

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 29. Mai 1931

Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Bericht aus dem Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.

In „Der Stahlbau“ 1930, Heft 13, hatte ich einen Artikel „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht“ veröffentlicht und in demselben ausgesprochen, daß bei zweckmäßiger Anordnung der Niete und der Schweißnaht ein Zusammenwirken beider Verbindungen stattfände, daß dabei allerdings die Bruchlast der Niete und der Schweißnaht nicht einfach addiert werden könnten, sondern daß die Niete nur etwa mit $\frac{2}{3}$ ihrer Bruchlast zur Mitwirkung kämen. Die damaligen Versuche erstreckten sich, anschließend an eine vorliegende praktische Aufgabe, auf den Anschluß von Winkeln an Knotenblechen. Ich hatte zum Schluß meiner Ausführungen schon darauf hingewiesen, daß es erstrebenswert wäre, die gewonnenen Resultate durch einfache Versuche an symmetrischen Stabanschlüssen mit zweiseitigen Nieten zu bekräftigen. Diese Versuche sind in der Zwischenzeit in dem mir unterstellten Ingenieurlaboratorium ausgeführt worden und haben die Ergebnisse meiner früheren Versuche durchaus bestätigt. Bevor die durchgeführten Versuche besprochen und erläutert werden sollen, mögen einige theoretische Erwägungen vorausgeschickt werden.

I. Theoretische Erwägungen über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Bekanntlich ist die Kraftübertragung durch eine Nietverbindung nicht so einfacher Natur, wie man vielfach annimmt. Bei einer gering belasteten Verbindung tritt zunächst fast ausschließlich die Reibung in Kraft, die durch das Zusammenziehen der Niete beim Erkalten zwischen den verbundenen Teilen entsteht. Wenn bei wachsender Belastung die Reibungskraft überwunden ist, kommt der Nietschaft im Nietloch zum Anliegen, zunächst auf einer so kleinen Fläche, daß bei weiterer Laststeigerung eine plastische Deformation und eine bleibende Formänderung entsteht. Entsprechend der dadurch entstandenen größeren Berührungsfläche vermindert sich bei wiederholten Belastungen die bleibende Formänderung, bis schließlich ein elastischer Gleichgewichtszustand unter der Einwirkung der Nutzlast eintritt (Abb. 1).

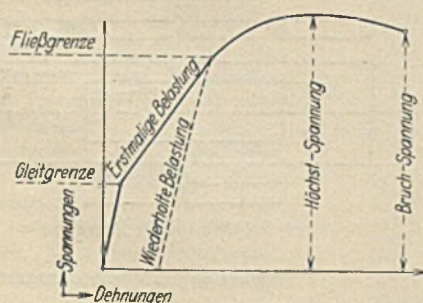


Abb. 1. Schematisches Spannungsdiagramm einer Nietverbindung.

Durch diesen Vorgang ist es auch bedingt, daß unterhalb der Nutzlast bei größeren Nietgruppen die Verteilung der Last über die Niete eine sehr ungleichmäßige ist und erst bei weiterer Laststeigerung bis zur Bruchlast sich ausgleicht. Diese ungleichmäßige Verteilung der einzelnen Nietkräfte hat man seither weder bei der Berechnung noch bei der Konstruktion der Nietverbindungen berücksichtigt, und zwar m. E. mit Recht, da sie durch die üblichen Sicherheitszahlen ausgeglichen wird, und die Ausführungen nach der üblichen Berechnungsmethode sich im Betriebe bewährt haben.

Wenn man eine vorhandene Nietverbindung durch Schweißnähte verstärkt, so muß man beachten, daß die Schweißnaht nur eine geringe Dehnungsfähigkeit hat, weil in ihr im wesentlichen Scherkräfte übertragen werden und daher nur geringe Formänderungen in der Kraft-richtung möglich sind. Die Spannungsverteilung über eine Flankennaht ist nicht als gleichmäßig anzusehen, sie wird vielmehr an den Einleitungspunkten der Kraft größere Werte aufweisen als in der Mitte und am Ende

der Naht (vgl. die amerikanischen Versuche und die französischen Berechnungsvorschläge¹⁾). Eine schematische Darstellung über die Spannungsverteilung an den Rändern einer Flankennaht mag aus Abb. 2 entnommen werden.

Dabei soll die Frage offen bleiben, ob der Spannungsverlauf an den Rändern der Naht entsprechend einer geraden Linie verläuft oder, was

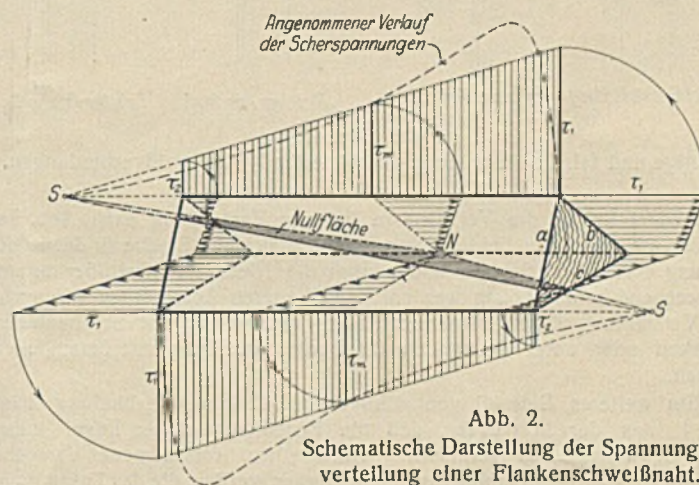


Abb. 2.

Schematische Darstellung der Spannungsverteilung einer Flankenschweißnaht.

wahrscheinlicher ist, einer parabolischen Kurve folgt. Der genaue Verlauf dieser Spannungen wäre noch durch Versuche festzustellen; er wird durch die Länge der Schweißnaht und die Form der angeschlossenen Bleche beeinflusst werden. Durch die Eigenart der Kraftübertragung bei der Schweißnaht ist es bedingt, daß in der Mitte der Naht im Punkte N die verbundenen Stabteile überhaupt keine relativen Verschiebungen erfahren, und daß die Formänderungen nach beiden Enden teils durch Verdrehungen, teils durch Längsdehnungen der Naht gekennzeichnet sind.

Die dadurch bedingte nur geringe Formänderung der Schweißnaht, die mit dem elastischen Verhalten des Schweißmaterials wenig zu tun hat, ist die Ursache, daß bei einer kombinierten Verbindung aus Schweißnaht und Nieten zunächst der größte Kraftanteil durch die Schweißnaht aufgenommen wird und erst nach entsprechender Formänderung der angeschlossenen Bleche eine Mitwirkung der Niete stattfindet. Wenn hierbei die Niete vorbelastet und bereits zum Anliegen an der Lochwandung gekommen sind, wird ihre Mitwirkung eine größere sein, als bei einer unbelasteten Verbindung. Das ist für alte, bereits vorbelastete Konstruktionen, die durch Schweißnähte verstärkt werden sollen, von besonderer Wichtigkeit. Erst bei wachsenden Belastungen wird eine stärkere Mitwirkung der Niete eintreten, aber nur in solchem Maße, als die hierbei notwendigen Dehnungen der Nietverbindungen durch die Schweißnaht und die Bleche mitgemacht werden können. Dies ist im allgemeinen bis zu Spannungen in der Nietverbindung unterhalb der Fließgrenze der Fall. Die darüber hinaus notwendigen Verformungen bis zur Bruchgrenze der Niete wird die Schweißnaht mitzumachen nicht imstande sein.

Es ist daher anzunehmen und wird durch die früheren und nachstehenden Versuche bestätigt, daß ein Zusammenwirken der Nietverbindung

¹⁾ Journal of the American Welding Society, September 1929. Bericht von Dipl.-Ing. R. Cajar, Elektroschweißung 1930, Heft 3. Le Génie Civil 1928, Nr. 25 u. 26, S. 610 u. 633.

Will man die obigen Ergebnisse nun auch für den durchlaufenden Balken mit unregelmäßiger Feldteilung und verschiedenen Trägheitsmomenten in den einzelnen Feldern (bzw. auch mit wechselndem Trägheitsmoment innerhalb der einzelnen Felder) verwenden, so ist zu bedenken, daß die ω -Werte nur von der Lage der Last im eben belasteten Feld abhängen, von der Art und Beschaffenheit der Nachbarfelder aber unabhängig sind. Die Systembeschaffenheit kommt lediglich in den Beiwerten der ω -Werte zum Ausdruck. Diese Beiwerte blieben aber unverändert, wenn es gelingen würde, statisch unbestimmte Größen von solcher Beschaffenheit einzuführen, daß das als Ausgangspunkt der Untersuchung dienende Schema der Elastizitätsgleichungen (Abb. 3) (von einem willkürlichen festen Multiplikator abgesehen) unverändert bliebe. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die einzelnen Lasten der das Doppelmoment S_i bildenden Lastgruppe mit gewissen Beiwerten y_i^l und y_i^r versehen werden. Die Größe dieser Beiwerte wird aus der Bedingung bestimmt, daß die δ -Werte aus den derart gebildeten Momentenflächen der statisch unbestimmten Größen die in der Abb. 3 angegebenen verhältnismäßigen Werte haben müssen. Mit den in Abb. 9 eingeführten Bezeichnungen y_i^l und y_i^r für die Beiwerte der Lastgruppe i ergeben sich die nachfolgenden zwischengeschalteten Gleichungen:

$$y_i^l y_{i+1}^r l_{i+1}^3 = 1 \quad \text{und} \quad (y_i^l)^2 l_i^3 + (y_i^r)^2 l_{i+1}^3 = 2,$$

d. h. für jede statisch unbestimmte Größe zwei Gleichungen zur Bestimmung der beiden zugehörigen Unbekannten y_i^l und y_i^r . Die Auflösung dieser neuen zwischengeschalteten Gleichungsgruppe führt auf

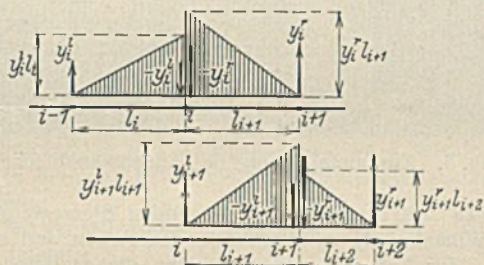


Abb. 9.

eine Reihenentwicklung mit schnell konvergenten Gliedern für die Beiwerte der ω -Größen. Schreibt man die Gleichung der statisch unbestimmten Größe in der allgemeinen Form:

$$M_i = -r_i^r \omega_r + d_i^r \omega_d$$

an, so werden die Beiwerte r_i und d_i gemäß der Auflösung durch die nachfolgenden Gleichungen bestimmt:

$$(a) \quad r_i^r = \frac{3 u_i^r l_i}{1 - u_i u_i^r}; \quad r_i^l = \frac{3 u_i l_i}{1 - u_i u_i^l};$$

$$\text{ferner:} \quad d_i^r = \frac{u_i^r (1 + u_i) l_i}{1 - u_i u_i^r}; \quad d_i^l = \frac{u_i (1 + u_i^l) l_i}{1 - u_i u_i^l};$$

$$\text{mithin auch:} \quad M_i = -\frac{u_i^r \omega_r l_i}{1 - u_i u_i^r} (1 + \alpha + \alpha u_i - 2 u_i); \quad \text{usw.}$$

Die in diesen Gleichungen vorkommenden Größen u_i und u_i^r sind die verallgemeinerten Ausdrücke für die bei der Auflösung der Elastizitätsgleichungen als regelmäßiger Kettenbruch eingeführten Größe u , und zwar hängt u_i lediglich von der Größe (bzw. Trägheitsmoment) der links an die Öffnung l_i anschließenden Felder, desgl. u_i^r nur von der Größe der rechts an l_i anschließenden Felder ab. Führt man die Verkürzung: $t_k = l_k/l_i$ ein (unter Berücksichtigung der Trägheitsmomente), so ist:

$$u_k = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k-1}) - u_{k-1} t_{k-1}} = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k-1}) - \frac{t_{k-1}^2}{2(t_{k-1} + t_{k-2}) - \dots}}$$

$$u_k^r = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k+1}) - u_{k+1} t_{k+1}} = \frac{t_k}{2(t_k + t_{k+1}) - \frac{t_{k+1}}{2(t_{k+1} + t_{k+2}) - \frac{t_{k+2}}{2(t_{k+2} + t_{k+3})}}}$$

⁵⁾ Außerdem ist $y_0 = \text{beliebig}$; man wählt zweckmäßigerweise: $1/y_0^2 = 0,33 \cdot 1_0^2 + 1_1^2 + 1_2^2 + \dots + 1_{n-1}^2$.

usw. Die Kettenbrüche sind so stark konvergent, daß zur Erzielung der Rechenschiebergenauigkeit bei einigermaßen gleichmäßiger Feldteilung zwei Glieder, bei stark unregelmäßiger Feldteilung drei Glieder vollständig genügen.

Aus den Formeln bzw. Einflußlinien für die Stützmomente ergeben sich diejenigen für die Feldmomente durch Überlagerung in bekannter Weise. Zweckmäßigerweise geht man hierbei von der Linie der Spitzenordinaten aus (die einzelnen Ordinaten dieser Linie geben die Spitzenwerte der Einflußlinien an, für den Fall, daß Lastpunkt mit Momentenpunkt übereinstimmt); die allgemeine Formel für diese Spitzenordinate lautet (Momentenpunkt $k = \text{Lastpunkt } x$):

$$l M_x = x x' + x' (d_i^l \omega_d - r_i^l \omega_r) + x (d_i^r \omega_d' - r_i^r \omega_r');$$

aufgelöst und mit den Hilfsgrößen (alles auf das eben betrachtete Feld l_i bezogen):

$$V = \frac{u + 2u u' + u'}{1 - u u'}; \quad \lim V = \frac{2u(1+u)}{1-u^2} = \frac{2u}{1-u} = 1 - u = 0,732 \dots;$$

$$(b) \quad U = \frac{u'(2-u)}{1-u u'}; \quad U' = \frac{u(2-u')}{1-u u'}; \quad \lim U = \frac{u(2-u)}{1-u^2} = 0,500;$$

ergibt sich dann die Schlußformel:

$$M_x = \omega_r (1 + V \omega_r - U x - U' x') l;$$

und im Grenzfall, für lauter gleiche Felder:

$$M_x = \omega_r (1 + 0,732 \omega_r - 0,5 x - 0,5 x') l.$$

Aus der Linie der Spitzenordinaten erhält man dann durch die bekannte Aufteilungskonstruktion (s. z. B. Müller-Breslau: Die graphische Statik, Bd. II, 1, S. 386) die Einflußlinien für alle Feldmomente in einfachster Weise (Abb. 10).

Die letzten Ergebnisse der vorstehenden Untersuchungen sind zwar zum Teil schon längst bekannt, aber der Weg zur Erzielung dieser Resultate ist neu und in gleicher Weise auch auf kompliziertere Systeme anwendbar, deren Berechnung nach den üblichen Verfahren bereits mehr

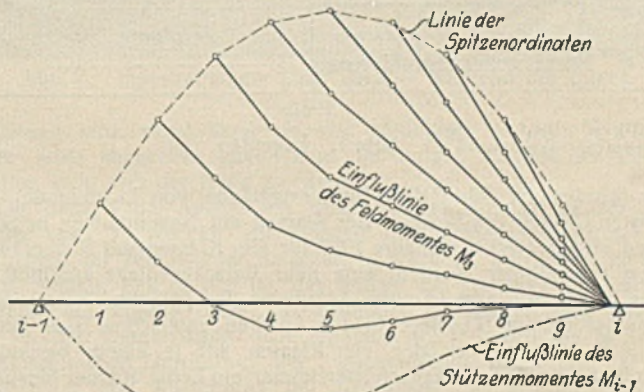


Abb. 10.

Schwierigkeiten machen würde. Das vorstehend für den durchlaufenden Balken abgeleitete Verfahren kann ganz allgemein bei jedem hochgradig statisch unbestimmten stetigen System (d. h. bei jedem System mit gleichmäßiger Aufeinanderfolge von gleichartigen Gliedern und beliebigen Rand- bzw. Auflagerbedingungen) angewendet werden. Man führt als statisch unbestimmte Größen Doppelmomente (bestimmte Gruppen von Einzellasten bzw. Einzelmomenten) erster bzw. zweiter Ordnung ein, so daß (abgesehen von den beliebig unregelmäßigen Randgliedern) Elastizitätsgleichungen mit je drei Mittelgliedern in der Hauptdiagonale des Systems sich ergeben. Diese Gleichungen werden alsdann ein für allemal schematisch aufgelöst. Die statisch unbestimmten Größen werden hierbei als Integralsummen der Momentenflächen der Belastung am statisch bestimmten Grundsystem (stets der einfache Balken, der einfache Rahmen mit Freiheitsgraden usw.) mit einer virtuellen Momentenfläche — bestehend aus einer Reihe von alternierenden Dreieckflächen zwischen den Angriffspunkten der statisch unbestimmten Größen — gedeutet. Diese Deutung ist nicht nur sehr anschaulich, sondern ermöglicht auch stets die Ableitung einfacher geschlossener Formeln für die in Frage kommenden statischen Größen.

In einem demnächst erscheinenden Buch⁶⁾ wird die hier angedeutete allgemeine Theorie des Verfassers ausführlich behandelt und auf die Berechnung mehrgurtiger Systeme (Vierendeelträger usw.) angewandt. In einer in dieser Zeitschrift anschließend erscheinenden, mit Dr. Neményi gemeinsam verfaßten weiteren Arbeit wird ferner eine besondere Anwendung des Verfahrens beschrieben.

⁶⁾ „Praktische Baustatik“ von Neményi-Szegö, Verlag J. A. Barth, Leipzig 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl im Schulbarackenbau.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. H. Delius, Berlin-Tempelhof.

Die Zunahme der Bevölkerung in den Berliner Außenbezirken hat in den letzten Jahren noch erhebliche Ziffern erreicht; die Einwohnerzahl im Bezirk Tempelhof stieg von etwa 74 000 am 1. Januar 1927 auf etwa 82 000 am 1. Januar 1929 und weiter auf etwa 98 000 am 1. November 1930.

Wenn auch die vorhandenen Schulen des Bezirks bei stärkster Belegung der Klassen zahlreiche Kinder aufnehmen konnten, so mußten doch neue Schulräume geschaffen werden. Mit der rasch fortschreitenden Wohnbautätigkeit im Bezirk konnte der Schulhausbau schon infolge der finanziellen Lage der Stadt nicht Schritt halten. An massive Schulbauten war unter diesen Umständen nicht zu denken. Es mußte deshalb der Schulraumnot durch Behelfsbauten vorgebeugt werden.

3 m von der Straße abgerückt und haben nach den Straßenseiten hochliegende Fenster, so daß eine Störung des Unterrichts von außen möglichst verhindert wird. Das restliche Gelände ist zwei weiteren Baracken gleicher Art vorbehalten und als Spiel- und Turnhof angelegt, da Spielplätze in der Nähe der Schulanlage fehlen.

Die Wandkonstruktion der drei Gebäude ist nach der Atlantic-Bauweise von der Firma Wolf Netter & Jacobi-Werke, Kommanditgesellschaft auf Aktien, Berlin, hergestellt, die dieses System bereits für eine ähnliche Anlage in Köln verwandt hatte, und besteht aus einzelnen Tafeln von im allgemeinen durchschnittlich 2,35 m Breite und etwa 3,50 m Höhe. Einzelne Tafeln sind nur etwa 1,10 m breit, die Ecktafeln an

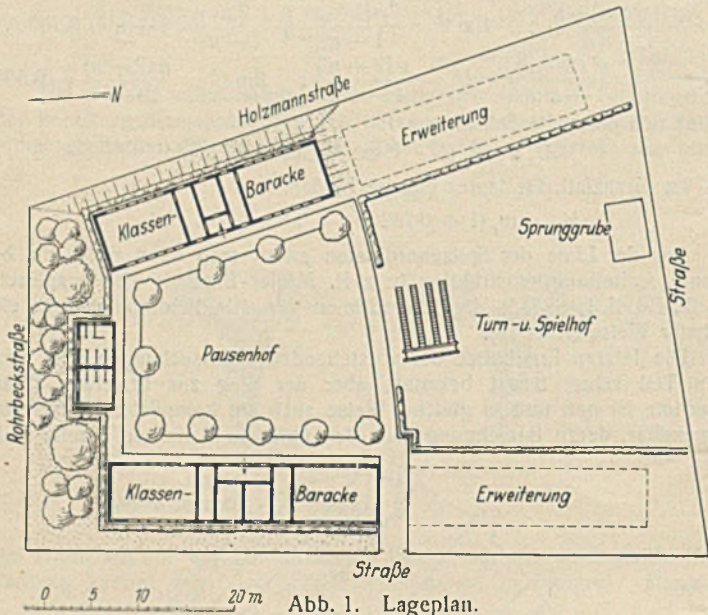


Abb. 1. Lageplan.

So wurden im Jahre 1929 im Westgelände von Lichtenrade, dem südlichsten Ortsteil des Bezirks, vier Klassen mit Nebenräumen in Schulbaracken untergebracht, im Jahre 1930 für vier Klassen mit Nebenräumen auf dem Tempelhofer Westfeld eine neue Barackenanlage errichtet. Zu gleicher Zeit wurde eine ähnliche Anlage im Tempelhofer Osten erstellt. Das Raumprogramm für diese beiden Anlagen unterschied sich nur dadurch, daß im Osten zu den vier Klassen mit je einem besonderen Garderoberraum und Schulhausmeisterzimmer ein Lehrerzimmer hinzukam. Bei beiden Anlagen waren die erforderlichen Aborte für Knaben und Mädchen vorzusehen, außerdem ein Brennstofflagerraum. Die Gebäude sollten leicht zerlegbar und transportabel eingerichtet werden.

Für die Ausführung der Bauten wurde auf dem Tempelhofer Westfeld Holz, im Osten Stahl als Konstruktionsmaterial gewählt. Auf diese Weise ist eine geeignete Grundlage zum Vergleich der Stahlbauweise mit dem Holzhausbau gerade auf diesem Gebiete des Schulhausbaues

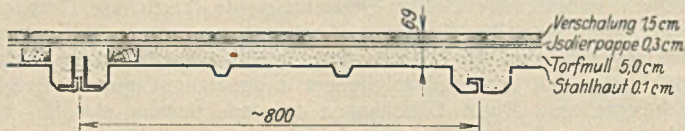


Abb. 2. Waagerechter Schnitt durch die Außenwand.

gegeben. Das Ergebnis dieser Beurteilung dürfte bei der zukünftig wahrscheinlich häufigeren Ausführung von kleineren Schulbarackenanlagen — bis zu acht Klassen — in Großstädten und auf dem Lande grundsätzlich wichtig sein. Es ist anzunehmen, daß dieser Vergleich auch zu einer anderen Beurteilung der in letzter Zeit vielgepriesenen Flachbauschule hinsichtlich der Kostenaufwendung führt, denn die hier beschriebene Pavillonanlage — das Wort „Baracken“ hat in diesem Zusammenhang ja unberechtigtweise einen schlechten Nebenklang — ist nichts anderes als eine Flachbauschulanlage.

Für die Errichtung der Schulanlage im Osten stand ein städtisches Gelände am Holzmannplatz zur Verfügung. Die einzelnen Räume sind in drei Gebäuden nach Abb. 1 nach einem von der Stadt Berlin für diesen Zweck häufig angewandten Grundrißschema untergebracht. Dabei sind die Klassenbaracken so angeordnet, daß die beiderseits belichteten Klassenräume nach Westen und Osten liegen und die einzelnen Gebäude einen als Pausenhof benutzbaren Hof einschließen. Die Schulbaracken sind

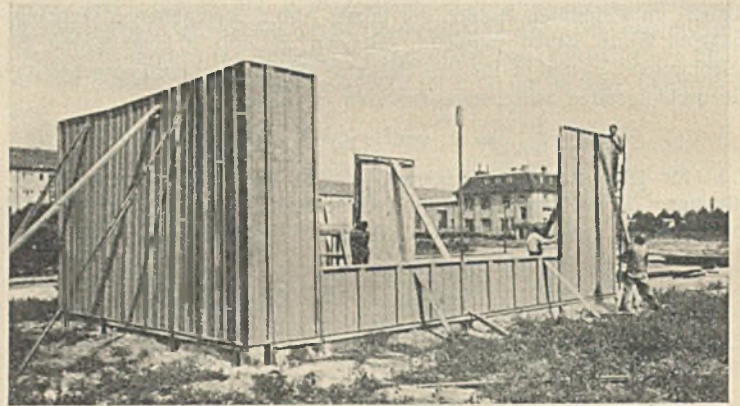


Abb. 3. Zusammenfügung der Außenwandbleche.

jeder Seite etwa 0,40 m breit. Die tragenden Elemente dieser Tafeln bestehen aus Winkeln, die an den Tafelenden stehen und am Stoß verschraubt sind. Zur Aufnahme dieser Stützen dienen Betonpfeiler. Der äußere Wandabschluß wird durch eine profilierte, feuerverzinkte Stahlblechhaut gebildet (Abb. 2). Die Außenwandbleche mußten mit Rücksicht auf die verlangte Raumhöhe gestoßen werden. Diese Tafeln, die das Element der gesamten Wandkonstruktion darstellen, wurden vollständig fertig am Bau zur Montage angeliefert und nur an den Stößen zusammengepaßt (Abb. 3). Sie werden oben und unten durch eine Schwelle und einen Rahmen aus Profilstahl zusammengehalten. Die Konstruktion

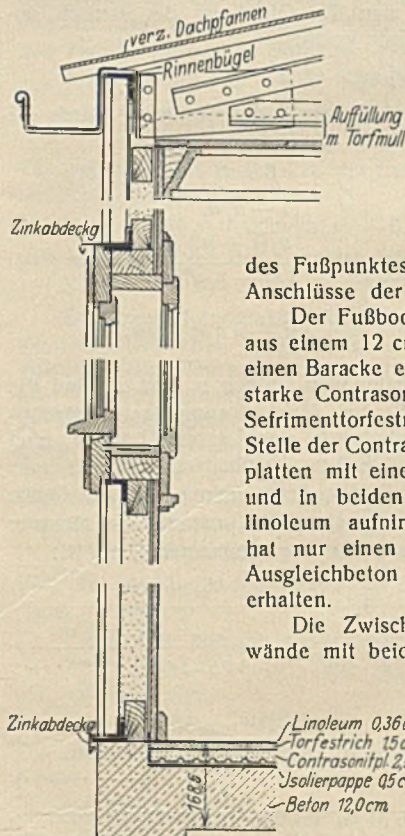


Abb. 4. Senkrechter Schnitt durch die Außenwand.

des Fußpunktes ist aus Abb. 4 ersichtlich. Die Anschlüsse der Türen und Fenster zeigt Abb. 5. Der Fußboden besteht in sämtlichen Räumen aus einem 12 cm starken Unterbeton, der in der einen Baracke eine Isolierpappe, darüber 2,5 cm starke Contrasonitplatten mit einem 1 cm starken Sefrimentfestrich, in der anderen Baracke an Stelle der Contrasonitplatten 2,5 cm starke Heraklithplatten mit einem 1,5 cm starken Steinholzestrich und in beiden Fällen 3,6 mm starkes Waltonlinoleum aufnimmt. Der Fußboden der Aborte hat nur einen einfachen Zementestrich auf dem Ausgleichbeton der Massivdecke des Rohrkellers erhalten.

Die Zwischenwände sind als Holzfachwerk-wände mit beiderseitiger Verschalung ausgebildet (Abb. 6). Auf eine besondere Schallisolation der Klassen gegen die benachbarten Räume konnte infolge der Anordnung besonderer Garderoberräume verzichtet werden.

Die Dachkonstruktion besteht aus Dachbindern aus Stahl in etwa 4 m Abstand, die mit den oberen Stahlrahmen der Wandtafeln verlascht sind und Holzpfetten zur Aufnahme der Dachdeckung aus verzinkten (Siegener) Pfannenblechen (Profil III Nr. 20) tragen. Die Decke ist als Holzdecke an der Dachkonstruktion

Der Fußboden besteht in sämtlichen Räumen aus einem 12 cm starken Unterbeton, der in der einen Baracke eine Isolierpappe, darüber 2,5 cm starke Contrasonitplatten mit einem 1 cm starken Sefrimentfestrich, in der anderen Baracke an Stelle der Contrasonitplatten 2,5 cm starke Heraklithplatten mit einem 1,5 cm starken Steinholzestrich und in beiden Fällen 3,6 mm starkes Waltonlinoleum aufnimmt. Der Fußboden der Aborte hat nur einen einfachen Zementestrich auf dem Ausgleichbeton der Massivdecke des Rohrkellers erhalten.

Die Zwischenwände sind als Holzfachwerk-wände mit beiderseitiger Verschalung ausgebildet (Abb. 6). Auf eine besondere Schallisolation der Klassen gegen die benachbarten Räume konnte infolge der Anordnung besonderer Garderoberräume verzichtet werden. Die Dachkonstruktion besteht aus Dachbindern aus Stahl in etwa 4 m Abstand, die mit den oberen Stahlrahmen der Wandtafeln verlascht sind und Holzpfetten zur Aufnahme der Dachdeckung aus verzinkten (Siegener) Pfannenblechen (Profil III Nr. 20) tragen. Die Decke ist als Holzdecke an der Dachkonstruktion

aufgehängt und hat eine Auffüllung aus Torfmull als Isolierung gegen den Dachraum erhalten.

Die Rohrleitungen der elektrischen Installation sind bei der Zusammensetzung der einzelnen Wandtafeln mit eingebaut bzw. bei der Gesamtmontage über der Holzdecke verlegt. Die Baracken haben Einzelofenheizung erhalten (Kachelöfen); die Schornsteine sind bis über Dach gemauert und mit Schwendillatorkaufsätzen versehen.

Die Außenwände haben einen gespritzten Grundanstrich und darüber einen Öl- und Lackfarbenanstrich. Die hölzernen Türen und Fenster sind mit Ölfarbe gestrichen und lackiert. Die Dachpfannen sind in ihrer Verzinkung roh stehen geblieben, da ein sofortiger Anstrich mit Rücksicht auf die geringere Haftfestigkeit der Farbe nicht empfehlenswert ist. Er wird zweckmäßig erst dann vorgenommen, wenn die allmählich eintretende Oxydation die Verzinkung etwas aufgeraut hat (etwa nach 6 Monaten). Der Wandanstrich wäre zweckmäßig ebenso zu behandeln gewesen, um eine größere Haftfestigkeit der Ölfarbe zu gewährleisten.

Einzelne Schulklassen sind mit Stahlrohrmöbeln ausgestattet.

Die Montage der drei Bauten dauerte von der Anlieferung an der Baustelle bis zum Einsetzen der Fenster und Türen und Aufstellen der Zwischenwände — „Roh-

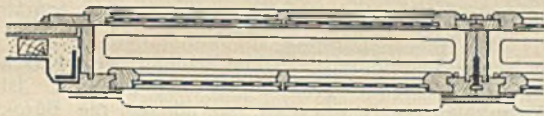


Abb. 5.
Waagerechter Schnitt durch die Fensterkonstruktion.



Abb. 6.
Zwischenwandkonstruktion.

bau“ — etwa 4 Wochen (Abb. 7), die gesamte Fertigstellung einschließlich Inventarbeschaffung und Außenanlagen etwa 2 Monate.

Die Kosten betragen bei 376,28 m² bebauter Fläche und 1620,056 m³ umbautem Raum:

a) für die Bauten selbst einschließlich Bauleitung . . .	57 878,44 RM
b) für das Inventar	9 990,22 „
c) für die Außenanlagen (ohne Turn- und Spielhof) . . .	6 121,15 „
d) für die Hoferweiterung (einschließlich Aufstellung vorhandener Geräte)	5 350,00 „
insgesamt	79 339,81 RM.

Danach ist zu rechnen: ohne b, c, d mit b, c

1. für eine Klasseneinheit (einschließlich der obengenannten Nebenräume) mit	14 469,61 RM	18 497,45 RM
2. für 1 m ² bebauter Fläche mit	154,70 „	197,84 „
3. für 1 m ³ umbauten Raumes mit	36,90 „	45,65 „

Bei den zu gleicher Zeit ausgeführten Holzbaracken auf dem Tempelhofer Westfeld ergeben sich bei 312,88 m² bebauter Fläche und bei 1488,01 m³ umbautem Raum und gleicher Ausstattung folgende Vergleichskosten:

a) für reine Baukosten einschließlich Bauleitung . . .	58 878,73 RM
b) für Inventar	7 489,73 „
c) für Außenanlagen	7 037,01 „
insgesamt	73 405,47 RM.

Danach ergeben sich: ohne b, c mit b, c

1. für eine Klasseneinheit einschließlich der Nebenräume	14 719,68 RM	18 351,37 RM
2. für 1 m ² bebauter Fläche	188,19 „	234,60 „
3. für 1 m ³ umbauten Raumes	39,56 „	49,33 „

Die im Jahre 1929 in Lichtenrade in Holzkonstruktion und ebensolcher Ausstattung errichteten Schulbaracken zeigten bei 423,13 m² bebauter Fläche und 1984,02 m³ umbautem Raum folgendes Ergebnis:

a) für reine Baukosten einschließlich Bauleitung . . .	74 434,82 RM
b) für Inventar	11 110,20 „
c) für Außenanlagen	10 689,48 „
insgesamt	96 234,48 RM.

Danach sind zu rechnen: ohne b, c mit b, c

1. für eine Klasseneinheit (bei vier Klassen mit je 1 Garderoberraum, 1 Lehrmittelzimmer, 1 Schulhausmeisterzimmer, 1 Lehrerzimmer mit Garderoberraum und Aborten für Knaben und Mädchen)	18 608,70 RM	24 058,67 RM
2. für 1 m ² bebauter Fläche	175,90 „	227,43 „
3. für 1 m ³ umbauten Raumes	37,50 „	48,00 „

Aus diesen Kostenzusammenstellungen ergibt sich bereits als wesentlicher Vorteil der Stahlbaracken gegenüber den Holzkonstruktionen die günstigere wirtschaftliche Auswirkung. Diese ist selbstverständlich wie bei allen neueren Konstruktionen zunächst das ausschlaggebende, denn gewöhnlich werden die übrigen Vorteile einer neuen Konstruktion nicht gewertet; sie muß in erster Linie billiger als die gebräuchlichen Kon-

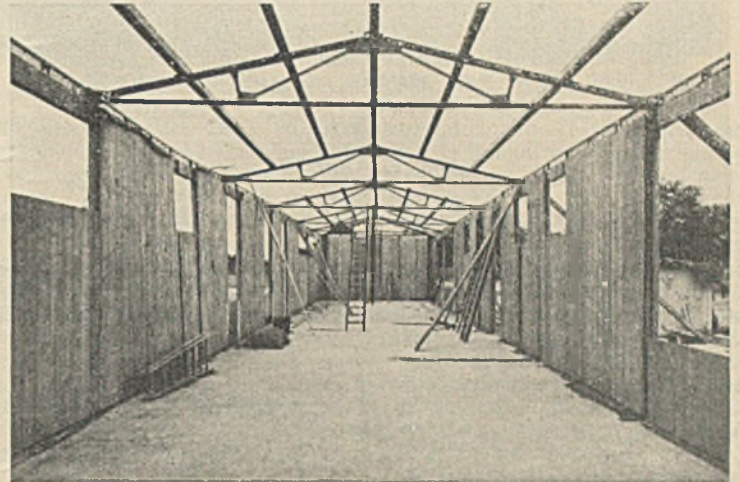


Abb. 7. Innenaufnahme einer Baracke während des Baues.

struktionen sein, sonst kann sie von vornherein nicht in Wettbewerb treten. Aber abgesehen davon sind die übrigen Vorteile der Stahlkonstruktion nicht von der Hand zu weisen.

Die Bauzeit der Anlage am Holzmannplatz betrug bis zur Fertigstellung etwa 11 Wochen, die Bauzeit der Lichtenrader Anlage etwa 17 Wochen, der Tempelhofer Baracken 14 Wochen. Dabei darf nicht vergessen werden, daß es sich bei der Anlage am Holzmannplatz um eine erstmalige Ausführung dieser Art handelte, die Bauzeit also zweifellos noch verkürzt werden kann. Die Montage der Holzbaracken in Tempelhof einschließlich Herstellung der Zwischenwände, Einsetzen der Türen und Fenster und Ausführung der Klempner- und Dachdeckerarbeiten dauerte 10 Wochen, allerdings aufgehalten durch unvorhergesehene Hindernisse; die gleichen Arbeiten dauerten bei den Holzbaracken in Lichtenrade gleichfalls etwa 10 Wochen und bei den Stahlbaracken nur 6 1/2 Wochen. Es ist anzunehmen, daß die Montagezeit sich erheblich verkürzen läßt. Voraussetzung dafür ist allerdings die gründliche Durcharbeitung und Feststellung sämtlicher Einzelheiten vor der Auftragserteilung.

Die Wärmehaltung läßt sich an Stelle des im vorliegenden Falle noch verwendeten Torfmulls durch Wahl geeigneter Isolierstoffe in Plattenform durchaus erreichen, dadurch auch die gefürchtete Bildung von Niederschlagwasser an der Innenseite der Stahlhaut beheben. Nach den in Köln mit derartigen Barackenbauten gemachten Erfahrungen soll der Verbrauch der Brennstoffe sogar geringer sein als in gleichartigen Holzbauten, obwohl in Köln die in Tempelhof angeordnete Papplage vor der inneren Schalung fehlt. Genaue Untersuchungen darüber liegen noch nicht vor.

Ebenso ist die Dauerhaftigkeit des Außenanstrichs bei richtiger Behandlung und Ausführung zweifellos ebensogut zu erzielen wie bei Holzbauten. Höhere Unterhaltungskosten der Stahlbauten gegenüber den Holzbauten und eine kürzere Lebensdauer der Stahlbauten können schlechterdings nicht angenommen werden.

Verschiedenes.

1. Das Stahlskelett des Verwaltungsgebäudes der Volksfürsorge, Hamburg. Die Volksfürsorge Gewerkschaftlich-Genossenschaftl. Vers.-A.-G. Hamburg, An der Alster 58/61, entschloß sich Ende 1928, auf dem in ihrem Besitz befindlichen Grundstück in Hamburg, An der Alster 58/61, ein Verwaltungsgebäude zu errichten. Der Bau mußte in zwei Abschnitten erstellt werden; der erste Abschnitt 1929, der zweite Abschnitt 1930. Mit dem Entwurf und der Bauleitung wurden die Architekten H. Distel u. A. Grubitz, Hamburg, beauftragt. Für die Ingenieurarbeiten wurde

der Ingenieur Rudolf Eiler, Altona-Bahrenfeld, hinzugezogen. In Erkenntnis seiner Vorteile entschloß man sich, bei dem Bau das Stahlskelett anzuwenden. Dessen Ausführung wurde der Firma Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg, übertragen.

Die Länge des Bauwerkes beträgt 64,15 m, die Tiefe 18 m, mit einem Verbindungsbau in der Mitte von 9,75 m Breite und etwa 10 m Tiefe; die Gesamthöhe beträgt von Straßenoberkante 29,49 m. Das Bauwerk hat außer Keller und Erdgeschoß sechs Obergeschosse. Die beiden

obersten Geschosse wurden mit Rücksicht auf die baupolizeilichen Vorschriften um 2,50 m zurückgesetzt. In jeder Achse stehen links und rechts neben dem vollständig durchlaufenden Mittelflügel zwei Mittelstützen und in den beiden Außenwänden zwei Außenstützen. In der Längsrichtung ist eine Achsenteilung von 5,04 m durchweg eingehalten. Das

Anordnung massiver Deckenplatten und durch die Einspannung der Unterzüge in den Außenstützen ausreichend erzielt. Zur Ableitung der Windkräfte konnten ferner Wände des Querflügels und der Treppenhäuser mit herangezogen werden. Da im ersten Bauabschnitt der Querflügel noch nicht mit hochgeführt werden konnte, wurde in einer Treppenhauswand ein Windverband eingebaut (Abb. 5). Während im ersten Bauabschnitt die Treppe in Eisenbeton ausgeführt wurde und nur Podestträger zur Verwendung kamen, wurden im zweiten Bauabschnitt die Treppen in Stahl mit aufgesetzten Kunststeinstufen ausgeführt. Die Außenwände wurden in 57 cm starkem Ziegelmauerwerk ausgeführt. An der Straßenseite erhielt die Wand eine 6 cm starke Sandsteinverkleidung.

Bei der Verwendung eines Stahlskeletts ist es bekanntlich möglich, die Bauzeit auf ein Minimum zu beschränken.

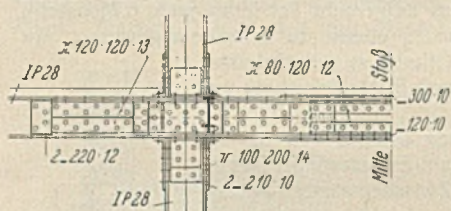


Abb. 3. Anschluß der Stützen an den Unterzug.

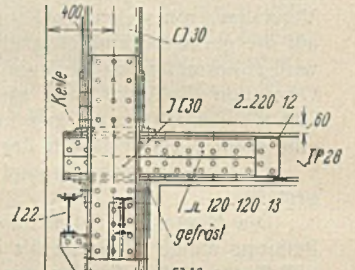


Abb. 4. Einspannung des Unterzuges in die Stütze mittels Keile.

Voraussetzung hierfür ist allerdings eine sorgfältige Planung, welche nach Auftragserteilung keine einschneidenden Änderungen mehr erfordert. Ist dann die baupolizeiliche Genehmigung erteilt, so können die Büro-, Werkstatt- und Baustellenarbeiten im einzelnen so festgelegt werden, daß das ganze Bauvorhaben in einem Zuge und in kürzester Zeit zu Ende geführt werden kann. — Während man bei dem ersten Bauabschnitt für die Montage des Stahlskeletts noch 6 Tage je Geschoss vorsah, sollte für den zweiten Bauabschnitt die Montagezeit je Geschoss nur 5 Tage betragen. Ferner war vereinbart, daß die übrigen Bauhandwerker mit ihren Arbeiten erst beginnen sollten, wenn vier Geschosse des Stahlskeletts fertig montiert sind. Die außerordentlich schnelle Erstellung des Stahlskeletts ergab dann, daß man sogar das ganze Stahlskelett vor Beginn der übrigen Arbeiten fertigstellen konnte. Dies hat sich als ein beträchtlicher Vorteil erwiesen, denn dadurch konnte jede gegenseitige Behinderung vermieden werden.

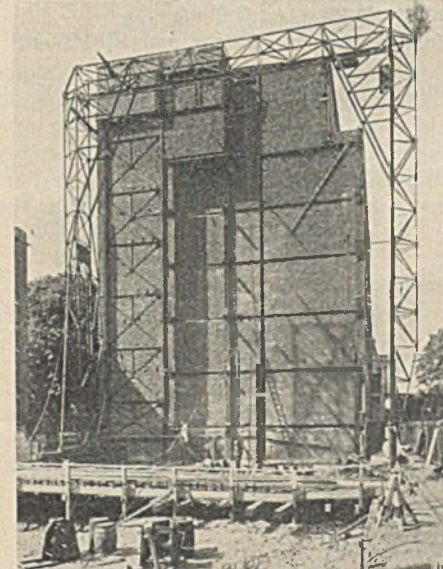


Abb. 5. Montagezustand am 10. Juni 1930.

Um wirklich kurze Fertigstellungszeiten zu erzielen, entschloß sich die ausführende Stahlbaufirma, beim zweiten Bauabschnitt mit einem Portalkran von 20 m Spannweite und 32 m

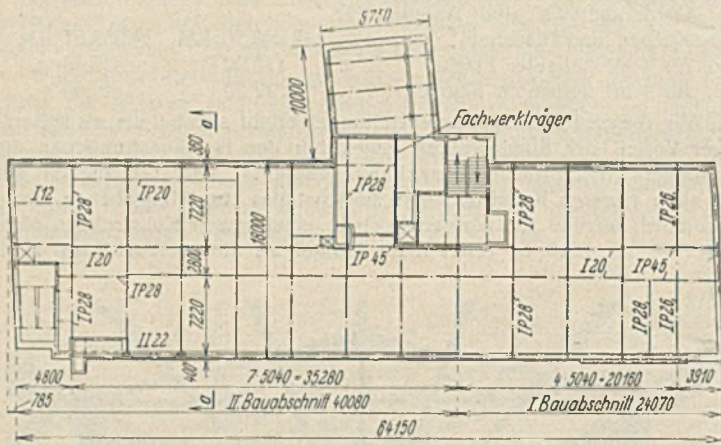


Abb. 1. Grundriß.

gewählte Konstruktionssystem geht aus dem Grundriß und dem Querschnitt (Abb. 1 u. 2) hervor.

Die Regelmäßigkeit wurde nur unterbrochen in den Endfeldern am Giebel und durch einen Sitzungssaal im ersten Bauabschnitt. Die Mittelstützen aus IP gehen nur von Geschoss zu Geschoss und stehen auf den durchlaufenden Unterzügen auf (Abb. 3). Die Wandaußenstützen aus C-Profilen lassen die Unterzüge durchgehen, die durch Verkeilung eingespannt werden (Abb. 4). Zwischen den 5,04 m weit gespannten Deckenträgern sind Remy-Hohlstein-Bimsbetondecken ausgeführt. Die Decken sind 36 cm stark mit einem Eigengewicht von 500 kg/m²; die Nutzlast beträgt ebenfalls 500 kg/m². Infolge der Einspannung der über vier Stützen durchlaufenden Unterzüge in den Außenstützen wurden unter Verwendung von Peiner Breitflanschträgern hierfür vollkommen ebene Deckenunterseiten erzielt.

Auch das Dach wurde in derselben Weise ausgeführt. Hier wurden außer 10 cm hohen Hohlsteinen noch 10 cm Bimsbeton- und 3 cm Korksteinplatten zur Isolierung angeordnet. Das Gebäude enthält ein Haupttreppenhaus in der Mitte und ein Nebentreppenhaus an der Seite. Die Standsicherheit des Gebäudes gegen Winddruck ist durch die

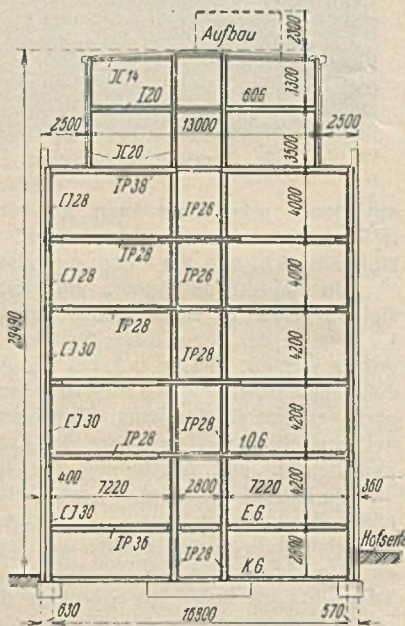


Abb. 2. Querschnitt.

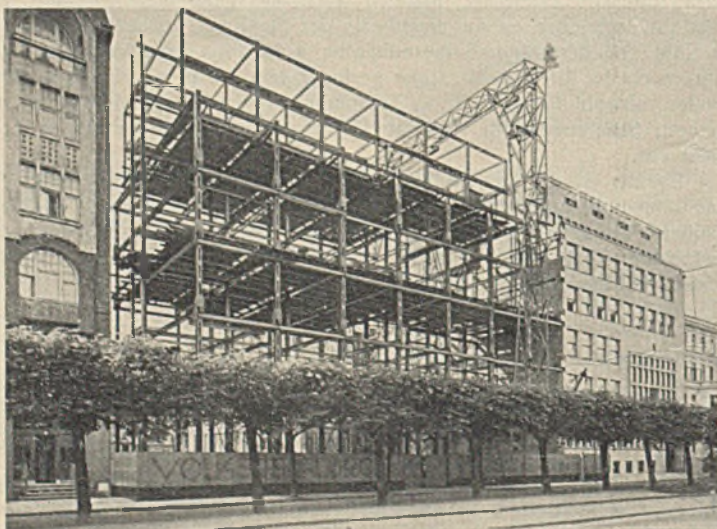


Abb. 6. Das am 2. Juli 1930 fertiggestellte Stahlskelett.

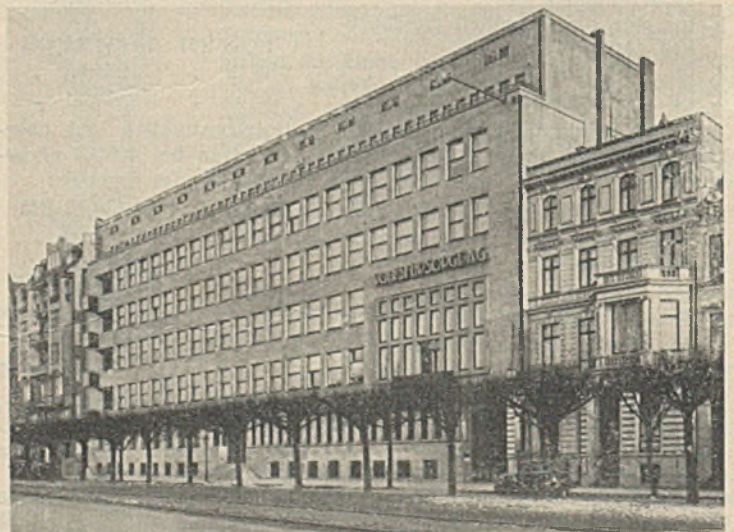


Abb. 7. Verwaltungsgebäude der Volksfürsorge Hamburg.

Höhe mit zwei Elektro-Hängekatzen zu arbeiten. — Am 25. Mai 1930 wurde die Baustelle für die Aufstellung des Montagekranes freigegeben.

Abb. 5 zeigt den Beginn der Montage am 10. Juni 1930, Abb. 6 die Fertigstellung des Stahlskeletts am 2. Juli 1930, woraus sich eine Montagezeit von 20 Arbeitstagen, d. h. 2 1/2 Tage je Geschoß, gegenüber 5 Arbeitstagen, die festgelegt waren, ergibt.

Die Deckenträger im Seitenflügel und an den Giebeln waren auf dem Mauerwerk zu verlegen, was erst nach Aufstellung des Stahlskeletts erfolgen konnte. Wie schon früher, so hat man auch hier wieder die Erfahrung gemacht, daß es im Interesse aller Beteiligten liegt, wenn das Stahlskelett als geschlossenes Tragsystem vorgesehen wird, so daß keine Träger auf dem Mauerwerk aufliegen. Eine Ersparnis durch Weglassen solcher verhältnismäßig nebensächlicher Stahlbauteile wird hierbei nicht erzielt, vielmehr werden hierdurch die Montage- und teilweise auch die übrigen Bauarbeiten vielfach verteuert.

Während der Montage, bis zum Abnieten und bis zum Verkeilen der Außenstützen mit den Unterzügen waren zwischen den Mittelstützen in jedem Geschoß Verstreben zum Ausrichten und zur Erhöhung der Standsicherheit angeordnet. Nach Fertigstellung wurden diese Verbände wieder abgebaut. — Abb. 7 zeigt den Gesamtbau nach Fertigstellung.

2. Kurze Bauzeit für ein Stahlskelett. (Meierei der „Produktion“ Hamburg.) Für eine neu zu errichtende moderne Meierei der „Produktion“ in Hamburg wurde ein Skelettbau als tragendes Gerippe verwendet. Die konstruktive Ausbildung des 48,84 m langen und 23 m breiten Neubaus ist aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen. Er besteht aus Keller-, Erd- und einem

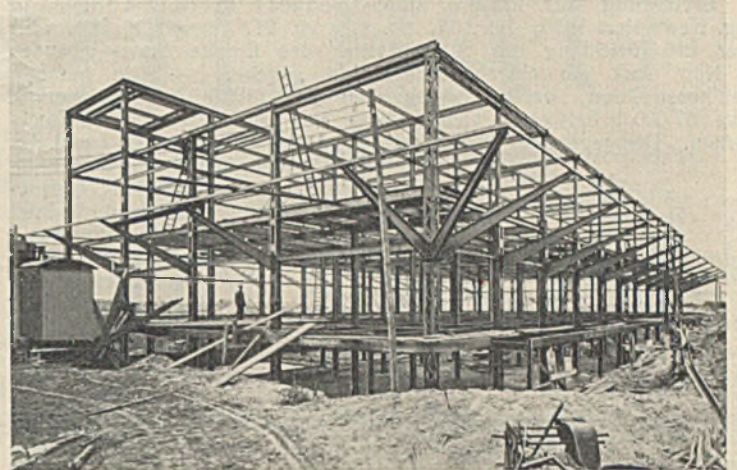


Abb. 4. Beendigung der Montage am 4. August 1930.

Obergeschoß. Das Dach ist als Holzpappdach mit Tekton-Unterdecke ausgeführt, die Decke über dem Erdgeschoß in Eisenbeton zwischen einem Stahlträgergerippe mit Klinkerbelag, Schutzschicht und einer Tekton-Unterdecke. Bei der gleichartig ausgeführten Decke über dem Keller fehlt jedoch die Tekton-Unterdecke.

Die Nutzlasten betragen 500 kg/m² für die Decke über dem Kellergeschoß und 750 kg/m² für die Decke über dem Erdgeschoß, da hier auf schwere zur Aufstellung gelangende Maschinen Rücksicht zu nehmen war. In beiden Decken sind weitgespannte Deckenplatten vermieden und zwischen den Unterzügen besondere Stahldeckenträger in 2,2 m Größtstand angeordnet. Die Eigengewichte ergaben sich zu 110 kg/m² für das Dach und 590 kg/m² für die Decke über dem Erdgeschoß. — Zur Erleichterung des Warenverkehrs hat man für den Eisenbahnanschluß und den Lastwagenverkehr das Gebäude mit rundherum laufenden Rampen, die durch schräg nach oben auskragende Vordächer geschützt werden, versehen.

Im Hinblick auf die schweren massiven Deckenplatten, die vielen hintereinanderstehenden Stützen und die in die Außenstützen fest eingespannten Unterzüge konnte von einem besonderen Nachweis für die Ableitung des Winddruckes auf Keller- und Erdgeschoßdecke abgesehen werden. Zur Aufnahme des Winddruckes auf das 1. Obergeschoß wurden die Innenstützen und die Dachträger portalartig verbunden, während die Wandstützen als Pendelstützen wirken.

Der Auftrag wurde am 20. Juni 1930 erteilt mit der Maßgabe, daß das Stahlskelett am 6. August 1930 fertig montiert sein sollte. Eine Genehmigung der Baupläne lag noch nicht vor, auch die statische Berechnung mußte noch angefertigt werden. — Die Fundamente sollten am 10. Juli 1930 für den Beginn der Montage freigegeben werden, sie wurden jedoch erst am 18. Juli 1930 zur Verfügung gestellt. Am 21. Juli 1930 wurde mit der Montage begonnen (Abb. 3). Am 7. August 1930 war die Montage beendet (Abb. 4). Demnach wurde das Stahlskelett, insgesamt 280 t, in 16 Arbeitstagen erstellt, und die achttägige Verzögerung bei der Fertigstellung der Fundamente wurde beim Aufstellen des Stahlskeletts bis auf einen Tag wieder eingeholt. Abb. 5 veranschaulicht das fertige Gebäude.

Die „Produktion“ hatte einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, auf Grund dessen die Architekten H. Distel und A. Grubitz mit der Planung und Bauleitung beauftragt wurden.

Die Ingenieurarbeiten für die Ausschreibung lagen in den Händen des Ziv.-Ing. Rudolf Eller. — Die statische Berechnung und die Ausführung des Stahlskeletts war der Firma Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg, übertragen.

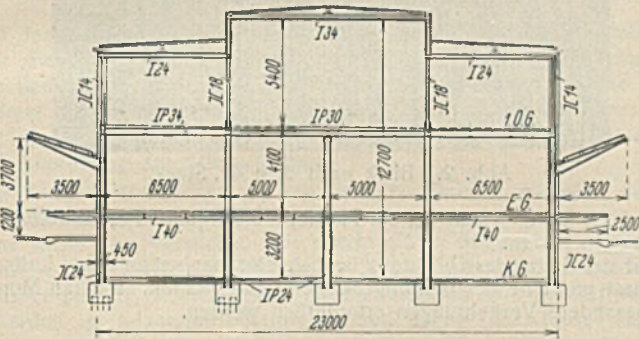


Abb. 1. Querschnitt (Schnitt a-a).

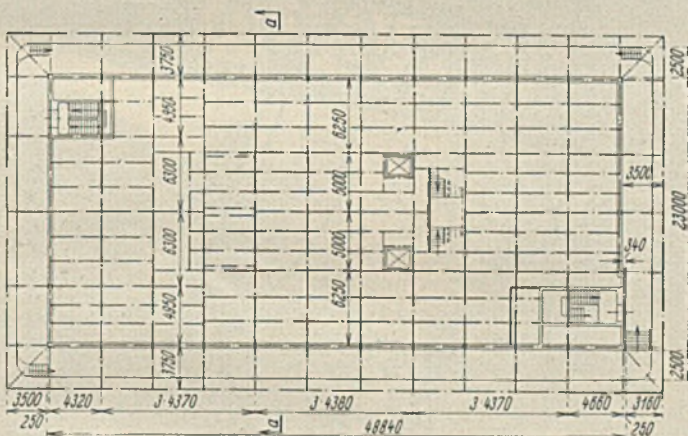


Abb. 2. Grundriß.



Abb. 3. Baustelle am 21. Juli 1930.

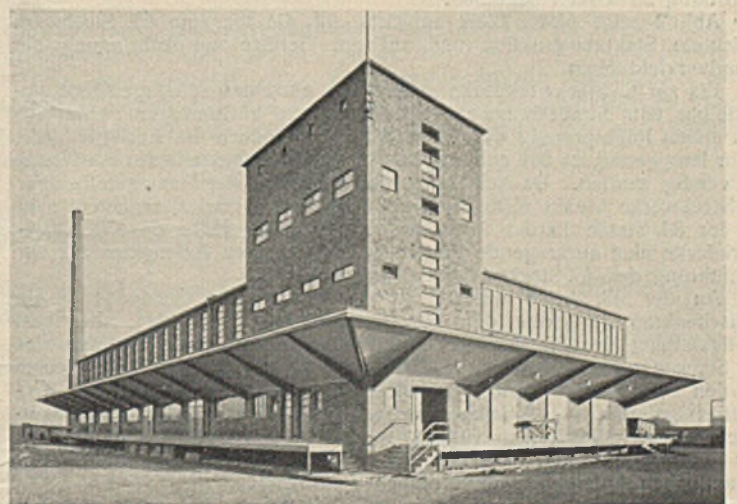


Abb. 5. Meierei der „Produktion“ Hamburg.

Errichtung des Empire State-Gebäudes in New York¹⁾. In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 8, vom 21. August, S. 280, wird über die Errichtung des Stahlskelettes des Empire State-Gebäudes in New York ein eingehender Bericht gegeben. — Die gesamte Stahlkonstruktion, deren Montage im April 1930 begann, umfaßt etwa 57 000 t bei einer Gebäudehöhe von rd. 317 m und 85 Stockwerken. Demgegenüber haben das Chrysler-Haus nur 21 000 t und das

70 Stockwerke hohe Manhattan Company-Gebäude nur 18 500 t Stahlkonstruktion.

Auch das in Chicago erbaute Merchandise Mart-Haus, das bisher als größtes Gebäude der Welt galt, enthält nur 38 000 t Stahlkonstruktion. — Wegen der Dringlichkeit der Ausführung und wegen der erforderlichen großen Mengen von Baustahl wurden zwei Firmen mit der Herstellung betraut, und zwar die Mc Clintic-Marshall Co. und die American Bridge Co., die abwechselnd übereinanderliegende Bauabschnitte zu beliefern haben. Die diesen beiden Firmen übertragenen Abschnitte sind in Abbild. 1 mit A bzw. M bezeichnet. Der Stahl wird zunächst auf Schiffen nach einem in Bayonne, N. J., gelegenen Vorratsplatze angeliefert und von dort nach Bedarf zur Baustelle abgerufen, wo er wegen Platzmangels unmittelbar eingebaut werden muß.

Von den neun Kranen, die für die Montage der unteren Teile des Bauwerks vorgesehen waren, hatten vier 20 t Tragfähigkeit, die übrigen fünf 30 bis 50 t, um die bis zu 44 t schweren Stützteile unter dem hoch hinauf reichenden Gebäudeteil aufstellen zu können.

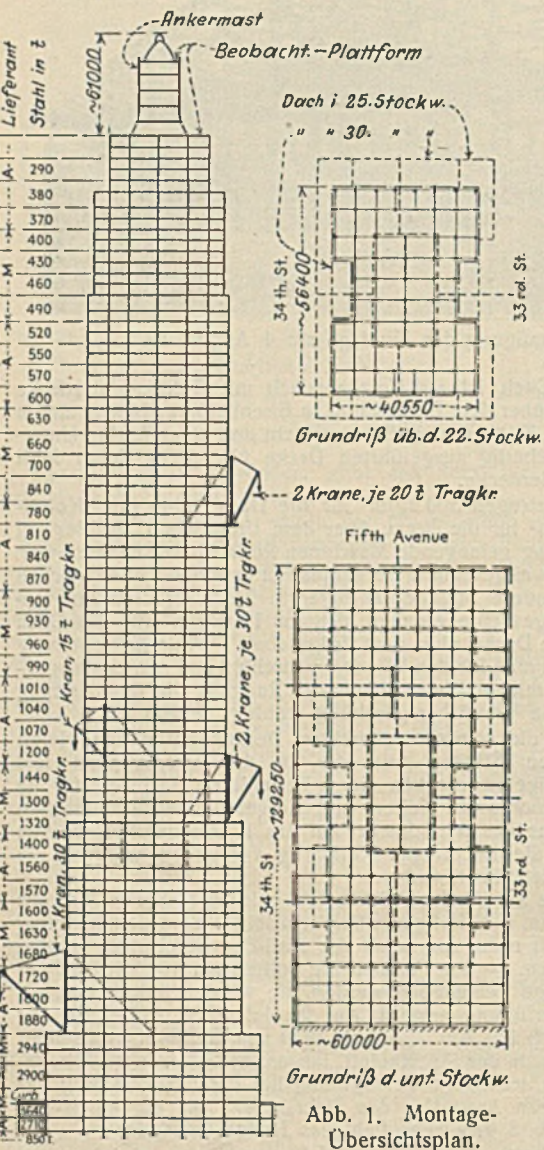


Abb. 1. Montage-Übersichtsplan.

Bis zum August 1930 waren bereits etwa 80 % der gesamten Stahlkonstruktion aufgestellt und damit das 50. Stockwerk erreicht. Die Stellung der Krane ist aus der Übersichtsskizze (Abb. 1) ersichtlich. Die Kranwinden sind elektrisch angetrieben und mit besonderen Bremsvorrichtungen ausgerüstet, die bei Störungen oder falscher Bedienung selbsttätig zu wirken beginnen.

Abb. 2 zeigt einen Blick aufwärts auf die bis zum 42. Stockwerk errichtete Stahlkonstruktion und auf die Gerüste zur Anbringung der Wandverkleidungen.

Bis zur 6. Stockwerkdecke wurden die einzelnen Montageteile unmittelbar vom Straßenwagen mittels der Krane hochgezogen. Oberhalb des ersten Rücksprunges des Gebäudes waren jedoch die Ausleger nicht mehr lang genug, so daß auf dem Vorsprung Zwischenkrane zur Förderung notwendig wurden. Da sich ferner das Aufziehen der Montageteile über 30 Stockwerke hinaus nicht mehr als zweckmäßig erwies, errichtete man an der 34. Straße in der Mitte des Gebäudes in Höhe der 30. Stockwerkdecke eine auskragende Plattform, die für einen Aufzugskran bis zur Ausführung des 46. Stockes benutzt wurde (Abb. 3).

An der 33. Straße wurden an den Ecken des Gebäudes je ein Zwischenkran in Höhe der 25. Stockwerkdecke errichtet, die nach Fertigstellung des 56. Stockwerks auf eine auskragende Plattform des 52. Stockes versetzt wurden (Abb. 1). Über diese beiden Aufzugkrane wurden später alle Konstruktionsstücke für den oberen Teil des Gebäudes geleitet. — Anfangs wurden wöchentlich etwa vier Trägerlagen, später täglich eine verlegt, wobei in den unteren Stockwerken das Verschieben der Krane und der zugehörigen Aufzugmaschine einen wesentlichen Anteil des Zeitverbrauches einnahmen.

1) Wir bringen diesen Bericht als Ergänzung des Beitrages über das gleiche Bauwerk in Heft 26, 1930. Die Schriftleitung.

Bis zur 20. Deckenträgerlage waren etwa 250 Arbeiter täglich beschäftigt. Die Nietarbeit wurde zur Zeit des Berichtes von 16 Kolonnen besorgt, von denen jede sich aus vier Facharbeitern und zwei Gehilfen zusammensetzte. Jeder Montagekran wurde von neun Mann bedient. Vier oder fünf davon waren unten beim Vertauen der Lasten beschäftigt,



Abb. 2. Blick nach dem 42. Stock.

während die übrigen sich auf der Plattform als Signalleute, Schreiber usw. zu betätigen hatten.

Auf der Spitze des Gebäudes beabsichtigt man später einen Luftschiffankerast und eine Beobachtungsplattform zu errichten, zu deren Montage noch besondere Vorkehrungen erforderlich werden.



Abb. 3. Auskragende Plattform für den Aufzugskran.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion des Empire State-Gebäudes wird von Post & McCord, New York City, mit Andrew Morrison als Unternehmer ausgeführt. Die Architekten sind Shreve, Lamb & Harmon. Alfred E. Smith, vormals Gouverneur des Staates New York, ist Präsident des Empire State, Inc., und Eigentümer des Bauwerkes. Zs.

INHALT: Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht. — Über die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter stielger Systeme mittels konzentrierter Lastgruppen und die praktische Anwendung dieser Theorie auf die Berechnung des durchlaufenden Balkens. — Stahl im Schulbarackenbau. — Verschiedenes: Das Stahlskelett des Verwaltungsgebäudes der Volksfürsorge, Hamburg. — Kurze Bauzeit für ein Stahlskelett. — Errichtung des Empire State-Gebäudes in New York.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.