1715/III cz.

DBZ

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MIT VIER BEILAGEN

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG • WETTBEWERBE
STADT UND SIEDLUNG • BAUWIRTSCHAFT UND BAURECHT

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

BAUWEISEN • BAUSTOFFE • BAUBETRIEB

HERAUSGEBER UND SCHRIFTLEITER
REGIERUNGSBAUMEISTER FRITZ EISELEN

1931

POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Techn. Staatslehranstalt für Hoch- u. Tiefbau Bücherei Beuthen O.-S.

XV. 32/1931.

VERLAG DEUTSCHE BAUZEITUNG GMBH IN BERLIN SW 48

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
w Gliwicach
P.390/31

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG
BAUWEISEN • BAUSTOFFE • BAUBETRIEB
BEILAGE ZUR DEUTSCHEN BAUZEITUNG NR. 3•4
HERAUSGEBER • REGIERUNGSBAUMEISTER FRITZ EISELEN
ALLE RECHTE VORBEHALTEN • FÜR NICHT VERLANGTE BEITRÄGE KEINE GEWÄHR
DBZ
65. JAHR 1931
7. JANUAR
K NR. 1
BERLIN SW 48

Stand der Ausführung am 13. 11. 29 (vgl. Abb. 15)

WERNERWERK-HOCHBAU IN BERLIN-SIEMENSSTADT

KONSTRUKTION UND BAUAUSFÜHRUNG

Mit 26 Abbildungen

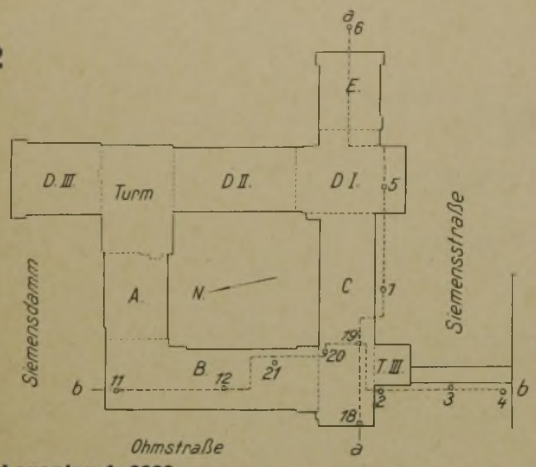
Zweck und allgemeine Anordnung. Im Wernerwerk, der Haupterzeugungsstätte des Siemenskonzerns für Apparate und Anlagen der Schwachstromtechnik, genügten in den letzten Jahren die vorhandenen Werkstätten dem Wachstum nicht mehr, weshalb mehrere kleinere Werke und Betriebe vom Hauptwerk abgezweigt und an zweckgünstige andere Orte verlegt wurden.

Aber auch die in den großen Wernerwerken verbliebenen Betriebe forderten einen erweiterten Raum. Mehr als ein Drittel der dort insgesamt zur Verfügung stehenden Nutzfläche nahmen vor Fertigstellung des neuen Hochbaues im alten Wernerwerk die Arbeitsräume der Verwaltung ein, ebenfalls unzulänglich im Umfang und auch — da das Werk schon länger als ein Vierteljahrhundert seiner Bestimmung dient — in Anordnung und Ausstattung. Deshalb beschloß die Geschäftsleitung einen Neubau, der die gesamte Verwaltung aufnehmen und so für die weitere Entwicklung der Werkstätten genügenden Raum schaffen sollte.

Die Aufgabe, den neuen Plänen Gestalt zu geben, fiel dem Leiter der Bauabteilung des Siemens-Konzerns Reg.-Baumeisters a. D. Hans Hertlein zu. Im Herbst 1928 begannen die Arbeiten.

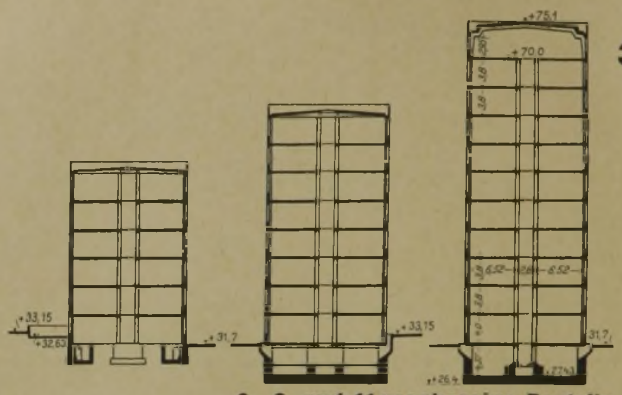
Nach seinem vollen Ausbau wird ein Gebäudemassiv entstanden sein, das in verschiedener Höhe um zwei Höfe herumgelagert ist (vgl. das Gesamtbild im Hauptblatt Nr. 1/2 sowie den Lageplan Abb. 2). Im ersten Ausbau sind jetzt die vier den westlichen Hof umschließenden Flügelbauten vollendet. Den eigentlichen Hochbau bildet der östliche nach dem Bahnhof Wernerwerk zu liegende Teil, der elf Geschosse hoch ist und einen etwa 55 m hohen Turm trägt. Städtebauliche Gründe führten mit Rücksicht auf die umgebenden Bauten dazu, den übrigen Flügeln eine geringere Höhe zu geben. Die beiden nach der Siemensstadt liegenden Flügelbauten erhalten nur sechs Geschosse, während der letzte, dem alten Wernerwerk benachbarte Teil acht Geschosse hoch ist. Von hier aus führt dann eine dreigeschossige Verbindungbrücke zum alten Wernerwerk.

2



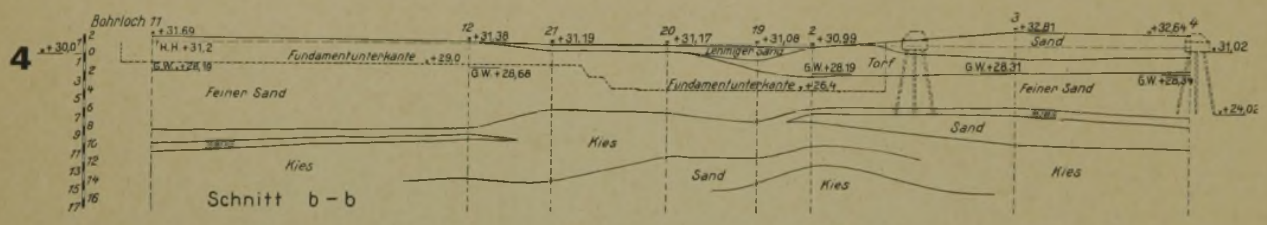
Lageplan 1:2000

3

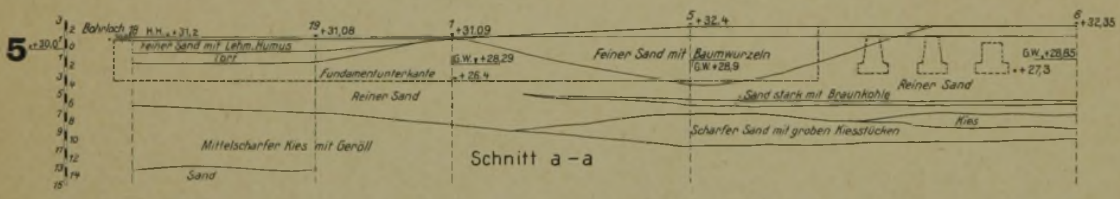


6-, 8- und 11geschossige Bauteile
Schnitte 1:1000

4

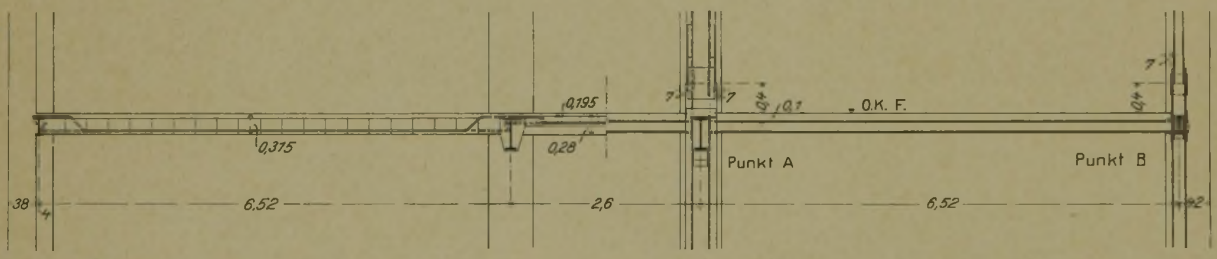


5



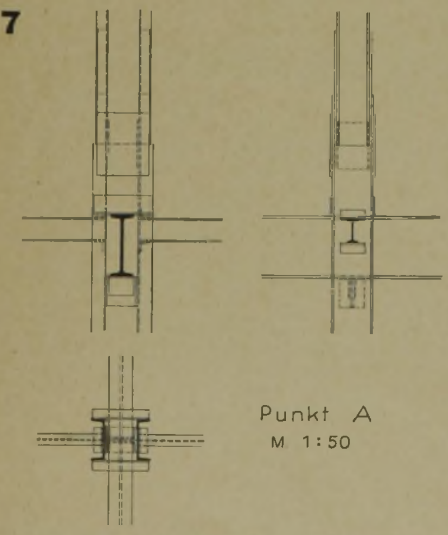
Geologische Profile
1:800

6



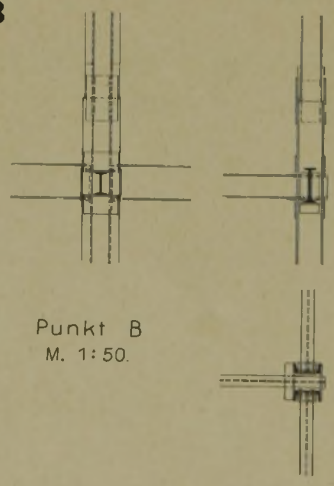
Decken-Querschnitt 1:100

7



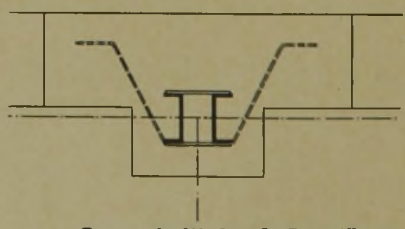
Punkt A
M. 1:50

8



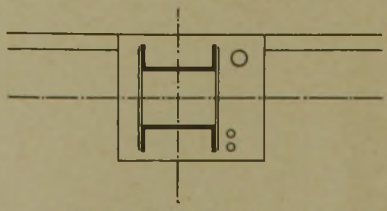
Punkt B
M. 1:50.

9



Querschnitt der Außenstützen

10



Querschnitt der Innenstützen

7 und 8 Einzelheiten der Stahlkonstruktionen

WERNERWERK-HOCHBAU IN BERLIN-SIEMENSSTADT. KONSTRUKTION UND BAUAUSFÜHRUNG

Der Wernerwerk-Hochbau ist gleich dem vor zwei Jahren vollendeten Schaltwerk-Hochhaus als Stahlskelettbau ausgeführt (Abb. 1—3). Die Flügel sind etwa 16,5 m breit und haben eine durchlaufende Doppelreihe von Mittelstützen. Sie stehen in Abständen von 6,80 m, während die Frontstützen nur 3,40 m voneinander entfernt sind. Trägerlose Steineisendecken sind, um durchweg eine ebene Untersicht zu erhalten, senkrecht zur Front mit den Stützweiten 6,5 — 2,60 — 6,50 m gespannt (Abb. 6 bis 8). Die Innenstützen sind durch hochkant gestelltes Leichtsteinmauerwerk ummantelt, der entstehende Hohlraum ist mit Beton ausgefüllt, außerdem sind Rohre für Wasserzu- und -abfluß eingebaut. Das Außenmauerwerk zieht sich in glatten Flächen an den Außenstützen entlang, die Ummauerung springt nach innen vor. (Abb. 9 und 10).

Das Trägerwerk (Abb. 6 bis 12). Die erwähnten Außen- und Mittelstützen bestehen aus U-Eisen mit aufgenieteten Lamellen. Sie sind parallel zur Längsachse des Gebäudes durch Deckenträger verbunden. Senkrecht hierzu liegt in jeder Ebene der Außenstützen in Deckenhöhe ein Träger, der nur der Aussteifung und Verbindung der Stützenzüge dient. Seine Konstruktionshöhe ist so bemessen, daß er in ganzer Höhe innerhalb der Deckenplatte liegt, um die erwünschte ebene Untersicht der Deckenkonstruktion zu erreichen.

Die senkrechten Lasten werden sämtlich nur von der Stahlkonstruktion aufgenommen. Der Winddruck wird für alle Gebäudeteile bis zum 6. Flur durch die Längswände aufgenommen und durch die Decken als waagerechte Windträger auf das Außenmauerwerk übertragen. Wo die Decken die Kräfte der Windrahmen übertragen müssen, sind sie in Eisenbeton hergestellt und erhielten eine der Beanspruchung als Balken entsprechende Zug- und Schubbewehrung. Für die höhergeführten Bauteile sind an den in der Grundrißskizze angegebenen Stellen Windrahmen bzw. eingespannte Fachwerkscheiben eingebaut, die den Winddruck auf die oberhalb des 6. Flures liegenden Flächen aufnehmen und auf die Fundamente ableiten (Abb. 11 und 12 und Abb. 24). Der Turm ist durch besondere Verbände und Windrahmen, die teilweise vom Dach bis zum Keller, teilweise aber auch nur bis zum 11. Flur reichen, in allen vier Wänden gesichert. Die Verbände in den Reihen 24 und 12 sind als Fachwerk ausgebildet. Da sie in der Ebene von Wänden liegen, so sind die Diagonalen nicht störend. Die anderen Verbände sind mit Rücksicht auf die Fensteröffnungen als Rahmen konstruiert. Sie sind ähnlich wie beim Hochhaus Schaltwerk ohne Aussteifungsecken nur mit Verkeilung ausgeführt, eine Konstruktion, die sich sehr bewährt hat. Statisch sind sie in zwei einzelne Rahmen aufgelöst, die durch Koppelglieder verbunden sind. Die Berechnung erfolgte für Horizontallasten nach dem Verfahren von Engesser, für die senkrechten Lasten nach dem Verfahren von Löser*).

*) Bauingenieur 1925, Heft 19 und 20.

Eigengewichte und Nutzlasten sind folgende:

Bauteil	Nutzlast	Eigengewicht	zusammen
Dach	250 kg/m²	370 kg/m²	620 kg/m²
Decken	500 „	400 „	900 „

Da nicht anzunehmen ist, daß sämtliche Decken gleichzeitig volle Belastung erhalten, ist für die Berechnung der Stützen eine Abminderung der Nutzlasten nach folgendem Schema angenommen:

1. 11-geschossiger Bauteil

Dach, Flur 11 u. 10	Vollbelastung
Flur 9 u. 8	8/9 der Gesamtbelastung
„ 7, 6 u. 5	7/9 „ „
„ 4, 3 u. 2	6/9 „ „

2. 8-geschossiger Bauteil

Dach, Flur 8 u. 7	Vollbelastung
Flur 6	8/9 der Gesamtbelastung
„ 5	7/9 „ „
„ 4—2	6/9 „ „

3. 6-geschossiger Bauteil

Dach, Flur 6 u. 5	Vollbelastung
Flur 4	8/9 der Gesamtbelastung
„ 3	7/9 „ „
„ 2	6/9 „ „

Für die Treppenhäuser ist diese Abminderung nicht vorgesehen, da hier mit gleichzeitiger voller Belastung bei Feuergefahr usw. gerechnet werden muß. Für die Treppenhäuser gelten folgende Belastungen:

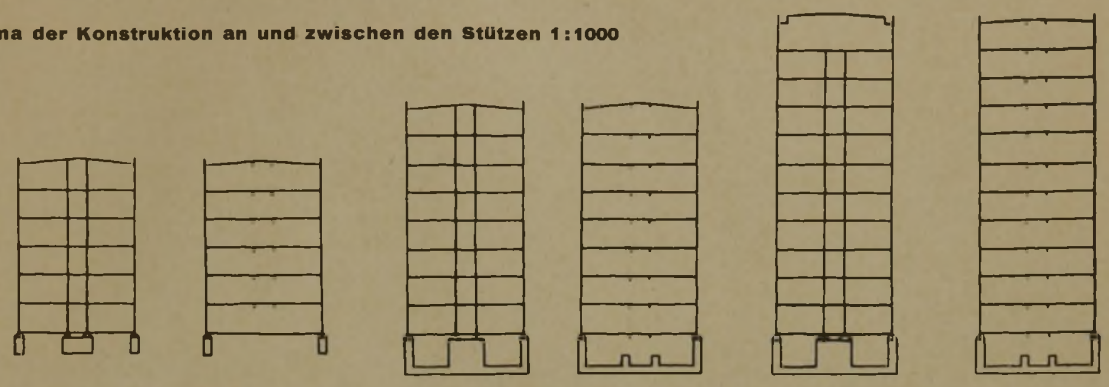
Gesamtbelastung der Treppenläufe: 1,5 t m²
„ der Podeste je: 1,2 „

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt insgesamt 3300 t.

Davon entfallen auf	Flügel A:	rd. 113 t
„ „ „	„ B:	„ 248 t
„ „ „	„ C:	„ 460 t
„ „ „	„ D:	„ 1520 t
„ „ „	„ E:	„ 236 t
„ „ „	den Turm:	„ 455 t
„ „ „	Treppenhaus T III:	„ 179 t
„ „ „	Verbindungsgang:	„ 89 t
		3300 t

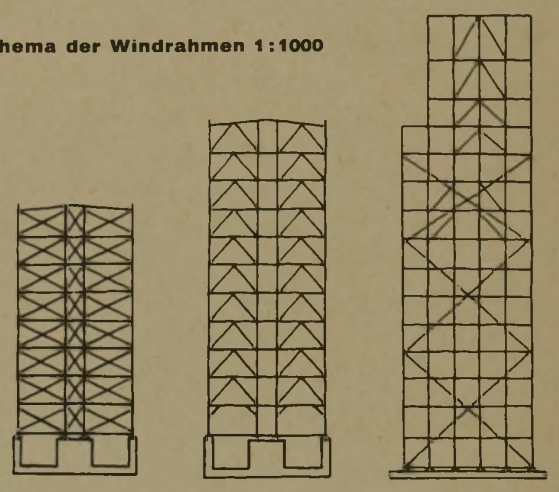
Der Stahlbedarf für 1 cbm umbauten Raum war 18,1 kg.

Schema der Konstruktion an und zwischen den Stützen 1:1000 **11**



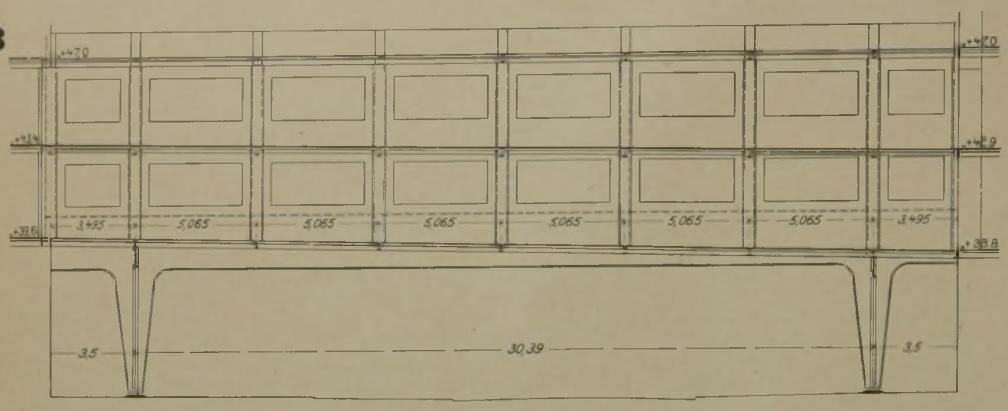
6 Geschosse 8 Geschosse 11 Geschosse

Schema der Windrahmen 1:1000 **12**



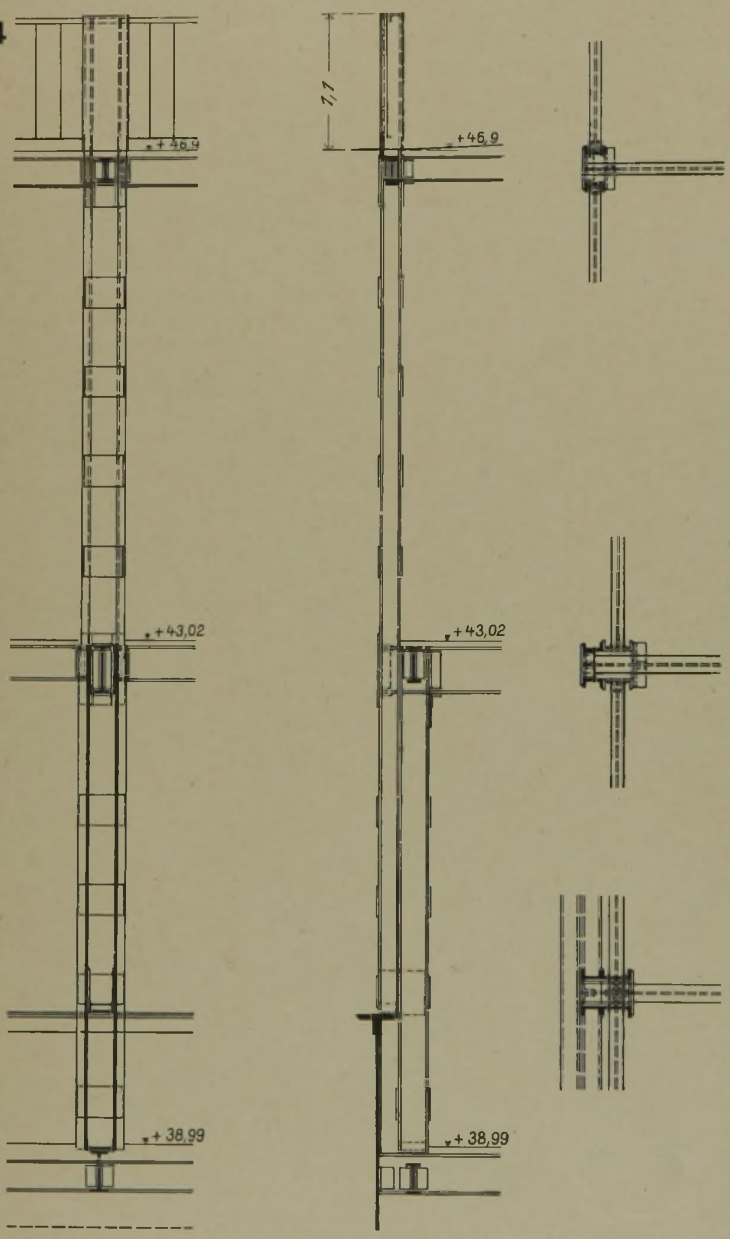
8 und 11 geschossiger Bauteil Turm

13



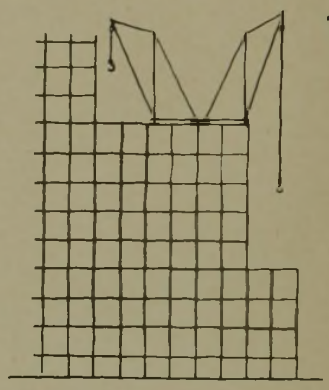
Längschnitt der Verbindungsbrücke zwischen Wernerwerk-Hochbau und Wernerwerk I 1 : 300

14



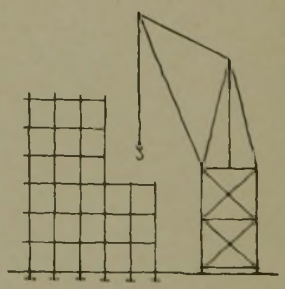
Einzelheiten der Konstruktion der Brücke 1 : 60

15



Montage des Flügels D (vgl. Abb. 1)

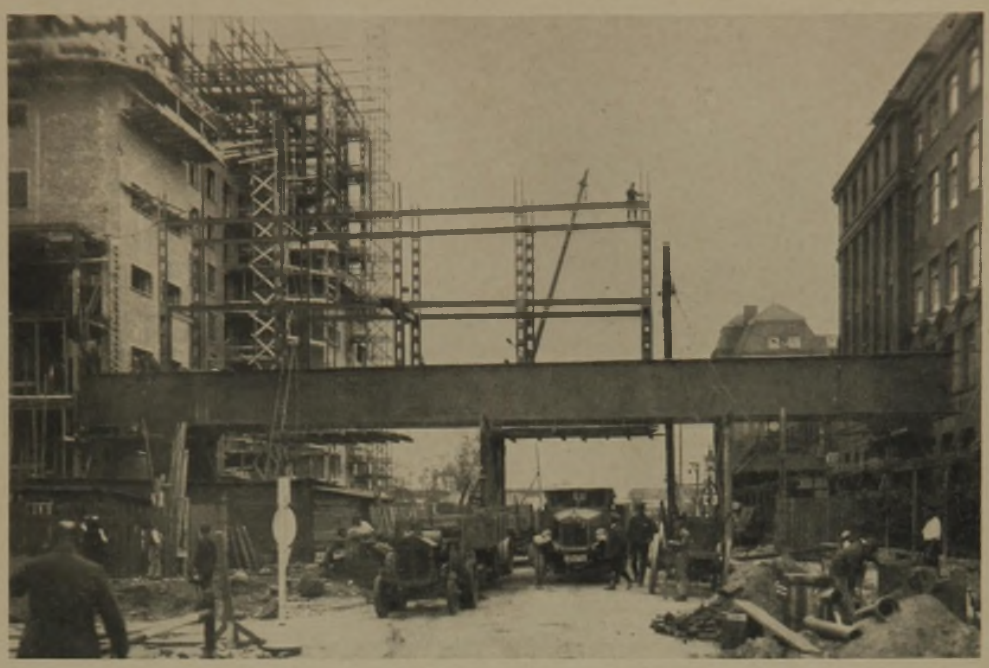
16



Montage der Flügel B u. C (vgl. Abb. 23)

15 u. 16. Schema des Montage-Vorgangs für die Stahlskelett-Konstruktion

Das Trägerwerk der Verbindungsbrücke zum alten Bau ist ein Portalrahmen von 37,5 m Stützweite, der einen dreigeschossigen Skelettbau trägt (Abb. 13 und 14). Der Portalrahmen ist ausgebildet als Zweigelenkbogen mit beiderseits ausladenden Kragarmen; das Zugband besteht aus Flacheisenbändern, die durch eine besondere Isolierung geschützt unterhalb des Fahrdammes im Erdboden liegen. Diese Konstruktion ermöglichte, mit Fundamenten von verhältnismäßig geringem Umfang auszukommen und ein Unterfahren der vorhandenen Gebäude zu vermeiden. Die Unter-



17

17 Montage der Verbindungsbrücke 18. 9. 29

18 Stützenmontage bei der Verbindungsbrücke 13. 9. 29

18

fangungsarbeiten hätten bei dem vorhandenen schlechten Baugrund erhebliche Kosten verursacht. Die Montage zeigen die Abb. 17 und 18.

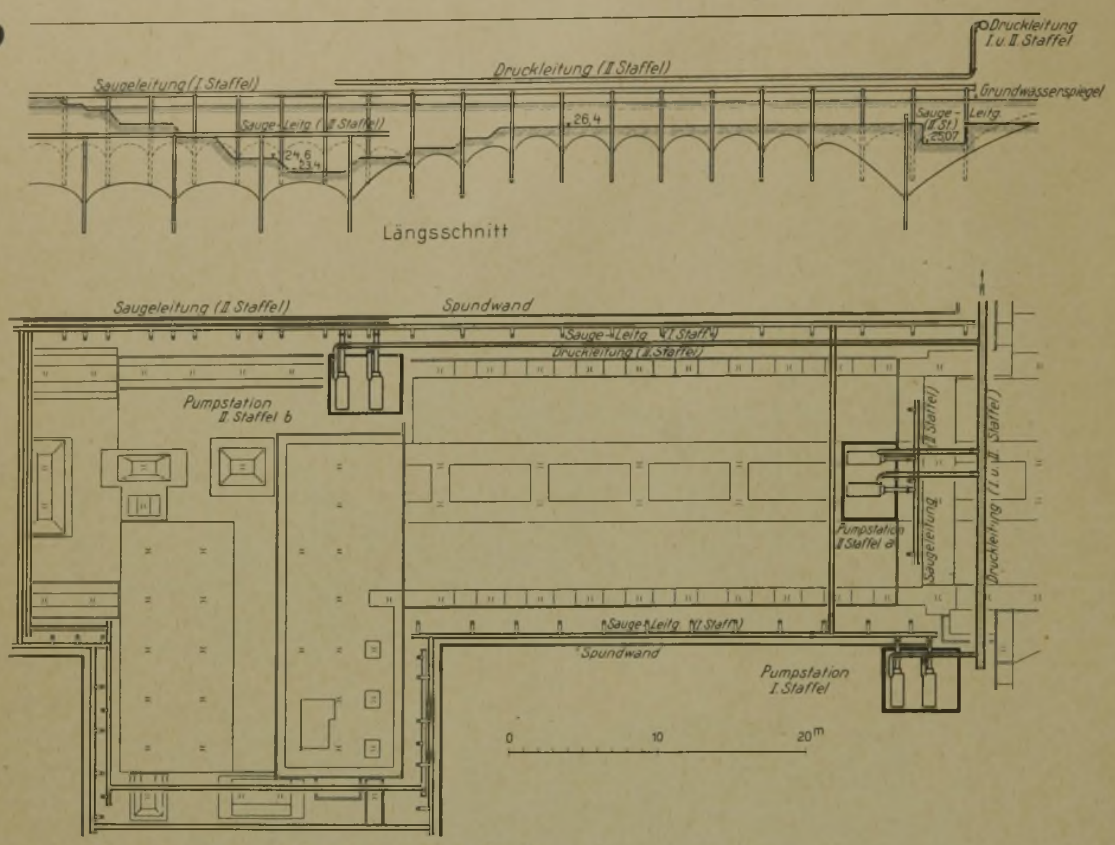
Die Verkleidung der Brücke besteht aus einem 1 Stein starken Mauerwerk, das unmittelbar auf den Hauptträgern aufliegt. Der Winddruck wird durch neun zweigeschossige Rahmen aufgenommen, die gelenkig auf die Hauptträger des Portalrahmens aufgelagert sind. In Höhe des Riegel- und an Kante des Portalrahmens liegt ferner ein Windverband, der die Windkräfte in die beiden Querportale leitet. Die 3 Mittelrahmen des Aufbaus sichern den Obergurt des Hauptträgers gegen seitliches Ausknicken.

Der Baugrund (Abb. 4 und 5). Zahlreiche, über das ganze Baugelände verteilte Bohrungen von etwa 15 m Tiefe ließen erkennen, daß der tragfähige Baugrund vom Siemensdamm nach der Siemensstraße zu abfällt. Die Bohrproben ließen keinen Schluß auf die Tragfähigkeit des vorgefundenen feinen Sandes zu, weshalb man von vornherein nicht eine bestimmte Gründungstiefe und eine einheitliche Gründungsart festlegen konnte. Man schachtete deshalb zunächst um etwa 4,0 m bis zur Ordinate + 29,0 aus und prüfte durch Probebelastungen die Brauchbarkeit des Untergrundes für die beabsichtigte Gründung auf Stampfbetonfundamenten unter den einzelnen Stützen nach. Es zeigte sich, daß vor allem an der Siemensstraße eine solche Gründung auf massiven Fundamenten nicht möglich war. Der Untergrund besteht hier teils aus wenig dicht gelagertem feinen Sand, teils aus faulschlammhaltigem Sand. Erst auf + 26,4 stand reiner feiner Sand an, der ausreichende Tragfähigkeit hatte.

Die wirtschaftlichste Gründungsart für diesen Bauteil an der Siemensstraße war die Gründung auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte auf Ordinate + 26,40, d. h. etwa 6,5 m unter dem Gelände (Abb. 20 und 21). Da hierdurch genügend Raum für die Anlage eines Kellers vorhanden war, entschloß man sich, diesen Teil zu unterkellern. Das gleiche gilt für den unmittelbar anschließenden Teil des mittleren Hauptflügels (D. 1). Die geplante Ausnutzung dieses Raumes als Heizungskeller und die weitere Raumdisposition verlangten dann auch Keller auf etwa zwei Drittel der Länge dieses Teiles D.

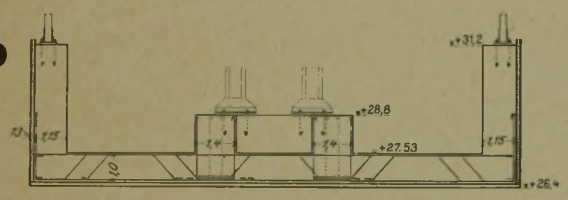
Ausbildung des Grundwerks. Wie oben ausgeführt, wurden die Bauteile teils auf Betonfundamente, teils auf eine durchgehende Eisenbetonplatte gegründet. Die größte Bodenpressung unter den Stampfbetonfundamenten beträgt 3,6 kg/cm², die-

19

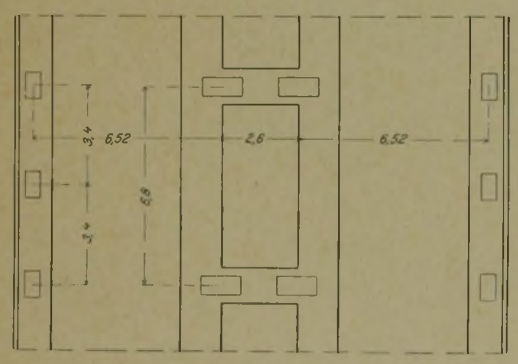


Grundwasser-Absenkung. Grundriß und Schnitt 1:500

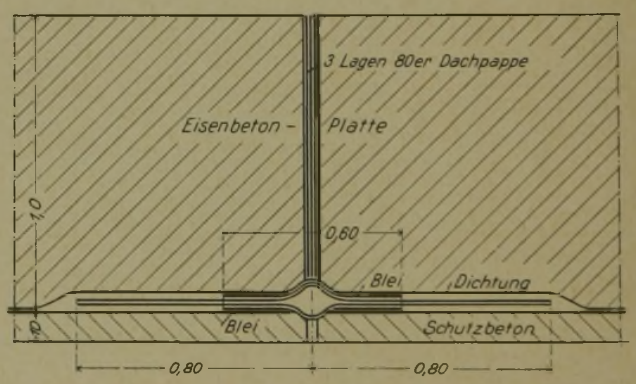
20



21



22



Fugendichtung der Fundamentplatte 1:25

20 u. 21 Unterkellerter Bauteil C und D Schnitt und Grundriß 1:250

jenige unter der Eisenbetonplatte im Bauteil C 2,0 kg/cm², im Bauteil D 2 3,8 kg/cm² und unter dem Turm in Ordinate + 24,6, also 8,0 m unter Gelände, 4,13 kg/cm².

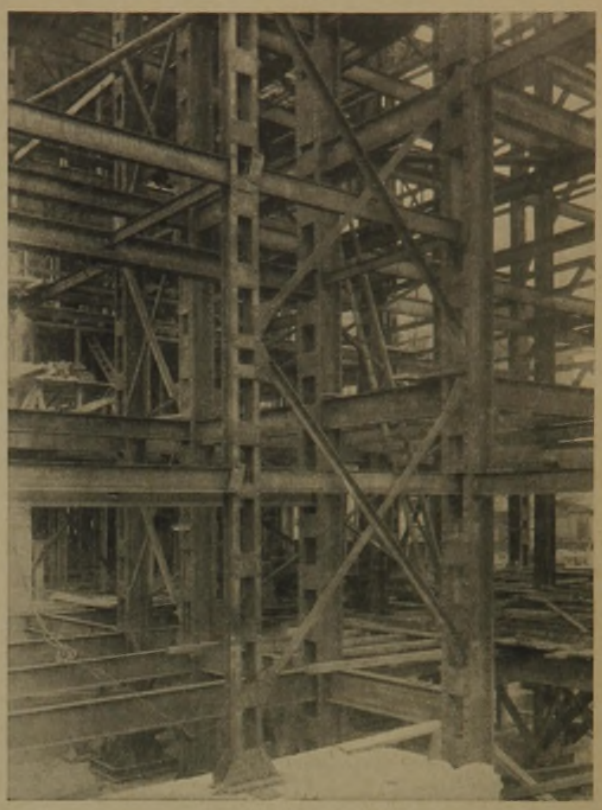
Bei der Stampfbetongründung wurden unter den äußeren Stützen wegen ihres geringen Abstandes sowie zur besseren Längsaussteifung durchgehende Bankette angeordnet, je zwei Mittelstützen erhielten ein gemeinsames Fundament. Wegen der geringen Höhe dieser Fundamente war eine Bewehrung nicht erforderlich. Bei der Plattengründung ruhen die äußeren Stützen auf einer 1,15 m breiten Betonwand, die nur an den Stellen, wo größere Öffnungen vorhanden sind, bewehrt wurde. Um die sehr großen Stützendrücke der Mittelstützen zu verteilen, wurden Eisenbetonbalken unter den beiden mittleren Stützenreihen angeordnet. Hierdurch wurde die Platte in der Längsrichtung versteift, so daß sie, quer zu den Außenwänden und den beiden mittleren Balken gespannt, nur eine Stärke von 1—1,25 m erhalten konnte. Wegen der im Verhältnis zur Spannweite geringen Stärke der Platte war es notwendig, die Berechnung unter Berücksichtigung der elastischen Eigenschaften des Bodens durchzuführen (nach Zimmermann bzw. O. Fröhlich und Hayaschi). Es ergab sich beispielsweise nach dieser Berechnung für die Platte des Bauteiles D 2 an den Rändern eine Bodenpressung von 3,6 kg/cm² und in der Mitte von 0,9 kg/cm², während die gleichmäßig verteilt angenommene Bodenbeanspruchung 1,48 kg/cm² betragen hätte.

Um den zwischen den einzelnen Bauteilen zu erwartenden verschieden großen Setzungen Rechnung zu tragen, wurden durch die ganze Platte und durch

23

Stahlskelett am 21. 1. 29 (Vgl. Abb. 16)

24

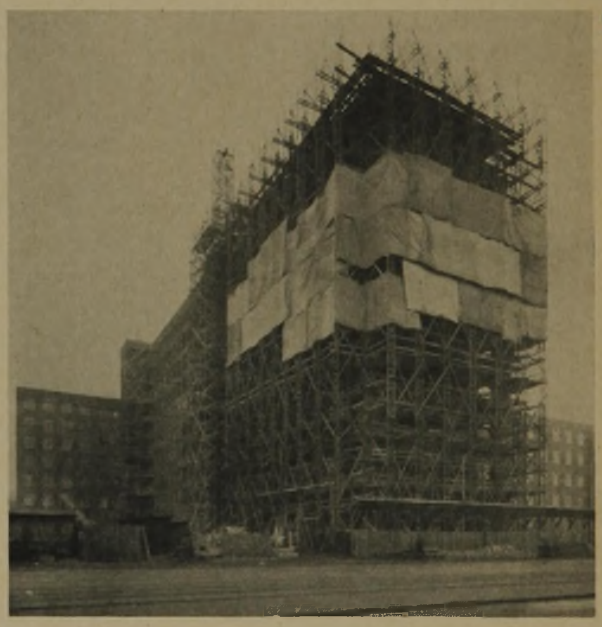


Stahlskelett mit Windverbänden

25

Bei den Fundamenten 21. 2. 29

26



Bei der Ausmauerung 10. 1. 1930

Schutzmaßnahmen bei der Winterarbeit

die Kellerwände hindurchgehende Fugen angeordnet (Abb. 22).

Der höchste Grundwasserstand liegt 2,30 m über der Gründungsordinate. Wenn das Charlottenburger Wasserwerk außer Betrieb gesetzt werden sollte, so wird er bis 4,80 m ansteigen. Deshalb mußte unter der Sohle und an den Wänden bis Ordinate 31,40 eine Dichtung gegen Durchfeuchtung durch Grundwasser angebracht werden. Diese Kaltelastikdichtung ist in einfacher Lage auf eine 10 cm starke Sohlenschutzschicht aus Beton und seitlich auf eine durch Pfeiler verstärkte einen halben Stein starke Mauer geklebt.

An den Dehnungsfugen müssen die zusammenstoßenden Dichtungslagen sich senkrecht und wagerecht gegeneinander verschieben können, ohne daß die Dichtung beschädigt wird. Zu diesem Zweck werden die Fugen durch gefaltete Bleibleche überdeckt (Abb. 22). Die Ränder dieser Bleche werden durch mehrfache Überkleidung an die normale Dichtung angeschlossen.

Besonders starke Fundamente erforderten die Stützen der Windrahmen, die in den Abschlußrahmen der Bauteile D 1, E und E 3 im Treppenhaus des Bauteiles E und im Turm vorgesehen sind. So mußte die Fundamentplatte im Turm zur Unterbringung

der Stützenverankerungen um ein, den auftretenden Zugkräften entsprechendes Gegengewicht zu erhalten, 3,20 m stark werden.

Erdaushub und Ausführung des Grundwerks. Die bis zur Ordinate + 26,4 auszuschachtenden Baugruben wurden nach der Straßenseite zu, wo das Gelände höher liegt, mit einer aus I-Träger mit dazwischen gelegten Bohlen bestehenden Rammwand umgeben. Da das Gelände bei Beginn der Ausschachtungsarbeiten noch stark mit Schuppen und kleineren Bauten besetzt war, konnte Baggergerät wirtschaftlich nicht angesetzt werden. Die Ausschachtung erfolgte deshalb von Hand. Diese Betriebsart wurde auch beibehalten, nachdem sich die Notwendigkeit herausgestellt hatte, teilweise tiefer als ursprünglich vorgesehen war, zu gründen. Das ausgehobene Erdreich wurde mit Förderbändern in Muldenkipper geladen. Diese Kipper wurden dann entweder mit zwei elektrischen Kranen aus der Baugrube herausgehoben und zur Kippe verfahren oder mit Seilwinden auf einer Rampe aus der Baugrube herausgezogen. Die zuletzt ausgehobenen Erdmassen wurden durch hintereinander angeordnete Förderbänder unmittelbar in die außerhalb der Baugrube stehenden Muldenkipper eingeladen.

Der Grundwasserspiegel stand während der Bauzeit auf Ordinate + 28,0 NN. Man war deshalb gezwungen, eine Grundwasserabsenkung vorzunehmen, für die im ganzen 70 Brunnen eingebaut wurden (vgl. die Abb. 19). Gleichzeitig in Betrieb waren 30 Pumpen. Die Unterkante der ersten Staffel der Saugrohre lag auf + 18,20. Bei der großen Breite der Baugrube war die Absenkungstiefe nur gering, deshalb wurde in der Turmbaugrube und im Bauteil D 1 bei den Fundamenten der Windrahmen eine zweite Staffel erforderlich. In der Pumpstation standen zwei Kreiselpumpen von je 60 kW, wovon die eine als Reserve diente. Das Wasser wurde in den in der Nähe vorbeiführenden Mäckeritzgraben geleitet. Bemerkenswert ist, daß selbst bei der starken Kälte von — 26° C Schutzmaßnahmen gegen das Einfrieren nicht erforderlich wurden.

Die Gesamtbodenförderung belief sich auf 42 000 cbm. In die Fundamente wurden 3300 cbm Stampfbeton und 7330 cbm Eisenbeton mit 540 t Rundeisen eingebaut, ferner wurden 8500 qm Dichtung verlegt.

Aufstellung des Trägerwerks. Die Konstruktionsteile wurden auf einem Eisenbahnanschlußgleis bis zur Baustelle herangebracht und hier auf einem freien Platz östlich des Bauwerkes durch einen fahrbaren Portalkran von 10 t Tragkraft entladen. Von diesem Lagerplatz führten Schmalspurgleise zur jeweiligen Baustelle.

Die Montage begann beim sechsflurigen westlichen Flügel B an der Reihe 8. Zum Aufstellen der Teile diente ein fahrbarer Auslegerkran von 10 t, der auf einem Untergestell von etwa 15 m Höhe aufgestellt war (Abb. 16 u. 23). Das Stahlskelett mußte feldweise fortschreitend gleich bis zum Dach aufgestellt werden, da der Kran jeweils vor der bereits stehenden Konstruktion rückwärts ausweichen mußte. Anschließend wurde der achtgeschossige Flügelbau C aufgerichtet. Hierzu mußte der Kran um 90° geschwenkt werden. Da dieser Teil unterkellert ist, so mußte erst eine besondere Fahrbahn für den Kran hergestellt werden. Für die Montage des elfgeschossigen Flügels D wurde ein zweiter Auslegerkran aufgestellt. Der erste Kran arbeitete, in Höhe des neunten Flures bleibend, vor sich her und stellte die Stahlkonstruktion bis zum neunten Flur auf. Nachrückend montierte der zweite Kran, rückwärts ausweichend, die Teile oberhalb des neunten Flures (Abb. 1 u. 15). Die Aufbauten an den Treppenhäusern, an den Aufzügen und der Turm wurden oberhalb des zwölften Flures durch besondere Schwenkmaste, die jeweils an der bereits aufgestellten Konstruktion befestigt waren, montiert. Ebenso wurde der Flügel A mit Hilfe eines Schwenkmastes aufgestellt. Die Montage konnte trotz des großen Frostes im Winter 1928 mit kurzer Unterbrechung durchgeführt werden, so daß im Frühjahr 1929 mit dem Mauerwerk begonnen werden konnte. Verschiedene große Änderungen, deren Notwendigkeit sich erst während des Baues ergab, ließen sich ohne Schwierigkeiten durchführen. (Abb. 1 und Abb. 23 zeigen verschiedene Stadien der Montage.)

Winterarbeit. Um während der lang andauernden Frostperiode des Winters 1928/29 den Fortgang der Bauarbeiten zu ermöglichen, wurden besondere Schutzmaßnahmen gegen die Einwirkung des Frostes getroffen. Die damals in Ausführung begriffenen Fundamente der Bauteile D 1 und E wurden mit Zeltbahnen überdeckt, die auf einem Holzgerüst verlegt waren (Abb. 25). Der Zeltraum wurde durch Rippenheizkörper geheizt, die durch einen außerhalb der Baugrube stehenden Dampfkessel gespeist wurde. Auf diese Weise wurde bei — 20 bis — 26° Kälte eine Innentemperatur von + 15° erreicht. Auch der verarbeitete Beton wurde auf eine Temperatur von etwa 30° C. gebracht. Hierzu wurde der Kies und das Mischwasser durch eingeleiteten Dampf erwärmt. Die Maßnahmen haben sich außerordentlich bewährt. Der gehärtete Beton wies die für die Fundamente vorgeschriebene Festigkeit auf.

Die Stahlkonstruktion wurde nach Gebäudeabschnitten zum weiteren Ausbau freigegeben. Nachdem die Decken eingezogen waren, wurde zur Herstellung des Mauerwerkes eine Hängerüstung montiert und an den abgebretterten Flurdecken wurden Schutzgerüste herausgestreckt (Abb. 1). Die Hochführung der Frontmauern konnte so gefördert werden, daß in je zwei Tagen ein Geschoß des betreffenden Abschnitts hergestellt wurde. Auch in der Frostperiode wurde gemauert. Segeltuchpläne wurden über mehrere Geschosse an freistehendem Leitergerüst befestigt und nach Bedarf hochgerückt (Abb. 26). Heizrohrleitungen in den Wasserbehältern sorgten für angewärmtes Bauwasser und rückwärts aufgestellte Bauöfen für eine angemessene Temperatur bei der Arbeit. Durch diese Maßnahmen konnte das angegebene Herstellungstempo auch in der Kältezeit beibehalten werden. —

Die Ausführung aller Bauarbeiten und ihr Ineinandergreifen wurde weitestgehend planmäßig vorbereitet. Hierdurch sowie durch die geschilderten Winterarbeiten konnte der Bau in sehr kurzer Zeit fertiggestellt und abschnittweise dem Betrieb übergeben werden. Je größer ein Bauwerk ist, um so wichtiger ist es, die festgelegten Kapitalien möglichst schnell wieder produktiv zu machen. Die Skelettbauweise ermöglichte es in besonderem Maße, die Arbeitsverfahren zu rationalisieren und damit die Bauzeit zu kürzen.

Von den ausführenden Firmen nennen wir die folgenden: Die gesamten Erd- u. Gründungsarbeiten sowie die Beton- u. Eisenbetonfundamente führten aus: Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt; die Stahlkonstruktion: Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union, Dortmund; die Steineisendecken: Siemens-Bauunion u. H. Zomack, Berlin; die eisernen Fenster: Fenestra Crittal A.G., Düsseldorf; die Hängerüstung stellte: die Torkret-Gesellschaft, Berlin; die Verblendung in rotbunten Ullersdorfer Verblendklinkern lieferten Ullersdorfer Werke A.G., Niederullersdorf, Kr. Sorau.

Die statische Berechnung und konstruktive Durchbildung der Stahlkonstruktion wurde von der Dortmunder Union bewirkt. Als Prüfingenieur wirkte Herr Ziv.-Ing. Mensch, Berlin, der auch die konstruktive und statische Beratung für alle tragenden Bauteile, insbesondere auch für die Windaussteifung, ausübte. — Dr. Günther, Berlin.

VERLAG: DEUTSCHE BAUZEITUNG G. M. B. H., BERLIN
FÜR DIE REDAKTION VERANTWORTLICH: FRITZ EISELEN, BERLIN
DRUCK: W. BÜXENSTEIN, BERLIN SW 48