Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 66 (1948)
Heft: 30

Artikel: Weitgespannte Hallen aus Stahl
Autor: Kollbrunner, Curt F.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-56766

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

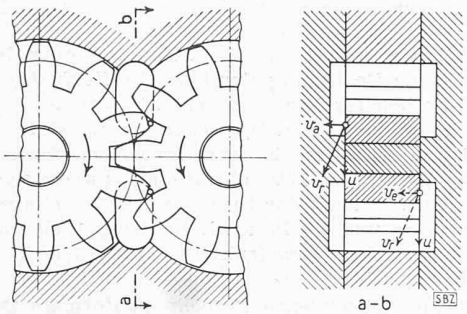

Bild 9. Geschwindigkeitsdiagramme bei Ein- und Austritt

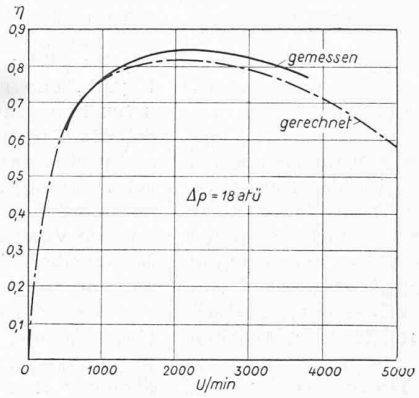

Bild 10. Wirkungsgrad eines Motors mit Nennleistung 1 PS bei 3000 U/min und 18 atü

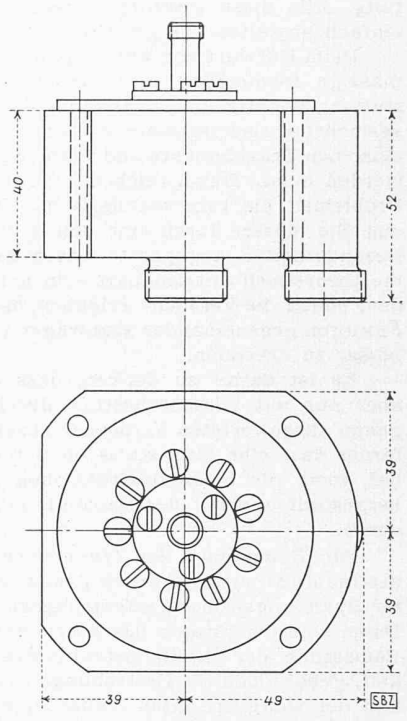

Bild 11. Massbild des geprüften Oelmotors, für beliebige Drehrichtung verwendbar. Masse in mm

Der Wert ξ ist eine Konstante, die von der Zähnezahl und der Zahnform abhängt. Im allgemeinen rechnet man mit einem Wert von 0,92 bis 0,95. Werden die Konstanten zusammengefasst, so kann man auch schreiben:

$$Q_{\text{Motor}} = c_2\, n$$

Dabei stellt die Konstante c_2 diejenige Menge in m^3/s dar, die der Motor beim Druckgefälle 0 und der Drehzahl von 1/min verarbeitet.

Der Motor setzt die in der verarbeiteten Flüssigkeitsmenge enthaltene Energie in die Leistung N_{Motor} um.

$$N_{\text{Motor}} = c_2\, n\, \Delta p$$

2. Den Reibungsverlusten. Mit grosser Annäherung können die Lagerkräfte und alle Reibungen dem Druckgefälle direkt proportional gesetzt werden. Die Gleitgeschwindigkeiten sind der Drehzahl direkt proportional, so dass für den Reibungsverlust angesetzt werden kann:

$$N_{\text{Reib.}} = c_3\, n\, \Delta p$$

Für einen vorzüglich ausgeglichenen und gut gelagerten Motor beträgt dieser Verlust 2 % der vom Motor verarbeiteten Leistung. Man kann deshalb auch ansetzen:

$$N_{\text{Reib.}} = 0{,}02\, N_{\text{Motor}}$$

3. Den Ausquetsch- und Eintrittsverlusten. Diese sind vom Druckgefälle unabhängig und sind ausschliesslich von der Grösse der Drehzahl bestimmt. Eine kurze Ueberlegung zeigt, dass pro Umdrehung immer die gleiche Menge durch die selbe Oeffnung abfliesst. Die in der Zeiteinheit ausfliessende Menge und die Ausströmgeschwindigkeit sind der Drehzahl direkt proportional. Die in dieser bewegten Flüssigkeitsmasse enthaltene Energie ist verloren; sie wird durch Stossvorgänge in Wärme umgesetzt. Die Grösse dieser Verluste kann man deshalb mit

$$N_{\text{ström}} = c_4\, n^3$$

ansetzen. Die Konstante c_4 lässt sich einfach messen: Der zu messende Motor wird mit der Flüssigkeit vom Druckgefälle Δp beschickt. Man entlastet ihn völlig und misst die entstehende Leerlastdrehzahl. Man kann dann ansetzen:

$$N_{\text{Motor}} - N_{\text{Reib.}} = 0{,}98\, N_{\text{Motor}} = N_{\text{ström}}$$

woraus:

$$c_4 = 0{,}98\, c_2\, \frac{\Delta p}{n^2}$$

Werden die einzelnen Verluste zusammengezogen, so ergibt sich die Formel für den Wirkungsgrad wie folgt:

$$\eta = \frac{N_{\text{ges}} - N_{\text{Leck}} - N_{\text{Reib.}} - N_{\text{ström}}}{N_{\text{ges}}}$$

$$\eta = 1 - \frac{c_1\, \Delta p^2 + 0{,}02\, c_2\, n\, \Delta p + c_4\, n^3}{c_1\, \Delta p^2 + c_2\, n\, \Delta p}$$

Nach dieser Formel erhält man die in Bild 10 gezeigte Kurve. Sie ist gültig für einen Zustand der Flüssigkeit und setzt die Kenntnis der Dimensionen und zweier Messergebnisse voraus. Hat man mehrere derartige Rechnungen durchgeführt und stehen ausreichende Messergebnisse zur Verfügung, so kann man bereits beim Entwurf die Wirkungsgradkurve vorausberechnen.

Zusammenfassung

Zahnrädermotoren, die nach modernen Gesichtspunkten konstruiert sind, zeigen einen Wirkungsgradverlauf, der sich mit jeder hydraulischen Arbeitsmaschine vergleichen lässt. Bei sorgfältiger Abstimmung der Kennwerte mit den Dimensionen ist ein sehr wirtschaftlicher Betrieb möglich. Der Mehrrädermotor nach Bild 11 weist durch die Vielzahl der Eingriffstellen eine hohe spezifische Leistung auf und ergibt auch im Teillastbereich noch gute Wirkungsgrade. Die bekannten Schwierigkeiten an den Lagerstellen und der hohe Stirnseitenverschleiss konnten weitgehend vermieden werden. Das Anspringverhalten ist vorzüglich: Bei Leerlast genügt ein Druck von 0,05 atü, im belasteten Zustand ist eine Druckänderung von nur $\pm$ 2 % notwendig. Diese Zahlen wurden mit einem Motor erreicht, der nur Gleitlager aufwies.

Weitgespannte Hallen aus Stahl

DK 624.94 : 725.39

Von Ing. CURT F. KOLLBRUNNER, Dr. sc. techn.,
Direktor der A.-G. Conrad Zschokke, Stahlbau, Döttingen

Vortrag, gehalten in der E. T. H. Zürich am 17. April 1948, an der Mitglieder-Hauptversammlung der Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau des S. I. A. (Gekürzte Wiedergabe)

Einleitung

Hallenbauten sind raumabschliessende Bauten grösserer Ausdehnung, die meist nur aus einem Geschoss, also im wesentlichen aus Dach und Umfassungswänden bestehen. Dabei werden alle Zwischenstufen vom reinen Stahldach auf betonierten tragenden Umfassungswänden bis zum vollständigen stählernen Hallengerippe, das die tragenden Teile von Dach und Wand samt allen Einbauten und Verbänden umfasst, ausgeführt. Jeder Hallenbau ist ein aus ebenen Scheiben gebildetes Raumtragwerk, das gegen lotrecht und waagrecht gerichtete angreifende Kräfte standfest sein muss. Die Zusammenfassung der einzelnen Tragscheiben zu einem räumlich stabilen Ganzen kann auf mannigfache Arten erfolgen[1]).

Für den *Entwurf* einer weitgespannten Halle sind entscheidend:

1. Aeussere Lasten (wobei zur Abschätzung der Windlasten Modellversuche durchgeführt werden sollen);
2. Bedingungen für die Stützenentfernungen;
3. Beleuchtungsverhältnisse (Belichtung durch das Dach und durch die Wände);
4. Allfällige Kranausrüstungen;
5. Ausbildung der Dachhaut und Dachentwässerung;
6. Untergrundverhältnisse (Fundationen).

Die Wirtschaftlichkeit weitgespannter Hallen hängt nicht von einer aufs Aeusserste getriebenen Dimensionierung, d. h. von einem absoluten Gewichtsminimum ab. Neben dem Materialaufwand spielen die für die Konstruktion verwendeten Arbeitslöhne eine ebenso wichtige Rolle. Zudem sind auch die Fragen des Unterhaltes und der Lebensdauer von Bedeu-

[1]) *F. Bleich:* Stahlhochbauten. Julius Springer, Berlin 1933.

tung. Alle diese Faktoren zusammen verlangen klare und einfach gestaltete Tragwerke [2]).

Beim Entwurf von weitgespannten Hallen ist eine zweckmässige, formschöne, klare und wirtschaftliche bauliche Gestaltung wichtig und zwar auch dann, wenn durch sie ein vermehrter rechnerischer Aufwand für die Bemessung der einzelnen Tragelemente und Verbindungen in Kauf genommen werden muss. Dabei reichen allerdings bei einer Reihe von Problemen die rein rechnerischen Mittel heute noch nicht aus. Sie müssen durch eine, den in der Praxis vorkommenden Besonderheiten angepasste baustatische Versuchsforschung, die theoretisch untermauert sein muss, ergänzt werden. Zudem sollen die Versuche erlauben, den Einfluss der einzelnen Faktoren gegeneinander abzuwägen und ihr Zusammenwirken besser zu erkennen.

Es ist daran zu denken, dass die Theorie wohl vieles, aber nur mit wissenschaftlich durchgeführten und peinlich genau ausgewerteten Versuchen zusammen *alles* leisten kann; ferner dass eine gute statische Berechnung nur dann Erfolg hat, wenn die Stahlkonstruktionen in der Werkstatt exakt hergestellt und auf der Baustelle einwandfrei montiert werden [3]).

Die *Bemessung der Tragelemente* hat den Zweck, eine bestimmte Mindestsicherheit gegen das Eintreten unerwünschter Spannungs- oder Verformungszustände zu gewährleisten. Dabei sind die Fragen des Einflusses der Plastizität auf die Bemessung der Stahlkonstruktionen von grösster Wichtigkeit, gehen doch die Bestrebungen dahin, die Wirtschaftlichkeit der weitgespannten Hallen, ohne ihre Sicherheit zu gefährden, weitgehend zu erhöhen. So spielt auch das *plastische Verhalten* des Stahles bei allen Stabilitätsproblemen eine wichtige Rolle. Aus diesem Grunde führt die Technische Kommission des VSB zusammen mit Prof. Dr. *F. Stüssi* und Prof. *P. P. Bijlaard* (Delft) Versuche über das Ausbeulen von Platten mit sämtlichen Randbedingungen im plastischen Bereich durch [4]). Da wegen der zunehmenden Verwendung hochwertiger Stahlsorten das Bestreben dahin geht, die Wandstärken immer mehr zu verringern und in der neuesten Zeit die zulässigen Spannungen erhöht und die erforderliche Sicherheit herabgesetzt wurden, ist es äusserst wichtig, die oft auf vagen Voraussetzungen aufbauenden Theorien mit einwandfrei durchgeführten Versuchen nachzuprüfen und zu vervollkommnen.

Es gibt wohl kaum ein Gebiet der Mechanik oder der Physik, das man ohne Benützung der höheren *Rechnungsarten* hinreichend zu beherrschen vermöchte. Trotzdem sind die oft äusserst komplizierten analytischen Entwicklungen nichts anderes als ein Mittel zur Erkenntnis des inneren Zusammenhanges der Tatsachen. Erst durch einen unvoreingenommenen, strengen Vergleich der theoretischen Ergebnisse mit den Versuchswerten und der Praxis kann der Berechnung Lebensmöglichkeit und dem Konstrukteur Gewissheit über die Theorie gegeben werden.

Die in Entwicklung begriffenen Berechnungsformeln zur Untersuchung dieser Stabilitätsprobleme, die für die Vollwandträger von grosser Bedeutung sind, können in allernächster Zeit auf eine wesentlich vereinfachte, praktische und leichtverständliche Basis gestellt werden.

Gegenüber dem feingliedrigen Gitterwerk weitgespannter Hallen aus dem letzten Jahrzehnt des letzten Jahrhunderts haben sich die vollwandigen Träger und das einfache Dreieckfachwerk mit einteiligen, vollen Stabquerschnitten und einfachen, klaren Knotenpunkten entscheidend durchgesetzt. Als charakteristische Hallenbauten, die für ihre Entstehungszeit Pionierleistungen bedeuten, nennen wir die Halle VI der Schweizer Mustermesse in Basel [5]) und das Hallenstadion in Zürich-Oerlikon [6]).

Die Flugzeughallen Genf-Cointrin

DK 725.39(494.42)

Für diese Flughallen hat die *AG. Conrad Zschokke, Genf und Döttingen*, bei der beschränkten Submission für ihr Projekt, bei welchem *A. Lozeron* als Architekt mitwirkte, den ersten Preis erhalten [7]) und ist nachher mit der Herstellung dieser Hallen beauftragt worden. Abweichend vom vorgeschriebenen Projekt wurden die Hallen grösser ausgeführt. Sie bestehen aus einem Hangar von 170 m Länge und 62,5 m Tiefe und einer Werft (Montagehalle) von 80 m Länge und 42,5 m Tiefe (Bild 1). Die Dachform, ein Walmdach, entstand aus der Forderung einer guten Beleuchtung der Montagehalle; zudem wird durch die Brechung des Daches der Eindruck einer hohen «Kiste» vermieden.

a. Belastungen

Zur Bestimmung der *Winddruckverteilung* wurden am Institut für Aerodynamik an der E.T.H. durch *Prof. Dr. J. Ackeret* Versuche an einem Modell 1:500 ausgeführt. Die Angaben beruhen auf Ergebnissen von Messungen im vollkommen

[2]) *F. Stüssi:* Entwicklungstendenzen im Stahlbrückenbau. SBZ 1948, Nr. 1 und 2.

[3]) *C. F. Kollbrunner:* Versuchsforschung (Plattenausbeulung). «Stahlbau-Bericht» Nr. 20, August 1947.

[4]) Vgl. den Bericht des Verfassers mit Ing. *G. Herrmann* in SBZ 1948, Nr. 11, S. 146*.

[5]) *Preiswerk und Esser:* Neue Halle VI der Schweizer Mustermesse Basel. SBZ Bd. 103, S. 160* (7. April 1934).

[6]) *K. Egender* und *Eisenbaugesellschaft Zürich:* Das Hallenstadion in Zürich. SBZ Bd. 126, S. 259* (8. Dez. 1945).

[7]) Hangar d'avions et halle de montage de l'aérodrome de Cointrin (Résultats du concours restreint). «Bulletin Technique de la Suisse Romande», nos. des 9 et 23 novembre 1946.

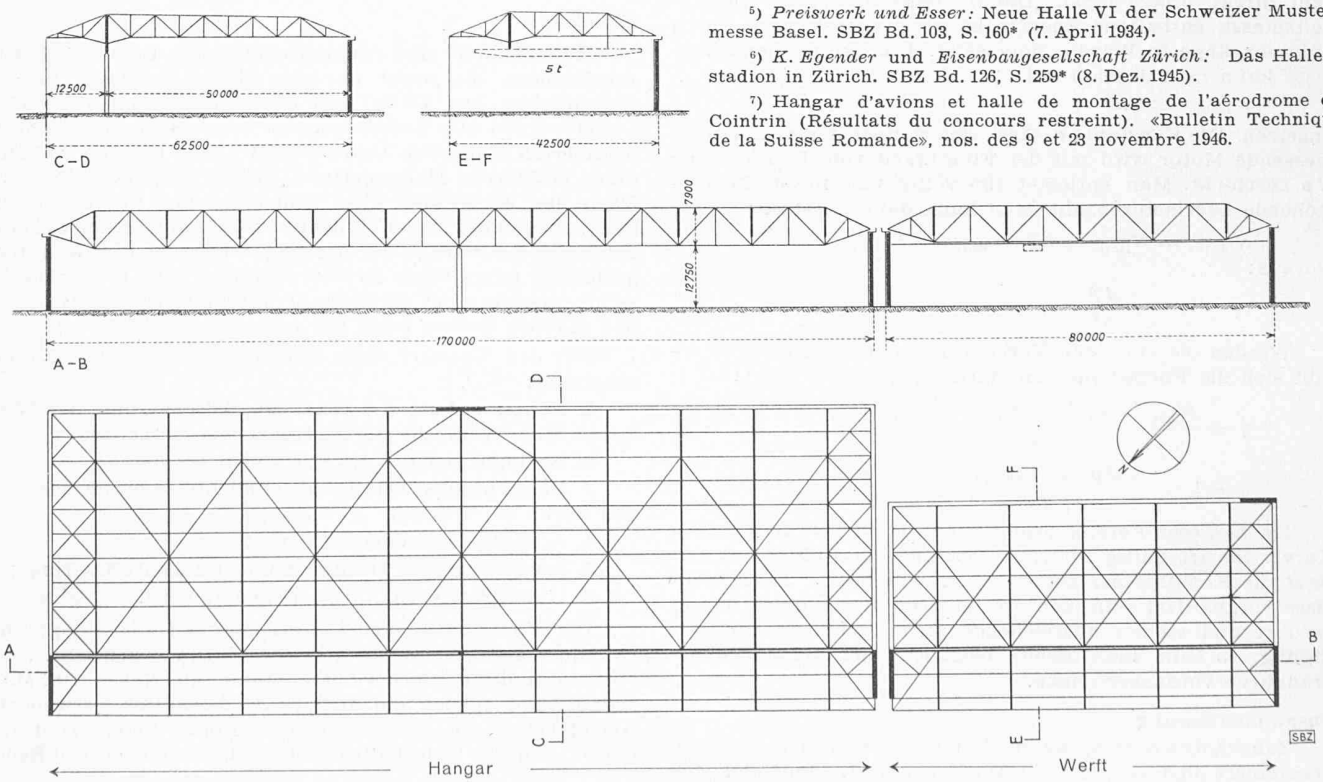

Bild 1. Flugzeughallen in Genf-Cointrin. Grundriss und Schnitte 1:1500

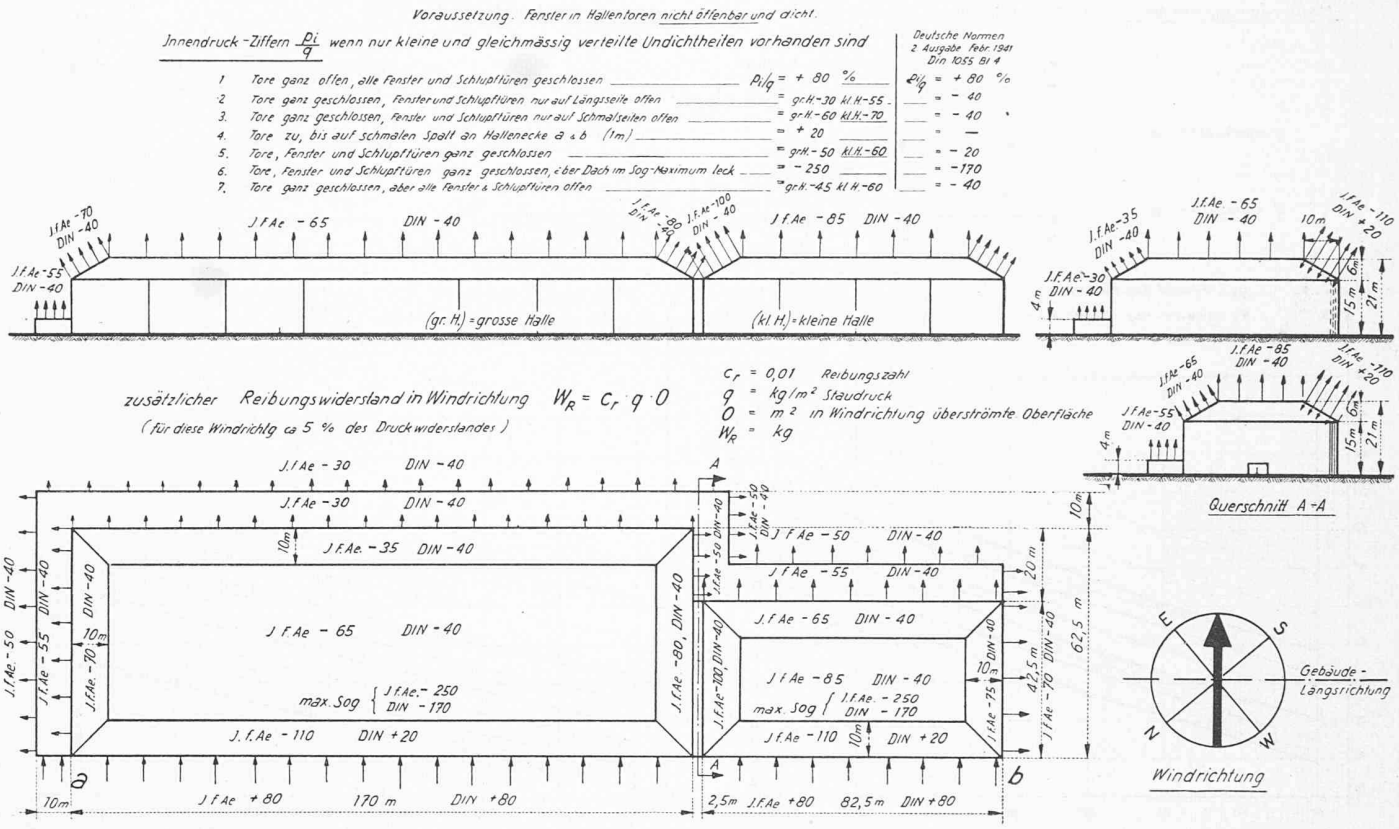

Bild 2. Flugzeughallen Genf-Cointrin, 1 : 2000. Ergebnis der Versuche des Institutes für Aerodynamik an der E. T. H. über die Winddruckverteilung. Die eingetragenen Flächen-Mittelwerte der Druckziffern p/q in % gelten nur für die gezeichnete Windrichtung

gleichmässigen Luftstrom des Windkanals. Da es aus Gründen der Dringlichkeit nicht möglich war, Messungen an einem genauen Modell von genügender Grösse durchzuführen, konnten nur angenäherte und wegen der Kleinheit des Modelles nicht sehr genaue Werte erhalten werden. Um jedoch den Bau der Hallen nicht zu verzögern, hatte sich Prof. Ackeret entschlossen, in Form einer mehr gutachtlichen Darstellung die zu erwartenden Veränderungen gegenüber den unmittelbaren Messungen abzuschätzen, bzw. auf Grund von Erfahrungen an ähnlichen Objekten zu korrigieren. Die Abweichungen zwischen den direkt gemessenen Werten und den Angaben des Institutes für Aerodynamik sind im allgemeinen rund 10 %, an besonders gefährdeten Stellen 30 bis 40 %. Als Grundlage der Winddruckberechnung hat Prof. Ackeret den Staudruck q = 100 kg/m² vorgeschlagen und sich gegen die Anwendung der in Art. 21, Absatz 4, der S. I. A.-Norm Nr. 112 (1935) erlaubten Reduktion der Winddruckbelastungen auf 60 % ausgesprochen. Auf Grund von Angaben der Meteorologischen Zentralanstalt in Zürich hat daraufhin die Firma Zschokke, Stahlbau, Döttingen, mit dem Baudepartement von Genf einen Staudruck von q = 80 kg/m² vereinbart, was einer Reduktion auf 80 % gleichkommt.

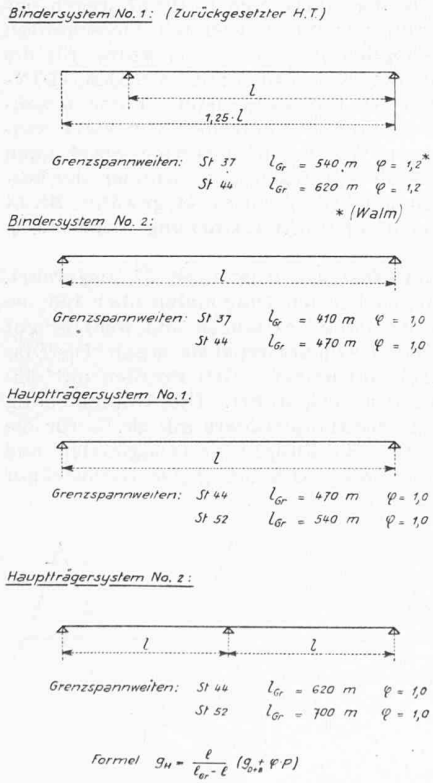

Bild 3. Grenzspannweiten von Bindern und Hauptträgern

Für die stark belastende Windrichtung NW ⟶ SE sind die wichtigsten gemessenen *Flächenmittelwerte* des Aussendruckes und die Varianten des Innendruckes in Bild 2 mit dem Index «J. f. Ae.» eingetragen. Zudem sind die Werte der deutschen Norm der zweiten Ausgabe vom Februar 1941 mit dem Index «DIN» zum Vergleich angegeben. Man sieht aus diesem Vergleich, dass sämtliche Flächen nach den Versuchsergebnissen des Institutes für Aerodynamik an der E. T. H. durch Aussen- und Innensog wesentlich stärker belastet sind, als nach der deutschen Norm. Am auffallendsten ist der Unterschied im Aussendruck an den dem Winde zugeneigten Dachflächen. «DIN» gibt + 20 % d. h. 20 % des Staudruckes als Druck, «J. f. Ae.» jedoch — 110 %, d. h. 110 % des Staudruckes als Sog an. Der Vergleich zeigt eindeutig, dass die DIN-Normen für solche Bauformen nicht genügen, und dass voraussichtlich auch nach Genehmigung der neuen S. I. A.-Belastungsnormen für grosse Hallen immer wieder Winddruckversuche durchgeführt werden sollten.

b. Wahl des Tragsystems

Nach Prof. Dr. *F. Stüssi* kann das Laufmetergewicht eines Hauptträgers durch folgende Formel [8]) berechnet werden

$$g_H = \frac{l}{l_{Gr} - l} (g_{D+B} + \varphi p)$$

Dabei bezeichnen:

g_H = Laufmetergewicht eines Hauptträgers (pro m² Grundrissfläche)

g_{D+B} = Gewicht des Daches und der Binder (pro m² Grundrissfläche)

p = Nutzlast (pro m² Grundrissfläche)

φ = von der Form der Einflusslinie abhängige Zahl $\geqq 1$

l = Spannweite

l_{Gr} = Grenzspannweite

Die Grenzspannweite berechnet sich nach der Formel:

$$l_{Cr} = \frac{\sigma}{\gamma \alpha}$$

[8]) *F. Stüssi:* Leichtbau im Brückenbau und Hochbau. SBZ 1943, Bd. 121, Nr. 1 und 2. — *F. Stüssi:* Entwicklungstendenzen im Stahlbrückenbau. SBZ 1948, Nr. 1 und 2.

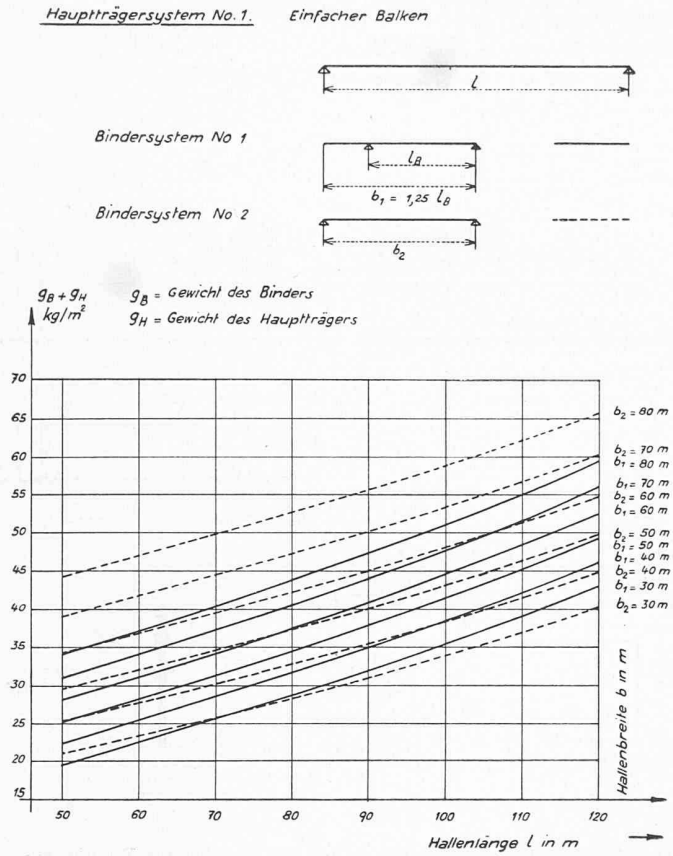

Bild 4. Für Hauptträgersystem Nr. 1

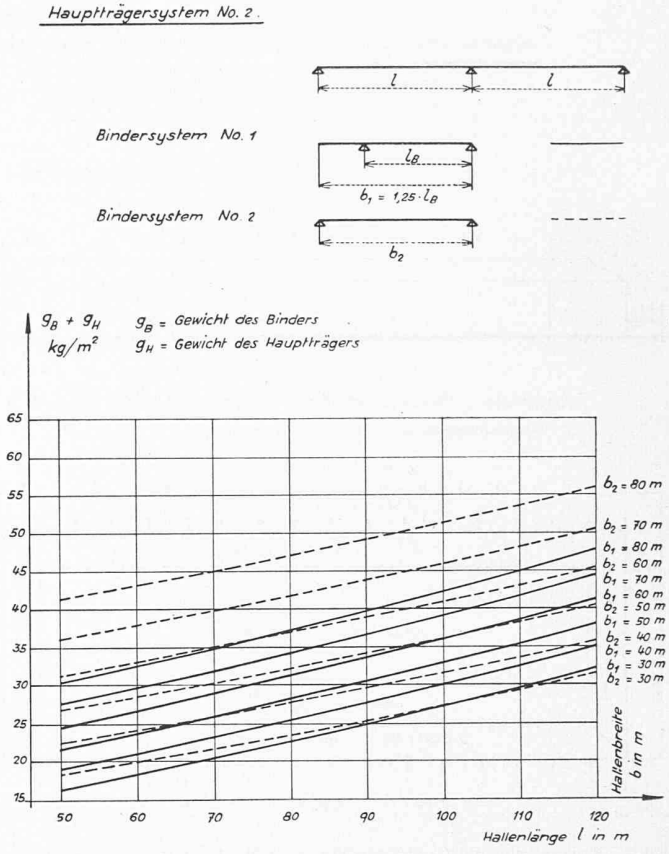

Bild 5. Für Hauptträgersystem Nr. 2

Gewichte von Bindern und Hauptträgern pro m² Grundfläche für verschiedene Hallenbreiten und Hallenlängen bei einer Dachbelastung von $g_D = 60$ kg/m² (Alumandach, Unterdecke, Pfetten) und $p = 100$ kg/m² (Schneelast) für Stahl 44

Dabei bezeichnen:

σ = zulässige Beanspruchung

γ = Raumgewicht des Stahles

α = von der Form und Ausbildung des Trägersystems abhängige Kennziffer

Unter Einhaltung der zulässigen Beanspruchung kann ein Tragwerk, dessen Spannweite gleich der Grenzspannweite ist, gerade noch sein eigenes Gewicht tragen.

Untersuchungen verschiedener Systeme, wie Rahmen, Bogen, selbsttragende Dachhaut usw. ergaben als wirtschaftlichstes System eine Konstruktion von Pfetten, Bindern nach dem Bindersystem Nr. 1 (Bild 3) und, für den Hangar, einen Hauptträger über zwei Oeffnungen hinter den Toren. Ein Vergleich von Stützen aus Stahl und aus Eisenbeton zeigte in diesem Fall die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonstützen.

Die Bilder 4 und 5 zeigen die Gewichte von Bindern und Hauptträgern pro m² Grundfläche für verschiedene Hallenbreiten und Hallenlängen mit einem Hauptträger über einer (Bild 4) und über zwei Oeffnungen (Bild 5) und für die Bindersysteme 1 und 2. Alle Werte wurden für St. 44 berechnet. Man ersieht daraus, dass das Bindersystem 1 mit Auskragung, d. h. zurückversetztem Hauptträger, für grosse Hallenbreiten bedeutend günstiger ist als das Bindersystem 2.

c. Statische Berechnung

Durch die Windvorschriften wurden Systemwahl und statische Berechnung der *Pfetten* sehr stark beeinflusst. Da im Falle von Aussensog plus Innendruck bei Wind die Binderuntergurte erhebliche Druckkräfte erhalten, wurden die Pfetten mit Kopfstreben, die gleichzeitig die Binderuntergurte elastisch stützen, ausgeführt (Bild 6). Die Kopfstreben wurden so angeordnet, dass die positiven und negativen Momente der Pfetten gleich gross wurden und die Aussenfelder so gewählt, dass das gleiche Pfettenprofil, nämlich ein I-DIE, durchgeführt werden konnte. Durch diese Wahl konnten die Durchbiegungen auf $^1/_{600}$ gehalten werden, was wegen der kleinen Dachneigung von 2 % erwünscht war.

Die *Binder* sind einfache Balken mit Auskragung. Sie wurden als einfaches Dreiecksfachwerk konstruiert, geschweisst und geschraubt. Durch die zweiwandige Ausbildung in Form von liegenden I-DIN-Profilen war es möglich, dem Untergurt einen solchen Querschnitt zu geben, dass er bei der normalen Zugbelastung gerade die zulässige Spannung erreicht und zugleich mit der ideellen Knicklänge entsprechend der elastischen Stützung auch beim Windfall seine zulässige Knickspannung erreicht.

Der *Hauptträger* ist ein parallelgurtiger Fachwerkträger, beim Hangar über zwei und bei der Montagehalle über ein Feld. Da die Ausbildung der Gurtungen in St. 37 wegen der sehr grossen Kräfte nur mit zusammengesetzten Querschnitten (Bleche und Winkel) möglich gewesen wäre, wurde für die Gurtungen St. 52 verwendet. Sie wurden mit liegenden I-DIN- und I-DIR-Profilen, zum Teil mit aufgenieteter Lamelle konstruiert. Da die Schlankheiten der einzelnen Gurtstäbe zwischen $\lambda = 70$ bis 80 lagen, war der hochwertige Stahl auch für die Druckgurtungen wirtschaftlich. Aus Gründen der besseren Materialbeschaffung wurde nicht St. 44 gewählt. St. 44 hätte auch infolge vermehrter Profilverstärkung mehr Werkstattarbeit erfordert.

Die Diagonalen und Pfosten wurden in St. 37 ausgeführt. Die Schlankheiten λ liegen bei den Diagonalen über 100, so dass sich durch die Verwendung des teuren und weniger gut schweissbaren St. 52 keine Gewichtsersparnis ergab. Die Diagonalen wurden zum Teil mit halben I-DIN-Profilen mit eingeschweissten Bindeblechen ausgeführt. Die Untersuchung ergab, dass das Gewicht des Hauptträgers mit St. 52 für die Gurtungen und St. 37 für die Füllglieder (Diagonalen und Pfosten) gleich gross ist, wie wenn der ganze Hauptträger mit St. 44 ausgeführt würde.

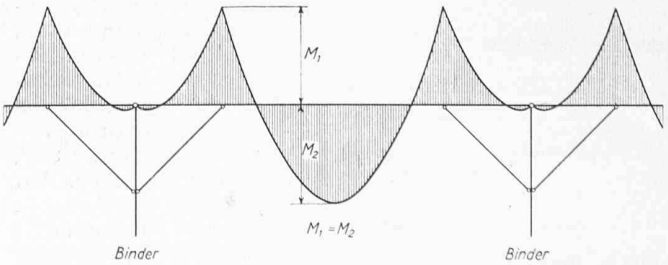

Bild 6. Pfetten mit Kopfstreben

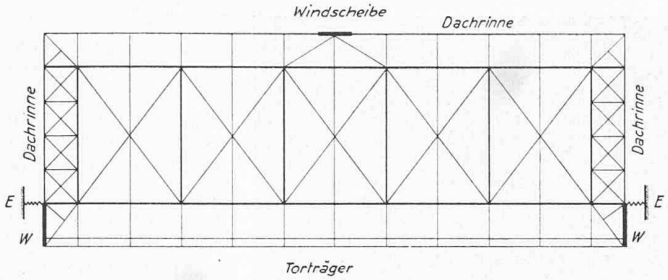

Bild 7. Windverband des Hangars Cointrin

Der *Windverband* (Bild 7) ist eine elastische Scheibe mit drei in einer Richtung unverschieblichen Auflagerscheiben aus Eisenbeton und zwei elastischen Stützungen bei den eingespannten Hauptträgersäulen. Er besteht aus einem Fachwerksystem mit gekreuzten Diagonalen, wobei alle Diagonalen nur auf Zug beansprucht werden und die Binderobergurte als Druckpfosten wirken. Der biegungssteife Torträger auf der Vorderseite und die steifen Eisenbetondachrinnen auf der Rückseite und den Schmalseiten bilden sekundäre Verbände.

Die *Mittelstütze* des Hangars (Bild 8) hat eine Kraft von 900 t aufzunehmen. Sie ist unten eingespannt und oben durch das Verbandsystem elastisch gehalten und besteht aus 2 I-DIR 47 $^1/_2$ und einem I-DIR 100 in geschweisster, ausbetonierter Konstruktion.

Alle *Lager* mussten infolge der Windlast auch zur Aufnahme negativer Auflagerkräfte ausgebildet werden. Die Binderlager wurden als Bolzenlager konstruiert. Die seitlichen Hauptträgerlager sind Zapfenkipplager mit Rückhaltetellern. Das Lager über der Mittelstütze des Hangars (Bild 9) wurde als allseitig gelenkiges Lager mit zwei senkrecht aufeinander stehenden Zapfen mit Rückhaltetellern ausgebildet.

Da alle Lager als feste Lager konstruiert wurden, müssen die Eisenbetonsäulen horizontale Verschiebungen mitmachen können. Solche Verschiebungen treten auf bei Längenänderungen infolge Temperaturdifferenz; bei Stützenkopfverschiebungen infolge Windverbanddurchbiegungen; bei Verschiebung der Lager bei der Durchbiegung der Träger, bei welchen die Bolzen oder Zapfen nicht in der Nullinie liegen.

Durch die Verlegung der Aussenlager in die Nähe der Nullinie konnten beim Hauptträger die Verschiebungen der Lager infolge Durchbiegung der Träger, die für parallele Gurtungen bis an die Auflager infolge Nutzlast rd. 3 cm betragen hätten vermieden werden. Alle Eisenbetonstützen sind unten eingespannt. Im Montagezustand wurden sie nicht seitlich abgestützt, wegen der Windlast die obersten Felder jedoch nicht ausgemauert.

Das *Gewicht* der gesamten Stahlkonstruktion für den Hangar beträgt 60 kg/m² und für den Hangar und die Werft zusammen 65 kg/m² überdeckter Fläche.

(Schluss folgt)

2. Internat. Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Rotterdam 1948

DK 061.3 : 624.131(412)

Dieser von *K. Terzaghi*, dem Vater der Erdbaumechanik, von hoher Warte und mit viel Humor präsidierte Kongress, der 32 Nationen mit gegen 700 Teilnehmern vereinigte, nahm einen überaus glücklichen Verlauf. Das holländische Organisationskomitee hatte unter der Leitung seines Obmanns (Ing. *J. P. van Bruggen*, Direktor der Arbeiten in Rotterdam) und der führenden Persönlichkeiten des Erdbaulaboratoriums in Delft (Dir. Ing. *T. K. Huizinga*, Prof. *E. Geuze* und Ing. *W. van Mierlo*) eine gewaltige Vorarbeit geleistet, die in Anbetracht der kurzen Zeit nach dem Kriege mit Recht als heroisch bezeichnet wurde. Die Zahl der eingereichten Berichte (total 417, davon 24 aus der Schweiz), die grösstenteils den Teilnehmern einige Wochen vor dem Kongress in fünf stattlichen Bänden zugestellt wurden (total sechs Bände), überstieg alle Erwartungen und zeugt für das ungewöhnliche Interesse, das der Entwicklung der Erdbaumechanik in Verbindung mit dem Grundbau rund um die Erde entgegengebracht wird.

Besonders eindrucksvoll und anregend waren die abendlichen Demonstrationen im Erdbaulaboratorium Delft, das durch seine Pionierarbeit am Wiederaufbau Hollands einen hervorragenden Anteil nimmt. Das im Jahre 1934 in enger Verbindung mit der Technischen Hochschule in Delft gegründete Institut hat sich mit seinen 120 Angestellten zum grössten Erdbaulaboratorium der Welt entwickelt und steht praktisch auf eigenen Füssen, indem die Forschung aus den Einnahmen der Aufträge (Gutachten, Sondierungen usw.) bestritten wird.

Eine stattliche Reihe von Lichtbilder-Vorträgen, die die neuesten grossen Arbeiten Hollands auf dem Gebiet des Damm-, Hafen- und Strassenbaues, sowie die geologischen Verhältnisse im Zusammenhang mit erdbaumechanischen Problemen behandelten, leiteten die täglichen Sitzungen ein. Diese dienten der Aufstellung der Statuten der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik, dem Erfahrungsaustausch, der Anbahnung eines engeren Kontaktes zwischen den einzelnen Ländern, der Berichterstattung und der allgemeinen Diskussion über die Themen der verschiedenen Sektionen. Da sich die Vollversammlung für spontane Diskussionen als zu gross erwies, wurden diese bei jeder Gelegenheit umso eifriger im kleinen Kreise fortgesetzt. Als neuere Entwicklungstendenzen zeichneten sich deutlich ab: Intensivere Koordination mit den Nachbargebieten wie Geologie, Physik und Chemie, Ergänzung der Laboratoriumsversuche durch vermehrte Feldversuche am ungestörten Schichtverband und sorgfältige Beobachtung des fertigen Bauwerks. In Anbetracht der Vielzahl von Faktoren, die die erdbaumechanischen Vorgänge beeinflussen, muss sich anderseits die auf relativ einfachen Annahmen beruhende, mathematische Behandlung der Probleme mit der Klärung des Vorstellungsvermögens und der Aufstellung von Arbeitshypothesen begnügen, deren fruchtbare Anwendung grosser Erfahrung bedarf. Damit gleicht aber die Tätigkeit des Erdbaumechanikers weitgehend derjenigen des Arztes, der es mit einem lebenden Organismus zu tun hat.

Die offiziellen Empfänge der Kongress-Teilnehmer durch die Behörden in Rotterdam, Haag und Amsterdam wurden verschönert durch die holländische Herzlichkeit und Gastfreundschaft. Die während den letzten Tagen des Kongresses durchgeführten Exkursionen zur Besichtigung des Maastunnels, des Kampfes gegen das Meer in Nordholland, des Hafens und der alten Grachten von Amsterdam, sowie die Bootfahrt durch das neu aufgebaute Hafenbecken von Rotterdam gaben reichlich Gelegenheit, den persönlichen Kontakt zwischen den Mitgliedern zu pflegen, wobei sich herausstellte, dass mancher unsere Heimat als Ziel einer privaten Schlussexkursion erkoren hatte.

R. Haefeli

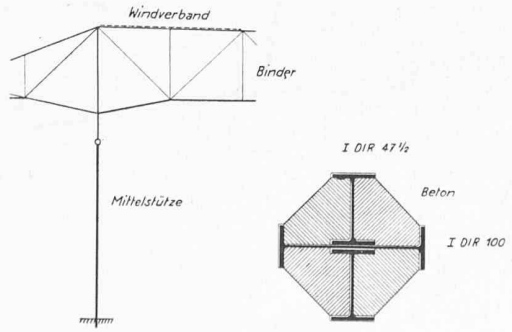

Bild 8. Mittelstütze

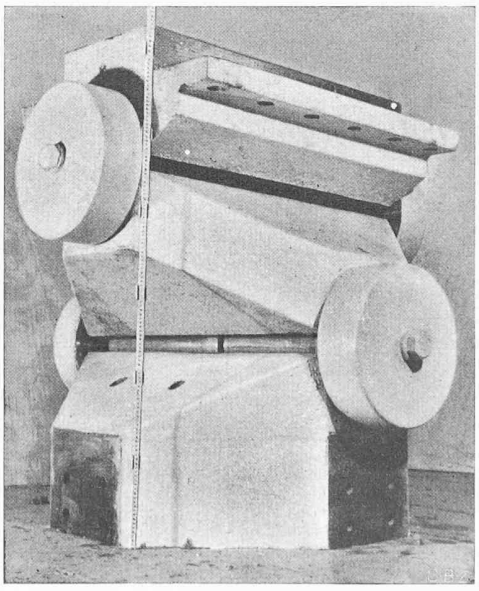

Bild 9. Lager über der Mittelstütze