

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang

BERLIN, 5. Juli 1935

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Der Brand im Reichstagsgebäude.

Ein Beitrag zum Verhalten der Stahlkonstruktion im Feuer.

Von Gerhard Mensch, V. D. I., Beratender Ingenieur V. B. I., Berlin-Charlottenburg.

Übersicht:

- I. Die Stahlkonstruktion.
 1. Die Konstruktion der Kuppel über dem Sitzungssaal.
 2. Die Konstruktion der Saaldecke und der Galerien im Sitzungssaal.
- II. Das Verhalten der Stahlkonstruktion beim Brande.
 1. Die Einwirkung des Brandes auf die Kuppelkonstruktion.
 2. Die Einwirkung des Brandes auf die Deckenkonstruktion über dem Sitzungssaal.
- III. Die Ingenieurarbeiten bei der Wiederherstellung der Stahlkonstruktion.

Durch den Brand im Reichstagsgebäude im Februar 1933 wurden die Bauingenieure wieder auf ein Meisterwerk der Ingenieurbaukunst aufmerksam gemacht, das heute noch zu den grundlegenden Konstruktionen in der Entwicklung des Stahlbaues zu rechnen ist. Es ist dies die Kuppelkonstruktion über dem Sitzungssaal, deren Entwurf und statische Berechnung von dem vor kurzem verschiedenen Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr. Zimmermann durchgeführt worden ist. Die Klärung der Frage, wie sich diese Kuppel unter den Einwirkungen des Feuers verhalten hat, ist für die Beurteilung der Feuersicherheit nicht ummantelter Stahlkonstruktionen und ihrer baulichen Gestaltung und Durchbildung von besonderer Wichtigkeit.

I. Die Stahlkonstruktion.

1. Die Konstruktion der Kuppel über dem Sitzungssaal.

Die besondere Aufgabe, die im Jahre 1889 dem Konstrukteur mit der Durchbildung der Kuppelkonstruktion gestellt wurde, lag darin, daß der Bau in vierjähriger Bauzeit schon weit vorgeschritten war, als der Entschluß gefaßt wurde, die Kuppel an ihrer jetzigen Stelle, also über dem Plenarsitzungssaal anzuordnen. Da das bereits ausgeführte Mauerwerk nicht in der Lage war, die Kräfte aus einer normalen Kuppel aufzunehmen, so handelte es sich darum, eine Konstruktion zu finden, die den massiven Unterbau so beanspruchte, daß die erforderlich werdenden Verstärkungen des Mauerwerks in erträglichen Grenzen bleiben konnten. Dadurch entstand die heute unter dem Namen „Zimmermannkuppel“ bekannte Konstruktion, die in glücklicher Weise die vielen durch die besondere Aufgabe sich ergebenden Fragen löste.

Der Grundriß des Hauptgeschosses (Bild 1) läßt erkennen, daß auf der Westseite des Sitzungssaales (nach dem Königsplatz zu) zwei massive Pfeiler zur Verfügung standen, die ursprünglich als östliche Widerlager der über der westlichen Eingangshalle geplanten Kuppel dienen sollten. Auf der Ostseite wurden in dem durch Verlegung

zweier Nebentreppen gewonnenen Raum zwei neue Pfeiler hochgeführt, die durch einen massiven Parabelbogen miteinander verbunden sind.

Einen guten Überblick über den Gesamtaufbau der Kuppel gibt der Querschnitt (Bild 2). Der eigentliche Kuppelraum ist nach unten durch eine Glasstaubecke abgeschlossen; darunter befindet sich der Sitzungssaal mit den seitlichen Galerien. Über der Saaldecke ist der massive Parabelbogen sichtbar und darüber die Kuppelkonstruktion, die das Glasdach und die Laterne trägt.

Das Kuppeldach ist als statisch bestimmtes räumliches Fachwerk ausgebildet. Eine schematische Darstellung des Konstruktionsgedankens zeigt Bild 3. Man erkennt deutlich die Gliederung der Konstruktion in drei verschiedene Teile: das Hauptfachwerk, das mit Doppellinien bezeichnet ist, das Zwischenfachwerk mit der Nebenkuppel und der oberen Laterne, das einfache Linien hat, und das Gratfachwerk, das punktiert ist. Das Hauptfachwerk setzt sich aus den acht Hauptbindern, einem oberen rechteckigen und einem unteren achteckigen Ring und vier Paar gekreuzten Diagonalen zusammen. Die Hauptbinder liegen rechtwinklig zueinander und zu den Umfassungswänden; mit ihren oberen Enden treffen sie zu je zweien in den Ecken des oberen Viereckringes zusammen, während sie sich mit den unteren Enden auf acht allseitig bewegliche Lager stützen. Oberhalb der Lager sind die Fußpunkte der Hauptbinder durch den erwähnten Achteckring miteinander verbunden. Das Zwischenfachwerk besteht aus acht Zwischenbindern und der sich darauf stützenden Nebenkuppel, die ein räumliches Fachwerk von gleicher Anordnung wie das Hauptfachwerk ist, von dem es sich nur durch die Lagerungsweise unterscheidet. Die acht unteren Eckpunkte der Nebenkuppel sind durch die Zwischenbinder in schräger Richtung abgestützt. Die Lasten der Zwischenbinder werden durch einen Fachwerkträger auf die Lager der Hauptkuppel übertragen, was aus Bild 4 ersichtlich ist. Das Gratfachwerk ist unabhängig von der Hauptkuppelkonstruktion ausgebildet, um ein statisch bestimmtes einwandfreies Tragwerk zu behalten. Von den Lagern der Hauptbinder gehen Träger nach den vier Ecken, die dort zusammengeschlossen sind und sich auf ein allseitig bewegliches Lager stützen (Bild 3). Der Gratträger selbst besteht aus einzelnen kurzen Teilen, die räumlich gegen je zwei Nebenträger und das jeweils darunterliegende Gratträgerstück gestützt sind (Bild 4). Die Pfetten des Gratwerkes sind zur Vermeidung von Ringspannungen mit beweg-

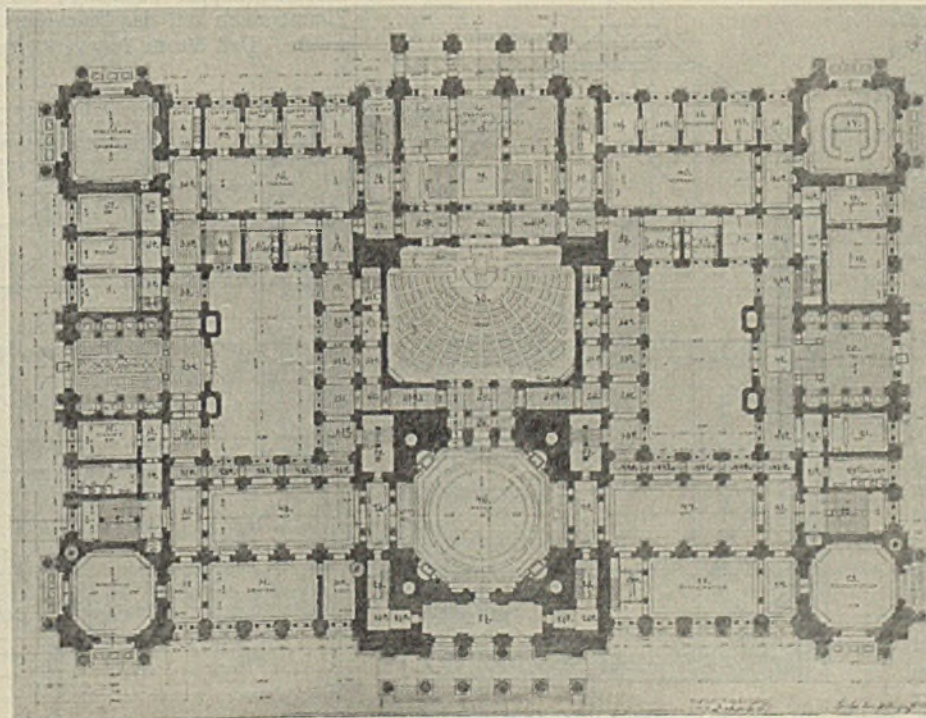


Bild 1. Grundriß des Hauptgeschosses.

lichen Anschlüssen an den Hauptbindern befestigt.

Die Lagerung und Verankerung des gesamten Kuppeltragwerkes wurde in meisterhafter Anpassung an den schon weit vorgeschrittenen Bauzustand des massiven Unterbaues so entworfen, daß die eigentlichen Binderauflager nur senkrechte Lasten auf diesen abgeben. Alle waagerechten Kräfte aus Wind dagegen werden durch besondere Konstruktionstelle so in den Unterbau geleitet, daß die Mauern nur in ihrer Längsrichtung beansprucht werden. Die Festlegung des gesamten Tragwerkes gegen waagerechte Kräfte ist in der Mitte der über dem Mauerwerk liegenden Stäbe des Fußringes erfolgt; sie ist in der Weise durchgeführt, daß an die Fußringe ein biegungsfester Arm angeschlossen ist, der nach unten in das Mauerwerk eingreift und die waagerechten Windkräfte mit Hilfe von besonderen Lagern auf dieses abgibt (Bild 3 u. 6). Durch Anordnung hinreichend großer Spielräume ist dafür gesorgt, daß Bewegungen durch Temperaturänderung in der Richtung senkrecht zu den Außenwänden frei erfolgen können.

An der Nord- und Südseite der Kuppel trat noch eine gewisse Schwierigkeit in der Lagerung dadurch ein, daß die Auflager der Kuppel nicht über den vorhandenen Mauerpfeilern liegen. Bild 5 zeigt den Grundriß der massiven Unterstützungskonstruktion. Man erkennt oben (Ostwand) den waagerechten Schnitt durch den großen Parabelbogen und unten die Westwand, bestehend aus mehreren Mauerschalen und durchgehenden Zwischenpfeilern. Links und rechts sind die Nord- und Südwand dargestellt, mit den Strebepfeilern und den von den Hauptpfeilern dieser Wände ausgehenden Diagonalbögen.

Die Nord-Süd-Achse der Kuppel ist gegenüber der des Unterbaues um 0,9125 m verschoben; die Lager der Kuppel liegen somit nicht über den Mauerpfeilern. Es wurde daher die Einschaltung je eines biegungsfesten Lagerträgers erforderlich, der die Kräfte aus den Lagern der Kuppelkonstruktion in die unterstützenden Pfeiler leitet (Bild 6). Diese Lagerträger weisen in der Mitte je zwei biegungsfeste Arme auf. Der eine Arm sitzt im Mauerwerk und überträgt die in Längsrichtung der Wand wirkenden Windkräfte. Der andere Arm greift nach oben in den Fußring der Kuppel ein. Durch entsprechend großen Spielraum ist auch hier wieder dafür gesorgt, daß Bewegungen quer zur Richtung der Wand infolge Temperaturänderungen möglich sind (vgl. *d* auf Bild 6). Die Auflager *b* auf dem Mauerwerk für die Lagerträger sind Gleitlager, um in Richtung der Wand Verschiebungen der

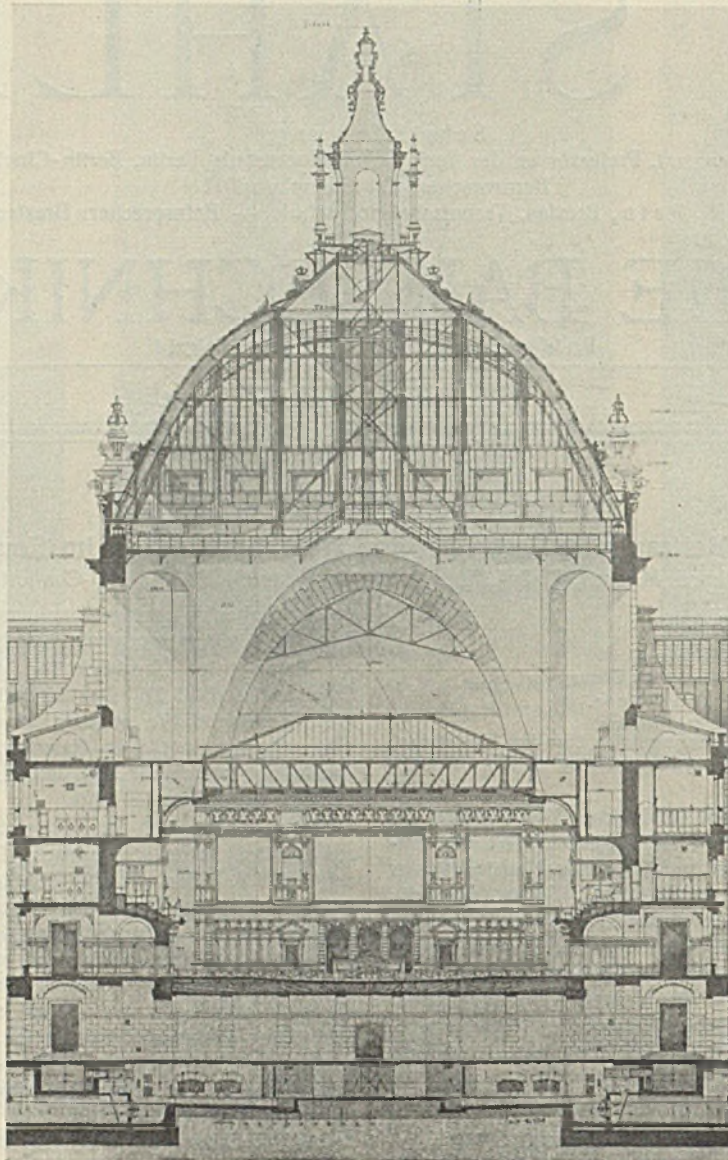


Bild 2. Querschnitt.

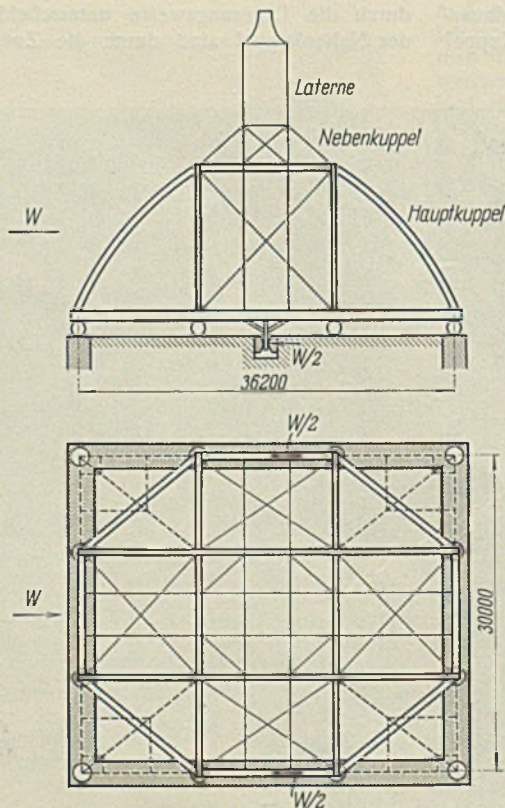


Bild 3. Schematische Darstellung des Kuppeltragwerkes.

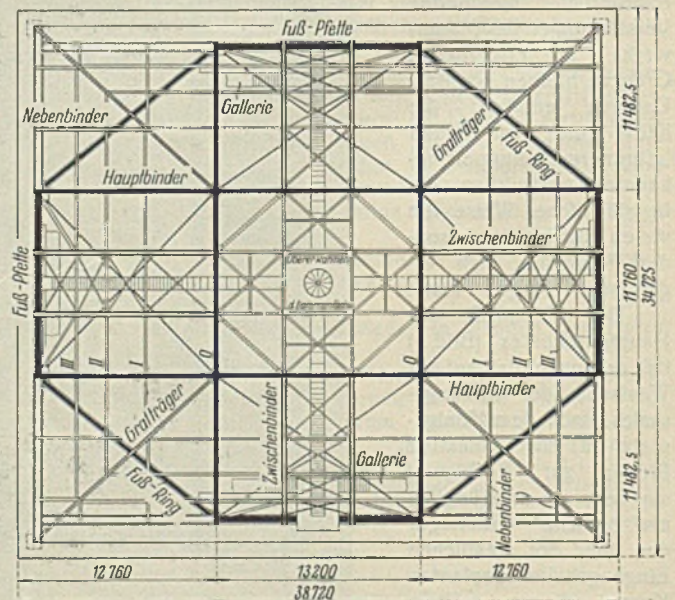


Bild 4. Grundriß der Kuppelkonstruktion.

Träger zu ermöglichen (s. Schnitt *c—d*, Bild 6), während die Auflager *a* der Kuppel auf den Lagerträgern in Richtung quer zu diesen beweglich ausgebildet sind.

In Bild 7 sind die Bewegungsmöglichkeiten der verschiedenen Lager schematisch dargestellt. Die Lagerträger sind dabei, der größeren Deutlichkeit halber seitlich herausgezeichnet worden. Man erkennt leicht, daß Zwängungsspannungen infolge von Temperaturänderungen nicht auftreten können. Diese Ausbildung der Auflagerung ist für die Erhaltung der Kuppel bei dem Brande mit von ausschlaggebender Bedeutung gewesen.

Die konstruktive Durchbildung der einzelnen Lager zeigen Bild 8 u. 9, davon das erstere die nach vier Seiten verschieblichen Auflager der Ost- und Westseite unmittelbar auf dem Mauerwerk. Die Bewegungen senkrecht zur Wand in beiden Richtungen erfolgen durch die fünf Pendel *a* und senkrecht dazu, also in Richtung der Wand durch die Gleitflächen *b*.

Bild 9 stellt das allseitig bewegliche Auflager der Ecken dar mit dem oberen Kugelklippzapfen und den acht Kugelstelzen.

Wenn schon die Wahl des Systems und die statische Anordnung das Wirken eines genialen Bauingenieurs erkennen lassen, so wird dieser Eindruck noch verstärkt, wenn man die konstruktive Durchbildung der Kuppel in allen ihren Einzelheiten betrachtet. Besonders fällt der durchaus neuzeitliche Eindruck der Stahlkonstruktion auf, der vor allem durch die vollwandige Ausbildung der Haupttragglieder erweckt wird. Zusammen mit der obenerwähnten Lagerausbildung ist

die vollwandige Ausbildung entscheidend für das Verhalten bei dem Brande gewesen. Wie weit vorausschauend und bahnbrechend diese Kuppelkonstruktion gewesen ist, wird erst klar, wenn man den auf Bild 10 dargestellten Entwurf zu der Reichstagskuppel betrachtet, der aus der Zeit stammt, bevor Zimmermann mit der Durchführung dieser Aufgabe beauftragt wurde. Daß dieses Tragwerk, das gleichzeitig zur Ausstufung

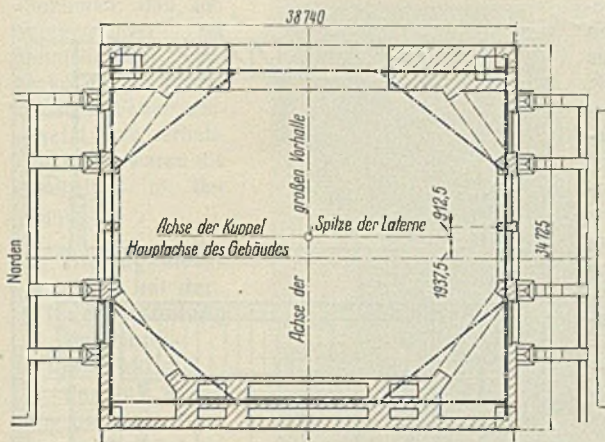


Bild 5. Grundriß des massiven Unterbaues für die Kuppel.

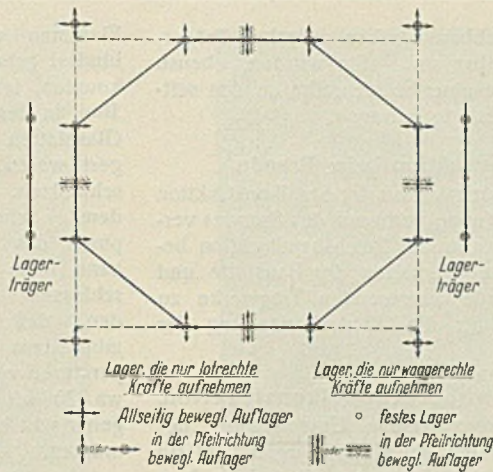


Bild 7. Anordnung der Lager der Kuppel.

greifende Sporn sichtbar, der die waagerechten Kräfte auf die Unterkonstruktion überträgt. Schließlich zeigt das Bild auch die Ausbildung der Pfetten, die aus breitflanschigen Burbacher Profilen bestehen, die nach unten durch Flachstahl abgesprengt sind.

2. Die Konstruktion der Saaldecke und der Galerien im Sitzungssaal.

Wie aus Bild 2 ersichtlich, ist der Sitzungssaal nach oben zunächst durch die Glasstaubdecke abgeschlossen. Das Bild 12 zeigt einen Schnitt durch den Saal von Norden nach Süden, sowie einen Grundriß mit dem Tragwerk der Decke und der Lage der Stützen für die Galeriekonstruktion.

Das Haupttragwerk für die Saaldecke bildeten zwei Gitterträger, die von der Westwand zur

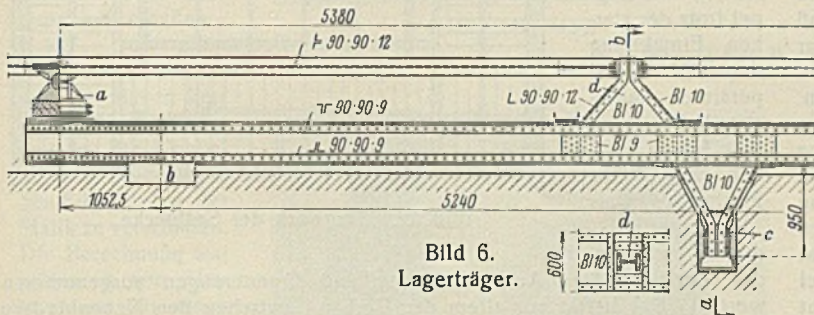
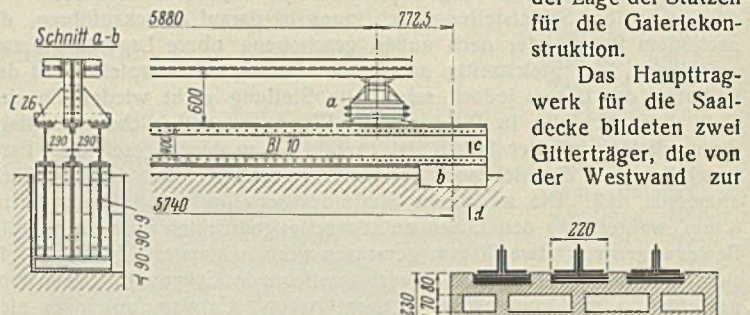


Bild 6. Lagerträger.



Schnitt c-d (vergrößert).

der Wände dienen sollte, bei dem Brande nicht nur selbst eingestürzt wäre, sondern auch noch die Umfassungswände mitgerissen und die beiden unteren Decken zum Einsturz gebracht hätte, ist wohl kaum zu bezweifeln.

Die wichtigsten konstruktiven Einzelheiten sind auf Bild 11 dargestellt, das der Zeitschrift für Bauwesen vom Jahre 1897 entnommen ist. Die Zeichnung des Binders läßt den oberen, senkrechten, und den unteren, waagerechten Fußring erkennen; weiterhin ist der in das Mauerwerk ein-

Ostwand reichten und in die wiederum zwei Gitterträger (von Norden nach Süden), hier im Schnitt zu sehen, eingehängt waren. In der Untergurtebene der Gitterträger befand sich eine Decke aus buntem Glas, daran anschließend waren viertelkreisförmige Vouten vorhanden, die mit ihren unteren Enden bis an die Decke über den Galerien reichten. Die ganze Konstruktion war oben abgedeckt durch eine besondere Drahtglas-

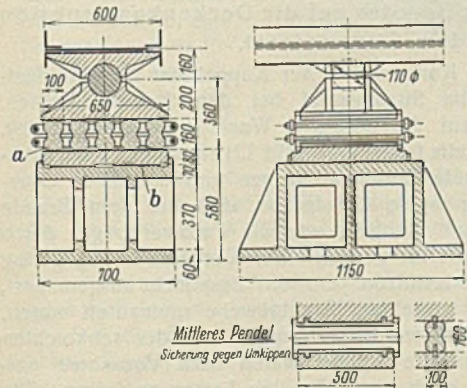


Bild 8. Nach vier Seiten verschiebbliche Auflager der Ost-West-Seite.

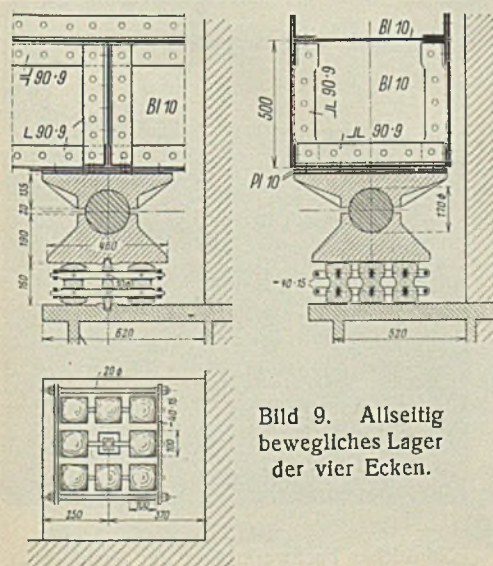


Bild 9. Allseitig bewegliches Lager der vier Ecken.

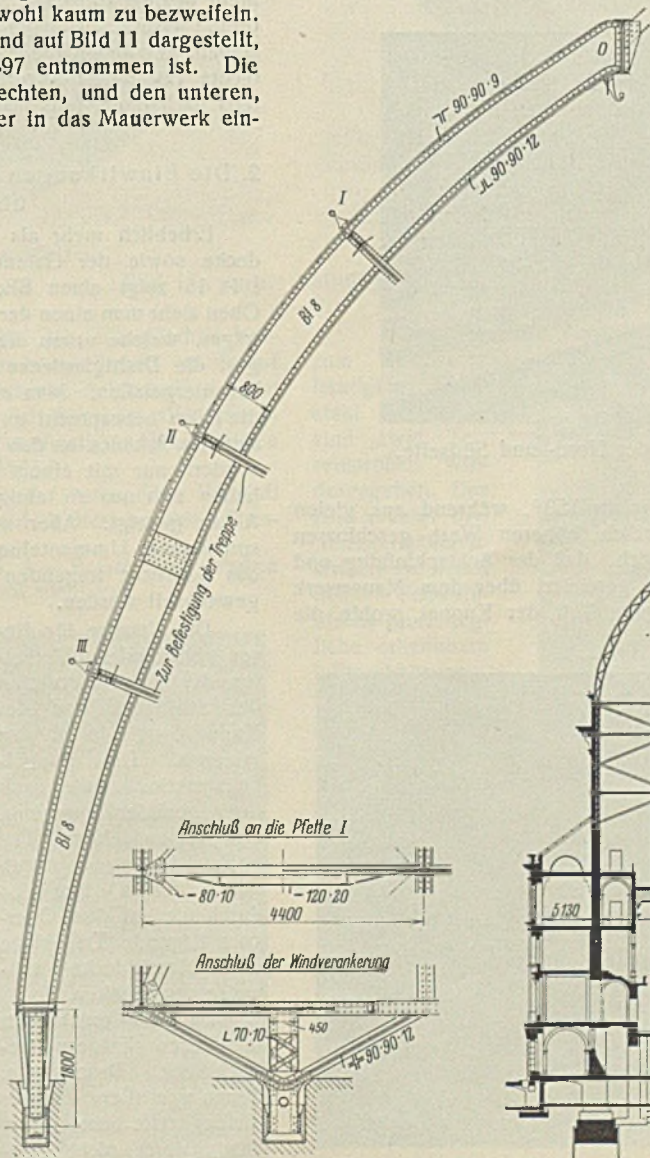


Bild 11. Konstruktion eines Kuppelbinders und einer Pfette.

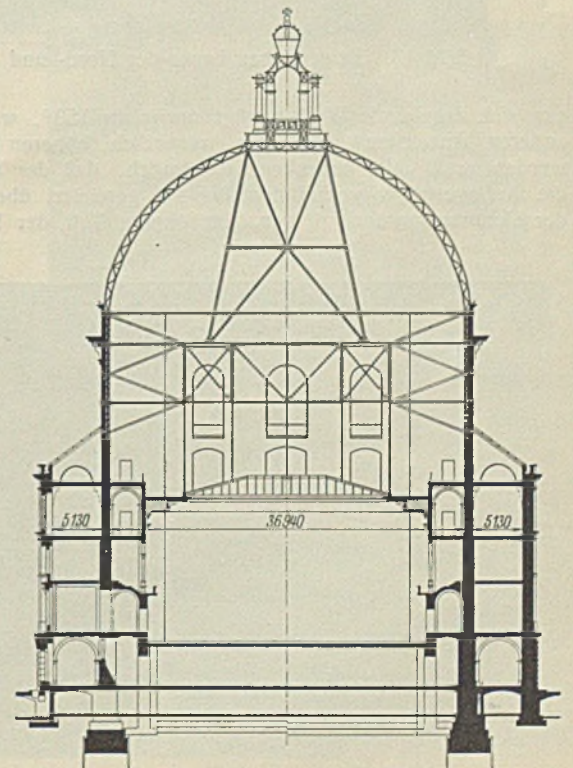


Bild 10. Erster, nicht ausgeführter Entwurf für die Kuppel.

decke; seitlich davon waren leichte begehbare Decken zwischen Trägerlagen vorhanden, die im Grundriß sichtbar sind. Sie wurden, ebenso wie die Decke über den Galerien, von je einer Stützenreihe an den seitlichen Galerien und an der westlichen Galerie getragen.

II. Das Verhalten der Stahlkonstruktion beim Brande.

Die vorstehenden Ausführungen über den Aufbau der Stahlkonstruktion dürften genügen, um das Verhalten der Kuppel während des Brandes verständlich zu machen. Der Verfasser war von der Reichsbaudirektion beauftragt worden, sich gutachtlich über das Verhalten der Baustoffe und über die Standsicherheit der dem Brande ausgesetzten Tragwerke zu äußern und gegebenenfalls Vorschläge für die Wiederherstellung der Konstruktionen zu machen.

1. Die Einwirkungen des Brandes auf die Kuppelkonstruktion.

Die sofort nach dem Brande vorgenommene Untersuchung der beweglichen Lager an den acht Stützpunkten der Kuppel ergab, daß sie in ausgezeichneter Weise den Bewegungen gefolgt waren, die bei der Ausdehnung des Fußringes eintreten mußten. Die Bewegungen in Richtung senkrecht zu den Umfassungswänden sind in Bild 13 an den Stelzen zu erkennen; ihre Schiefstellung nach innen ist darauf zurückzuführen, daß nach dem Brande der nach außen geschobene obere Lagerkörper zwar zurückging, der gleichzeitig nach außen bewegte Mauerpfeiler mit dem Unterteil des Lagers jedoch seine alte Stellung nicht wieder einnahm. Daß aber auch die in Richtung der Wände verschieblichen Gleitlager einwandfrei gearbeitet haben, ist in Bild 14 an der abgeschabten Farbe ersichtlich, aus der sich auch der zurückgelegte Weg auf der Gleitfläche abmessen ließ. Die an dieser Stelle festgestellte Verschiebung betrug 8 mm, während an den Ecken an zusammengedrückten Rinneblechteilen Bewegungen von etwa 20 mm gemessen werden konnten. Hieraus ergibt sich, daß sich zwei diagonal gegenüberliegende Eckpunkte der Kuppel um etwa 55 mm voneinander entfernt haben. Es wäre nun aber nicht richtig, aus diesen gemessenen Wegen auf die Höchsttemperatur in der Kuppel während des Brandes schließen zu wollen. Der theoretisch hier-

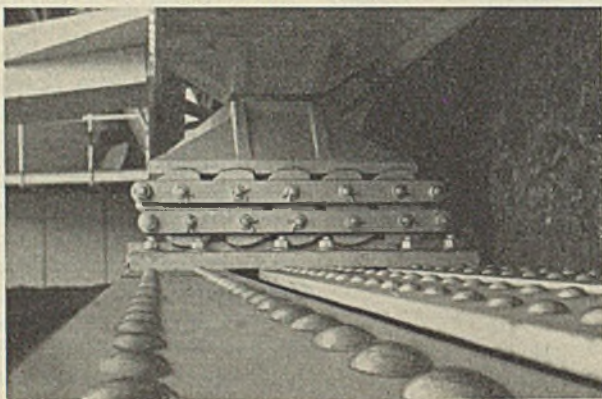


Bild 13. Bewegliches Lager der Nord- und Südseite.

aus sich ergebende Wert beträgt nur etwa 150° , während aus vielen anderen Anzeichen auf einen wesentlich höheren Wert geschlossen werden muß. Zu bedenken ist nämlich, daß der Achteckfußring und die Auflagerträger verhältnismäßig gut geschützt über dem Mauerwerk der Umfassungswände liegen. Im oberen Teil der Kuppel, wohin die

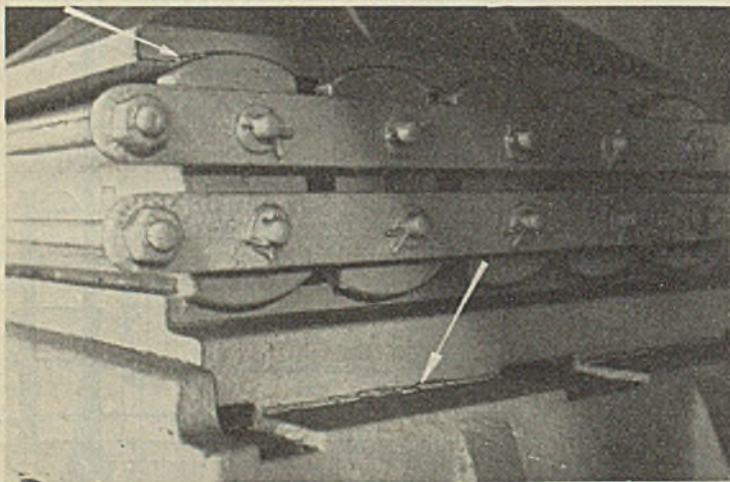


Bild 14. Bewegliches Lager der Ost- und Westseite.

Flammen ungehindert gelangen konnten, ist das Blei, in dem die Glasplatten gelagert waren, geschmolzen. Aus dem Schmelzpunkt des Bleis kann also geschlossen werden, daß hier mindestens Temperaturen von etwa 320° bis 340° geherrscht haben müssen.

Im ganzen betrachtet, hat sich also die Kuppel trotz der starken Einwirkung der hohen Temperaturen außergewöhnlich gut bewährt. Lediglich dort, wo Flachstäbe als Konstruktionsglieder verwendet waren, mußten Auswechslungen und Erneuerungen vorgenommen werden. Das betraf vor allem den Verband zwischen den Nebenbindern (s. Bild 2 u. 4), dessen Diagonalen aus gekreuzten Flachstählen bestanden, die sich bei der Hitze so viel verlängert und ausgedehnt hatten, daß sie nicht mehr in ihre alte Lage zurückgingen. Diese Stäbe wurden durch Winkelprofile ersetzt. Die gleiche Erscheinung zeigte sich auch bei den Flachstäben, mit denen die Pfetten abgesprengt waren (s. Bild 11). Der waagerechte Teil dieser Absprengung war verhältnismäßig lang und hatte sich teils nach oben, teils nach unten ausgebogen.

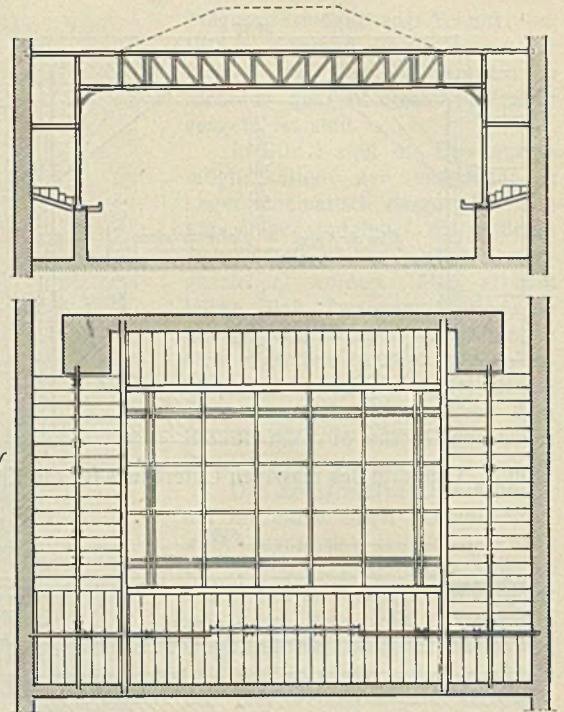


Bild 12. Tragwerk der Saaldecke.

2. Die Einwirkungen des Brandes auf die Deckenkonstruktion über dem Sitzungssaal.

Erheblich mehr als die Konstruktion der Kuppel hat die der Saaldecke sowie der Galerien im Sitzungssaal bei dem Brande gelitten. Bild 15 zeigt einen Blick auf die nördliche Wand des Sitzungssaales. Oben sieht man einen der bereits früher (vgl. Bild 12) erwähnten Fachwerkträger, welche unten die bunte Glasdecke trugen und auf deren Obergurt die Drahtglasdecke lag; beide Glasdecken sind bei dem Brande heruntergefallen. Man erkennt deutlich, wie die Fachwerkträger durch die Hitze beansprucht und verformt worden sind. Verhältnismäßig gering sind die Schäden an den Galeriestützen. Obwohl diese nicht ausgemauert, sondern nur mit einem Gipsmörtel auf Drahtgewebe ummantelt waren, haben sich nur an einigen Stützen Ausbiegungen aus der senkrechten Achse gezeigt. Aber auch diese Stützen waren nach Vornahme entsprechender Ummantelungen noch imstande, ihre Lasten zu tragen. Die das Oberlicht tragenden Fachwerkträger müssen dagegen sämtlich ausgewechselt werden.

Die Ursache für dieses verschiedene Verhalten der Tragkonstruktion der Saaldecke und der Kuppel ist leicht zu erklären. Die Kuppelkonstruktion konnte, dank ihrer genialen Lagerung, sich frei ausdehnen. Die Fachwerkträger der Saaldecke waren hingegen durch die auf dem Obergurt liegende Trägerlage und Massivdecke teilweise festgehalten.

Dadurch entstanden in diesen Trägern beträchtliche Druckkräfte, denen vor allem die nur für Zugkräfte bemessenen Diagonalen nicht gewachsen waren. Schließlich ist wohl auch an-

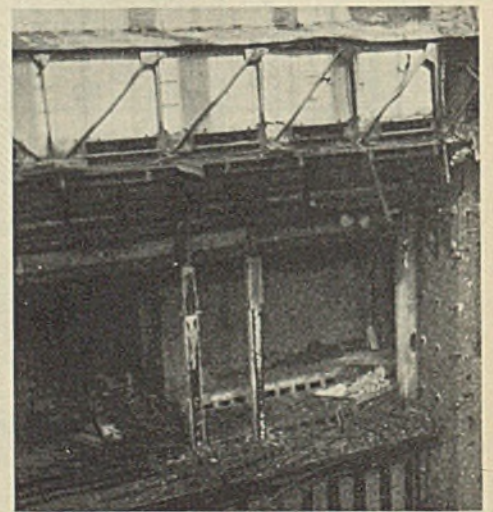


Bild 15. Nördlicher Fachwerkträger der Saaldecke.

zunehmen, daß die Temperaturen im Bereiche der Saaldecke, die unmittelbar dem Feuer ausgesetzt war, erheblich höher waren als die oben in der Kuppel.

III. Die Ingenieurarbeiten bei der Wiederherstellung der Stahlkonstruktion.

Für die Erstattung des Gutachtens war es zunächst erforderlich, sich ein genaues Bild über die auftretenden Kräfte, vor allen Dingen des Windes und der davon herrührenden Spannungen in der Kuppel auf Grund der heutigen Erkenntnisse der Statik zu verschaffen. Die Berechnung war seinerzeit von Zimmermann für einen waagrecht wirkenden Winddruck von 150 kg/m^2 durchgeführt worden. Die Saugwirkung des Windes war in der Berechnung nicht berücksichtigt worden. Es erschien darum geboten, eine Nachprüfung und Ergänzung der Zimmermannschen Berechnung daraufhin vorzunehmen. Als Anhalt für die anzusetzenden Kräfte dienten dabei die holländischen Vorschriften¹⁾ vom Jahre 1932, die bekanntlich im wesentlichen auf Grund der im Göttinger Windkanal ausgeführten Versuche aufgestellt worden sind. Die Stabkräfte und Momente erhöhten sich dabei im allgemeinen nur um etwa 15%; in einzelnen, besonders ungünstigen Querschnitten ergab sich indessen eine Erhöhung um etwa 40%.

Für die Beurteilung der Frage, inwieweit der vorhandene Baustoff (Schweißeisen) durch den Brand gelitten hatte und ob diese erhöhten Span-

¹⁾ Der Entwurf für das DIN-Blatt E 1055, Bl. 4 — Belastungsannahmen im Hochbau, Windbelastung — lag damals noch nicht vor.

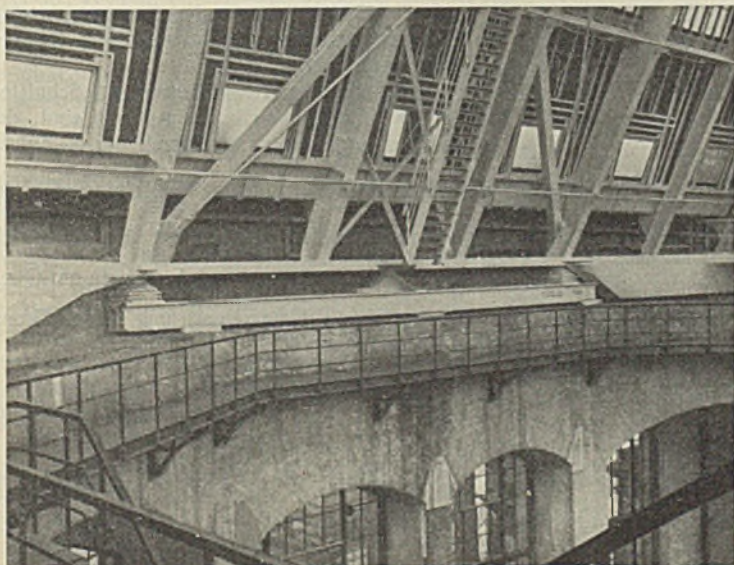
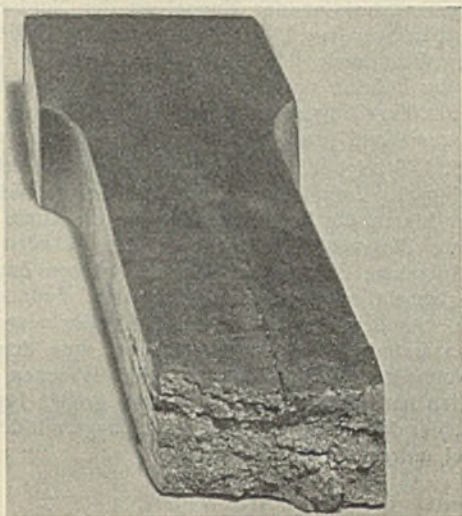
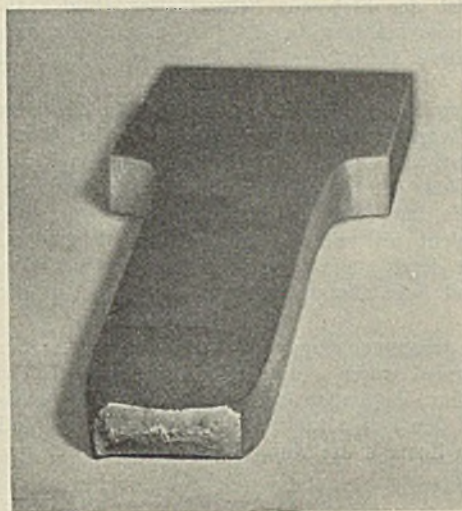


Bild 18. Auflagerkonstruktion der Kuppel an der Nordseite.

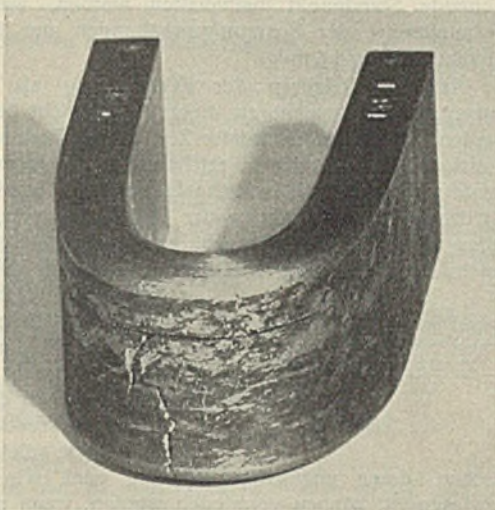


a) Schweißeisen.

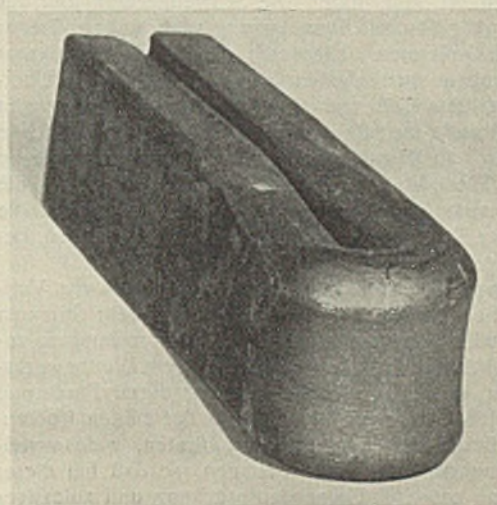


b) St 37.

Bild 16 a u. b. Zerreißproben.



a) Schweißeisen.



b) St 37.

Bild 17 a u. b. Kaltbiegeproben.

Interessant ist noch eine Gegenüberstellung der Proben des zum Reichstagsbau verwendeten Schweißeisens mit solchen von heutigem Flußstahl. In Bild 16 sind zwei Zerreißproben wiedergegeben. Das Bild a zeigt den unregelmäßigen strähnigen Bruch des Schweißeisens ohne jegliche erkennbare Einschnürung. Bild b stellt einen Bruch des St 37 dar; man erkennt deutlich die starke Einschnürung sowie das feinkörnige Gefüge. Ebenso lehrreich ist auch der Vergleich der Kaltbiegeproben. Bild 17 b zeigt einen Stab aus St 37, der sich über einen Dorn von halber Stärke des zu biegenden Werkstoffes vollkommen ohne Beschädigungen zusammenschlagen

nungen überhaupt noch als zulässig erachtet werden konnten, wurden Materialprüfungen vorgenommen. Zu diesem Zwecke wurde von zwei Binderstegen, zwei Binderflanschen und zwei Pfetten je ein Probestab entnommen, die zu Zerreiß- und Kaltbiegeproben verwendet wurden. Die Zugfestigkeiten lagen zwischen 3730 und 3420 kg/cm^2 . Der letztere Wert unterschreitet die heute für Stahl St 37 geforderte Festigkeit von 3700 also nur um $7,3\%$, liegt aber immer noch über dem Wert von 3400 kg/cm^2 , der für den heute in großem Umfange verwendeten Handelsbaustahl verlangt wird. Die Streckgrenze betrug bei der geringsten Festigkeit 2100 kg/cm^2 . Die geringste Dehnung von $14,8\%$ lag über der damaligen Forderung (für Schweißeisen) von 12% , unterschreitet allerdings die heute bei St 37 verlangte Mindestdehnung von 20% um 26% und auch die für Handelsbaustahl erforderliche Mindestdehnung von 18% .

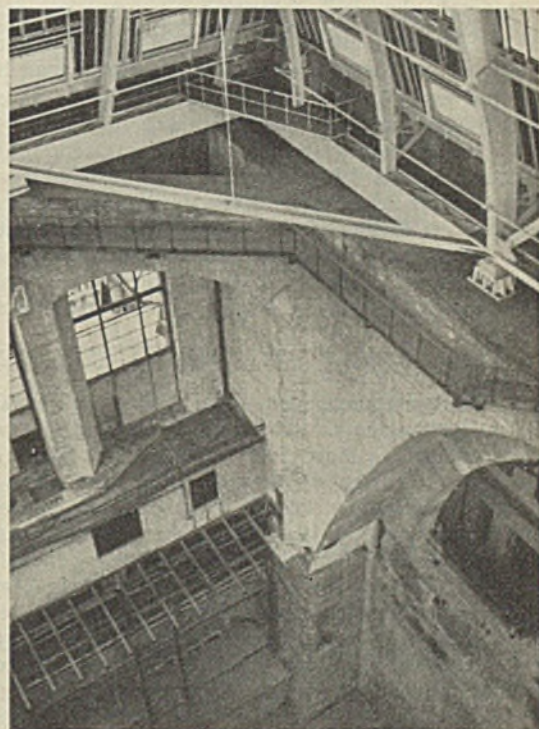


Bild 19. Innenansicht mit der Eckauflagerung der Kuppel und einem Teil des ausgebrannten und aufgeräumten Sitzungssaales.

ließ. Demgegenüber weist der Stab aus Schweißeisen (Bild 17a) bei erheblich größerem Durchmesser bereits bei einem Biegewinkel von noch nicht 180° Risse sowohl in der Quer- wie auch Längsrichtung auf.

Die Gegenüberstellung dieser Proben zeigt deutlich die Vervollkommnung der Festigkeitseigenschaften unserer heutigen Baustähle.

Unter Berücksichtigung der früher für Schweißeisen geforderten Festigkeitseigenschaften sind die Ergebnisse jedoch als durchaus befriedigend anzusehen. Es lag daher auch kein Grund vor, die errechneten Spannungen nicht als zulässig zu erachten, besonders im Hinblick darauf, daß die jetzt eingesetzte Windbelastung mit Berücksichtigung der Druck- und Sogkräfte zweifellos den oberen möglichen Grenzfall darstellt.

Die mit dem Brande zusammenhängenden Ausbesserungsarbeiten an der Konstruktion der Kuppel waren geringfügig und konnten sich auf die Auswechslung schlaffer Zugdiagonalen, die Anspannung schlaffer Zuggurte der Pfetten und den Ersatz loser Niete beschränken. Ein Bild von dem augenblicklichen Zustand der Kuppel gibt Bild 18, welches die

Auflagerkonstruktion der Kuppel an der Nordseite zeigt. Man erkennt den Lagerträger (vgl. hierzu Bild 6) mit den beiden biegefesten Armen in der Mitte sowie den beiden Gleitlagern an den Enden. Darüber ist dann der Fußring sichtbar, der in seiner Längsrichtung von dem oberen Arm des Lagerträgers gehalten wird und der in den Knickpunkten senkrecht zur Wand verschieblich auf dem Lagerträger auflagert.

Bild 19 zeigt schließlich einen Blick in die Ecke der Lagerkonstruktion der Kuppel. Vorn ist der Schrägstab des achteckigen Fußringes sichtbar, weiter hinten die Eckauflagerung für die Grate und darunter noch der massive Diagonalbogen zwischen den Wänden des Kuppelunterbaues. Die Aufnahme ist von der Höhe des oberen Zugringes der Nebenkuppel aus gemacht und läßt bis auf den Fußboden des Sitzungssaales sehen. An dem Gegensatz zu dem völlig ausgebrannten und zerstörten Raume unterhalb der Kuppel erkennt man deutlich, wie hervorragend die Kuppelkonstruktion den unvorhergesehenen Beanspruchungen standgehalten hat. Hierfür wissen wir dem großen Ingenieur Dr. Zimmermann Dank, der den Bauingenieuren schon lange mit dem Begriff der Reichstagskuppel untrennbar verbunden ist.

Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von F. Wansleben, Krefeld.

In den letzten Jahren ist eine durch die Schweißtechnik und das ästhetische Empfinden stark geförderte Bevorzugung vollwandiger Träger und Rahmentragwerke zu erkennen. Hierdurch wird der Konstrukteur besonders im Großbrückenbau vor Aufgaben gestellt, welche die Überprüfung der bestehenden, zum Teil fest eingewurzelten Anschauungen bezüglich der baulichen Grundsätze, die sich vielfach in den behördlichen Vorschriften widerspiegeln, an Hand der inzwischen fortgeschrittenen Erkenntnisse erfordern. Dies ist um so notwendiger, als durch die Schweißtechnik manche neue Gesichtspunkte sowohl in bezug auf die bauliche Durchbildung der Tragwerke als auch auf die zulässigen Beanspruchungen neu hinzugetreten sind.

Zunächst sei die Frage der zulässigen Beanspruchungen von Vollwandträgern betrachtet. Seit einiger Zeit werden immer mehr Stimmen laut, welche für Vollwandkonstruktionen höhere Beanspruchungen zugelassen sehen möchten als für Fachwerke, um eine bessere Wettbewerbsfähigkeit gegen diese zu erlangen. Als Begründung dieser Forderung wird geltend gemacht, daß bei Fachwerken wegen der steifen Knotenanschlüsse der Stäbe in diesen Nebenspannungen auftreten, welche vielfach 30% der Hauptspannungen und mehr betragen, so daß bei dieser Bauart eine größere Spanne zwischen Grenzbeanspruchung und zulässiger Spannung gerechtfertigt ist als bei den vollwandigen Trägern. Inwieweit diese erwähnte Forderung berechtigt ist, zeigt die Feststellung der Größe jener Beanspruchungen bei Vollwandträgern, welche durch die übliche Berechnungsweise nicht erfaßt werden. Zu diesen Mehrbeanspruchungen gehören:

1. die Wirkung gleichzeitig mit den Biegungsspannungen auftretender Schubspannungen;
2. die Spannungserhöhungen infolge der Krümmung der Gurte;
3. Spannungsspitzen infolge Störung des glatten Spannungsverlaufes bei plötzlichen Querschnittsänderungen und Kerben.

Die erste Art der Mehrbeanspruchung ist bei einfachen Trägern auf zwei Stützen meist ohne Belang, weil hier in der Regel an den Stellen mit großen Biegungsspannungen kleine Querkräfte herrschen und umgekehrt. Anders ist es bei Trägern mit überkragenden Enden und bei über mehrere Felder durchgehenden Trägern. Hier treffen bei den Stützpunkten die Größtwerte der Biegung und Querkraft zusammen. Nimmt man zur rohen Beurteilung der möglichen Größtspannungen, welche in den Stegen nahe den Gurtungen auftreten, an, daß an der gefährdeten Stelle $\sigma \sim 0,9 \sigma_{\max}$ und $\tau \sim 0,7 \sigma_{\max}$, dann erhält man als Hauptspannung

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}}{2} (0,9 + \sqrt{0,9^2 + 4 \cdot 0,7^2}) \sim 1,29 \sigma_{\max},$$

d. h. Mehrbeanspruchungen erster Art von etwa 30% der in üblicher Weise errechneten Größtbeanspruchung sind bei vollwandigen Trägern leicht möglich. Man muß daher die Forderung höherer zulässiger Beanspruchungen für Vollwandträger ablehnen. Dieser Entscheidung könnte entgegengehalten werden, daß man die Schubspannungen in den Stegblechen durch Anpassung der Gurtlinienführung an den Momentenverlauf so weit herabmindern kann, daß ihr Einfluß praktisch bedeutungslos wird. Diese Maßnahme bringt aber Spannungserhöhungen zweiter Art mit sich. Sie sind einestells bedingt durch den nicht mehr linearen Verlauf der Biegungsspannungen und andernteils dadurch, daß die Radialkomponenten der Gurtkräfte in der Krümmung die abstehenden Flanschen der Gurtungen abbiegen, so daß sie nicht mehr voll wirksam sind. Die Spannungserhöhungen der hier angedeuteten Art stehen im umgekehrten Verhältnis zum Krümmungshalbmesser der Gurtlinie und können daher durch geeignete Wahl desselben auf geringer Höhe gehalten werden. Trotzdem muß der ab-

lehende Standpunkt beibehalten werden, weil die Kunstgriffe zur Verminderung der Spannungserhöhungen nur in seltenen Fällen ausgenutzt werden können.

Auf die Gefahren der Kerbwirkung als dritter Art der Mehrbeanspruchung braucht an dieser Stelle nicht besonders hingewiesen zu werden, weil dies in letzter Zeit in der Fachliteratur über geschweißte Konstruktionen bereits in reichstem Maße getan worden ist. Trotzdem werden noch vielfach bauliche Einzelheiten empfohlen, welche in grundsätzlichem Widerspruch zu der Erkenntnis stehen. Ein Beispiel hierfür unter vielen ist der Versuch, einen Stegblechstoß durch auf- oder eingeschweißte Laschen verbessern zu wollen. Die hierzu erforderlichen Schweißnähte liegen in den Kehlen eines plötzlichen Querschnittsprunges und, da die Lasche die freie Dehnung des Stegbleches behindert, muß ein erheblicher Teil der Spannkraft des umgebenden Werkstoffes durch die Schweißnaht in sie geleitet werden. Solche Hilfs-laschen, deren ungünstige Wirkung auch schon durch Versuch nachgewiesen ist, können vermieden werden, wenn man für St 37 die Stumpfnäht aus hochwertigem Schweißwerkstoff mit glattgeschliffenen Rändern und für St 52 den in Bild 1 dargestellten Stoß¹⁾ wählt.



Bild 1.

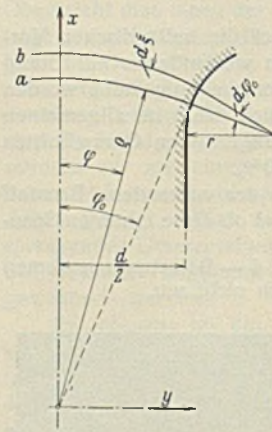


Bild 2.

Ganz besonderes Augenmerk ist auch auf den Anschluß des Steges an die Gurte eines Trägers zu richten, weil er in der stärksten gefährdeten Zone des ganzen Querschnitts liegt. Hier treten Spannungserhöhungen durch Zusammenwirken von Längs- und Schubspannungen und zugleich durch Ablenkung der Schubspannungen beim Übergang vom Steg in den quer hierzu liegenden, wesentlich stärkeren Flansch auf und setzen sich mit den in der Schweißnaht vorhandenen Schrumpfspannungen zusammen. Um sich einen ungefähren Begriff von der Größe der Mehrbeanspruchung infolge der Spannungsumlenkung zu machen, sei nachstehendes Beispiel durchgerechnet.

Betrachtet man zwei benachbarte Schnitte a und b (Bild 2), welche so geformt sind, daß ihr Neigungstangens bezüglich der X-Achse:

$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{xz}}{\tau_{yz}}$, dann sind diese Schnitte Flächen gleicher Schiebung, d. h. der Schiebungswinkel $d\zeta$ zwischen beiden Flächen ist überall gleich. Es ist also: $\tau = G \cdot \frac{d\zeta}{d\xi}$. Die beiden Flächen a und b müssen am Querschnittsrande lotrecht zu diesem stehen. Unter Beachtung dieser Grenzbedingung sei näherungsweise angenommen:

$$d\zeta \sim d\varphi_0 \left\{ r + \frac{\rho \varphi_0}{2} \left[1 - \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} \right)^2 \right] \right\}.$$

Setzt man $\tau = A \cdot \frac{d\varphi_0}{d\xi}$ und beachtet, daß $\int_0^{\varphi_0} \tau \rho d\varphi = \frac{S}{2}$ gleich der halben Schubkraft S sein muß, dann ist:

¹⁾ Von der Fried. Krupp A.-G. zum Schutz angemeldet.

$$\frac{S}{2} = A \varphi \int_0^{\varphi_0} \frac{d \varphi}{\left(r + \frac{\varrho \varphi_0}{2}\right) - \frac{\varrho}{2 \varphi_0} \cdot \varphi^2}$$

$$= \frac{A \varphi}{\sqrt{\left(r + \frac{\varrho \varphi_0}{2}\right) \frac{\varrho}{2 \varphi_0}}} \cdot \text{Ar} \text{Zg} \sqrt{\frac{\varrho \varphi_0}{2}} \cdot \frac{1}{r + \frac{\varrho \varphi_0}{2}}$$

Setzt man hierin

$$\varrho \varphi_0 \approx \frac{d}{2}, \text{ dann ist } S = \frac{2A}{\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{r}{d}}} \cdot \text{Ar} \text{Zg} \frac{1}{2\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{r}{d}}}$$

Nun wird für $\varphi = \varphi_0$ $\tau = \tau_{\max} = \frac{A}{r}$. Im geraden Teil des Steges ist aber $\tau_0 = \frac{S}{d}$, und es wird das Verhältnis der erhöhten Spannung τ_{\max} zur mittleren Spannung τ_0

$$(1) \quad \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} = \frac{d}{2r} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{r}{d}}}{\text{Ar} \text{Zg} \frac{1}{2\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{r}{d}}}}$$

Wählt man wie beim normalen Breitflanschträger $\frac{d}{r} = \frac{2}{3}$, dann wird

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_0} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\frac{1}{2} \sqrt{7}}{\text{Ar} \text{Zg} \sqrt{\frac{1}{7}}} = 1,11, \text{ d. h. die Spannungserhöhung beträgt}$$

rund 11% der mittleren Beanspruchung.

Daß an dieser Übergangsstelle die üblichen Kehlnähte mit ihren vielen Kerben ganz unangebracht sind, braucht nicht besonders erwähnt zu werden. Aus dieser Erkenntnis heraus hat die Fried. Krupp A.-G. das in Bild 3 dargestellte Flanschprofil entwickelt, bei dem die Schweißnaht aus den gefährdeten Bereich des Querschnitts herausgerückt ist und so liegt, daß sie durch Nachschleifen von jeder Kerbe befreit werden kann.

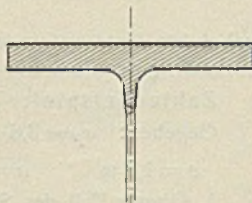


Bild 3.

Trotz der durch zahlreiche Versuchsergebnisse bestätigten Erkenntnis, daß quer zur Spannungsrichtung verlaufende Schweißnähte auf durchgehenden Stäben und Blechen grundsätzlich vermieden werden sollen, hat man sich bisher noch nicht von der alteingewurzelten Anschauung befreien können, daß Stegbleche von Trägern durch aufgeschweißte Querrippen ausgesteift sein müßten. Die statisch nicht notwendigen Anschlüsse dieser Aussteifungen an den Flanschen hat man zwar schon auf verschiedene Art durch Anwendung von Längsnähten verbessert, aber die an sich schon schlechten Kehlnähte der Querrippen auf den durch das Zusammenwirken von Biegungs- und Scherspannungen stark beanspruchten Stegblechen hat man noch nicht beseitigt. Obgleich die in letzter Zeit wieder stark in den Vordergrund des Interesses gerückte Knicktheorie der Bleche einwandfrei zeigt, daß Queraussteifungen in den üblichen Abständen für die Erhöhung der Stabilität der Platten nahezu wirkungslos sind, während Längsaussteifungen einen sehr hohen Nutzen haben, scheint es überaus schwer zu sein, sich von dem aus den Kindertagen der Technik stammenden Vorurteil zu befreien, die Queraussteifungen der Stegbleche müßten, den Pfosten eines Fachwerks entsprechend, die an jener Stelle des Trägers wirksamen Querkräfte aufnehmen. In einigen Handbüchern des Brückenbaues wird diese Anschauung noch jetzt als Bemessungsregel für die Steifen angegeben, obgleich meist die wenige Seiten vorher ausgesprochene Forderung einer ausreichenden Knick-sicherheit des Stegbleches der veralteten Ansicht den Boden entzieht. Queraussteifungen und Queranschlüsse an Vollwandträgern sind nur dort notwendig, wo große Lasten auf den Träger übertragen werden, z. B. Auflagerpunkte und Querträgeranschlüsse. Verlauf und Größe der Kräfte in den Aussteifungen und Trägeranschlußprofilen ergeben sich ohne weiteres aus der Tatsache, daß sich die Anschlußkräfte nahezu gleichmäßig über die Länge des Anschlusses verteilen. Da nun diese Anschlüsse in der Regel auf der Baustelle hergestellt werden, würde es nicht nur dem Grundsatz der Zweckmäßigkeit entsprechen, sondern auch der Forderung der theoretischen Erkenntnis, daß sie besser durch Nietung als durch Schweißung bewirkt werden.

Eine weitere zu beantwortende wichtige Frage ist diejenige der Knick-sicherheit einzelner Glieder der Vollwandträger. Während bei genieteten Trägern der Druckgurt meist einen dem Nietabzug entsprechenden Überschuß an Querschnitt hat, der etwa als dem Knickzuschlag gemäß dem ω -Verfahren bei Druckstäben entsprechend angesehen werden kann, ist dieser Überschuß beim geschweißten Träger nicht vorhanden. Es besteht daher die Frage, ob man hier den Druckgurt aus Sicherheitsgründen stärker

bemessen soll als den Zuggurt. Die Versuche mit geraden Druckstäben zeigen, daß die Knickspannung im unelastischen Bereich, welcher bei Druckgurten von Trägern fast ausschließlich in Betracht kommt, nahezu unabhängig vom Schlankheitsgrad des Stabes und fast gleich der Streckgrenze des Werkstoffes ist. Die Veränderlichkeit des ω -Wertes ist daher lediglich durch die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades in Abhängigkeit von der Schlankheit des Stabes gegeben. Die Gründe für die Wahl einer höheren Sicherheit bei schlanken Stäben sind:

1. die höhere Gefahr des Krummwerdens während der Bearbeitung und beim Transport;
2. zufällige Außermittigkeit des Kraftangriffs an den Stabenden infolge der Befestigungsart;
3. die Berücksichtigung der Durchbiegung der Stäbe infolge ihres Eigengewichtes, welche bei schlanken Stäben erheblich größer als bei gedrunenen ist.

Dieser dritte Grund für eine erhöhte Knicksicherheit fällt bei den Trägergurten ganz fort. Auch der zweite Grund kommt nicht in Betracht, weil der Kraftangriff durch den Trägersteg immer mittig ist. Der erstgenannte Grund könnte allein in eingeschränktem Maße angeführt werden, und zwar deshalb eingeschränkt, weil der lang durchgehende Gurt, falls er etwa krumm geworden sein sollte, durch den auf der Baustelle eingebauten Verband wieder gerade gerichtet wird. Man kann also sagen, daß man bei Druckgurten vollwandiger Träger im allgemeinen keine erhöhte Sicherheit für Knicken zu fordern braucht, d. h. die nach den Formeln für den elastischen Bereich errechnete Knickspannung braucht die Streckgrenze σ_F des Materials nicht wesentlich zu überschreiten.

Um nun das Grenzverhältnis zwischen der Flanschdicke t , der Flanschbreite b und der freien Gurtlänge l festzustellen, bis zu welchem ein besonderer Nachweis der Knicksicherheit nicht notwendig ist, sei die Knickspannung eines Gurtes untersucht. Der Gurt kann in waagerechter Richtung seitlich ausweichen oder in lotrechter Richtung durch Drehung um seine Mittelachse zerstört werden. Für den ersten Fall ist das widerstehende Trägheitsmoment gemäß Bild 4 $J = \frac{t b^3}{12}$. Die auf den Gurt einschließlich dem zugehörigen Anteil des Steges wirkende

Druckkraft ist $P = \frac{\sigma_{\max}}{e} \cdot S$, wenn hierin $S = F e'$ das statische Moment des in Betracht kommenden Querschnittsteiles ist. Mit schätzungsweise $F \sim 1,2 b t$ und $e' \sim 0,9 e$ wird dann die Knickkraft $P_K \approx \sigma_K \cdot 1,08 b t$. Diese ist aber zugleich auch $P_K = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = 1725 \cdot \frac{t b^3}{l^2}$, so daß

$$\sigma_K \sim 1600 \left(\frac{b}{l}\right)^2$$

Setzt man hierin noch $\sigma_K \approx \sigma_F$, dann erhält man das Grenzverhältnis

$$(2) \quad \frac{l}{b} \approx \sqrt{\frac{1600}{\sigma_F}}$$

Zur Ermittlung der zweiten Knickmöglichkeit sei die allgemeine Gleichung der Formänderungsarbeit für ebene Platten benutzt. Sie lautet:

$$\frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{s^2}{24} \int_0^l \int_0^a \left\{ \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)^2 - 2 \frac{m-1}{m} \left| \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right)^2 \right| \right\} dx dy = \frac{\sigma_x}{2} \int_0^l \int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 dx dy + \frac{\sigma_y}{2} \int_0^l \int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 dx dy - \tau_{xy} \int_0^l \int_0^a \frac{\partial z}{\partial x} \cdot \frac{\partial z}{\partial y} \cdot dx dy$$

Hieraus wird mit $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, $\sigma_x = \sigma_K$, $s = t$ und $z = C y \cdot \sin \frac{\pi}{l} x$

$$\sigma_K = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \cdot \frac{t^2}{12} \left[\left(\frac{\pi}{l} \right)^2 + \frac{24}{b^2} \cdot \frac{m-1}{m} \right]$$

Dieser Ausdruck wird ein Minimum für $l = \infty$, und zwar

$$\sigma_K = \frac{2 m E}{m+1} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 3230 \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

Hieraus ergibt sich mit $\sigma_K = \sigma_F$ das gesuchte Grenzverhältnis

$$(3) \quad \frac{b}{t} \approx \sqrt{\frac{3230}{\sigma_F}}$$

Mit $\sigma_F = 2,4$ für St 37 und $\sigma_F = 3,6$ für St 52 lautet nun die Regel, daß sich ein besonderer Nachweis der Knicksicherheit eines Druckgurtes erübrigt, solange:

$$(4) \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{bei St 37} & 36 t > b > \frac{l}{25} \\ \text{bei St 52} & 30 t > b > \frac{l}{21} \end{array} \right.$$

In diesem Falle sind auch die kleinen Eckaussteifungen, welche den Gurt gegen Verdrehen sichern sollen, unnötig, so daß auch deren schädliche Quernähte fortfallen.

Bei der geforderten ausschließlichen Anwendung von Längsaussteifungen der Stegbleche werden die von Querträger zu Querträger reichenden Längen der Felder zwischen den Aussteifungen im Verhältnis zu deren Abstand a so groß, daß man sie bei Ermittlung der Knickspannung des Bleches als unbegrenzt annehmen darf. Beachtet man ferner, daß die von Timoschenko²⁾ angegebenen Knickformeln für linear veränderlichen Druck immer dann fast genau die gleichen Ergebnisse liefern wie die Rechnung mit gleichmäßigem Druck von mittlerer Größe, wenn im betrachteten Feld nicht gleichzeitig Zug auftritt, dann kann man eine sehr einfache Knickformel für Stegbleche entwickeln, in welcher sowohl die Biegungs- als auch die Schubspannungen im Trägersteg berücksichtigt werden. Setzt man nämlich gemäß Bild 6 in die Gleichung

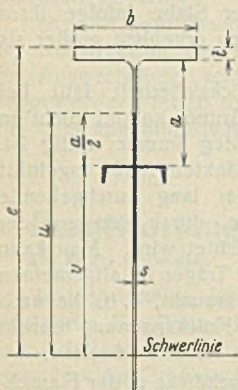


Bild 5.

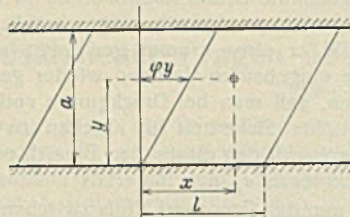


Bild 6.

für die Formänderungsarbeit: $z \sim C \cdot \sin \frac{\pi}{l} (x - \varphi y) \cdot \sin \frac{\pi}{a} \cdot y$ ein, dann findet man mit den Bezeichnungen: $\frac{\sigma}{\tau} = \rho$ und $\frac{l}{a} = \beta$ die mittlere Knickspannung zu

$$\sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{12(m^2 - 1)} \left(\frac{s}{a}\right)^2 \frac{(1 + \varphi^2)^2 + \beta^2 + 6\varphi^2 + 2}{1 + \frac{2\varphi}{\rho}}$$

Dieser Wert wird zu einem Minimum, wenn $\beta^2 = 1 + \varphi^2$ und $\varphi = \frac{\rho}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho^2}}\right)$ nämlich zu:

$$(5) \quad \sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{3(m^2 - 1)} \left(\frac{s}{a}\right)^2 \rho^2 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho^2}} - 1\right) = 7590 \left(\frac{s}{a}\right)^2 \mu$$

oder, wenn die Schubspannung maßgebend und $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ gesetzt wird:

$$(6) \quad \tau_K = 7590 \left(\frac{s}{a}\right)^2 \nu$$

Für die praktische Rechnung wird man die beiden vorstehenden Formeln schreiben

$$(5a) \quad s = \frac{a}{87,2} \sqrt{\frac{\sigma_K}{\mu}} \quad \text{und}$$

$$(6a) \quad s = \frac{a}{87,2} \sqrt{\frac{\tau_K}{\nu}}$$

In den Kurventafeln Bild 7 u. 8 sind die Werte μ in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis $\frac{\sigma}{\tau} = \rho$ und die Werte ν in Abhängigkeit vom Verhältnis $\frac{\sigma}{\tau} = \rho$ aufgetragen. Im letzteren Falle ist die Möglichkeit berücksichtigt, daß σ eine Zugspannung, also ρ negativ werden kann.

Die Grenzspannung, an welcher die Sicherheit eines Bauwerks gemessen wird, ist die Streckgrenze σ_F . Sollen nun die Gurtungen und das Stegblech eines Trägers gleichzeitig ihre Grenzbeanspruchung erhalten, dann muß mit den Bezeichnungen des Bildes 5 sein:

$$(7) \quad \sigma_K = \frac{u}{e} \cdot \sigma_F$$

oder für die Schubspannungen

$$(8) \quad \tau_K = \frac{\sigma_F}{\sigma_{zul}} \cdot \tau$$

Die Knickspannungen für Stegbleche liegen demnach stets im elastischen Bereich. Mit Rücksicht auf die Tatsache, daß sich die Schrumpfung der Schweißnähte in den Stegblechen als Druckspannungen bemerkbar machen, ist es empfehlenswert, die Knicksicherheit der Stegbleche etwas zu erhöhen. Dies geschieht am einfachsten durch Änderung der Zahl 87,2 in

den Formeln (5a) u. (6a) etwa in die runde Zahl 80, was einer Erhöhung der Sicherheit um etwa 20% entspricht.

Die Längsaussteifungen wird man, um plötzliche Querschnittsprünge zu vermeiden, bei den Querträgeranschlüssen durchführen. Sie bilden also einen Teil des Trägerquerschnitts und erhalten daher eine Druckbeanspruchung. Die Bemessung der Längsaussteifungen erfolgt am einfachsten, indem man sie zusammen mit dem auf sie entfallenden Anteil des Stegbleches als Druckstäbe mit der im elastischen Bereich liegenden Knickspannung

$$\sigma_K = \frac{v}{e} \cdot \sigma_F = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2} \quad \text{ansieht.}$$

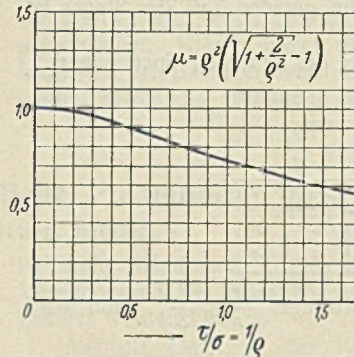


Bild 7.

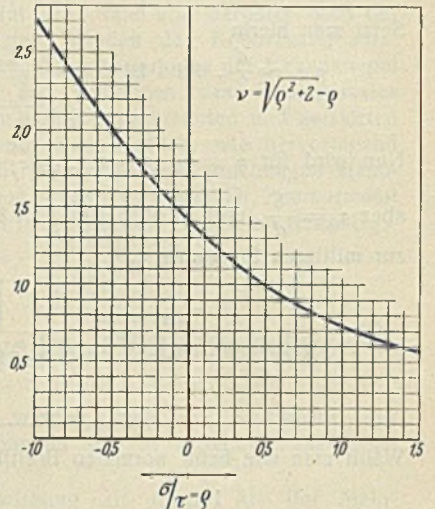


Bild 8.

Die erforderlichen Abmessungen der Aussteifungen findet man aus der Bedingung:

$$(9) \quad i^2 \cong \frac{v \sigma_F l^2}{e \pi^2 E} \sim \frac{v \sigma_F l^2}{2e}$$

wobei l in Metern einzusetzen ist. Die in dieser Formel (9) vorgenommene Abrundung der Zahl 2,07 auf 2 ergibt eine kleine Erhöhung der Sicherheit.

Zahlenbeispiel:

Gegeben: $\sigma_F = 3,6$ $\sigma_{zul} = 2,1$ $\tau_o = 0,6$ $\tau_u = 0,75$
 $e = 1,6$ m $a = 0,64$ m $v = 0,86$ m $l = 5,3$ m.

1. Oberer Teil des Stegbleches:

$$u = 0,86 + \frac{0,64}{2} = 1,18 \text{ m} \quad \sigma = \frac{1,18}{1,6} \cdot 2,1 = 1,55 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\tau_o}{\sigma} = \frac{1}{\rho} = \frac{0,6}{1,55} \sim 0,39, \text{ also } \mu = 0,93 \quad \sigma_K = \frac{1,18}{1,6} \cdot 3,6 = 2,65 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{erforderlich: } s = \frac{64}{80} \sqrt{\frac{2,65}{0,93}} = 1,35 \text{ cm.}$$

2. Mittlerer Teil des Stegbleches:

$$a = v = 0,86 \text{ m} \quad \sigma = \frac{0,43}{1,6} \cdot 2,1 = 0,565; \quad \frac{\sigma}{\tau_u} = \rho = \frac{0,565}{0,75} = 0,755,$$

$$\text{also } \nu = 0,85 \quad \tau_K = \frac{3,6}{2,1} \cdot 0,75 = 1,285 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{erforderlich: } s = \frac{86}{80} \sqrt{\frac{1,285}{0,85}} = 1,32 \text{ cm.}$$

3. Unterer Teil des Stegbleches:

$$a = 1,5 \text{ m} \quad \sigma = \frac{-0,75}{1,6} \cdot 2,1 = -0,985; \quad \rho = \frac{-0,985}{0,75} \sim -1,31$$

$$\nu = \sqrt{1,31^2 + 2} + 1,31 = 3,24,$$

$$\text{erforderlich: } s = \frac{150}{80} \sqrt{\frac{1,285}{3,24}} = 1,18 \text{ cm,}$$

gewählt $s = 1,4$ cm.

4. Aussteifung.

$$\text{Erforderlich: } i^2 = \frac{0,86 \cdot 3,6 \cdot 5,3^2}{2 \cdot 1,6} = 27,7 \text{ cm}^2$$

Stegblechanteil: $F' \sim 60 \cdot 1,4 = 84 \text{ cm}^2$, gewählt: $\times 160 \cdot 80 \cdot 12$ (s. nebenstehenden Querschnitt)

$$F = 84 + 27,5 = 111,5 \text{ cm}^2$$

$$J = 719 + \frac{84 \cdot 27,5}{111,5} \cdot 11,02^2 = 3226 \text{ cm}^4,$$

$$\text{vorhanden: } i^2 = \frac{J}{F} = \frac{3226}{111,5} \sim 29 \text{ cm}^2.$$

INHALT: Der Brand im Reichstagsgebäude. — Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

²⁾ Der Eisenbau 1921.