 26

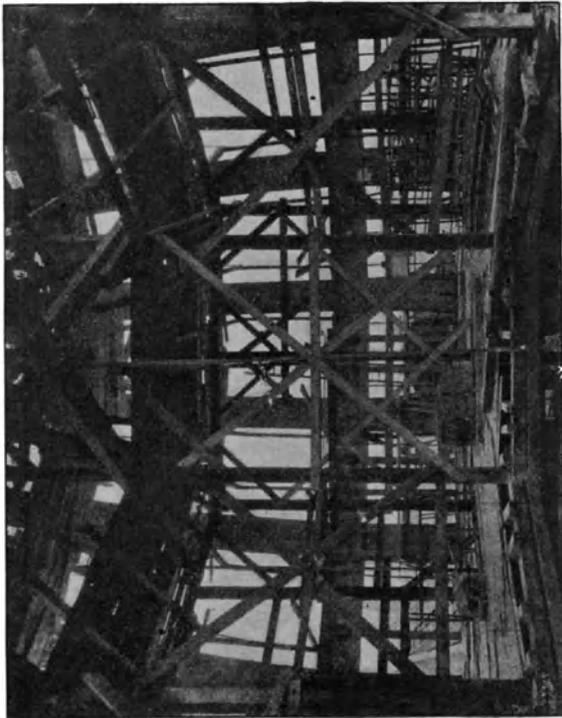


Fig. 23.

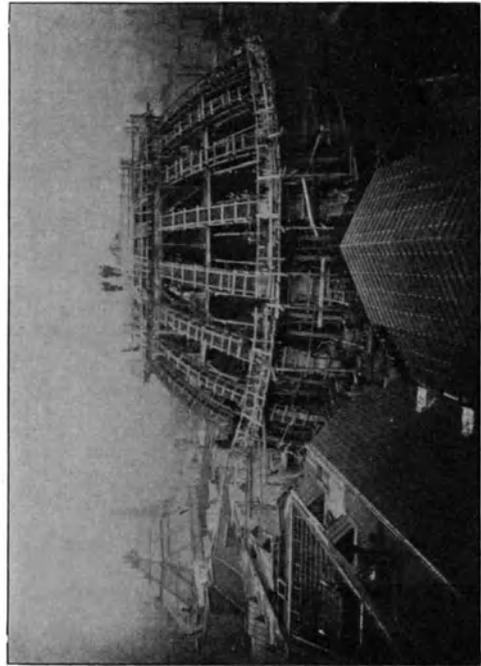


Fig. 25.

eine steife Eiseneinlage aus L- und I-Profilen so eingelegt, daß der Kern ein selbständiges tragendes Gerippe wurde.

Die Abmessungen der Eisen sind unter der Voraussetzung berechnet, daß die Druckkraft im Ring allein vom Gerippe aufgenommen werden kann. Eine Schwierigkeit entstand in der Durchführung der Rippenisen durch das Eisengerippe. Das T-Eisen des Obergurtes mußte für die Rundeisen der Rippe durchlocht werden; im Untergurt wurden an die Gurtwinkel



Fig. 27.

Laschen angenietet, welche für die Rundeisen passende Einschnitte erhielten.

#### Kopfring.

Bei der baulichen Durchbildung des Kopfringes (vgl. Abb. 21 und 22) mußte von den Ergebnissen der mehrfachen statischen Vorberechnungen ausgegangen werden. Wie früher erwähnt, hatte sich gezeigt, daß größere Lasten im Kopfring auf die Beanspruchungen der Rippenquerschnitte in hohem Maße ungünstig einwirken. Der Kopfring mußte daher so leicht wie möglich ausgebildet werden. Andererseits sollte sich eine gute Anschlußmöglichkeit für den Übergang der Rippen und die Verbindung der Laternenstiele ergeben. Diese baulichen Bedingungen und die Forderung einer einfachen und sorgfältigen Aus-

führung führten dazu, daß in den Kopfring ein geschlossenes dreiseitiges räumliches Eisengerippe eingelegt wurde.

Wie Abb. 22 im Querschnitt zeigt, sind die 3 Ringgurte aus C-Eisen ausgebildet. Um die Krümmung der Gurte sorgfältig herstellen zu können, sind die C-Eisen im Untergurt lotrecht gestellt, sodaß die Krümmung nur in einer Ebene ausgeführt zu werden brauchte. Der Kopfring wird hauptsächlich in 2 Richtungen beansprucht, einmal durch die Gewichte aus der Laterne in lotrechtem Sinne, alsdann durch den Schub der Kuppelrippen in fast wagrechter Richtung. Unter Ausnutzung des zwischen Umgang und Rippenunterkante zur Verfügung stehenden Spielraumes wurde der räumliche Träger zur Erzielung der erforderlichen Steifigkeit möglichst hoch ausgeführt.

Der Anschluß der Laternenstiele konnte in einfacher Weise durch Laschenwinkel zwischen dem liegenden Obergurt des Ringes und dem lotrechten C-Eisen des Laternenstieles hergestellt werden. Die 3 Seitenflächen des Traggerippes wurden durch steife Diagonalen ausgestrebt. In der Umhüllung des Traggerüstes mit Beton wurde gleichfalls möglichst gespart. Zunächst wurden die 3 C-Eisen der Gurte in Beton eingebettet, sodaß in den Seitenflächen Betonbalken mit steifem Eisengerippe entstanden; die Außenseite des Traggerippes wurde mit einer 5 cm starken Eisenbetondecke abgedeckt. An der Innenseite der Kuppel folgt die Betondecke den aus ästhetischen Rücksichten festgelegten Profillinien. Der architektonische Abschluß, in den die Kuppelrippen einmünden, schiebt sich vom Mittelpunkt des Kopfringes etwa 1,15 m weit vor, sodaß in der Mitte noch eine Öffnung von 5 m Durchmesser frei bleibt. Konstruktiv wird der Abschluß durch eine Rabitzdecke gebildet, welche durch auskragende Konsole auf dem Traggerippe des Kopfringes abgestützt wird (Abb. 22). Das Winkelkonsol trägt gleichzeitig eine 1,20 m breite Innengalerie, sodaß also von der Innenseite der Kopfring durch eine massive Decke abgeschlossen ist. Nach außen hin ist aus dem Traggerippe gleichfalls ein Winkelisen ausgekragt, welches den hölzernen Fußboden eines 1 m breiten Umganges um die Laterne abstützt.

#### Laterne.

Wie bei der statischen Berechnung angegeben, wird die Laternentrommel und die Flachkuppel durch C Eisenstiele getragen, welche in der Kuppelachse radial zusammengeführt sind und an zwei runden Eisenblechen angenietet sind (Figur 22). Ebenso wie die Ringgurte sind die Stiele vollständig von Beton umhüllt, so daß Fensterpfeiler von den Abmessungen 15/22 cm entstehen. Zwischen den Pfeilern sind in eisernen Rahmen große Fenster eingesetzt, deren Scheiben im unteren Teile zur Lüftung schräg gestellt sind

Zwei gegenüberliegende Türen verbinden den äußeren Umgang mit dem inneren. Den Zugang zum äußeren Umgang bilden zwei auf den Kuppelrippen hinauflaufende eiserne Treppen. Die Laternenkuppel ist doppelt abgedeckt. Zwischen den unteren Flanschen der L-Eisen befindet sich eine mit 8 mm-Rundeisen armierte 5 cm starke Betondecke, in der die 2 cm starke Glasmosaik befestigt ist. Die Außenhaut wird durch eine Holzschalung gebildet. Die Flachkuppel der Laterne wie überhaupt sämtliche Rippen sind mit Blei abgedeckt.

Die Ausführung der Kuppelhalle lag in den Händen der Firma M. Czarnikow & Co., insbesondere des Herrn Ingenieur Becher. Wie einleitend vorbemerkt, waren überhaupt alle Eisenbetonkonstruktionen des Passagekaufhauses dieser Firma übertragen.

Der Unterbau der Kuppelhalle bot abgesehen von der Herstellung der ungewöhnlich starken Eisenbetonpfeiler und der Einführung der neuen Einspannkörbe in die Fundamente keine besonderen Schwierigkeiten.

Die Ausführung des Kuppelüberbaues wurde dagegen infolge der Eigenart der Konstruktion und der bedeutenden Höhe des Bauwerkes eine ungewöhnliche und schwierige Aufgabe.

Die Firma Czarnikow & Co. hatte für den Aufbau ein hölzernes Schalungsgerüst mit fester Mittelunterstützung und teilweiser Auskragung nach den Seiten konstruiert. Eine Innenansicht des Gerüstes gibt die Figur 23, den Fortgang der Arbeiten zeigen die Figuren 24 bis 27.

Vier Wochen nach Fertigstellung der Einstampfung wurde die Kuppel ausgerüstet. Die beobachteten Durchbiegungen stimmten mit den berechneten Werten überein.

Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage kann als ein wesentliches Glied in der Entwicklung des Eisenbetonbaues bezeichnet werden. Für die Berliner Eisenbetonindustrie bedeutet der Bau einen erheblichen Fortschritt und kann als ein Beweis ihrer hohen Stellung gelten.

---