DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43
Fernsprecher: 87 7421
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

11. Jahrgang | BERLIN, 29. April 1938 | Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Haus der Schweiz, Berlin.

Von Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, VDI, Berlin-Zehlendorf/Mitte.

Der im Jahre 1935/1936 in Berlin, Ecke Unter den Linden-Friedrichstraße, errichtete Neubau Haus der Schweiz bildet an dieser zentral gelegenen Stelle der Reichshauptstadt einen Repräsentationsbau ersten Ranges. Herr Architekt E. Meier-Appenzell, Berlin-Charlottenburg, dem die gesamte Entwurfsbearbeitung und Bauleitung oblag, hat die schwierige architektonische Aufgabe — wie Bild 1 zeigt — in besonders glücklicher Weise gelöst. Die in mancher Hinsicht interessante bautechnische Durchbildung des Hauses bildet den Gegenstand des nachstehenden Berichtes.

Bild 1. Das neue Gebäude.

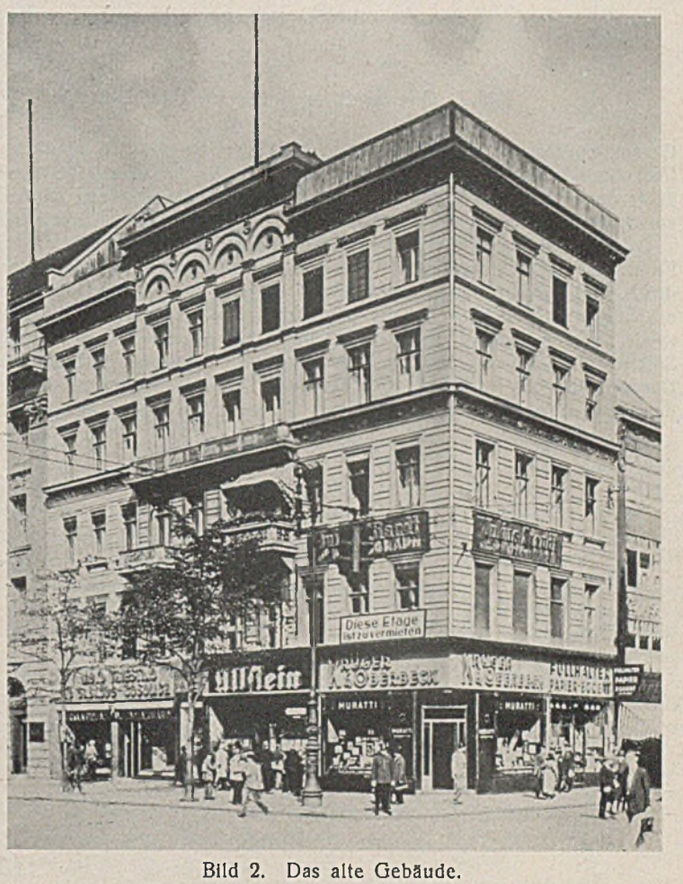


Bild 2. Das alte Gebäude.

Das Gebäude, welches an der Stelle des Neubaues ursprünglich gestanden hat, stammte aus dem 18. Jahrhundert, wurde aber in späterer Zeit unter Beibehaltung der alten Grundmauern aufgestockt. Bild 2 zeigt dieses alte Haus kurz vor seinem Abriß.

Die Grunderwerbswerte in dem im Brennpunkt des Verkehrs liegenden Stadtteil Berlins sind außerordentlich hoch. Sie zwangen dazu, die Ausnutzung der Geschoßflächen bis zum äußersten zu steigern. Zur Erzielung möglichst knapper Pfeilerabmessungen wurde das gesamte Tragwerk, mit Ausnahme des hölzenen Dachstuhles und der Kellerpfeiler, als reine Stahlskelettkonstruktion ausgebildet. Die Stellung der Frontwand-Stützen war durch die Architektur der Fassade festgelegt. Die Ausmauerung der Frontwände erfolgte durch 30 cm dickes Schwemmstein-Mauerwerk mit einer äußeren Verkleidung aus 3 cm dickem Graubüttelbrunner Muschelkalk. Die Anzahl der Innenstützen wurde auf das notwendige Mindestmaß beschränkt, um über die Räume — dem jeweiligen Verwendungszweck entsprechend — möglichst frei verfügen zu können. Hierbei mußten allerdings Trägerstützweiten bis zu 8,25 m in den normalen Geschossen mit in Kauf genommen werden. Die Einhaltung aller baupolizeilichen Forderungen bei möglichst weitgehender Ausnutzung der zur Bebauung zulässigen Grundstückfläche stellte dem entwerfenden Architekten eine recht schwierige Aufgabe. Die Unregelmäßigkeit des Grundrisses bedingte wiederum, daß der Ingenieur auf die wirtschaftlich vorteilhafteste Anordnung von kontinuierlichen Deckenträgern und Unterzügen fast ganz verzichten mußte. Die von der Behörde ausnahmsweise zugestandene Anordnung von sechs Vollgeschossen ergab sehr knappe Geschoßhöhen für die oberen Geschosse, nämlich 3,26 m. Das Bestreben, diese Höhen möglichst auszunutzen, bedingte zwangsläufig eine weitgehende Verwendung von Breitflanschträgern. Die Profilhöhe von 32 cm durfte hierbei nicht überschritten werden. In vereinzelten Fällen wurden zur Einhaltung dieser Höhe niedere Breitflanschträger mit aufgeschweißten Lamellen eingebaut.

Sämtliche Obergeschoßdecken bestehen aus 12 bis 14 cm dicken Tweemax-Hohlsteindecken mit untergebauter Puffdecke. Das rechnerische

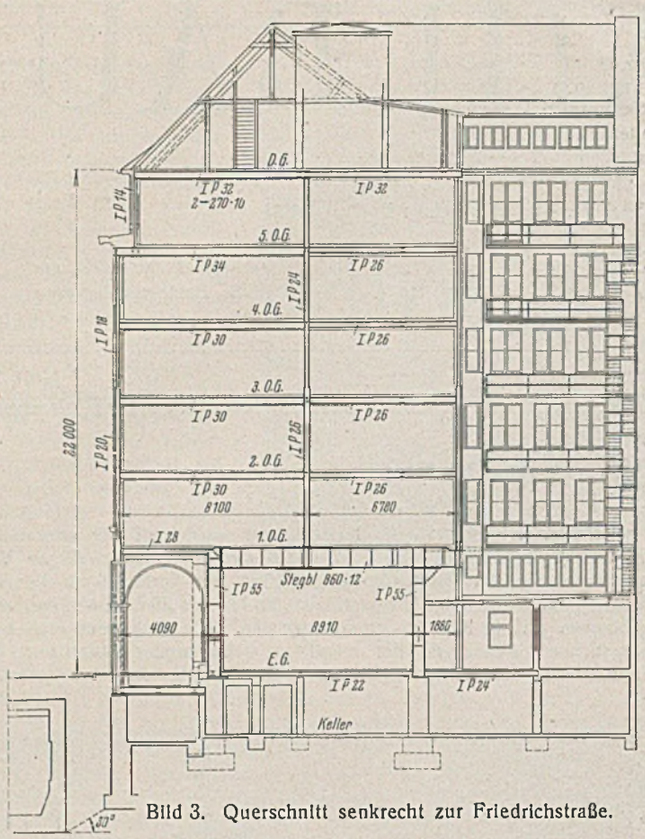


Bild 3. Querschnitt senkrecht zur Friedrichstraße.

Gesamtgewicht der Decke einschließlich Träger beträgt 325 kg/m², die Verkehrslast 200 kg/m² und der Zuschlag für Zwischenwände 125 kg/m². Trotz der erheblichen Stützweiten und guter Materialausnutzung wird die vorschriftsmäßige Durchbiegung von $l/300$ in keinem Falle überschritten.

Zur Schaffung eines großen Ladenraumes im Erdgeschoß an der Frontwand der Friedrichstraße mußten die darüberstehenden Innenstützen durch drei schwere Zweigelenkrahmen abgefangen werden. Die Anordnung dieser Rahmen ist aus den Gebäudequerschnitten (Bild 3 u. 4) sowie aus dem Grundriß (Bild 5) ersichtlich. Die Rahmen haben im Felde Stützendrücke bis zu 140 t aus den oberen Geschossen aufzunehmen. Der eine Rahmen trägt außerdem auf einer Riegelauskragung einen über dem Hofe überkragenden Gebäudeteil. Während die Träger und Stützen

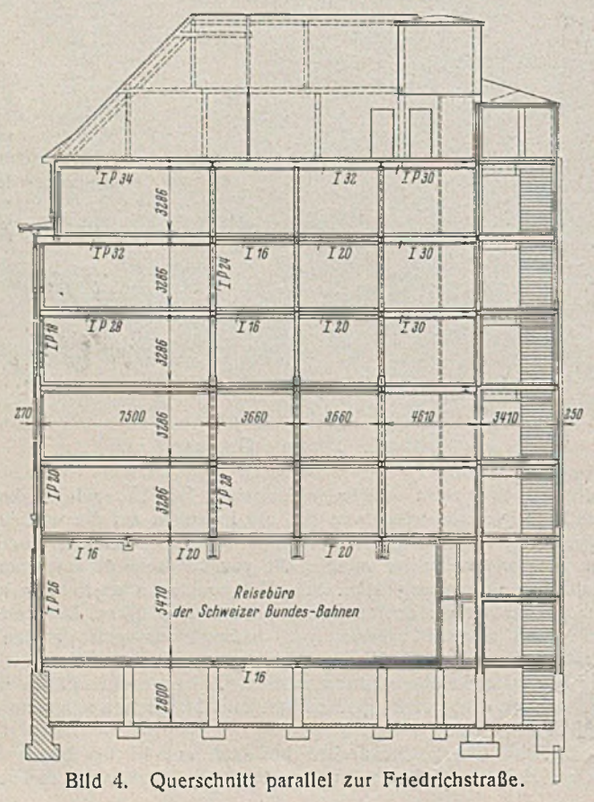


Bild 4. Querschnitt parallel zur Friedrichstraße.

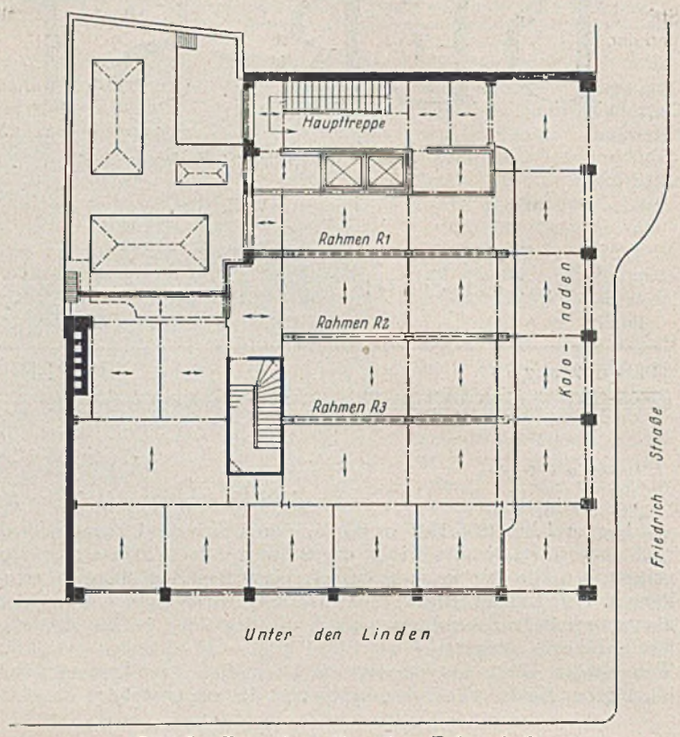


Bild 5. Trägerlage über dem Erdgeschoß.

im allgemeinen in Handelsbaustahl ausgebildet sind, wurde für die Rahmen zur Verringerung ihrer Querschnittsabmessungen Baustahl St 52 gewählt. Die Rahmenstützen sind aus I P 55 z. T. mit Lamellenverstärkung ausgebildet, der Riegel und die Ecken wurden zusammengeschweißt. Die Prüfung der Schweißverbindungen ergab folgende Gütewerte:

Festigkeit bei Stumpfstoßnähten zwischen 53 und 56 kg/mm²; Festigkeit bei Kehlnähten zwischen 42 und 49 kg/mm²; es wurden Biegewinkel bis 180° ohne Anriß erzielt, die Kerbzähigkeit schwankte zwischen 10,2 und 11 kg/mm².

Die Decke über dem Erdgeschoß ist aus Gründen der Feuersicherheit als 14 cm dicke Eisenbetondecke ausgebildet. Ihr Gesamtgewicht beträgt 500 kg/m², die Verkehrslast beträgt gleichfalls 500 kg/m². Durch eine angehängte Rabitzdecke wird in dem Ladenraum eine glatte Untersicht erreicht.

Bemerkenswert ist ferner die an der Front der Friedrichstraße angeordnete Arkade. Dieser Anlage liegt der Gedanke zugrunde, bei der späteren Erneuerung der benachbarten Häuser die Arkaden bis zum Bahnhof Friedrichstraße weiter fortzusetzen und auf diese Weise dem dringenden Bedürfnis einer Verbreiterung des Fahrdammes an dieser Stelle entgegenzukommen. Die Frontwand über der Arkade ist durch

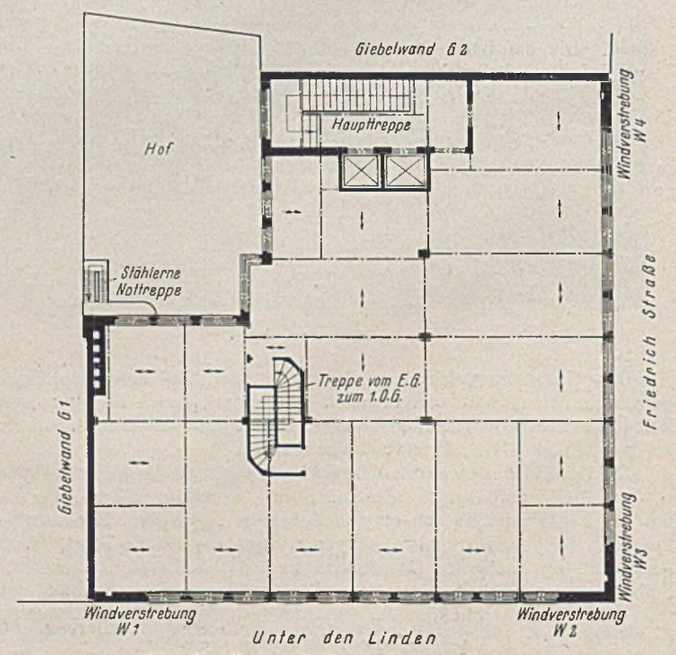


Bild 6. Grundriß des 1. Obergeschosses.

Stahlträger abgefangen. Die Bogen der Arkaden sind mit Muschelkalk verkleidet. Hierbei wurde seitens der Baubehörde die Forderung gestellt, daß unter dem Fußboden der Arkaden die sämtlichen städtischen Rohrleitungen (Gas, Wasser und Elektrizität) durchgeführt werden sollten. Außerdem wurde von der Baupolizei gefordert, daß die stählernen Stützen zwischen der Straße und dem überbauten Bürgersteig außer für die lotrechte Auflast noch für eine waagerechte, in einer Höhe von 1 m über der Straßen-O.-K. angreifende Stoßkraft von 50 t bemessen werden sollten. Für den Fall dieser außergewöhnlichen Belastung wurde das Material bis zur Streckgrenze ausgenutzt. Durch die Berücksichtigung dieser zusätzlichen Stoßkraft ist der Möglichkeit eines zufälligen Anfahrens der tragenden Pfeiler durch ein Straßenfahrzeug genügend Rechnung getragen worden.

Die normalen Außen- und Innenstützen bestehen aus einfachen I P-Profilen und sind nur einmal, und zwar im 3. Obergeschoß, gestoßen. Die Stützenstöße in den Frontwänden sind, wie üblich, verlascht und verbolzt. Bei den Gebäude-Mittelstützen sind die Stöße unter Zwischenschaltung zweier an die Profile angeschweißter und untereinander verbolzter Stahlplatten ausgebildet.

Der Winddruck wird in jedem Geschoß durch die massive Deckenplatte aufgenommen und alsdann nach Bild 6 durch die zwei gemauerten Giebelwände G_1 und G_2 sowie durch vier senkrechte Verbände W_1 bis W_4 in den Frontwänden der Fundierung zugeführt. Das System der Windverbände in den zwei Frontwänden, welches in den Obergeschossen die Fensteröffnungen frei läßt und unten in einem Zweigelenkrahmen endet, geht aus der isometrischen Darstellung des Gebäudes (Bild 7) hervor.

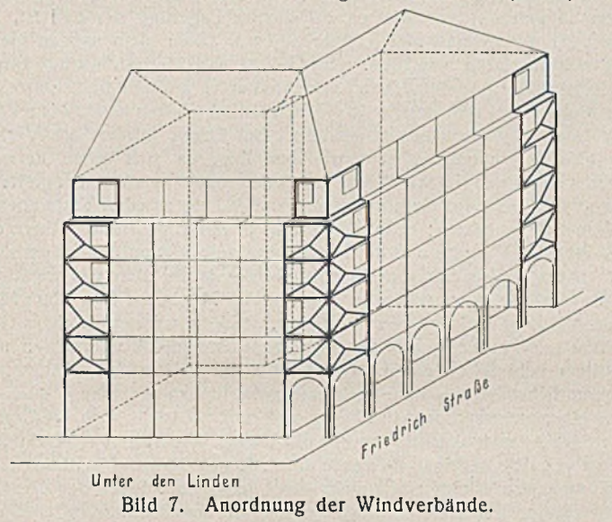


Bild 7. Anordnung der Windverbände.

Die 15 bis 20 cm dicke Eisenbetondecke des Kellers spannt sich zwischen Stahlträgern und hat normalerweise 500 kg/m² Verkehrslast, über Luftschutzräumen dagegen 3000 kg/m² Ersatzlast bei rd. 500 kg/m² Eigengewicht aufzunehmen. Der gesamte Stahlskelettbau beginnt in der Höhe der Erdgeschoßdecke. Das Sockelgeschoß ist als gemauerte Wanne mit Eisenbetonpfeilern ausgebildet. Zur Schalldämpfung ist an der Frontwand in der Friedrichstraße eine Zornsche Dämmschicht eingebaut worden. Die am Bauwerk vorgenommenen Schallmessungen haben in bezug auf die Schallwirkung der in der Friedrichstraße vorbeiführenden U-Bahn ein sehr günstiges Resultat ergeben. Bei den im Keller des alten Gebäudes früher durchgeführten Schallmessungen ist festgestellt worden, daß die durch die U-Bahn verursachten Geräusche sich ganz erheblich geringer auswirken als die durch den Straßenverkehr hervorgerufenen Geräusche.

Der Baugrund unter dem Gebäude ist Mittelsand. Unter den Pfeilerfundamenten wurde dementsprechend eine Bodenpressung von 3 kg/cm² zugelassen. Die größte Kantenpressung unter den Frontwandbanketten beträgt unter Berücksichtigung aller Einflüsse etwa 4 kg/cm². Die Bankettsohle unter der Frontwand Friedrichstraße mußte hierbei 2,9 m unter die Kellersohle gelegt werden, um eine Belastung des in 2 m Entfernung liegenden Tunnels der U-Bahn mit Sicherheit zu vermeiden. Unter den Giebelwänden ist es mit Rücksicht auf die Innehaltung der nachbarlichen Grenzen meist nicht möglich, durch gewöhnliche Bankette die Bodenpressung in den zulässigen Grenzen zu halten. Durch Anwendung von Bohrpfählen von 25 bis 30 t Tragfähigkeit in Verbindung mit der Bankettsohle wird die sehr erhebliche Wandbelastung einwandfrei auf den Baugrund übertragen. Bild 8 zeigt die vorbeschriebene Fundierung der Giebelwand G_1.

Die unregelmäßige Grundrißanordnung des Gebäudes bedingte recht umfangreiche Büroarbeiten. Die Bauberatung lag in der Hand des Verfassers und die statische Berechnung wurde in dessen Bauingenieurbüro aufgestellt. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Firma Berliner Stahlbau geliefert, während die Fundierung des Gebäudes, die Herstellung der Eisenbetonkonstruktion des Kellergeschosses und der Decken sowie die Ausführung der Maurerarbeiten durch die Firma Boswau & Knauer A.-G., Berlin, erfolgte. Die Büroarbeiten der ausführenden Stahlbaufirma nahmen etwa 2 Monate in Anspruch.

Die Montage wurde am 6. September 1935 begonnen und am 29. Oktober ohne jeden Zwischenfall beendet. Trotz der durch den Platzmangel an der Baustelle bedingten Schwierigkeiten wurde durchschnittlich ein Geschoß je Woche fertig montiert. Nach der Montage der ersten beiden Trägerlagen begannen die Einschalungsarbeiten der Deckenflächen sowie die Ausführung der Maurerarbeiten, welche entsprechend dem Fortschreiten der Montage weitergeführt wurden.

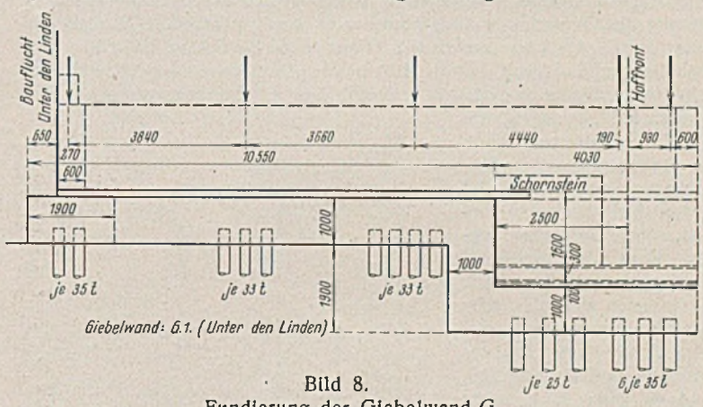


Bild 8.
Fundierung der Giebelwand G_1.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 244 t. Hiervon entfallen auf die geschweißte Konstruktion, wie Rahmen, verstärkte Träger und Stützen 52 t. Der Rauminhalt des Gebäudes beträgt ohne Dachgeschoß, wo wenig Stahlkonstruktion verwendet wurde, rd. 11 500 m³. Der Stahlaufwand ist somit rd. 21 kg/m³ des umbauten Raumes, ein Wert, der — in Anbetracht der knappen Trägerhöhen bei großer Stützweite der Träger, der schweren Abfangekonstruktion im Erdgeschoß und des Verzichtes auf jegliche Kontinuitätswirkung — als sehr gering zu bezeichnen ist.

Die gesamte Entwurfsbearbeitung und die Oberleitung wurde von Herrn Architekt E. Meier-Appenzell, Berlin-Charlottenburg, durchgeführt.

An dieser Stelle muß auch die tatkräftige Förderung des Bauvorhabens durch die Herren Oberbürgermeister und Stadtpräsident Dr. Lippert, Oberbaurat Wendt von der Baupolizeibehörde und Regierungsrat Oeding erwähnt werden.

Die Fließbehinderung bei der Biegung von Balken und Stützen aus Baustahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. techn. Josef Fritsche, Prag, Deutsche Technische Hochschule.

(Schluß aus Heft 7/8.)

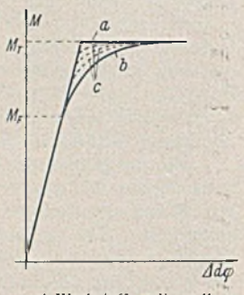
Dieser neueren Fließbedingung ist zum ersten Male von Prager[4]) eine rechnerische Fassung gegeben worden; er knüpft die plötzliche Auslösung der Fließschichtenbildung an die Bedingung, daß das elastisch ertragbare Moment der inneren Spannungen gleich ist dem Moment, das der Querschnitt nach völliger Plastizierung noch aufzunehmen vermag. Eine Begründung dieser Annahme wird nicht gegeben, doch ist dabei jedenfalls daran gedacht worden, daß mit fortschreitender Plastizierung und elastischer Überladung die Stabilität im Kleingefüge immer geringer wird und bei einer bestimmten Grenze eine Art elastischer Entladung der überlasteten Teile mit gleichzeitigem Durchschlagen des noch vorhandenen Kernes erfolgt.

[4]) W. Prager, Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. 1933.

Vergleicht man die Abhängigkeit $M(\Delta d\varphi)$ nach dieser Form der neueren mit der der älteren Fließbedingung, so erhält man im Falle der reinen Biegung nach der älteren von $M_F = \sigma_F W$ ab eine stetig gekrümmte Linie, die bei Erreichen völliger Plastizierung ihren Höchstwert M_T und damit eine waagerechte Tangente angenommen haben muß. Nach der neueren Fließbedingung verhält sich der Werkstoff bis zum Erreichen von M_T rein elastisch, um dann plötzlich Fließschichten zu bilden. Es muß sich daher an die Gerade $M = E J \Delta d\varphi$ eine waagerechte Gerade anschließen, da sich nun nacheinander das Gebiet mit unveränderlichem Moment durch Biegefließen plastisch durchverformt (Bild 7). Das Fließen erfolgt plötzlich und ruckweise. Die bald eintretende Verfestigung schließt diesen Vorgang in der betrachteten Schicht ab und bewirkt unmittelbar Fließschichtenbildung in der Nachbarschicht.

Es ist aber nicht zu übersehen, daß die Pragersche Fließbedingung ideelle Werte liefert, die der praktischen Beobachtung mit Rücksicht auf die gemachten Voraussetzungen in der Regel nicht zugänglich sein werden, obwohl bei reiner Biegung die Versuchsergebnisse nahe an die theoretisch geforderten Werte herankommen. Die Biegekennlinien Rinagls[5]) mit $k = 1$ entsprechen einer stetig fortschreitenden Plastizierung im Sinne der älteren Fließbedingung, und seine Versuche zeigen, daß bei genügend starker plastischer Verformung M_T nahezu erreicht worden ist.

Kuntze[6])[7]) hat auf Grund wirklicher Beobachtungen an Werkstücken eine andere Form der neueren Fließbedingung aufgestellt, indem er für den Fall der reinen Biegung aus dem halben Spannungsfelde ein Widerstandsmittel σ_M berechnete und den Fließvorgang mit der Bedingung $\sigma_M = \sigma_F$ in Verbindung brachte. Die Kuntzesche Fließbedingung ist rein aus der Erfahrung heraus entwickelt worden, und es ist daher begreiflich, daß sie immer geringere Werte als die von Prager liefert; es wird damit ja bereits dem wirklichen Werkstoff Rechnung getragen. Das Kuntzesche Widerstandsmittel hat sich auch bei der Übertragung auf Biegung mit Längsdruck[8]) gut bewährt, während dabei die Annahme von Prager durchweg gegenüber dem Versuch zu hohe Ergebnisse geliefert hat.



a) Werkstoff mit vollkommener Spitzenanpassung.
b) Werkstoff mit plastischem Abbau der Spannungsspitzen.
c) Baustahl.

Bild 7.

Diese Unstimmigkeiten sind wohl so zu erklären, daß bei Biegung mit Längsdruck die äußeren Kräfte in der Richtung der Hauptschubspannungslinien eine Resultierende haben, so daß der bei tieferer Plastizierung des Querschnitts doch schon recht wenig beständige Zustand nur unter sehr günstigen Umständen erhalten bleiben kann (Bild 8). Gewöhnlich wird jedoch bereits früher ein Abrutschen längs der Hauptschubspannungslinien eintreten, weil sehr kleine Störungen, die immer vorhanden sind, genügen, um die im überlasteten Teile aufgespeicherte Energie ruckartig auszulösen und den noch elastisch gebliebenen, schon stark eingeengten Kern durchzustoßen. Bei Biegung mit Längsdruck ist ja auch der plastische Verformungsmechanismus eine Verknüpfung von Abrutschen und Biegefließen, und es kann daher nicht überraschen, wenn eine das Biegefließen gut beschreibende Auffassung beim Hinzutreten des Fließmechanismus des reinen Druckes keine brauchbaren Ergebnisse mehr liefert. Obwohl daher für die Kuntzesche Widerstandsmittelbildung derzeit jede theoretische Einsicht in die Formel fehlt, ist ihr trotzdem beim heutigen Stande unserer Kenntnis der Vorzug zu geben.

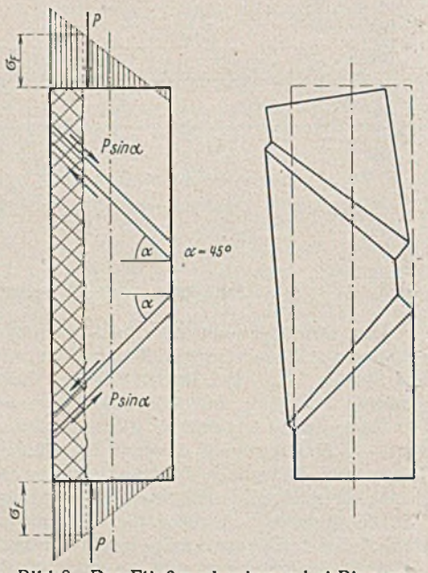


Bild 8. Der Fließmechanismus bei Biegung mit Längsdruck.

Unter den getroffenen Voraussetzungen kann daher Fließen erst eintreten, bis sich der Werkstoff in irgendeiner Weise der Beanspruchung durch die äußeren Kräfte entziehen kann. Der Unterschied der neueren gegenüber der älteren Fließbedingung liegt in der Hauptsache darin, daß sie das Fließen in dieser Weise auffaßt und vom gleitbereiten Werkstoff so lange elastisches Verhalten fordern muß, solange nicht die Möglichkeit zu einem seitlichen Ausweichen in der Form der Fließschichtenbildung besteht. Das Fließen erfolgt daher nicht unter Abbau der elastischen Spannungsspitzen, sondern im Gegenteil unter Aufrechterhaltung derselben; der Fließvorgang paßt sich dem Spannungszustand an und nicht umgekehrt, und aus diesem Grunde wurden Stoffe, die sich auf Grund ihres Kleingefüges derart verhalten müssen, nach einem Vorschlag von Kuntze als Stoffe mit vollkommener Spitzenanpassung bezeichnet.

[5]) F. Rinagl, Über die Fließgrenzen bei Zug- und Biegebeanspruchung. Bauing. 1936, Heft 41/42.

[6]) W. Kuntze, Ermittlung des Einflusses ungleichmäßiger Spannungen und Querschnitte auf die Streckgrenze. Stahlbau 1933, Heft 7.

[7]) W. Kuntze, Neuzeitliche Festigkeitsfragen. Stahlbau 1935, Heft 2.

[8]) J. Fritsche, Der Einfluß der Querschnittsform auf die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stahlstützen. Stahlbau 1936, Heft 12.

B. Der Fließvorgang für einen Stoff mit plastischem Abbau der Spannungsspitzen.

Läßt man die Voraussetzung einer vollkommen dichten, porenlosen Lagerung gleitfähiger Kristallite im Haufwerk fallen und nimmt man an, daß Gefügestörungen und Lockerstellen zu einem im Vordergrund stehenden Kennzeichen des Werkstoffes werden, muß der Fließvorgang in seinen Einzelheiten ganz anders verlaufen, und es erscheint fraglich, ob man in diesem Falle überhaupt von Fließen sprechen darf. Es ist dabei nicht einmal notwendig, Lücken im Gefüge anzunehmen; man kann auch daran denken, daß Kristalle von geringerer Festigkeit und Haftfähigkeit in das Gefüge eingestreut sind, wie es z. B. beim Gußeisen in Form der Graphitblättchen der Fall ist. Noch anschaulicher als bei irgendeiner Art des Eisens wird diese Form des Gefüges durch den Beton wiedergegeben, allerdings sind die Kristalle, die den tragenden Bestandteil des Betons, den Zementstein, aufbauen, solche von chemischen Verbindungen und es ist bekannt, daß diese im allgemeinen mehr spröde, nicht gleitfähige Gitter bilden. Die Größe der Kohäsion an den Stoffbrücken ist bei der Beurteilung der Festigkeit des Haufwerkes nicht mehr in dem gleichen Maße wie früher von Bedeutung, da jetzt die mit der Porosität in Zusammenhang stehende innere Kerbwirkung in den Vordergrund tritt.

Es ist zu erwarten, daß solche Stoffe zunächst eine niedrigere P-Grenze, unter Umständen auch gar keine haben werden; eine ausgesprochene Fließgrenze mit anschließender Verfestigung wird nicht vorhanden sein. Da bei der Beanspruchung durch äußere Kräfte die harten und spröden Zementitkristalle nicht mehr in einer gleichmäßig nachgiebigen Bettung liegen werden, wie es bei dichter Lagerung der Fall ist, zerbrechen sie früher und viel leichter und vor allem nicht nahezu gleichzeitig in bestimmten Schichten. Das Gefüge wird durch derartige Brüche aufgelockert, die ursprünglichen Lockerstellen vergrößern sich, und es ist leicht einzusehen, daß der Ferrit vielfach örtlich gleiten kann, ohne Fließschichtenbildung abwarten zu müssen. Bei Druck werden die Verhältnisse nicht so ungünstig sein wie bei Zug, da sich durch derartige örtliche Gleitungen Lockerstellen schließen oder zumindest unterteilen können, wodurch neue Stoffbrücken entstehen, die zu einer Verminderung der Kerbwirkung führen; bekanntlich sind ja derartige Stoffe in ihren ausgesprochensten Vertretern in der Hauptsache druckfest und nur in geringem Maße zugfest. Von unserem Standpunkt aus ist es aber das wichtigste, daß die Kristalle, um gleiten zu können, die Möglichkeit zu einer Fließschichtenbildung nicht abwarten müssen, sondern in ihren etwaigen Gleitabsichten infolge der bereits vergrößerten Poren und Lockerstellen nicht wesentlich behindert werden. Das Fehlen der Fließschichtenbildung als des eigentlichen plastischen Verformungsmechanismus bedingt auch das Fehlen einer ausgesprochenen Fließgrenze und natürlich auch die Unmöglichkeit des Auftretens Lüdersscher Fließlinien. Die Spannungs-Dehnungs-Linie ist von der niedrigen P-Grenze an stetig gekrümmt. Die Plastizierung des Werkstückes erfolgt nicht mehr durch plötzlichen Bruch der Zementitlamellen längs einer Hauptschubspannungslinie, sondern durch allmähliches Fortschreiten derartiger Erscheinungen, und der Vorgang ist bei einem ungleichmäßigen Spannungsfelde in der Nachbarfaser schon recht weit fortgeschritten, bevor er an der Ausgangsfaser zum Abschluß gebracht worden ist.

Da die Kristalle örtlich gleiten können, in vergrößerte Poren und Lockerstellen hinein, werden sie sich auch ohne Fließschichtenbildung, von einer bestimmten Größe der Beanspruchung an, der Laststeigerung entziehen, zwar nicht plötzlich, aber doch unaufhaltbar, und die Spannungsspitzen des elastischen Feldes werden plastisch abgebaut. Da Fließschichtenbildung nicht nötig ist, der Stoff in sich hinein gleitet, muß die Plastizierung gleichbedeutend sein mit der Unmöglichkeit einer weiteren Lastaufnahme. Für einen Stoff der Art B treffen infolgedessen bis zu einem bestimmten Grade die Voraussetzungen der älteren Fließbedingung zu, die Spannungsspitzen werden plastisch abgebaut, die Fließbedingung kann ausschließlich auf die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie bei einachsiger Beanspruchung begründet werden. Allerdings wäre es richtiger, keinen elastisch-idealplastischen Werkstoff vorauszusetzen, sondern die tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Linie auf das ungleichmäßige Spannungsfeld in der Weise zu übertragen, daß jeder örtlichen Dehnung die entsprechende Spannung bei reinem Zuge zugeordnet wird. Der elastisch-idealplastische Körper ist bereits eine Idealisierung, die sich mit den obigen Voraussetzungen nicht mehr verträgt.

An diesen Fall des Fehlens eines eigentlichen Fließmechanismus infolge des örtlichen „In-sich-Hineingleitens" des Werkstoffes wird auch der Fall anzuschließen sein, daß es infolge Auflockerung des Gefüges zu einem so weitgehenden Verschwinden der Kohäsion kommt, daß Gleitungen größeren Ausmaßes, besonders bei wenig gleitfähigen Kristallen, in diesen gar nicht mehr erzwungen werden können. Die plastischen Verformungen werden dann zu gegenseitigen Verschiebungen der Körner längs der Hauptschubspannungslinien in einem zerstörten Verbande; der Körper wird jetzt nur noch durch Reibung zusammengehalten, die an die Stelle der früheren Gefügekohäsion getreten ist. Er vermag nun naturgemäß keine anderen Beanspruchungen zu ertragen als diejenigen, durch die er plastiziert worden ist; bei jedem anderen Kräfteangriff bricht er sofort auseinander (Versuche mit plastisch gestauchten Beton- und Marmorprismen).

Die auf die unter B dargestellten Voraussetzungen begründete Plastizitätslehre hat vom praktischen Standpunkt aus den Nachteil einer sehr zeitraubenden und rechnerisch oft recht schwierigen Erfassung der Tragfähigkeit eines Bauwerks, auch wenn man näherungsweise das versuchsmäßig gegebene Formänderungsgesetz durch elastisch-idealplastisches Verhalten ersetzt, um mühselige graphische Integrationen der gegebenen Differentialbeziehungen zu vermeiden. Doch lassen sich kritische Lasten, bei denen infolge des Verformungsgesetzes das Gleichgewicht zwischen inneren Widerständen und äußeren Lasten unsicher wird, sehr scharf festlegen. Bei verwickelten Fällen ist allerdings eine genaue Berechnung dieser kritischen Lasten fast nicht mehr durchführbar, da dazu die üblichen Voraussetzungen der Ingenieurstatik nicht mehr genügen und sowohl Spannungsverteilung als auch Verformung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Bauwerks berechnet werden muß. Nicht die wirkliche Größe der Verformung, sondern ihre Änderung bei einer Steigerung der Belastung tritt in das Kriterium für die Tragfähigkeit ein, so daß die gewöhnlichen Voraussetzungen von Formänderungen, die gegen die Abmessungen des Bauwerks sehr klein sind, überhaupt nicht mehr zu einer Klärung der vorliegenden Fragen führen kann. Es ist einleuchtend, wie schwierig sich unter solchen Verhältnissen derartige Untersuchungen bei Bogenträgern gestalten müssen.

C. Der Baustahl.

In den Abschnitten A und B wurde der Fließvorgang bei Stoffen geschildert, von denen zumindest der erstere in seinen Voraussetzungen niemals völlig zu verwirklichen sein wird. Ein porenloses, von Lockerstellen und Schlackeneinschlüssen gänzlich freies Gefüge gibt es nicht, und infolgedessen werden auch die beim Baustahl wirklich zu beobachtenden Fließerscheinungen ein wenig anders verlaufen. Der Baustahl steht in seinen Eigenschaften zwischen diesen beiden Grenzfällen, und es wird nun mit Rücksicht auf die früheren Ausführungen leicht möglich sein, am Versuchskörper zu erkennen, welchem Grenzfall er sich mehr nähert. Er hat eine ausgesprochene Fließgrenze beim Zugversuch, ein sicherer Beweis von Fließschichtenbildung, wenn dies auch nicht so sein wird, daß alle Fließschichten die ganze Breite des Stabes durchsetzen. Sind Gefügestörungen vorhanden, so kann eine solche Stelle an die Stelle eines freien Randes treten, und die Fließlinien verlaufen sich im Innern des Körpers. Die Fließschichtenbildung wird um so ausgeprägter und plötzlicher, je näher die P-Grenze an die Fließgrenze rückt, je geringer das Zwischengebiet zwischen elastisch festem und plastiziertem Zustande ist. Gefügestörungen müssen im Sinne der unter B geschilderten Vorgänge die Erscheinungen verwischen. Etwas Ähnliches gilt für die Biegung und für die Biegung mit Längsdruck. Beim Vorhandensein von Lockerstellen fehlt einmal die plötzliche Plastizierung der Faser, und bei der Nachbarfaser wird dieser Vorgang bereits einsetzen, bevor er bei der vorausgehenden abgeschlossen ist. Andererseits ermöglichen diese Lockerstellen wiederum das Auftreten von Fließlinien, die im Werkstück auszulaufen scheinen, da nun die Fließhemmung des noch elastisch fest gebliebenen Teiles nicht in Wirksamkeit treten kann. Man beobachtet zunächst ganz kurze Fließlinien in der Richtung der Hauptschubspannungen[9]); mit wachsender Belastung springen daneben neue auf, welche länger sein können. Es kann aber auch vorkommen, daß bereits bestehende in die Tiefe des Querschnitts sprunghaft hineinwachsen. Das Netz der Lüdersschen Linien wird immer dichter, der von ihnen durchsetzte Körperteil wird gleichzeitig immer größer. Diese Erscheinung ist vom Standpunkte der Fließschichtenbildung aus sehr einfach zu erklären: Zunächst werden durch die die Richtung der Hauptschubspannung auflockernde äußere Belastung diejenigen Lockerstellen ausgelöst, die sich nahe an der Oberfläche befinden, zuerst die gröberen, nachher allmählich auch die feineren. Mit wachsender Belastung macht sich auch der Einfluß immer tieferer Lockerstellen bemerkbar; sie bedeuten eine Stelle mit fehlender oder herabgesetzter Gefügekohäsion, die den Zusammenhang unterbricht und das Ausweichen einer dünnen Schicht ermöglicht. Sie braucht jetzt nicht mehr in der unter A geschilderten Art den ganzen Querschnitt zu durchsetzen, und es ist auch nicht mehr notwendig, daß sich diese Vorgänge bei unveränderlichem Moment im wesentlichen in der Stablänge ausbreiten. Neben den unvermeidlichen Lockerstellen wirken sich natürlich auch Ungleichmäßigkeiten in der Höhenlage der Fließgrenze störend aus, die sowohl Fließhemmungen als auch Fließbeschleunigungen bewirken können, so daß also die tatsächlichen Vorgänge immer von den theoretischen abweichen müssen und überhaupt nur im Grundsätzlichen Übereinstimmung erzielt werden kann.

Abschließend kann jedoch gesagt werden, daß die tatsächlichen Erscheinungen beim Baustahl besser durch die Untersuchungsergebnisse im Falle A wiedergegeben werden, ja, daß man sie nur auf dieser Grundlage verstehen und erklären kann. Wenn man die Forderung aufstellt, daß der Baustahl durch Verbesserung der Herstellungsprozesse und durch Vermeidung aller Umstände, die dabei zu feinen Poren und Lockerstellen im Gefüge führen, allmählich immer mehr dem Verhalten A angenähert werden muß, weil es zu einer beträchtlichen Erhöhung seiner Dauerfestigkeit führt, und wenn man bedenkt, daß nur durch Güteverschlechterung die Umstände des Falles B in den Vordergrund treten würden, so wird man es als ausreichend begründet finden, den Einfluß der Fließvorgänge auf die Tragfähigkeit der Stahlbauwerke nach der neueren Fließbedingung zu berechnen und eine Werkstoffziffer, die durch das Verhältnis von Trennfestigkeit zu üblicher Zugfestigkeit ausgedrückt sein kann, einzuführen, um den Abweichungen von dem theoretischen Verhalten Rechnung zu tragen.

St 37 erfüllt die Voraussetzungen der neueren Fließbedingung besser als St 52. Das hängt mit seiner im Verhältnis zur Fließgrenze niedrigeren P-Grenze zusammen; wahrscheinlich ist sein Gefüge infolge des stärkeren Zementitgehaltes einmal nicht so dicht, wobei man aber nicht vergessen darf, daß es sich bei den Poren um Abmessungen von 10^{-4} bis 10^{-5} cm handelt, und neigt andererseits dazu, feinste Lockerstellen leichter durch örtliche Brüche dieses spröden Bestandteils zu vergrößern. Es ist aber sehr gut denkbar, daß es der Technologie in kurzer Zeit gelingt, das Kleingefüge des Baustahls im Sinne der hier vorgetragenen Forderungen günstig zu beeinflussen und damit den Voraussetzungen der neueren Fließbedingung immer besser Rechnung zu tragen.

[9]) Kayser, Dehnungsmessungen und Spannungsuntersuchungen in geschweißten Vollwandträgern. Stahlbau 1937, Heft 5/6.

Deutsches Museum München.

Hallenneubau für das Kraftfahrwesen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. W. Weiß, München.

Die beispiellose Entwicklung des Kraftfahrwesens, die seit der Machtergreifung in Deutschland einsetzte und die früher zahlreichen ausländischen Wagen immer mehr vom deutschen Markt verdrängte, ließ es dem Führer als berechtigt erscheinen, dieses reiche und ständig wichtiger werdende Gebiet der Technik in seinen verschiedenen Entwicklungsstufen in einer besonderen Halle würdig vertreten zu sehen, um so dem Besucher ein möglichst vollständiges und geschlossenes Bild von dem Werdegang der Kraftfahrtechnik in Deutschland zu geben. Für die Aufstellung der historisch wertvollen Fahrzeuge bestimmte der Führer den Neubau einer Halle nach dem Entwurf von Architekt Bäßler, dem Verwaltungsdirektor des Deutschen Museums, als Anbau an den Altbau dieses Museums.

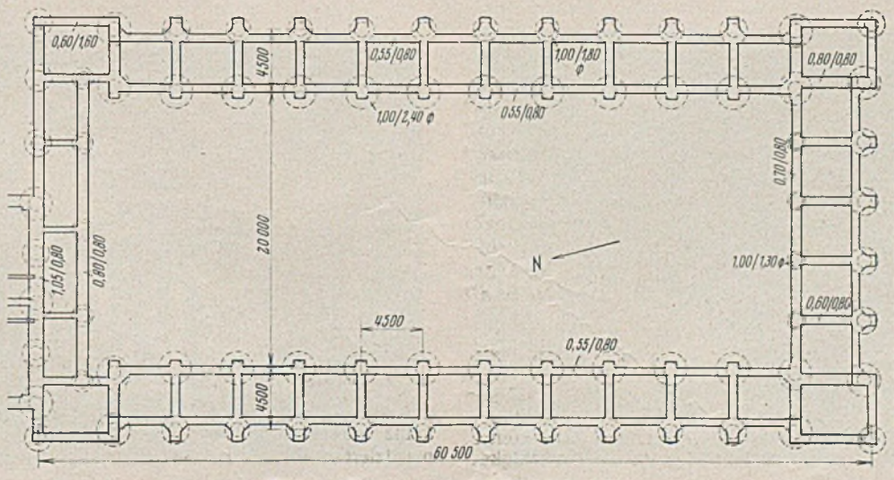


Bild 1. Brunnen- und Schwellenplan.

Mit den Arbeiten für den Neubau wurde im Sommer 1936 begonnen. Da der Baugrund der sogenannten Kohleninsel, auf der das Deutsche Museum errichtet ist, größtenteils aus aufgefülltem Material besteht, so mußte eine Brunnengründung ins Auge gefaßt werden. Die Untersuchung des Baugrundes ergab denn auch, daß erst in rd. 12 m Tiefe tragfähiger Flinz anstand. Die Gründung wurde mit 73 Brunnen mit einem Schaftdurchmesser von 1 m und einem Fußdurchmesser von 1,5 bis 2,7 m durchgeführt, ihre starre Verbindung untereinander erfolgte mit einem System von Eisenbetonschwellen (Bild 1). Auf diesem Brunnenschwellensystem erhebt sich der Hallenneubau.

Als eine Kernfrage für die Gestaltung dieses interessanten und vorbildlichen

Baues war augenscheinlich vom Architekten die Frage der reichlichen Tageslichtzufuhr betrachtet worden, und von dieser Forderung ausgehend ergab sich naturgemäß die Gliederung des Bauwerkes, dessen äußere Erscheinung auch harmonisch an den bereits bestehenden Altbau des Meisters der Baukunst, des unvergeßlichen Gabriel v. Seidl, angeglichen werden mußte. So stellt sich uns das Bauwerk nach außen dar als ein Gebilde von Pfeilern, die an den beiden Längswänden und der Stirnwand vom Boden bis zum Dach in Abständen von 4,5 und 4,13 m empor streben und die ebenfalls in ganzer Gebäudehöhe durchlaufenden Fenster des Erd- und Obergeschosses aufnehmen.

Vom Standpunkt der Bautechnik aus betrachtet, darf man das Bauwerk als glückliche Lösung einer Verbindung der Eisenbeton- und Stahlbauweise bezeichnen; die wuchtigen Pfeiler der Außenwände sowie die Decken über dem Erd- und Obergeschoß und die rings um das Bauwerk geführten Kellerräume für die Unterbringung von Rohrleitungen bestehen aus Eisenbeton, während für die Deckenunterzüge und Stützen, wie auch für die Dachbinder und die Fenster eine Ausführung in Stahl gewählt wurde (Bild 2). Die näheren konstruktiven Einzelheiten zeigen die Bilder 2 u. 3, aus denen besonders auch die Ausbildung der Tragkonstruktion der Erdgeschoßdecke und der Fachwerkbinder ersichtlich ist.

Die lichte Weite der Halle beträgt im Obergeschoß 27,2 m. Um bei der schwer belasteten Decke die Abmessungen der Unterzüge auf ein vernünftiges und den schönheitlichen Forderungen nicht abträgliches Maß zurückzuführen, ist das Erdgeschoß als dreischiffiger Hallenraum so gestaltet, daß das Mittelschiff eine Breite von 19 m aufweist, während man sich bei den beiden Seitenschiffen auf 4,1 m beschränkte und so eine günstige Tiefe für die an den Längswänden gedachten Einzelabteilungen erreichen konnte. Die damit erforderlich gewordenen Stützenreihen — Stahlstützen aus 2 ⊏ 30 und I P 24 — stehen in Abständen von je 4,5 m entsprechend den Abständen der Brunnen. Die Unterzüge der Erdgeschoßdecke wurden zweckmäßigerweise als Kastenträger mit 1,25 m Höhe ausgebildet; statisch wurden sie als Riegel eines Rahmens aufgefaßt, dessen Stiele die Eisenbetonpfeiler darstellen; die Stahlstützen übernehmen dabei die Funktion der gelenkigen Unterstützung des Rahmenriegels (Gelenkstützen). Die auftretenden Eckmomente an den Rahmen werden aufgenommen durch die vollkommene Einspannung der Kastenträger in die Eisenbetonpfeiler, wofür noch besondere konstruktive Vorkehrungen getroffen wurden. Die Eisenbetondecke über den Kastenträgern ist eine gestelzte Betonträgerdecke mit Rundeisenarmierung, die Obergeschoßdecke eine Hohlsteindecke zwischen Trägern und in die Untergurte der Dachbinder eingebaut; sie schließt das Obergeschoß mit vollkommen ebener Untersicht gegen den Dachraum ab. Zusammen mit den hohen, bis nahe an die Deckenunterkante reichenden Fenstern ergibt sich damit eine überaus günstige Raumwirkung. Sind auf diese Weise die Fachwerk-Stahlbinder der Dachkonstruktion dem Blicke des Beschauers entzogen, so hat der Architekt um so mehr Wert darauf gelegt, die Kastenträger und die Stahlstützen und sogar die Träger der Eisenbetondecke unverhüllt zu zeigen und so dem Baustoff Stahl als solchem zu der gewünschten Wirkung zu verhelfen. Der damit erzielte Eindruck wird, obwohl die Stahlkonstruktion ohne Anwendung der Schweißtechnik ausgeführt ist, durch die sichtbaren Nietverbindungen keineswegs gemindert; die gute ästhetische Wirkung

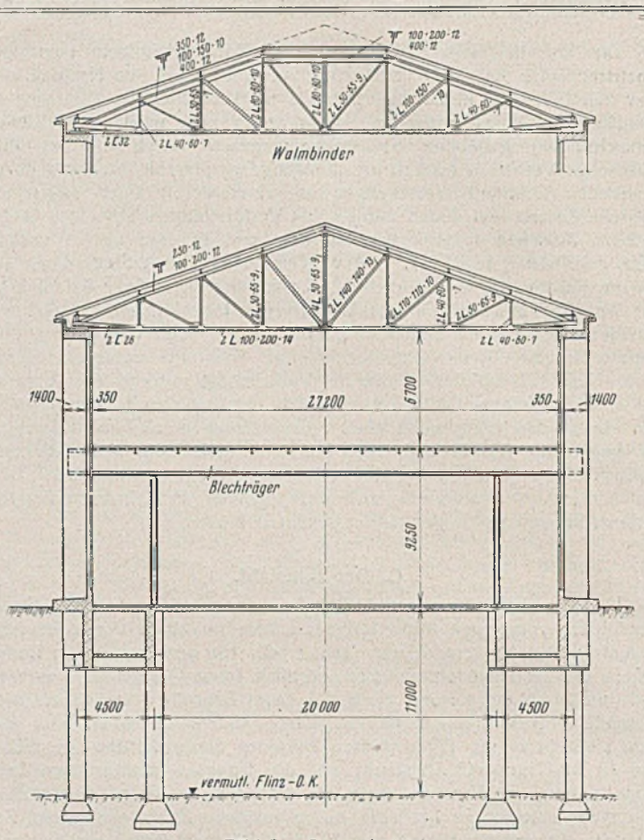


Bild 2. Querschnitt.

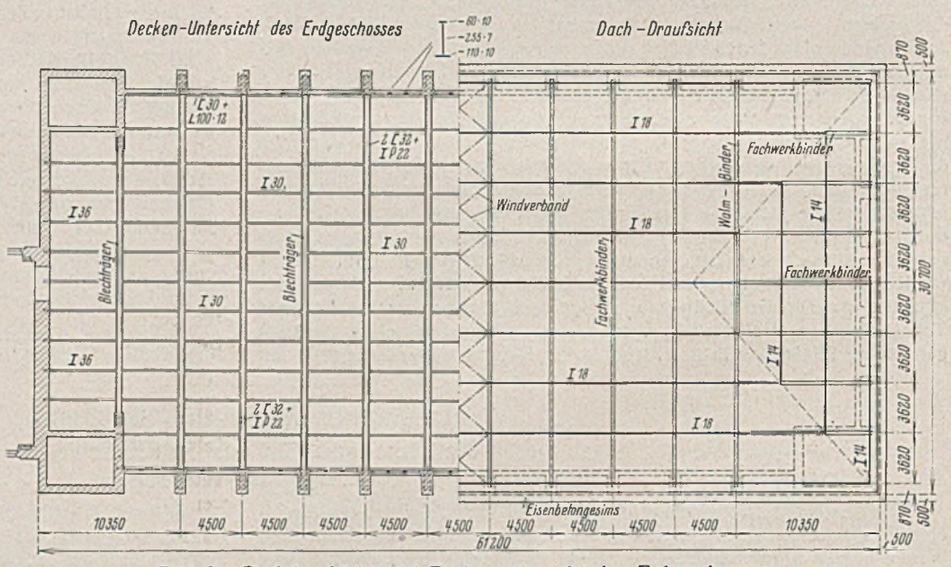


Bild 3. Dachdraufsicht und Deckenuntersicht des Erdgeschosses.

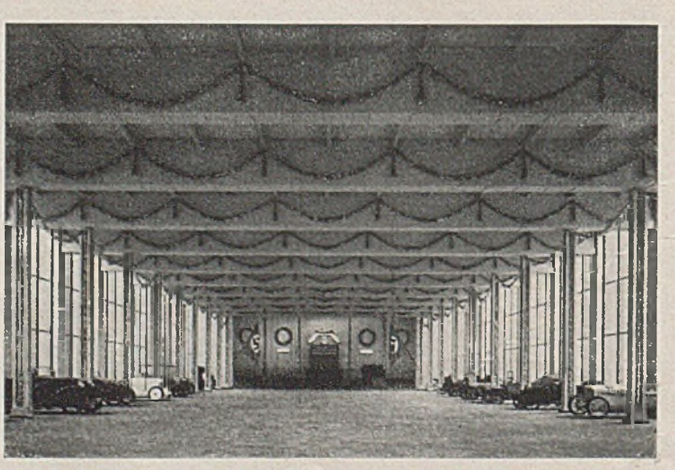


Bild 4. Innenansicht.

Bild 5. Außenansicht.

wird aber zweifellos noch erhöht durch die glücklich gewählte Farbe des Anstriches der Stahlkonstruktion, die sich mit ihrem lichten Beige-Ton vorteilhaft der Tönung der übrigen Bauwerkteile anpaßt.

Die Konstruktion der Fenster erforderte infolge der bedeutenden Abmessungen und des aufzunehmenden Winddruckes auch ungewöhnliche Abmessungen der Stahlteile. Da auch hier eine befriedigende Formgebung Grundbedingung war, so wurde von der Verwendung der üblichen Walzprofile Abstand genommen und durch Schweißung ein Profil mit ungleichen Flanschbreiten, das in diesem Fall den Vorzug verdiente, geschaffen (Profilhöhe 230, Flanschen 50/10 und 65/10, Stegdicke 8 mm). So ergab sich auch bei diesem Bau durch Anwendung der Schweißtechnik die Möglichkeit, eine im Augenblick empfundene Lücke in der Reihe der Walzprofile durch Zusammenschweißung entsprechender Stahlteile auszufüllen. Die Dachausbildung erfolgte in der üblichen Weise mit Holzsparren und Schalung mit verzinktem Blech.

Die Bilder 4 und 5 veranschaulichen die äußere Erscheinung und die Ausgestaltung des Innenraumes zur Zeit der Einweihung am 7. Mai 1937 durch den Stellvertreter des Führers, Reichsminister Rudolf Heß.

Entwurf und Projektierung sowie die Bauleitung lagen in den Händen von Architekt Bäßler, dem Verwaltungsdirektor des Deutschen Museums und Leiter der Bauabteilung; die statische Berechnung und die technischen Pläne lieferte das Ingenieurbüro Gerhart, München. Ausführende Firmen waren: für die Gründung die Firma Johannes Brechtl, Ludwigshafen, für die Bauarbeiten die Firma Leonhard Moll, München, für die Stahlkonstruktion die Firma Franz Kustermann, München. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug rd. 450 t.

Über die Anwendung der vorläufigen Vorschriften über die Beulsicherheit von Stegblechen vollwandiger Träger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Fritz Reinitzhuber, Köln-Deutz.

Für ein rechteckiges Stegblechfeld eines Blechträgers, das durch Momente und Querkräfte beansprucht wird, werde die Beulsicherheit nach den vorläufigen Vorschriften nachgewiesen. Ergibt sich hierbei die Vergleichsschlankheit λ kleiner als 60 und damit σ'_{VK} gleich der jeweiligen mittleren Streckgrenze σ_F, so läßt sich durch Verkleinern des Feldes die Beulsicherheit ν nicht mehr beeinflussen. Denn in den extremen Fällen des unendlich schmalen ($a = o$) und des unendlich niedrigen ($b = o$) Feldes wird $\lambda = 0$ und daher bleibt unverändert $\sigma'_{VK} = \sigma_F$. Wenn aber σ'_{VK} konstant ist, erfährt auch ν keine Änderung, da, wie sich aus b3 und b4 der Vorschriften ableiten läßt, im plastischen Bereich $\nu = \frac{\sigma'_{VK}}{\sigma_D}$ ist, wo $\sigma_D = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$ die Vergleichsspannung bedeutet. Im elastischen Bereich wird $\nu = \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_D}$. Ist demnach der Vergleichsschlankheitsgrad λ kleiner als 60, so handelt es sich nicht mehr um eine Stabilitäts- sondern um eine Festigkeitsuntersuchung. Es ist ν nicht mehr die Beulsicherheit, sondern die Sicherheit gegen das Erreichen der mittleren Streckgrenze σ_F durch die Vergleichsspannung σ_D im Punkte mit der Normalspannung σ_1.

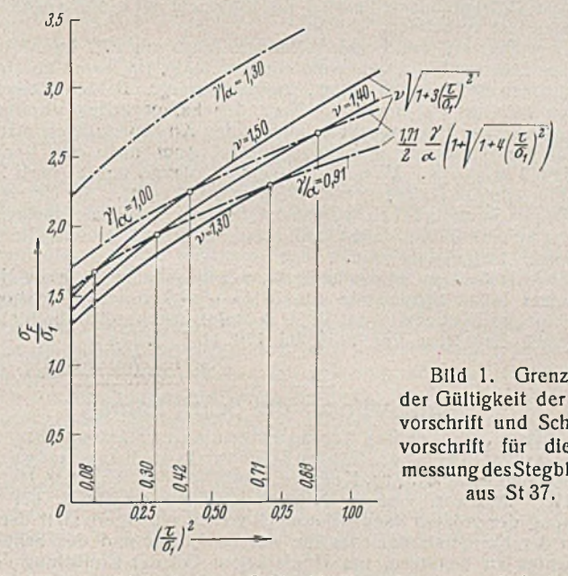


Bild 1. Grenzen der Gültigkeit der Beulvorschrift und Schweißvorschrift für die Bemessung des Stegbleches aus St 37.

Es muß daher unabhängig vom Schlankheitsgrad immer mindestens die Forderung $\sigma_D \leqq \frac{\sigma_F}{\nu}$ ($\nu = 1,3,\ 1,4,\ 1,5$) erfüllt sein, da σ_F das größtmögliche σ'_{VK} darstellt.

Eine Festigkeitsuntersuchung für dasselbe Problem ist aber auch in den Schweißvorschriften vorgesehen (§ 4, C, III, 3). Dort ist die Vergleichsspannung gleich der Hauptspannung $\sigma_D = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_1^2 + 4\tau^2}$ gesetzt und die Sicherheit $\bar{\nu} = \frac{\sigma_F}{\sigma_D} = \frac{1,71}{\alpha}$, wobei α je nach der Art der Wechselbeanspruchung und des Werkstoffes zwischen 0,91 und 1,10 liegt und $\sigma_1 = \gamma_\sigma \cdot \sigma_1$, $\tau = \gamma_\tau \cdot \tau$ sei.

Ist ein Stegblech zu bemessen, so ist neben dem Nachweis der Schubspannungen die Sicherheit gegen Erreichen der Streckgrenze nach den beiden Vorschriften zu prüfen. Nach der Schweißvorschrift muß sein

$$\frac{\frac{\gamma_\sigma \cdot \sigma_1}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{(\gamma_1 \cdot \sigma_1)^2 + 4(\gamma_\tau \cdot \tau)^2}}{\alpha} \leqq \sigma_{zul} \begin{pmatrix} 1400\ \text{kg/cm}^2 \text{ bei St 37} \\ 2100\ \text{kg/cm}^2 \text{ bei St 52} \end{pmatrix}$$

und nach der Beulvorschrift ist nachzuweisen, daß

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \leqq \frac{\sigma_F}{\nu} \begin{pmatrix} \frac{2400}{\nu}\ \text{kg/cm}^2 \text{ bei St 37} \\ \frac{3600}{\nu}\ \text{kg/cm}^2 \text{ bei St 52} \end{pmatrix}$$

wird ($\nu = 1,5$ bei neuen Eisenbahnbrücken, $\nu = 1,4$ bei bestehenden Eisenbahnbrücken und bei Straßenbrücken). Erst danach kann die eigentliche Beuluntersuchung durchgeführt werden, durch die die Lage der Steifen festgelegt wird. Welche von den beiden Vorschriften maßgebend ist und wie weit sie voneinander abweichen, ist aus Bild 1 zu ersehen. Dort ist $\frac{\sigma_F}{\sigma_1}$ in Abhängigkeit von $\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2$ aufgetragen, wobei, um die Vorschriften vergleichen zu können, angenommen wurde, daß τ gleichartig in beiden Fällen aus $\tau = \frac{Q}{t\,h_s}$ oder $\tau = \frac{QS}{Jt}$ ermittelt sei, und $\gamma_\sigma = \gamma_\tau = \gamma$ ist.

Nach der Beulvorschrift wird

$$(1) \qquad \frac{\sigma_F}{\sigma_1} = \nu\sqrt{1 + 3\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2} \quad (\nu = 1,3,\ 1,4,\ 1,5)$$

und nach der Schweißvorschrift ergibt sich für Eisenbahnbrücken

$$(2) \quad \frac{\sigma_F}{\sigma_1} = \frac{1,71}{2} \cdot \frac{\gamma}{\alpha}\left(1 + \sqrt{1 + 4\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2}\right) \left(\frac{\gamma}{\alpha} = \begin{matrix} 0,91 \text{ bis } 1,3 & \text{bei St 37} \\ 0,91 \text{ bis } 1,944 & \text{bei St 52} \end{matrix}\right).$$

Die Schnittpunkte der durch (1) und (2) definierten Kurven geben die Grenzen der Gültigkeit der beiden Vorschriften für die Bemessung des Stegbleches an (Bild 1). Für den häufigsten Fall von $\frac{\gamma}{\alpha} = 0,91$ (Feld neben der Mittelstütze eines durchlaufenden Trägers) ist bei neuen Eisenbahnbrücken ($\nu = 1,5$) für $\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2 < 0,08$ die Schweißvorschrift maßgebend und für Werte, die größer als der angebene sind, ist das Stegblech nach der Beulvorschrift zu bemessen. Bestehende Eisenbahnbrücken ($\nu = 1,4$) haben diese Grenze bei $\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2 = 0,30$. Für $\left(\frac{\tau}{\sigma_1}\right)^2 > 0,30$ werden daher bei bestehenden Brücken die Stegbleche bei der Überprüfung mit der Beulvorschrift nicht mehr ausreichen, wenn die Hauptspannung der Schweißvorschrift für die Bemessung maßgebend war. Das Einziehen von neuen Aussteifungen wäre wirkungslos. Es ist nur möglich, durch Aufnieten oder Aufschweißen von Beiblechen in der gefährdeten Zone der Beulvorschrift gerecht zu werden. Wohl ist aber dabei zu beachten, daß bei geschweißten Trägern die Fuge zwischen Beiblech und Gurtlamelle verschweißt werden muß und bei genieteten Trägern die Fuge zwischen Gurtwinkel und Beiblech durch Laschen zu decken ist.

Die Schubspannungen sind nach der Schweißvorschrift aus $\tau = \frac{QS}{Jt}$ und nach der Beulvorschrift aus $\tau = \frac{Q}{t\,h_s}$ zu bestimmen. Da der letzte Ausdruck für die Stegblechränder von Vollwandträgern größere Werte liefert, wird sich auch der oben angegebene Bereich, in dem die Beulvorschrift für die Ermittlungen der größten Vergleichsspannung σ_D maßgebend ist, noch erweitern. Allgemein läßt sich sagen, daß für große Werte von $\frac{\tau}{\sigma}$ die Beulvorschrift und für kleine Werte $\frac{\tau}{\sigma}$ die Schweißvorschrift bei der Ermittlung der größten Vergleichsspannung maßgebend ist.

Verschiedenes.

Eine neue amerikanische Halle aus Stahl. Mit einem Kostenaufwand von 750000 $ wird in der Nähe von San Franzisko eine Halle errichtet, die 91,44 × 121,92 = 11150 m² Fläche ohne Zwischenstützen überspannt. Die Hauptbinder bestehen aus Dreigelenkbogen auf stählernen Kragarmen, die in Eisenbetonfundamenten eingespannt sind (Bild 1). Bemerkenswert ist an diesem Entwurf, daß ähnlich wie bei bekannten deutschen Hallenkonstruktionen der Binderobergurt — in diesem Falle nur der Kragarm-Obergurt — aus der Dachhaut herausragt, wodurch das Dach ein ungewohntes Aussehen erhält, und daß der Stich des Dreigelenkbogens klein ist. Das mittlere Gelenk des Dreigelenkbogens liegt 19,44 m über den Auflagern der Kragarme. Der Höhenunterschied von den seitlichen Gelenken bis zum mittleren Gelenk des Bogens beträgt dagegen nur 7,45 m, was bei einer Bogenspannweite von 42,67 m einem Verhältnis von 1 : 5,7 entspricht.

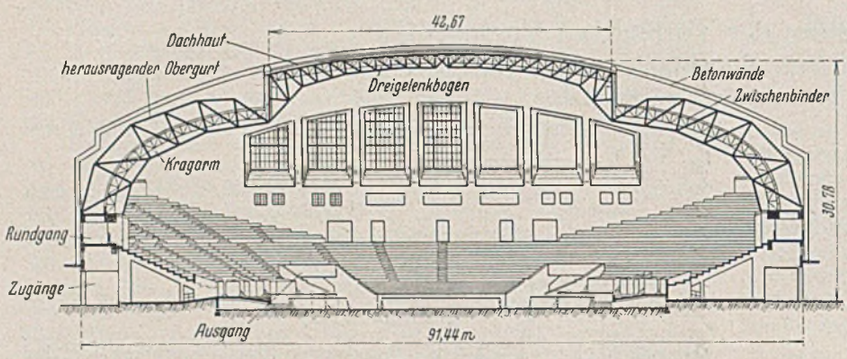


Bild 1. Hallenquerschnitt.

Die Halle ist für Sport- und sonstige öffentliche Veranstaltungen bestimmt und umfaßt 10000 feste Plätze. Der Zugang zu den Tribünen wird durch zahlreiche Treppengänge vermittelt, die von einem außen 7 m über Flur gelegenen Rundgang ausgehen. Dieser führt um die ganze Halle. Zwei Hauptausgänge am östlichen und ein Hauptausgang am westlichen Ende ermöglichen es, den Vorführungsraum von außen zu erreichen, ohne die Zuschauer auf den Tribünen zu behindern.

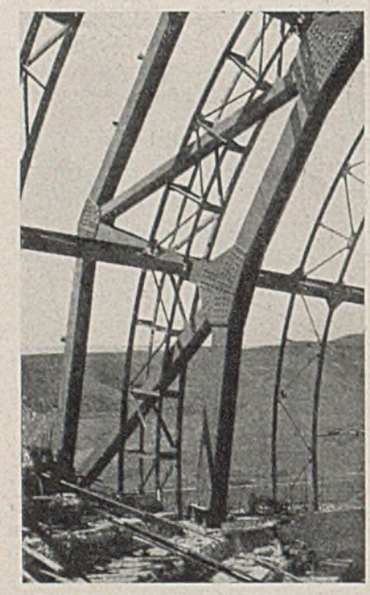


Bild 2. Ansicht eines Kragarmes mit Pfetten und Zwischenbindern.

Die Hauptbinder sind jeweils in 11,35 m Abstand angeordnet. Stählerne Pfetten, die in der Mitte durch parallel zu den Hauptbindern angeordnete Träger unterstützt werden (Bild 2), übertragen die Dachlasten auf die Hauptbinder, und diese geben dann die Kräfte zu den Fundamenten weiter.

Dreigelenkbogen und Kragarme sind genietet. Ober- und Untergurt des Dreigelenkbogens haben einen 25,4 cm hohen H-Querschnitt, während die Füllglieder ein 25,4 cm hohes Doppel-T-Profil besitzen. Die Kragarme sind im Vergleich hierzu schwerer, und sowohl Gurte als auch Füllglieder haben ein 35,6 cm hohes H-Profil. Der Obergurt des Kragarmes wird weit in die Eisenbetonkonstruktion hineingeführt, um ihn dort gut verankern zu können, während der Untergurt über den Massivbauten endigt und seine Druckkraft durch eine stählerne Fußplatte an die Eisenbetonaufbauten und Fundamente weitergibt (Bild 3). Die Knotenblechdicke wechselt beim Dreigelenkbogen zwischen 9,5 bis 15,9 mm und beim Kragarm zwischen 12,7 bis 25,4 mm. Die verwendeten Niete haben beim Dreigelenkbogen 22,2 mm und beim Kragarm 25,4 mm Durchmesser.

Die Gelenke sind als Zapfenlager ausgebildet, wodurch eine zentrische Kraftübertragung gewährleistet ist. Der Bolzendurchmesser beträgt beim mittleren 114 mm und bei den seitlichen 127 mm. Sämtliche Bogenkräfte werden vom Kragarm aufgenommen und weitergeleitet. Kleine Auflagerverschiebungen haben keinen wesentlichen Einfluß auf das Kräftespiel. Über allen Gelenken und an den Hallenenden sind in der Dachhaut Fugen angeordnet, damit die Gelenkwirkung bei den Hauptbindern auch sichergestellt ist.

Werden sämtliche Seitenkräfte quer zur Längsachse der Halle direkt in das Fundament abgeleitet, so tragen Diagonalverstrebungen in einzelnen Binderfeldern dafür Sorge, daß auch die in Längsrichtung der Halle angreifenden Kräfte aufgenommen werden. Die beiden mittleren Binderfelder des Dreigelenkbogens sind vollkommen mit Diagonalen verstrebt. Die Kräfte aus diesem System werden in die vier seitlich gelegenen ausgestrebten Kragarmfelder weitergeleitet. Diese übertragen dann die Kräfte nach unten. Die Diagonalstäbe sind Rundstähle und haben 25,4 bis 31,7 mm Durchmesser. Spannschlösser ermöglichen es, die Diagonalen im gewünschten Maße zur Kräfteübertragung heranzuziehen.

Die Umfassungswände sind im allgemeinen 15,2 cm dick. Bei den großen Flächenabmessungen der Endwände, die nur wenig seitlich gestützt werden, entschloß man sich dazu, zwei Wände in einem gewissen Abstand anzuordnen und diese dann genügend auszusteifen. Stützenpaare in 7,32 m Entfernung geben den Wänden weiterhin genügend Halt. Zwischen diesen Wänden führt auch der Gang entlang, von dem man zu den Sitzplätzen gelangt.

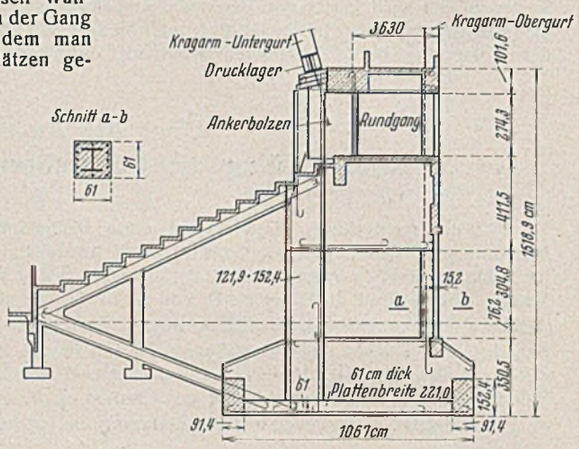


Bild 3. Schnitt durch die Abstützung.

Die Hauptbinderkräfte werden von zwei Stützen im Abstand von 5,18 m aufgenommen, die ebenfalls durch Träger und Wände untereinander versteift sind. Diese Stützen sind auf einem gemeinsamen Eisenbetonfundament von 10,67 m Länge errichtet (Bild 3). Die Enden dieses Fundaments werden in der Längsrichtung der Halle durch Eisenbetonbalken mit 91,4 × 152,4 cm Querschnitt fest verbunden. Die Stützen unter den Auflagern der Kragarmuntergurte haben einen Querschnitt von 121,9 × 152,4 cm. An diesen Druckstützen ist außerdem jeweils der geneigte, die Tribüne tragende Unterzug aufgelagert.

Alle Stützenfundamente sind mit Rücksicht auf Erdbebengefahr untereinander fest verbunden.

Dem Entwurf wurde eine Windbelastung von 97,7 kg/m² und eine seitliche Last von 10 % des Wandeigengewichts, um damit etwaigen Erdbebenstößen Rechnung zu tragen, zugrunde gelegt. Beide Untersuchungen wurden getrennt durchgeführt. Nach den kalifornischen Vorschriften ist die ungünstigere Beanspruchung aus beiden Kräftewirkungen maßgebend. — Für die Bemessung des Bodenbelags nahm man eine Verkehrslast von 366,2 kg/m² an. Vom Beton wurde verlangt, daß er nach 28 Tagen eine Mindestdruckfestigkeit von 175,8 kg/cm² besitzt. Als Untergrund ist tragfähiger Sand und Ton vorhanden, dessen maximale Beanspruchung nicht 2 kg/cm² überschreiten soll, was auf Grund genauer Bodenuntersuchungen festgelegt wurde.

Abschließend sei hierzu bemerkt, daß dieser amerikanische Hallenbau mit einer freien Spannweite von 91,44 — 2 · 5,18 = 81,08 m noch nicht die Leipziger Messehalle mit 97,79 m freier Spannweite überbieten wird.

(Nach Eng. News-Rec. 1938, Bd. 120, H. 5, S. 173.)

Dipl.-Ing. W. Moheit, Berlin.

Zuschrift an die Schriftleitung

zum Aufsatz „Fehler bei der Benutzung der Kernpunktmomente zur Darstellung der Einflußlinien von Bogenträgern" von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe, München, Stahlbau 1938, Heft 3, S. 19.

Herr Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe empfiehlt, bei der Berechnung der größten Randspannungen von Bogenträgern statt der Einflußlinien der Kernpunktmomente die der Längskraft und des Schwerpunktmomentes zu benutzen, um Unklarheiten bei der Ermittlung der Kernpunktmomente aus dem Wege zu gehen. Hierzu gestatte ich mir, ergänzend zu bemerken:

Für die Bemessung von Bogenträgern hat dieser Vorgang noch den Vorteil, daß die Kernpunktmomente nicht benötigt und die bei der Schätzung der Kernpunktlage entstehenden Fehler vermieden werden. Die Gesamtquerschnittfläche und die Gurtplattenverteilung können aus den Schwerpunktmomenten und den zugehörigen Längskräften mit dem gleichen Arbeitsaufwand berechnet werden wie aus den Kernpunktmomenten. (Vgl. „Wirtschaftliche Bemessung von Vollwandträgern", Bauing. 1935). Bei der Wahl eines unsymmetrischen Querschnitts kann man die auf die bekannte Schwerachse des symmetrischen Grundprofils bezogenen Momente und die zugehörigen Längskräfte der Bemessung zugrunde legen. Dr. Wanke.

INHALT: Haus der Schweiz, Berlin. — Die Fließbehinderung bei der Biegung von Balken und Stützen aus Baustahl. (Schluß.) — Deutsches Museum München. — Über die Anwendung der vorläufigen Vorschriften über die Beulsicherheit von Stegblechen vollwandiger Träger. — Verschiedenes: Ein neue amerikanische Halle aus Stahl. — Zuschrift an die Schriftleitung.

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.