

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 125/126 (1945)
Heft: 23

Artikel: Die Ingenieurarbeiten am Hallenstadion
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83762>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 18.03.2025

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

endung September 1939. Diese ausserordentlich rasche Ausführung war nur möglich dank eines sorgfältig aufgestellten Programms, das von Anfang an auf die Montage der schwersten Stahlfachwerkträger (Abb. 22, S. 267) Rücksicht nahm. Die Schalungen für die Eisenbetonrahmen sind in der Zimmerei der Baustelle hergestellt und als Ganzes versetzt worden. Die geneigten Platten der Tribünen in 8 cm Stärke hat man ohne obere Schalung betoniert. Die Eternitplatten der Decke, rd. 10 000 m², sind von fahrbaren Gerüsten aus durch Nägel am darüberliegenden Holzbalkenrost befestigt worden. Auf Verlangen der Feuerpolizei mussten die sichtbaren Teile der Fachwerkträger mit einer aufgespritzten Asbestmasse umkleidet werden.

Baukosten 2 652 000 Fr., umbauter Raum rd. 200 000 m³.

Die Ingenieurarbeiten am Hallenstadion

Das erste Projekt für die Konstruktionen und besonders auch für die Stahlkonstruktionen des Daches stammt von Ingenieur R. A. Naef (Zürich). Die endgültigen Projekte für die Stahlkonstruktion wurden durch die Eisenbaugesellschaft Zürich, und jene für die Fundamente und die Tribünenkonstruktionen in Eisenbeton durch die Ingenieure R. A. Naef und E. Rathgeb in Zürich ausgeführt.

Die Eisenbeton-Konstruktionen

Die Dachkonstruktion ruht auf vier Hauptstützen und auf der Eisenbetonkonstruktion der Umfassungswände. Durch

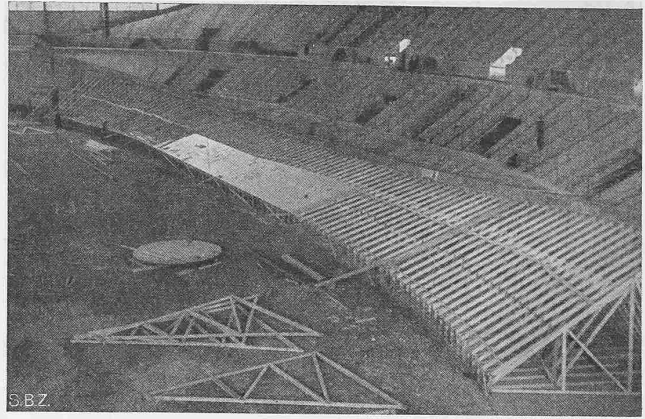
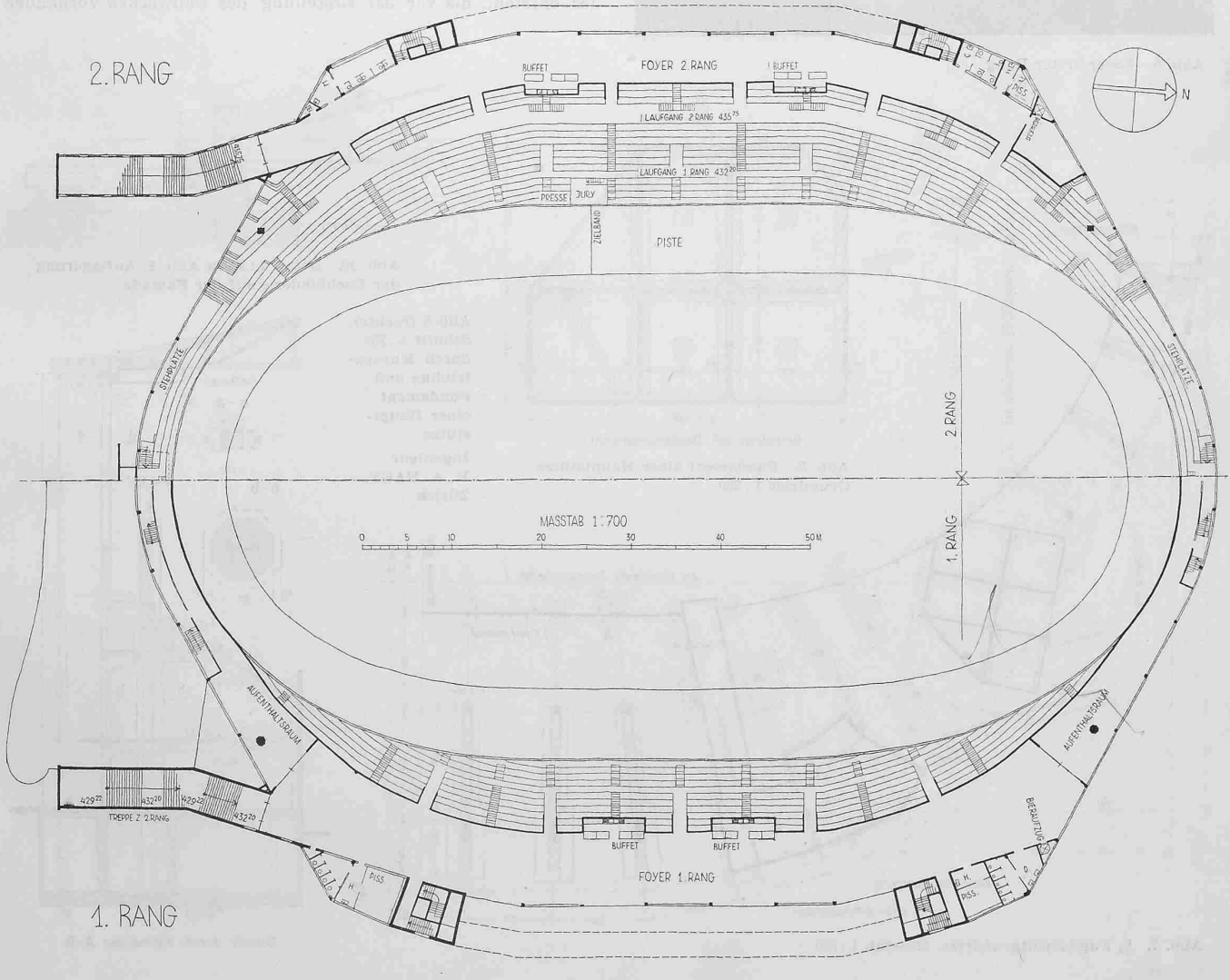
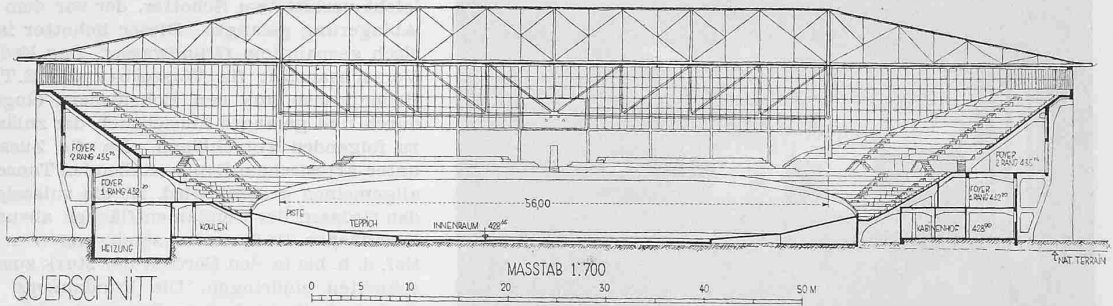


Abb. 4. Die Holzkonstruktion der Piste wird eingebaut; in der Mitte liegt schon die Fahrbahn



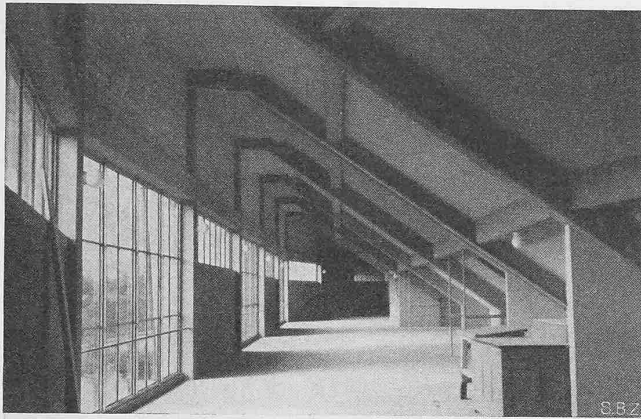


Abb. 5. Foyer zweiter Rang

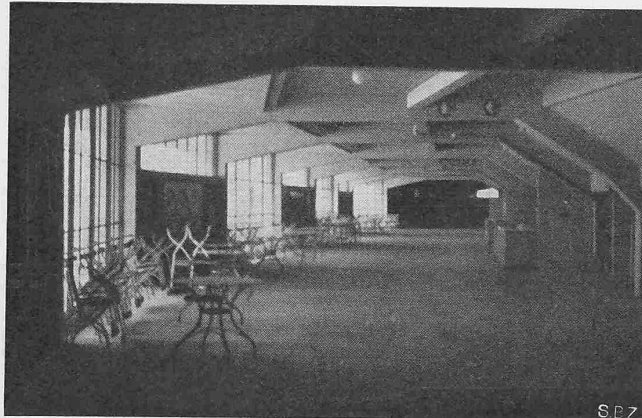


Abb. 6. Foyer erster Rang

vier Dehnungsfugen (Abb. 7) in der Nähe der Nottreppenhäuser ist die Eisenbetonkonstruktion in zwei Kurventribünen-Bauteile und zwei Haupttribünen-Bauteile unterteilt. Abb. 8 stellt einen Querschnitt durch die Kurventribünen dar und zeigt zugleich eine der Eisenbetonsäulen, auf denen die Hauptstützen des Daches aufruhn, sowie das Kastenfundament dieser Säule. In diesem Querschnitt ist oben der armierte Dachkranz ersichtlich, der als horizontales Auflager für die Windkräfte auf die schlanken armierten Fassadenpfeiler der Süd- und Nordfassade ausgebildet ist. Diese 90 m langen, entsprechend dem Verlauf der Fassaden gebogenen Träger haben ihre Auflager in den Säulen bei den Dehnungsfugen und in zwei stärker ausgebildeten Fassadensäulen zu beiden Seiten der Fassadenmitten.

Besondere Sorgfalt erforderte die Fundierung. Kurz vor Baubeginn wurden zwei Sondierbohrungen gemacht. Bei der Bohrung im nördlichen Teil des Bauwerkes stellte man bis auf eine Tiefe von 4,50 m abwechselnd kiesig-sandige und lehmige Ablagerungen fest. Dann folgte bis auf 14,0 m Tiefe gelbgrauer Ton und darunter stiess man auf die Grundmoräne. In einem zweiten Bohrloch im südlichen Teil des Baugeländes waren die Verhältnisse ähnlich mit der Ausnahme, dass die Grundmoräne 4,70 m höher lag. Die Grundmoräne besteht aus dicht gelagertem, leicht verkittetem Schotter, der vor dem letzten Eisvorstoss zur Ablagerung gelangte. Dieser Schotter ist der Träger von artesisch gespanntem Grundwasser. Das Erdbaulaboratorium an der Versuchsanstalt für Wasserbau der E.T.H. führte anhand von Bodenproben aus den Bohrlochern eingehende Untersuchungen durch und gelangte hinsichtlich der zulässigen Bodenpressungen zu folgenden Vorschlägen. Da die Zusammendrückbarkeit der unter artesischem Druck stehenden Tonschichten nach unten im allgemeinen grösser wird, ist die zulässige Bodenpressung nach den Grössen der Fundamentflächen abzustufen, weil bei grossen Lastflächen die Spannungsänderungen im Boden verhältnismässig tief, d. h. bis in den Bereich der stark zusammendrückbaren Tonschichten eindringen. Die Fundamente der vier Hauptstützen sind deshalb nach dem Grundsatz auszubilden, dass durch die ständige Last keine wesentlich höhere Belastung des Untergrundes entsteht, als vor der Erstellung des Bauwerkes vorhanden

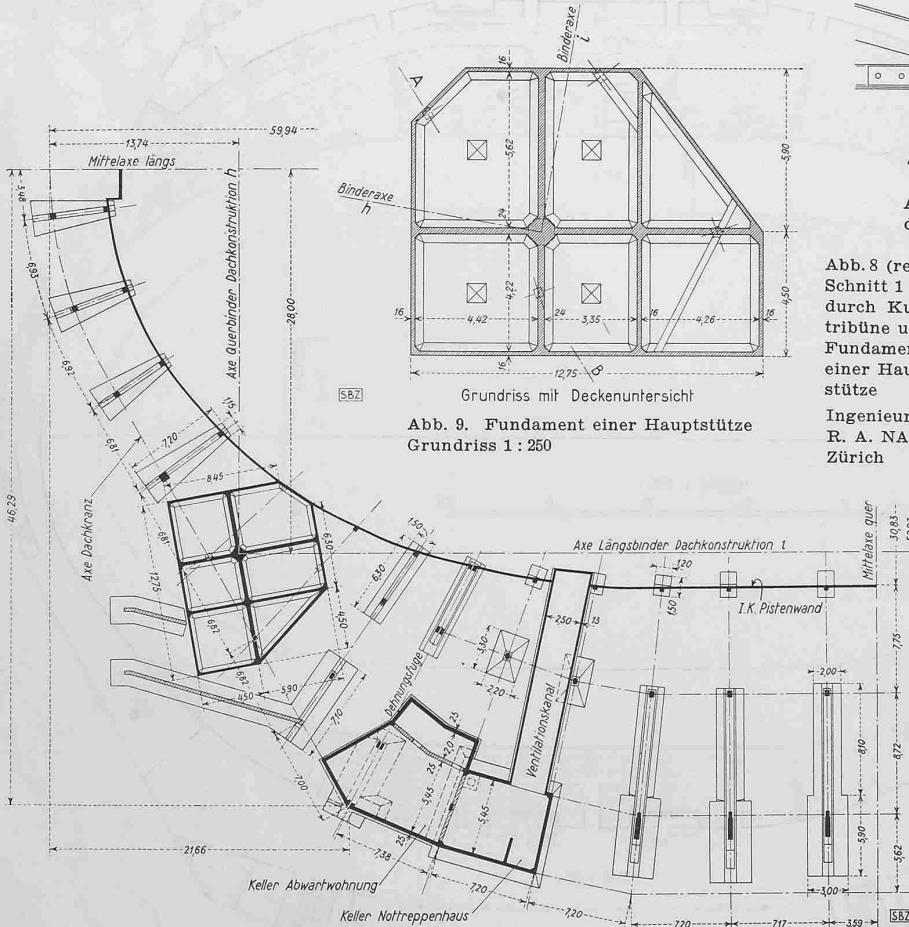


Abb. 9. Fundament einer Hauptstütze
Grundriss 1 : 250

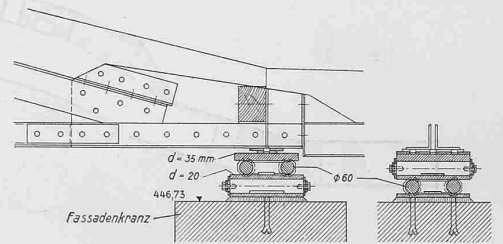
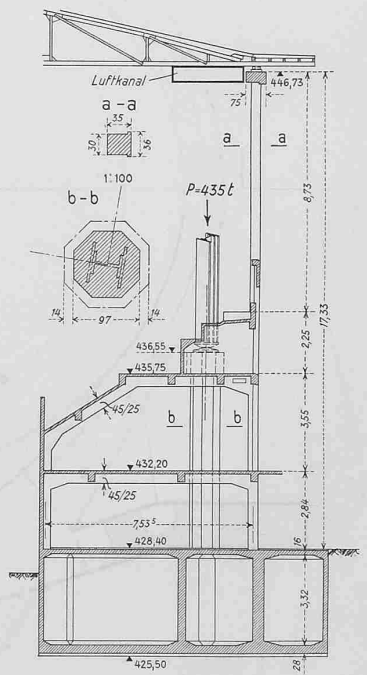


Abb. 10. Detail 1 : 30 zu Abb. 8, Auflagerung der Dachbinder e auf der Fassade

Abb. 8 (rechts).
Schnitt 1 : 250 durch Kurventribüne und Fundament einer Hauptstütze
Ingenieur
R. A. NAEF,
Zürich



Schnitt durch Rahmenaxe A-B

Abb. 7. 1/4 Fundamentgrundriss, Masstab 1 : 500

war. Zu diesem Zwecke musste ein der ständigen Last annähernd entsprechendes Gewicht an Erde innerhalb der Fundamentfläche ausgehoben werden, wobei die Versuche ergaben, dass mit einem Raumgewicht des Bodens von $2,1 \text{ t/m}^3$ gerechnet werden konnte. Für die übrigen Fundamente, deren Lastflächen bedeutend kleiner waren, ist eine zusätzliche Bodenpressung von $0,5 \text{ kg/cm}^2$ durch die ständige Last als zulässig zu betrachten.

Bei den Kastenfundamenten der vier Hauptstützen (Abb. 9) beträgt die Bodenpressung aus ständiger Last $0,63 \text{ kg/cm}^2$ und aus Nutzlast, Schnee und Wind $0,45 \text{ kg/cm}^2$, also total $1,08 \text{ kg/cm}^2$. Die Bodenpressung aus ständiger Last entspricht annähernd dem Gewicht des 3 m tiefen Aushubes. Bei den übrigen Fundamenten (Abb. 7) beträgt die Bodenpressung durch ständige Last $1,0 \text{ kg/cm}^2$ und die totale Bodenpressung $1,3 \text{ kg/cm}^2$. Da diese Fundamente $2,50 \text{ m}$ tief fundiert wurden, wird der Baugrund durch die ständige Last zusätzlich mit $0,5 \text{ kg/cm}^2$ belastet. Während sieben Jahren durchgeführte Kontrollmessungen haben ergeben, dass in den ersten drei Jahren Setzungen von max. 10 mm eingetreten sind und dass nachher das Bauwerk zur Ruhe gekommen ist.

Der Querschnitt durch die Haupttribünen und die Auskragungen der Eisenbetonkonstruktion an der West- und Ostfassade ist aus Abb. 11 ersichtlich. Die Säulen bilden mit den schrägen Tribünen- und Deckenträgern Stockwerkrahmenbinder. Aus konstruktiven Gründen erwies es sich als zweckmässig, den schrägen Tribünenträger über dem ersten Rang als Konsolträger und die darunterstehende kurze Säule als Pendelstütze auszubilden. Um schlanke Dimensionen und kleine Fundamentalbelastungen zu erhalten, sind die Eisenbetonkonstruktionen in hochwertigem Beton mit weitgehender Verwendung von Chromstahl für Säulen und Träger ausgeführt.

Auf Abb. 11 ist auch die Befestigung der Tribünenbestuhlung auf den schrägen Betonflächen dargestellt. In Abständen von $1,80 \text{ m}$ sind auf den geneigten Betonflächen Flacheisen $60/12 \text{ mm}$ angeordnet, die jeweils beim obersten Sitz in der Betonplatte aufgehängt sind. Zudem sind sie an mehreren Stellen in der Betonplatte verankert. Mittels aufgeschweissten Flacheisen ist die Bestuhlung auf die Trageisen aufgesetzt.

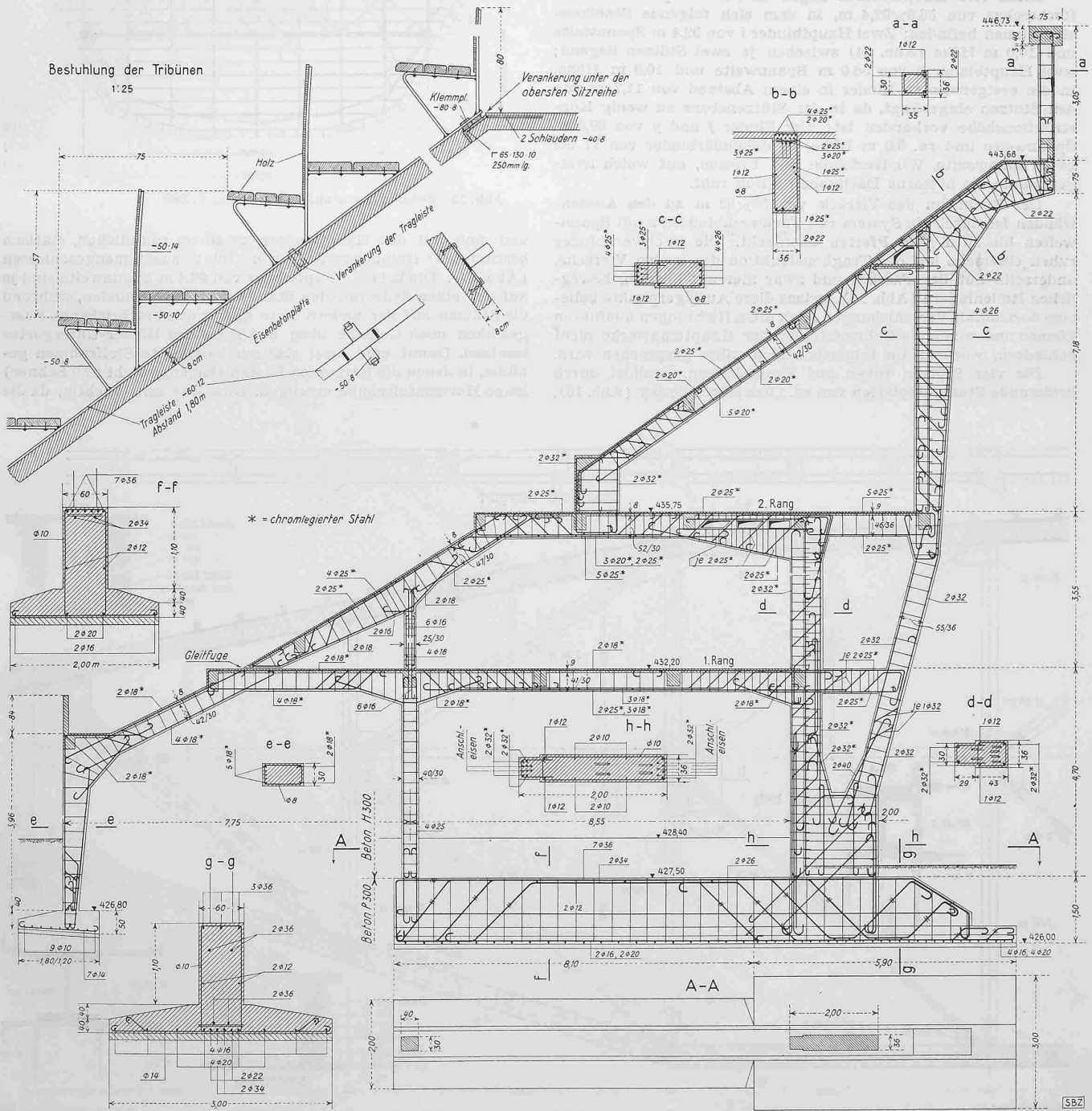


Abb. 11. Eisenbetonkonstruktion der Rahmenbinder der geraden Tribünen, Masstab 1:125, Querschnitte 1:75. — Ing. E. RATHGEB, Zürich

Der Stahlbau des Hallenstadions

Von der EISENBAUGESELLSCHAFT Zürich

Der Grundriss des Hallenstadions hat die Form eines Ovals, das nur wenig vom Kreis abweicht; die beiden Haupttaxen haben eine Länge von 120,5 m und 105,9 m (Abb. 12). Man darf nun sagen, dass die bedeutende Grundrissfläche von 10000 m² vollständig säulenfrei überdacht ist. Denn die vier einzigen Stützen stehen ganz nahe an der Fassade, sodass sie gar nicht als Innenstützen in Erscheinung treten, sondern sich in die Fassade restlos eingliedern.

Die Halle ist durch eine äussere Dachfläche und eine Innendecke abgeschlossen. Das Aussendach, bestehend aus Holzsparren, Holzschalung und Kiesklebedach, ist ein Flachdach mit ganz geringen Neigungen. Die horizontale Innendecke besteht aus Eternitplatten, an Holzgebälk angeschlagen. Der Raum zwischen Aussendach und Innendecke, in dem der grösste Teil der Stahlkonstruktion liegt und dadurch für den Besucher unsichtbar wird, hat eine verhältnismässig geringe Höhe, die im Scheitel maximal nur 5,88 m beträgt. Beim Eintritt in die Halle bemerkt man von der gesamten Tragkonstruktion nur die unteren Hälften der vier Hauptbinder, sowie die oben genannten vier Stützen.

Diese vier Hauptstützen liegen in den Eckpunkten eines Rechteckes von 56,0×92,4 m, in dem sich folgende Stahlkonstruktionen befinden: Zwei Hauptbinder *i* von 92,4 m Spannweite und 10,0 m Höhe (Abb. 14) zwischen je zwei Stützen liegend; zwei Hauptbinder *h* von 56,0 m Spannweite und 10,0 m Höhe, in die erstgenannten Binder in einem Abstand von 11,7 m von den Stützen eingehängt, da in der Stützebene zu wenig Konstruktionshöhe vorhanden ist; vier Binder *f* und *g* von 69,0 m Spannweite und rd. 5,0 m Höhe; 25 Sekundärbinder von 11 bis 14 m Spannweite, Windverbände und Pfetten, auf welche letztgenannte die hölzerne Dachkonstruktion ruht.

Der Raum um das Viereck von 56×92 m zu den Aussenwänden ist durch ein System von Fachwerkbindern *e* mit Spannweiten bis 25 m und Pfetten überdeckt. Die Fachwerkbinder ruhen einerseits auf der Tragkonstruktion des innern Vierecks, andererseits auf der Fassade und zwar hier auf allseitig beweglichen Rollenlagern (Abb. 10), sodass diese Auflagerpunkte beliebige horizontale Verschiebungen nach allen Richtungen ausführen können und somit die Deformationen der Haupttragwerke nicht behindern, worüber im folgenden noch näher gesprochen wird.

Die vier Stützen ruhen auf Fussgelenken, gebildet durch kreisrunde Stahlgussplatten von rd. 1,0 m Durchmesser (Abb. 16),

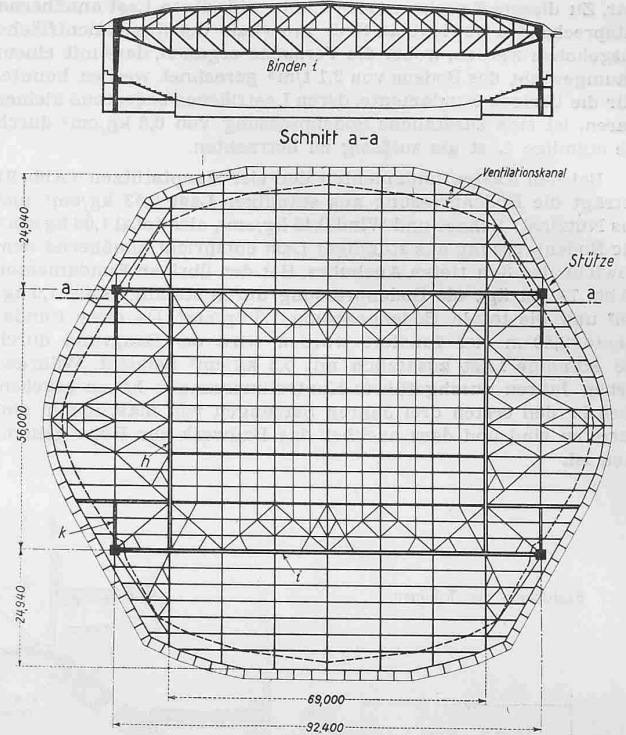


Abb. 12. Schema der Stahlkonstruktion, 1 : 1500

und sind mit den Hauptbindern zu einem räumlichen, statisch bestimmten Rahmensystem wie folgt zusammengeschlossen (Abb. 13): Die beiden Hauptbinder von 92,4 m Spannweite sind je auf der einen Seite mit den Ständern starr verbunden, während die Stützen auf der andern Seite ausser den beschriebenen Fussgelenken noch Gelenke oben auf Höhe des Binder-Untergurtes besitzen. Damit sind zwei statisch bestimmte Steifrahmen gebildet, in denen die lotrechten Lasten (Eigengewicht und Schnee) keine Horizontalschübe erzeugen. Dies war sehr wichtig, da die

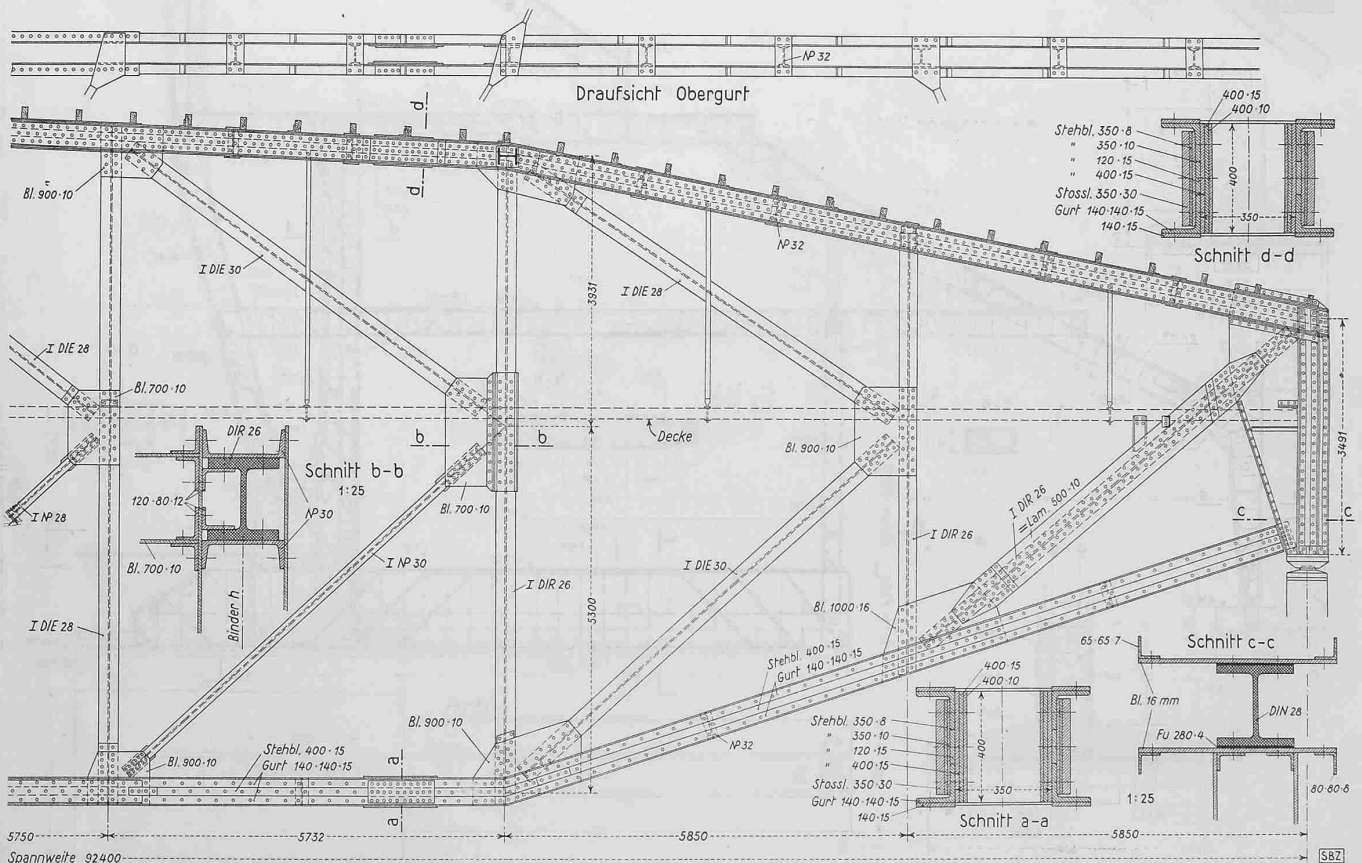


Abb. 14. Hauptbinder *i*, Ausschnitt beim Auflager, Masstab 1 : 100, Einzelheiten 1 : 25. — EISENBAUGESELLSCHAFT ZÜRICH

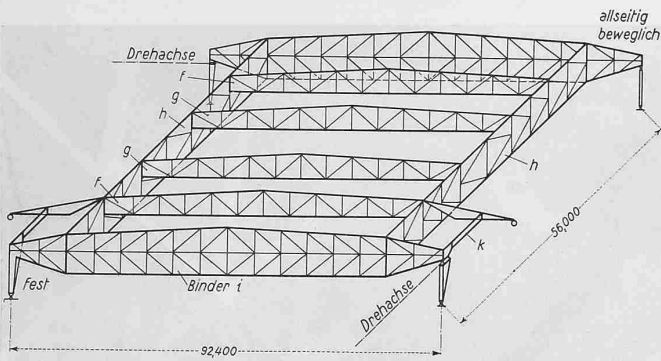


Abb. 13. Stahlkonstruktion, statisches System und Binderbezeichnung

Stützen auf rd. 10 m hohen Eisenbetonpfeilern stehen und somit die Uebertragung von grossen Horizontalschüben auf die Erde sehr kostspielig gewesen wäre. Zudem steht das Bauwerk auf sehr schlechtem Boden.

Um nun die allseitige, räumliche Stabilität herzustellen, mussten den oben beschriebenen Steifrahmen noch solche in der senkrecht dazu liegenden Richtung beigefügt werden. Dies war nicht ganz einfach, weil die zweiten Hauptbinder von 56,0 m Spannweite nicht in der Ebene der Ständer liegen. Es mussten hierfür besondere Träger *k* eingeschaltet werden, wie dies in Abb. 13 schematisch dargestellt ist. So entstanden drei verschiedene Stützenarten: Eine Stütze (Abb. 15) ist oben in zwei Richtungen eingespannt; zwei Stützen sind oben in einer Richtung eingespannt, in der andern Richtung mit einer Drehachse versehen; die vierte Stütze, der ersten diametral gegenüberliegend, ist eine räumlich allseitig bewegliche Pendelstütze.

In Verbindung mit den Dachverbänden wurde so ein räumliches Steifrahmensystem geschaffen, das befähigt ist, im Raum beliebig gerichtete Kräfte aufzunehmen, ohne Horizontalschübe unter lotrechter Last zu erzeugen. Die verwendeten, statisch bestimmten Steifrahmen mit fest angeschlossener Ständer auf der einen Seite und Pendelstütze auf der andern Seite haben die Eigenschaft, dass die Stützenköpfe bei Aenderung der lotrechten Auflast (z. B. Schnee) horizontale, elastische Bewegungen ausführen. Diesem Umstande wurde dadurch Rechnung getragen, dass die gesamte Dachkonstruktion, die den Bewegungen der Stützköpfe folgt, auf der Aussenfassade auf allseitig beweglichen Lagern ruht, wie schon oben vermerkt wurde. Diese horizontalen Verschiebungen infolge lotrechter Auflast wie auch diejenigen infolge Wind und Temperaturänderung können sich somit bei der gewählten Konstruktion unbehindert einstellen, ohne in der Dachkonstruktion und in den schlanken Eisenbetonständern der Fassaden Zwängungsspannungen und Risse zu erzeugen (Abb. 10, S. 262).

Den Verschiebungen der Säulenköpfe und den dadurch bedingten Schiefstellungen der Ständer wurde auch bei der Dimensionierung der Ständer Rechnung getragen. Denn die grosse Knickbelastung der Ständer erzeugt bei Schiefstellung und Verbiegung derselben beträchtliche Biegemomente, die nicht vernachlässigt werden durften. Die Verhältnisse sind in Abb. 17 dargestellt und ergaben folgende Resultate:

Die Differentialgleichung der elastischen Linie des deformierten Ständers lautet:

$$E J \frac{d^2 y}{dx^2} = - P y - H x$$

oder mit $k = \sqrt{\frac{P}{E J}}$

oder $k^2 = \frac{P}{E J}$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y = - \frac{H}{E J} x$$

Die Lösung lautet:

$$y = A \cos kx + B \sin kx - \frac{H}{P} x$$

Aus der Bedingung:

Für $x=0: y=0$ folgt $A=0$

Folglich ist:

$$y = B \sin kx - \frac{H}{P} x$$

$$y' = B k \cos kx - \frac{H}{P}$$

Nun besteht noch die Bedingung:

Für $x=l: y' = \tau_0 + \tau_1 M_A = \tau_0 + \tau_1 (P \delta_B + H l)$

Somit: $\tau_0 + \tau_1 (P \delta_B + H l) = B k \cos kl - \frac{H}{P}$

Folglich: $B = \frac{\tau_0 + \tau_1 (P \delta_B + H l) + \frac{H}{P}}{k \cos kl}$

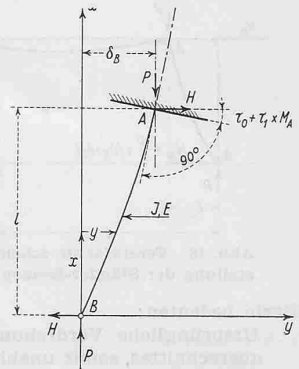
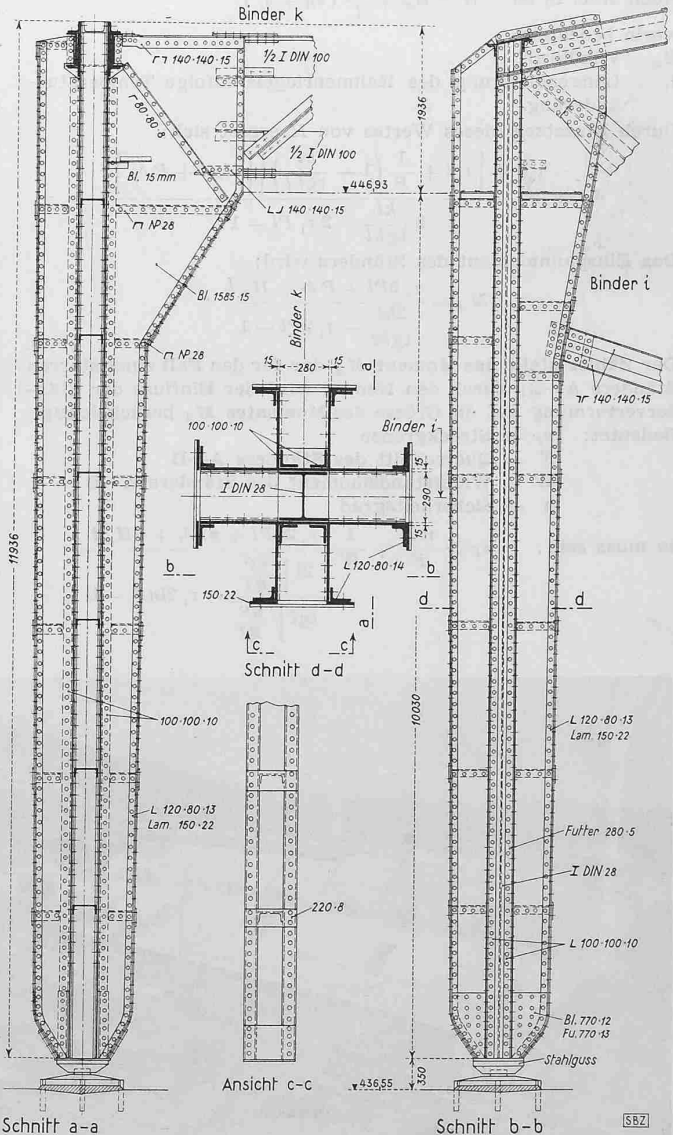


Abb. 17



Schnitt a-a

Schnitt b-b

Abb. 15. Oben beidseitig eingespannte Hauptstütze, Masstab 1:80
EISENBAUGESELLSCHAFT ZÜRICH

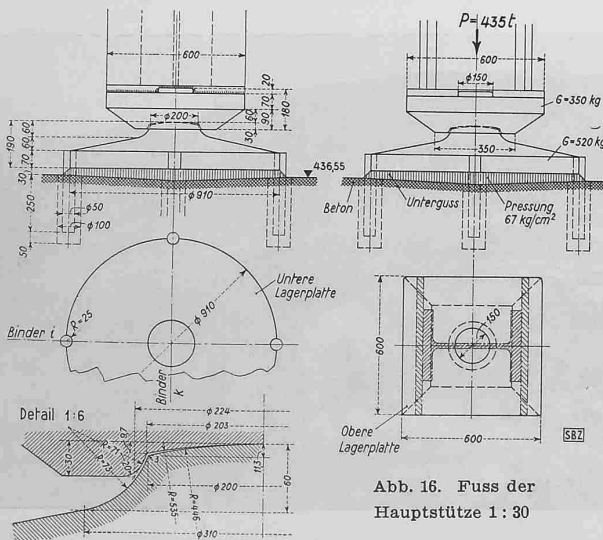


Abb. 16. Fuss der Hauptstütze 1:30

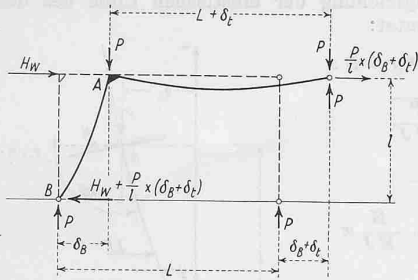


Abb. 18. Vereinfachte schematische Darstellung der Ständer-Beanspruchung

Hierin bedeuten:

τ_0 = Ursprüngliche Verdrehung des Einspannquerschnittes, somit unabhängig von Biegemoment M_A .

τ_1 = Verdrehung des Einspannquerschnittes infolge $M_A = 1$

Also ist:

$$y = \frac{\left[\tau_0 + \tau_1 (P \delta_B + H l) + \frac{H}{P} \right] \sin kx}{k \cos kl} - \frac{H}{P} x$$

Für $x = l$ wird $y = \delta_B$ und es ergibt sich hieraus:

$$\delta_B = \frac{\left[\tau_0 + \tau_1 H l \right] l + \frac{H l}{P} \left(1 - \frac{kl}{\operatorname{tg} kl} \right)}{\frac{kl}{\operatorname{tg} kl} - \tau_1 Pl}$$

Nach Abb. 18 ist $H = H_w + \frac{P}{l} (\delta_B + \delta_t)$

worin bedeutet:

H_w = Windkraft

δ_t = Längenänderung des Rahmenriegels infolge Temperaturänderung.

Durch Einsetzen dieses Wertes von H ergibt sich:

$$\delta_B = \frac{\tau_0 l + \left[\tau_1 l + \frac{1}{P} \left(1 - \frac{kl}{\operatorname{tg} kl} \right) \right] \left[H_w l + P \delta_t \right]}{2 \frac{kl}{\operatorname{tg} kl} - 2 \tau_1 Pl - 1}$$

Das Einspannmoment des Ständers wird:

$$M_A = \frac{\tau_0 2Pl + P \delta_t + H_w l}{\frac{2kl}{\operatorname{tg} kl} - \tau_1 2Pl - 1}$$

Der Zähler stellt das Moment M_A dar für den Fall eines starren Ständers A—B; durch den Nenner wird der Einfluss der Ständerverformung auf die Grösse des Momentes M_A berücksichtigt. Bedeutet:

σ_F = Streckgrenze

F = Querschnitt des Ständers A—B

W = Widerstandsmoment des Ständers A—B

n = Sicherheitsgrad

so muss sein:

$$\sigma_F \geq \frac{nP}{F} + \frac{1}{W} \frac{\tau_0 2nPl + nP \delta_t + nH_w l}{2l \sqrt{\frac{nP}{EJ}} - \tau_1 2nP - 1} \frac{1}{\operatorname{tg} l \sqrt{\frac{nP}{EJ}}}$$

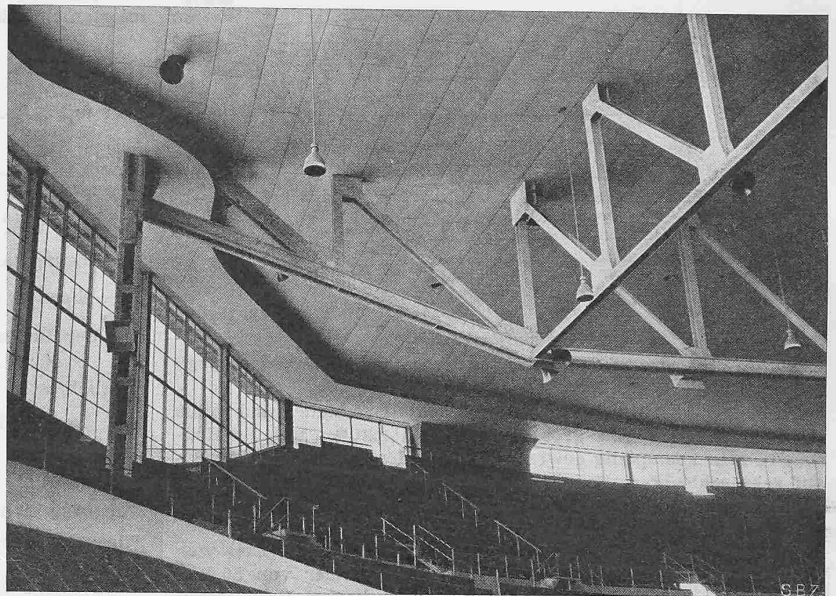


Abb. 19. Die teilweise sichtbaren Glieder der Stahlkonstruktion: Stütze, Binder i und h . Horizontaler Ventilationskanal mit Austrittsschlitzen und vertikalem Zuführungskanal

Die Querschnittsbestimmung nach dieser Gleichung gewährleistet, dass die Streckgrenze im ungünstigsten Querschnitt erst nach n -fachem Anwachsen der lotrechten und waagrechten Belastungen erreicht wird.

Das Biegemoment M_A und die Durchbiegung δ_B werden unendlich gross, wenn der Nenner dieser Ausdrücke gleich Null wird; man gewinnt somit einen Ausdruck für die kritische Auflast aus:

$$\frac{kl}{\operatorname{tg} kl} - \tau_1 Pl - 0,5 = 0$$

Die Grösse der horizontalen, elastischen Verschiebungen der Stützenköpfe wurde eingehend verfolgt. Die Dimensionierung der Ständer wurde wesentlich beeinflusst durch die Bedingung, diese Verschiebungen in bestimmten Grenzen zu halten.

Das Material der Hauptbinder ist ein Stahl von erhöhter Festigkeit, St. 44. Die zulässige Beanspruchung dieses Materials wurde rd. 20% höher angenommen als für normalen Baustahl. Da wegen der grossen Spannweiten das Eigengewicht der Stahlkonstruktion neben den übrigen Belastungen stark in Rechnung tritt, konnte durch die Verwendung von St. 44 eine Ersparnis erzielt werden. Die Hauptbinder, wie auch die übrigen Konstruktionen, für die gewöhnlicher Stahl St. 37 verwendet wurde, sind von genieteter Ausführung. Die Formgebung der Hauptbinder wurde durch den Umstand stark beeinflusst, dass im fertigen Bauwerk nur ihre untere Hälfte sichtbar ist, während die obere Hälfte durch die Eternit-Innendecke verdeckt ist (K-Fachwerk). Gewicht der Stahlkonstruktion:

Dach-Konstruktion	632 000 kg
Stützen	38 000 kg
Gesamtgewicht	670 000 kg

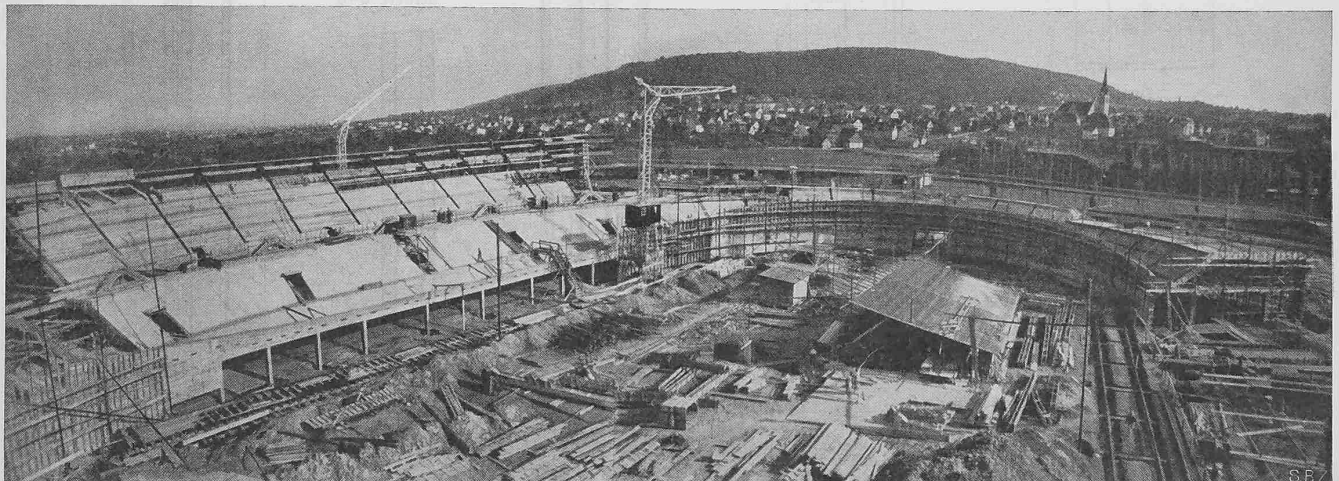


Abb. 21. Blick über den Bauplatz gegen Süden; hinten der Zürichberg

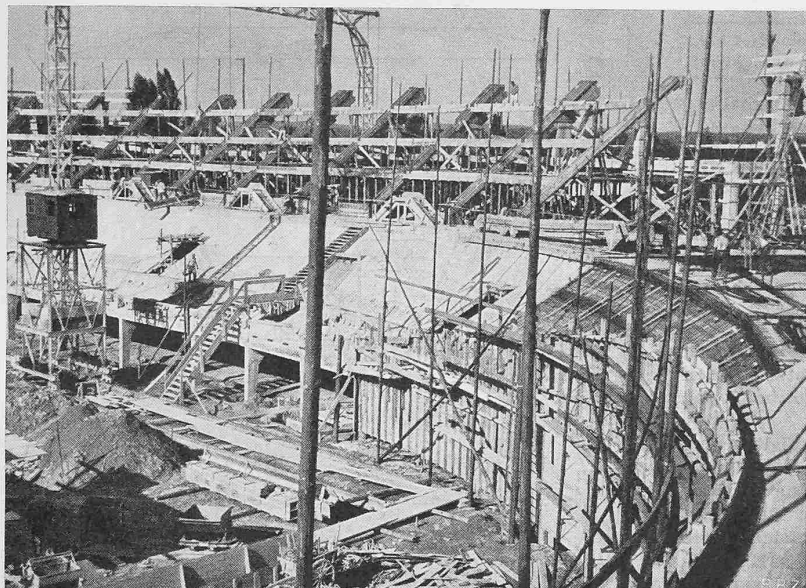


Abb. 20. Ostseite des Stadions im Bau: vorn rechts Kurventribüne, hinten grade Tribüne. Bauunternehmung ANT. BONOMO'S ERBEN, Zürich

Gewicht des Aussendaches	37 kg/m ²
Gewicht der Innendecke	19 kg/m ²
Gewicht der Stahlkonstruktion	63 kg/m ²
Total ständige Last	119 kg/m ²
Schneelast	107 kg/m ²
Totallast	226 kg/m ²

Da die ganze Grundrissfläche rd. 10 000 m² beträgt, hat die ganze, mit Schnee belastete Dachkonstruktion ein Gesamtgewicht von 2260 t. Dazu treten noch 38 t Ständergewicht. Vom Gesamtgewicht von 2298 t ruht auf den vier Hauptstützen eine Last von 1760 t. Der Rest von 538 t belastet die Fassaden.

In der Mitte des Gebäudes ist in die Dachkonstruktion eine Entlüftungsanlage eingebaut (siehe unten).

Die Hauptbinder, deren Untergurte rd. 13 m über Boden liegen, wurden auf eisernen Gerüstjochen montiert und zur genauen Regelung der Höhenlage auf hydraulische Pumpen abgesetzt. Bei der Absenkung der Stahlkonstruktion wurden teilweise Spannungsmessungen mit Okhuizenapparaten und Neigungsmessungen mit Klinometern durchgeführt, die eine sehr gute Übereinstimmung von Berechnung und Messung ergaben. Die hohe Lage der Dachkonstruktion über dem Innenboden der Halle (rd. 24 m vom Boden bis Aussendach) sowie die grossen Spannweiten und das Fehlen jeglicher Innenständer erforderten sehr umfangreiche Montageeinrichtungen.

Der Projektentwurf, die Ausführungsrechnung (Eidg. Vorschriften vom 14. Mai 1935) und die Erstellung der Konstruktionspläne erfolgte durch das Ingenieurbureau der Eisenbaugesellschaft Zürich, die auch die Herstellung der Konstruktionen in ihren Werkstätten in Kloten und die Aufstellung an Ort durchführte.

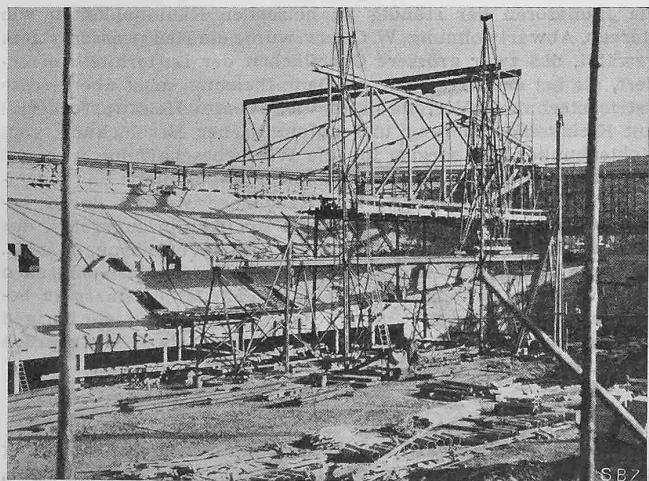


Abb. 22. Montage Hauptbinder *i* und Binder *e*

Die elektrischen Anlagen

Das Hallenstadion erhält die elektrische Energie vom Elektrizitätswerk der Stadt Zürich durch zwei Hochspannungskabel; die Spannung von 6000 Volt wird in einer besonderen Transformatorstation auf 380/220 Volt herabgesetzt. Der Anschlusswert aller elektrischen Apparate beträgt 220 kW, davon rd. 104 kW für die Beleuchtung. Besonders sorgfältig ist die Notbeleuchtung ausgebildet: etwa 14% der Leuchtkörper (15 kW) werden dauernd von einer Akkumulatorenbatterie mit Gleichstrom versorgt, die durch einen Quecksilberdampf-Gleichrichter nach Bedarf aufgeladen wird. Auf diese Weise bleibt die Notbeleuchtung dauernd im Betrieb, und die bei einem Unterbruch in der Energie-Versorgung sonst eintretende Beleuchtungspause für das Umschalten wird vermieden. Diese Vorsicht ist mit Rücksicht auf die Unfallgefahr bei einem Rennen und in Anbetracht der grossen Besucherzahl unbedingt geboten. Die Lampen sind zu Gruppen zusammengefasst, die an der Hauptschalttafel und in einem besondern Kommandoposten geschaltet werden können. An diesen beiden Stellen befinden sich Rückmelde-Signaltafeln, die anzeigen, welche Lampengruppen eingeschaltet sind. Im Ganzen sind für Ventilation, Heizung und Aufzüge zwölf Motoren von insgesamt 72 PS eingebaut. Ausser einem umfangreichen Telephonnetz mit 25 Anschlüssen (17 Sprechstationen) und einer besondern Radioreportageleitung ist eine weitgehend unterteilte Lautsprecheranlage eingerichtet worden, die vor allem der Orientierung des Publikums über den Stand der Veranstaltung, für Programm-Mitteilungen und zur Wiedergabe von Musik dient.

Die Luftheizung im Zürcher Hallenstadion

So ausserordentlich die Halle in ihren Dimensionen, so ungewöhnlich war die Aufgabe, die Einrichtungen für das Ventilieren und Heizen zu schaffen; ungewöhnlich nicht nur wegen den beispiellosen Raumdimensionen, sondern auch mit Rücksicht auf die Notwendigkeit einer zweckentsprechenden und unauffälligen Einordnung in die gegebene Architektur des ganzen Bauwerkes; ungewöhnlich auch im Hinblick auf die stossweise Betriebsführung: Muss doch nur für die kurze Dauer einer Veranstaltung von wenigen Stunden, oft nur einmal in der Woche, in der ganzen Halle ein ausgeglichenes, behagliches Klima aufrecht erhalten werden. Die Bedingung, bei einer mittleren Aussentemperatur von -10°C die Luft im Innern, überall dort, wo sich Menschen aufhalten, innerhalb einer zulässigen Aufheizdauer von 15 bis 20 Stunden auf etwa $+12^{\circ}\text{C}$ zu erwärmen und auf dieser Temperatur zu erhalten, ergab eine Heizleistung von rd. 1 Mio kcal/h. Wie aber diese Heizleistung der Raumluft mitteilen, dass überall gleiche Temperaturen herrschen, dass keine lästigen Zugerscheinungen spürbar sind und dass die heiztechnischen Einrichtungen nicht stören? Diese dreifache Aufgabe hat die Firma Gebr. Sulzer in enger Zusammenarbeit mit dem Architekten so gut und elegant gelöst, dass das schaulustige Publikum von der ganzen Ventilation und Heizung nichts hört, kaum etwas sieht und das angenehme Klima wie eine zum Zürcher Hallenstadion gehörende Selbstverständlichkeit empfindet, nicht ahnend, was dies alles an gründlichen Ueberlegungen, kühnen Entschlüssen und sorgfältiger Einzelarbeit gekostet hat.

Bei den grossen räumlichen Ausmassen und der kurzzeitigen Betriebsweise kam nur eine Warmluftheizung mit künstlicher Luftumwälzung in Frage; die Hauptaufgabe bestand darin, Zu- und Abluft zweckmässig zu verteilen. Man verfolgte dabei den Leitgedanken, unmittelbar unter der Decke einen Warmluftschleier in die Halle hineinzuschieben, um so einerseits die Wärmeverluste durch die Decke zu ersetzen, die trotz der verhältnismässig guten Isolierung wegen ihrer ausserordentlichen Ausdehnung sehr beträchtlich sind, und andererseits eine Warmluftströmung von oben nach unten aufrecht zu erhalten, wodurch die Temperaturen ausgeglichen und die Bildung stagnierender Luftschichten mit dem bekannten starken Temperaturabfall von oben nach unten vermieden werden sollen. Damit nun diese Luftströmung zustande kommt, musste in der Dachkehle ein Ringkanal für die Verteilung der Warmluft eingebaut werden, der horizontale Ausströmdüsen aufweist (Abb. 19). Dann mussten im untern Teil der Zuschauer-Tribüne Absaugöffnungen vorgesehen werden. Man verwendete dazu in sehr geschickter Weise die stets