Die Stahlkonstruktion der Wartehalle Bellevue

Autor(en): **Stüssi, Fritz**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **111/112 (1938)**

Heft 2

PDF erstellt am: **29.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-49879

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

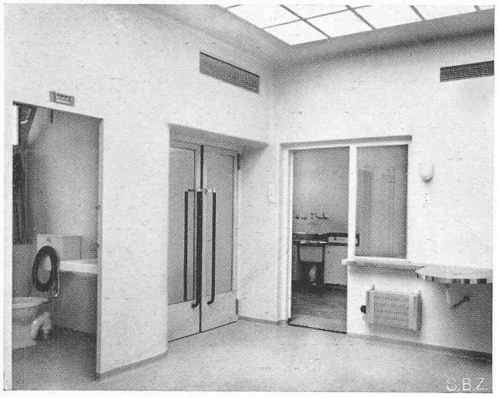


Abb. 12. Frauen-WC gegen den Wärterin-Raum

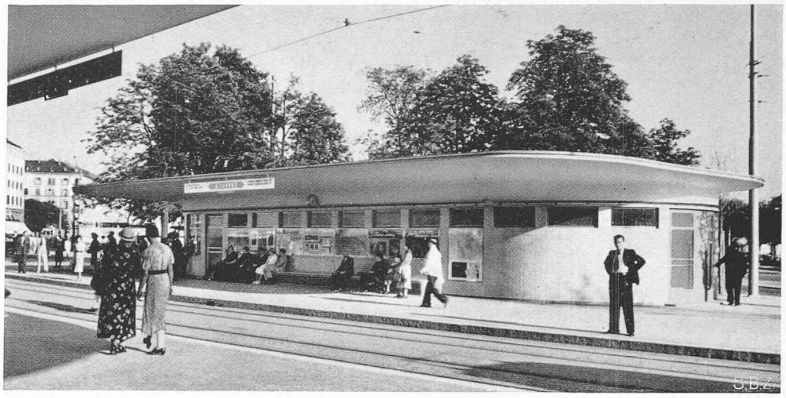


Abb. 11. Das Dienstgebäude am Bellevueplatz. Baukosten 132 000 Fr.

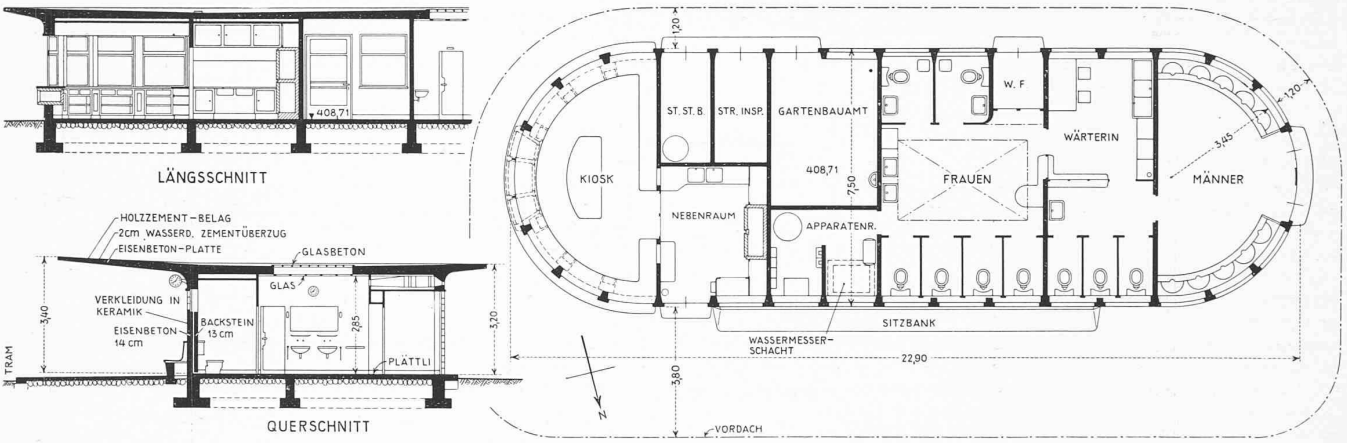


Abb. 13. Schnitte und Grundriss des Dienstgebäudes am Bellevueplatz. Arch. Stadtbaumeister H. Herter. — Masstab 1 : 200

ein Röhrenpaar in Kreisform im verglasten Dachaufbau untergebracht, das zur Aufhellung der Glasdecke in der Wartehalle dient; in gleicher Art ist das vorspringende Dach der Bedürfnisanstalt beleuchtet. Um die zu den Neonröhren notwendigen Hochspannungsleitungen für 4000 bis 9000 Volt möglichst kurz zu halten, sind in der Wartehalle zwei Speisepunkte links und rechts des Kioskes eingerichtet, wo in geschlossenen Eisenkasten die Hochspannungstransformatoren untergebracht sind. Für die 52 m Leuchtrinne unter dem Vordach und die 45 m Leuchtrinne im Innern der Wartehalle sind 22 Transformatoren aufgestellt; die Leuchtrinne von 36 m Länge ausserhalb der Bedürfnisanstalt ist an 11 Hochspannungs-Transformatoren angeschlossen. Die Bedienung erfolgt automatisch mit jener der Bellevueplatzbeleuchtung, Vollbeleuchtung bis Mitternacht und Hallenbeleuchtung die ganze Nacht. Die Ausregulierung der ganzen Anlage ist erst nach einer gewissen Einbrennzeit der Röhren möglich, sodass genaue Messungen der Beleuchtungsstärken erst später vorgenommen werden können.

Die Wartehalle wird am Tag durch ein Oberlicht von 6 m Durchmesser beleuchtet. Die Bezeichnung der Schweiz als «Drehscheibe Europas» gab Veranlassung zur Anbringung einer Windrose und von Pfeilen mit Angabe sämtlicher Länder Europas und der Entfernungen (Luftlinie) zu ihren Hauptstädten. Auf dem aus Bruchstücken erstellten Quarzitmosaik ist ferner die Meereshöhe angebracht. Die Wartehallendecke wurde unter Zuzug von Ing. F. M. Osswald, Dozent für Akustik E. T. H., mit Akustikplatten verkleidet. In der Mitte der Wartehalle ist ein grosser Blumenschmuck, der je nach der Jahreszeit wechselt, zur Freude der Fahrgäste und zur künstlerischen Hebung des Raumes untergebracht. Den Dreiecksplatz schmückt ein kleiner, zierlich gehaltener und in Weissmetall ausgeführter Brunnen, dessen plastischer Schmuck von Bildhauer Münch in Zürich stammt. Als weitere Mitarbeiter seien genannt Graphiker P. Gauchat und Maler W. Hartung, ferner vom Hochbauamt Assistent M. Baumgartner und Assistent-Bauführer E. Brunner.

Die auf dem Bellevueplatz entstandenen neuen Bauten bilden den ersten Auftakt zur kommenden Landesausstellung.

H. Herter.

Die Stahlkonstruktion der Wartehalle Bellevue

Von Prof. Dr. FRITZ STÜSSI, E. T. H., Zürich

1. Beschreibung des Bauwerks.

Die Wartehalle Bellevueplatz besteht aus einer eigentlichen Wartehalle von kreisförmigem Grundriss mit 14 m Durchmesser und einem Vordach, dessen äussere Begrenzung durch ein annähernd gleichseitiges Dreieck von im Mittel 49,3 m Seitenlänge, jedoch mit stark abgerundeten Ecken (Radius der Ausrundungen 6,2 bis 7,7 m) gebildet wird. Die im Ganzen überdeckte Fläche beträgt rd. 940 m², wobei die Wartehalle in ihrem innersten Teil eine doppelte Glaseindeckung, das Vordach eine Blechabdeckung auf Holzschalung sowie eine Unterdecke aus einer 4 ÷ 5 cm starken Gunitschicht besitzt. Diese wetterbeständige Gunitdecke bildet eine kräftige Aussteifung der Stahlkonstruktion.

Durch den Entwurf des Hochbauamtes waren die Hauptabmessungen des Bauwerks und besonders auch die Lage der Stützen festgelegt worden. So durften ausserhalb der kreisrunden Wartehalle nur drei Aussenstützen angeordnet werden, deren gegenseitiger Abstand rund 25 m beträgt. Die Bauhöhe der Stahlkonstruktion, d. h. die lichte Höhe zwischen Gunituntersicht und Dachabdeckung, war möglichst zu beschränken; am Aussenrand des Vordaches war sie mit etwa 8 cm festgelegt und durfte im Abstand von etwa 4 m von diesem Aussenrand auf maximal 45 cm ansteigen. Damit sind die Besonderheiten gezeigt, die den Entwurf der Stahltragkonstruktion massgebend beeinflussten: es war eine sehr grosse Fläche mit sehr geringer Bauhöhe zu überspannen, wobei mit Rücksicht auf die Rissbildung in der Gunitunterdecke die Durchbiegungen möglichst gering zu halten waren. Die Belastung des Vordaches setzte sich wie folgt zusammen:

Dachhaut und Gunitdecke	180 kg/m²
Stahlkonstruktion	70 kg/m²
Schneelast	100 kg/m²
total	350 kg/m²

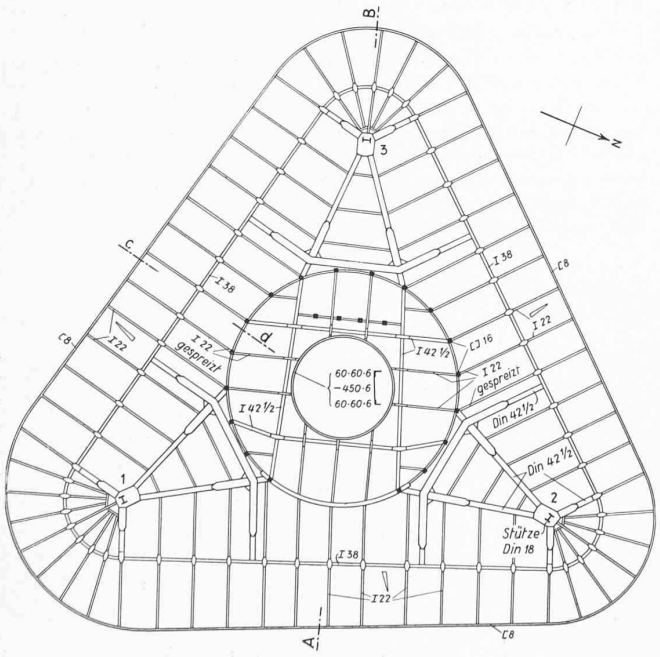
Es ist selbstverständlich, dass bei dieser Belastung und der zur Verfügung stehenden Bauhöhe eine Tragkonstruktion mit Spannweiten in der Grössenordnung des Abstandes der Aussenstützen nicht in Frage kommen konnte. Es musste deshalb durch



Abb. 10. Die neue Wartehalle und (rechts) das Dienst- und Klosettgebäude am Bellevueplatz Zürich, indirekt beleuchtet

zweckmässige Gliederung ein Tragwerk mit möglichst geringen Spannweiten der Einzelteile gesucht werden. Die Lösung, die vom Verfasser im Auftrag der Firma Gauger & Co., Eisenbau, Zürich, im Submissionswettbewerb vorgeschlagen und vom Hochbauamt der Stadt Zürich zur Ausführung bestimmt wurde, ist in Abb. 1 im Grundriss dargestellt.

Die Haupttragkonstruktion des Vordaches besteht aus drei biegungssteifen Grunddreiecken, die je auf einer Aussenstütze und zwei Ringstützen aufgelagert sind. An diese Grunddreiecke sind je vier Kragarme angeschlossen, deren Anschlussmomente sich teilweise ausgleichen, teilweise, bedingt durch die Ablenkungswinkel, durch die Stäbe der Grunddreiecke aufgenommen werden müssen. Die Kragarmenden tragen einen geschlossenen, auf zwölf elastisch senkbaren Stützen gelagerten durchlaufenden Kranzträger, der somit neun gerade Felder mit einer Maximalspannweite von 10 m und drei kreisförmig gekrümmte Felder umfasst. Auf dem Kranzträger sind in Abständen von 2 m die Konsolträger zur Aufnahme der Dachschalung und der Gunitunterdecke aufgelagert. Am Aussenrand sind die Konsolenenden durch einen Randträger ⊏ 8 miteinander verbunden. Die Wartehalle ist durch einen Trägerrost aus zwei sich kreuzenden Trägerpaaren überspannt. Vordach und Hallendach sind durch einen auf den Ringstützen aufgelagerten Ringträger getrennt; über dem Halleneingang besitzt dieser Ringträger eine in der Sehne gemessene Spannweite von 7,6 m bei einem Krümmungsradius von 7,0 m. In der Hallenmitte ist ein rundes Oberlicht angeordnet, durch das ein Fahrleitungsmast der Strassenbahn mit freier Verschieblichkeit gegenüber der Hallenkonstruktion durchstösst. Ausser durch die drei Aussenstützen wird die Stahlkonstruktion noch von weiteren 22 Stützen getragen, wovon 18 in der runden Hallenwand und vier im Halleninnern (innere Kioskwand) angeordnet sind. Alle Stützen sind unten in den Fundamenten eingespannt. Für die Aufnahme der horizontalen Belastungen aus Winddruck, wie auch für die Knicksicherheit der Stützen ist es von wesentlicher Bedeutung, dass alle Stützenköpfe durch die steife Gunituntersicht zu gleichen horizontalen Ausbiegungen gezwungen werden.



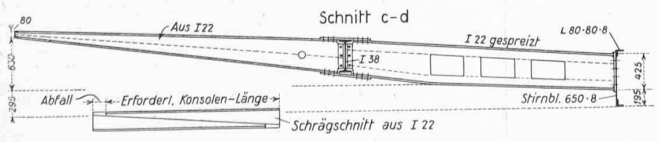


Abb. 1 (oben) Draufsicht auf die Dachkonstruktion. — 1 : 400
Abb. 2 (darunter) Konsolträger aus aufgeschnittenen I NP 22. — 1 : 80

Bei der Profilwahl und der baulichen Durchbildung musste auf eine möglichst kurzfristige Materialbeschaffung und auf möglichst einfache Herstellung und Montage Rücksicht genommen werden. Die Einzelträger sind deshalb soweit als möglich aus einfachen Walzprofilen (I Normalprofile und I Breitflanschträger) gebildet.

Die Konsolträger, deren Höhe stark veränderlich ist, wurden durch schräges Auftrennen eines I NP-Trägers und Zusammenschweissen der gedrehten Hälften gewonnen (Abb. 2). Bei den Innenfeldern, wo sich aus konstruktiven Gründen eine grössere Höhe ergab, wurden die beiden Einzelteile durch eingeschweisste Bindebleche miteinander zu Rahmenträgern verbunden. Die drei Haupttragelemente (Grunddreiecke mit Konsolen) sind aus Breitflanschträgern und Lamellen zusammengeschweisst, wobei man mit Rücksicht auf den Antransport und genaue Ablängung eine Trennung eines Elementes in Einzelteile mit Hülfe von geschraubten Stössen vorgesehen hat. Der Ringträger in der Hallenwand hat keine nennenswerte Tragaufgabe und besitzt ⊏-förmigen Querschnitt, bestehend aus einem Stehblech und zwei Gurtwinkeln; im weitgespannten Feld über dem Halleneingang war dagegen ein stärkerer Querschnitt in I-Form erforderlich.

Um ein gutes Austrocknen der Gunitunterdecke und eine ständige Belüftung der Holzschalung zu gewährleisten, schuf man einen zusammenhängenden und mit der Aussenluft verbundenen Luftraum zwischen Dachbelag und Unterdecke dadurch, dass alle Träger der Stahlkonstruktion in den Stegen mit Oeffnungen versehen wurden. Die dadurch verursachte Schwächung der Träger ist durch eine nicht vollständige Ausnützung der zulässigen Beanspruchungen kompensiert.

Die drei Aussenstützen, deren Abmessungen durch die statische Berechnung bestimmt wurden, sind aus Breitflanschträgern gebildet, an einer Stelle (P_{max}) mit Lamellenverstärkung. Bei den Ring- und Kioskstützen dagegen war aus baulichen Gründen (Fensteranschläge usw.) ein rechteckiger Kastenquerschnitt, bestehend aus 2 ⊏ 16, vorgeschrieben. Diese Stützen sind unter ihrer direkten Belastung nicht ausgenützt, sodass sie zu einer gewissen Abstützung oder Entlastung der Aussenstützen beigezogen werden konnten.

Für Werkstattverbindungen wurde das elektrische Schweissverfahren vorgesehen, das eine einfache Formgebung erlaubte und gegen das bei der vorliegenden, ausgesprochen ruhenden Belastung keinerlei Bedenken mehr geltend gemacht werden können. Für Baustellenverbindungen sind grundsätzlich Schrauben angeordnet, wobei man für die Anschlüsse der Konsolträger und die Stösse der Haupttragelemente und des Kranzträgers Passschrauben mit $^2/_{10}$ mm Spiel vorschrieb. Die Stahlkonstruktion im Gewichte von rund 78 t ist nach der Eidg. Verordnung vom 14. Mai 1935 berechnet, wobei für die Haupttragelemente auch einseitige Schneelast nach Art. 18[5] der Verordnung berücksichtigt wurde.

Die Abbildungen 3, 4 und 5 zeigen einige typische Bauzustände; aus Abb. 4 sind die Einzelheiten eines Haupttragelementes ersichtlich.

Für die Bemessung der Fundamente wurde mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund (Aufschüttung) eine zulässige Bodenpressung von 0,6 kg/cm² festgelegt. Die Aussenstützen stehen auf quadratischen Einzelfundamenten, während die Ringstützen durch ein geschlossenes, ringförmiges Fundament aufgenommen werden. In diesem Ringträger treten neben den Biegungsmomenten auch Torsionsmomente auf, die im unbelasteten Teilstück unter dem Halleneingang beträchtliche Werte (T_{max} = 5,4 mt) annehmen können. Doch bedingten die kleine zulässige Bodenpressung und die notwendige Einspanntiefe der Stützen einen Minimalquerschnitt des Fundamentringes derart, dass die aus Torsion und Querkraft auftretenden Schubspannungen vom Beton allein aufgenommen werden konnten. Trotzdem hat man die Längsarmierungen aus konstruktiven Gründen durch Bügel miteinander verbunden; diese Verbügelung stellt somit eine zusätzliche Schubsicherung dar.



Abb. 3. Die mittleren Ringstützen, Bauzustand am 4. Oktober 1937

2. Statische Besonderheiten.

Neben den baulichen Besonderheiten der Stahlkonstruktion, und bedingt durch diese, traten auch einige besondere baustatische Probleme auf, von denen zwei nachstehend etwas näher dargestellt werden sollen.

Die gekrümmten Felder des Kranzträgers sind in den Auflagerpunkten und in den Zwischenknotenpunkten durch radiale Konsolträger gegen Verdrehen festgehalten. Diese Konsolträger nehmen, wenn wir die Torsionssteifigkeit des polygonal gekrümmten Trägers (Abb. 6) wie üblich vernachlässigen, in jedem Zwischenknotenpunkt das Ablenkungsmoment

$$T_m = \frac{s}{r} M_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

auf. Der Träger $O-m$, am Ende m durch das Moment T_m belastet, gibt in O und m die Auflagerkräfte $\pm T_m : r$ ab, sodass im Knotenpunkt m die gesamte Knotenlast

$$K_m = P_m + \frac{T_m}{r} = P_m + \frac{s}{r^2} M_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

beträgt, wenn mit P_m die äussere Belastung bezeichnet wird. Aus den Grundgleichungen der Biegungslehre

$$\left.\begin{aligned} M_m &= M_{m-1} + Q_m s \\ \text{und } M_{m+1} &= M_m + Q_{m+1} s \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

folgt durch Subtraktion, unter Beachtung, dass

$$Q_m - Q_{m+1} = K_m = P_m + \frac{s}{r^2} M_m \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

für jeden Zwischenknotenpunkt m die Gleichung

$$-M_{m-1} + \left(2 - \frac{s^2}{r^2}\right) M_m - M_{m+1} = P_m s \quad . \quad . \quad (5)$$

Die Auflösung des dreigliedrigen Gleichungssystems Gl. 5 liefert die Momente im gekrümmten Träger $A-B$ des Kranträger-Grundsystems mit Gelenken über allen Stützen. Ebenso ergeben sich die Momente infolge der überzähligen Stützenmomente $M_A = 1$ und $M_B = 1$, wenn in den Gleichungen 5 die Belastungsglieder gleich null gesetzt und $M_A = 1$ bezw. $M_B = 1$ in der ersten bezw. letzten Gleichung als M_{m-1} bezw. M_{m+1} eingeführt werden. Damit sind auch für die gekrümmten Felder die Grundlagen für die Aufstellung der Elastizitätsbedingungen und damit zur Berechnung des Kranzträgers gegeben. Die Durchführung der Berechnung zeigte, dass es sehr wichtig ist, die gekrümmten Felder kontinuierlich an die Nebenfelder anzuschliessen, weil damit nicht nur eine direkte Verkleinerung des grössten Feldmomentes durch die Stützenmomente, sondern eine sehr wirksame Verkleinerung der Zusatzlasten aus Trägerkrümmung eintritt. Im vorliegenden Fall betrug das massgebende Stützen-Moment nur 38 % des bei gelenkiger Lagerung auftretenden Maximalmomentes.

Die gekrümmten Träger wurden zwischen den Knotenpunkten geradlinig, also polygonal geführt, weil Vergleichsrechnungen zeigten, dass die bei stetiger Krümmung auftretenden Zusatzspannungen infolge der Flanschbiegungsmomente[1]) eine erhebliche Querschnittsvergrösserung verlangt hätten.

Die Knicksicherheit der Stützen erforderte im beschriebenen Tragwerk eine besondere Betrachtung, weil alle Stützenköpfe durch die steife Dachkonstruktion zu gleichen Ausbiegungen gezwungen werden. Das heisst aber, dass eine Ausbiegung eines Stützenkopfes bei nur lotrechter Belastung (reiner Knickfall) überhaupt erst dann eintritt, wenn die Gesamtheit aller Stützen ihre kritische Belastung erreicht hat.

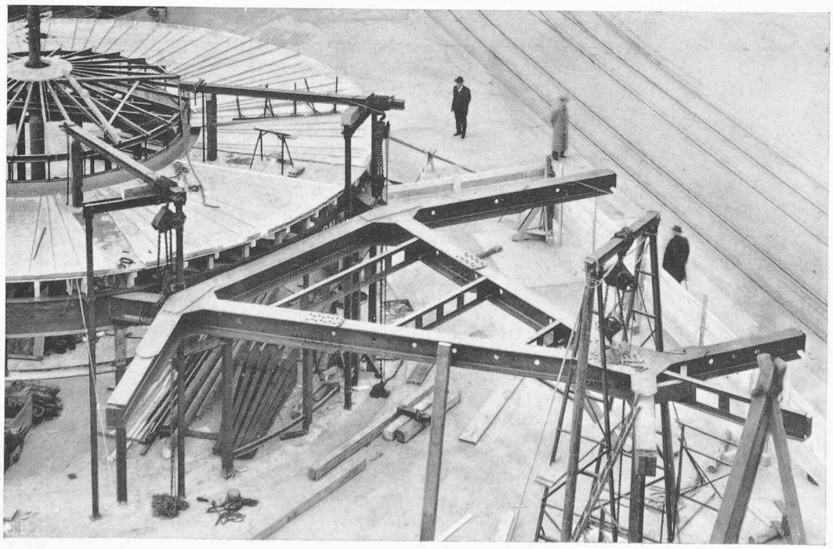


Abb. 4. Hauptträger der Dachdreiecke, Bauzustand am 29. Oktober 1937

Wir vereinfachen zunächst die Aufgabe dadurch, dass wir das zu untersuchende System auf zwei Stützen verschiedener Steifigkeit und verschiedener Belastung reduzieren. Die beiden Stützenköpfe sollen durch die Verbindung X in gleichbleibendem Abstand gehalten werden. In Abb. 7 ist das verformte System, nach Eintritt des Knickvorganges, mit einer anfänglichen Ausbiegung e_0 skizziert. Infolge dieser Ausbiegung treten Biegungs-Momente Py auf, die die Ausbiegung um den Betrag e_1 weiter vergrössern, wobei durch die gegenseitige Beeinflussung X im einen Stab eine Vergrösserung, im andern eine Verkleinerung der Biegungsmomente eintritt. Aus der Gleichheit der zusätzlichen Verschiebungen beider Stützenköpfe (Elastizitätsbedingung) ist die überzählige Verbindungskraft X zu bestimmen. Nehmen wir nun näherungsweise an, die Ausbiegungen beider Stäbe verlaufen sinusförmig, so lässt sich diese Elastizitätsbedingung anschreiben zu

[1]) *F. Stüssi:* Der Kreisträger mit I-Querschnitt, «SBZ», Bd. 111, S. 116 (2. April 1938).

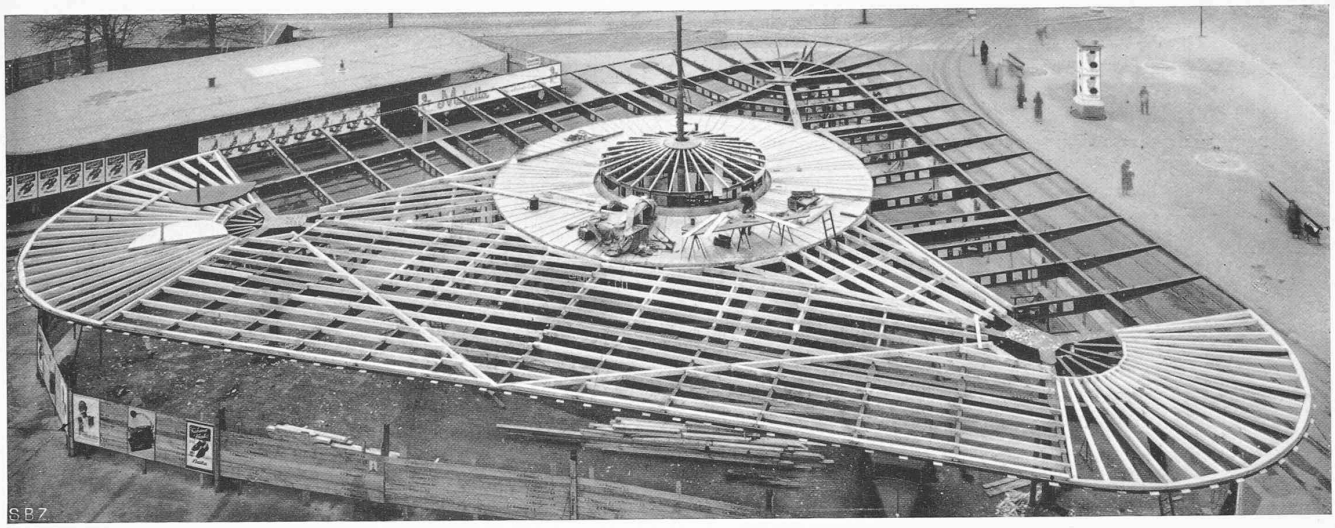


Abb. 5. Das Dachgerippe der Wartehalle am Bellevueplatz, mit hölzernem Sparrenrost; Bauzustand 12. Nov. 1937 (Photos Wolf-Bender, Zürich)

$$e_1 = \frac{4}{\pi^2}\frac{P_1 e_0}{E J_1} l^2 + \frac{X l^3}{3 E J_1} = \frac{4}{\pi^2}\frac{P_2 e_0}{E J_2} l^2 - \frac{X l^3}{3 E J_2} \quad (6)$$

woraus sich X ergibt zu

$$X = \frac{3 \cdot 4}{\pi^2}\frac{e_0}{l}\frac{E J_1 P_2 - E J_2 P_1}{E J_1 + E J_2} \quad (7)$$

Setzen wir diesen Wert in Gleichung 6 ein, so erhalten wir die durch e_0 verursachte Vergrösserung e_1 der Ausbiegung in der Form $e_1 = \alpha e_0$ und die Knickbedingung $\alpha = 1$ [2]) liefert die kritische Belastung des Gesamtsystems zu

$$(P_1 + P_2)_{kr.} = \frac{\pi^2}{4}\frac{E J_1 + E J_2}{l^2} \quad (8)$$

Diese Lösung ist eine Näherungslösung, sofern nicht $\frac{P_1}{E J_1} = \frac{P_2}{E J_2}$, weil nur für diesen Sonderfall die Ausbiegung in Form einer Sinuskurve verläuft. In allen andern Fällen verursachen die Momente $X x$ eine Aenderung der Kurvenform, wodurch auch das Ergebnis der Gleichung 8 beeinflusst wird. Vergleichsrechnungen zeigen aber, dass der Fehler der Gleichung 8 in allgemeinen Fällen sehr gering ist und in der Regel erheblich weniger als 1 % beträgt.

Voraussetzung für die Gültigkeit der Gleichung (8) ist noch, dass keiner der Einzelstäbe vor Erreichen der kritischen Gesamtlast ausknickt. Dabei wäre der Einzelstab für die Lagerung: eingespannter Stützenfuss, gelenkig festgehaltener Stützenkopf, d. h. mit einer Knicklänge $l_k = 0{,}70\,l$, zu untersuchen.

Bei unelastischem Knicken ist in Gleichung (8) der Elastizitätsmodul E durch den (für die verschiedenen Stäbe verschiedenen) Knickmodul T_k zu ersetzen.

Das Resultat der Gleichung (8) kann durch Schluss von n auf $n + 1$ verallgemeinert werden zu

$$(\Sigma P)_{kr.} = \frac{\pi^2}{4}\frac{\Sigma T_k J}{l^2} \quad (9)$$

Bei der Anwendung dieser Gleichung auf die Untersuchung der Ständer der Wartehalle Bellevueplatz ist noch zu berücksichtigen, dass bei einer bestimmten Knickrichtung des Gesamtsystems die Hauptaxen einzelner Ständer nicht mit dieser Knickrichtung zusammenfallen. Weicht die Ausbiegungsrichtung um den Winkel β von der Hauptaxe x eines Stützenquerschnittes ab, so ist für diese Stütze in Gleichung (9) das Trägheitsmoment J_β

$$J_\beta = J_x \sin^2\beta + J_y \cos^2\beta \quad (10)$$

einzusetzen.

Bei der Wartehalle Bellevueplatz sind sämtliche Ring- und Kioskstützen nicht ausgenützt. Die Auswertung der Gleichung ergab deshalb für die Gesamtlast aller Stützen eine 3,6-fache Knicksicherheit, während die Verordnung 1935 bei Berücksichtigung der vollen Belastung einschliesslich Schnee nur eine Knicksicherheit von

$$\frac{\pi^2 E}{9000} = 2{,}36$$

verlangt. Massgebend war deshalb die Knicksicherheit der am stärksten belasteten Einzelstützen, also der drei Aussenstützen, die auf eine Knicklänge $l_k = 0{,}70\,l$ zu bemessen waren. In der statischen Berechnung wurde mit der etwas ungünstigeren Knicklänge $l_k = 0{,}8\,l$ gerechnet.

Gefährlicher jedoch als der bisher dargestellte Belastungsfall des Knickens ist die Belastung durch lotrechte Vollbelastung und gleichzeitig wirkenden Winddruck. Durch die steife Dachscheibe wird die in Höhe der Stützenköpfe wirkend angenommene Horizontallast H derart auf alle Ständer verteilt, dass alle Ständerköpfe die gleiche horizontale Ausbiegung erfahren. Für die in Abb. 8 skizzierte, durch die Kräfte P und H belastete Einzelstütze sind die Ausbiegungen y durch die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$y'' + \frac{P}{E J} y + \frac{H}{E J} x = 0 \quad (11)$$

bestimmt. Gleichung (11) kann zur praktischen Auflösung durch ein dreigliedriges Gleichungssystem von der Form [3])

$$-y_{m-1}\left(\frac{24\,n^2}{\pi^2} + \frac{P}{P_E}\right) + y_m\left(\frac{48\,n^2}{\pi^2} - \frac{4P}{P_E}\right) - y_{m+1}\left(\frac{24\,n^2}{\pi^2} + \frac{P}{P_E}\right) = \frac{H}{P_E}(x_{m-1} + 4x_m + x_{m+1}) \quad (12)$$

ersetzt werden, wenn wir mit n die Felderzahl, $n = \frac{l}{\Delta x}$ und mit P_E die Eulersche Knicklast

$$P_E = \frac{\pi^2 E J}{4 l^2}$$

bezeichnen. Für den Einspannquerschnitt m ist eine Symmetrie-Bedingung anzuschreiben.

Die zahlenmässige Auswertung des Gleichungssystems Gl. (12) für verschiedene Fälle führte mit grosser Genauigkeit (Fehler kleiner als 2 %) auf das bemerkenswert einfache Ergebnis

$$y_m = \frac{H l^3}{3 E J}\frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} =$$

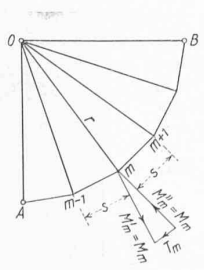


Abb. 6

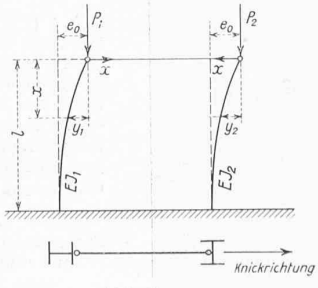


Abb. 7

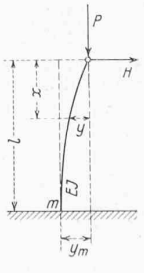


Abb. 8

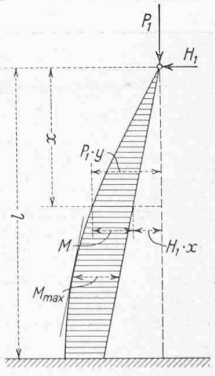


Abb. 9

[2]) *F. Stüssi:* Exzentrisches Kippen, «SBZ», Bd. 105, S. 123 (16. März 1935).

[3]) *F. Stüssi:* Baustatische Methoden, «SBZ», Bd. 107, S. 277 (20. Juni 1936).

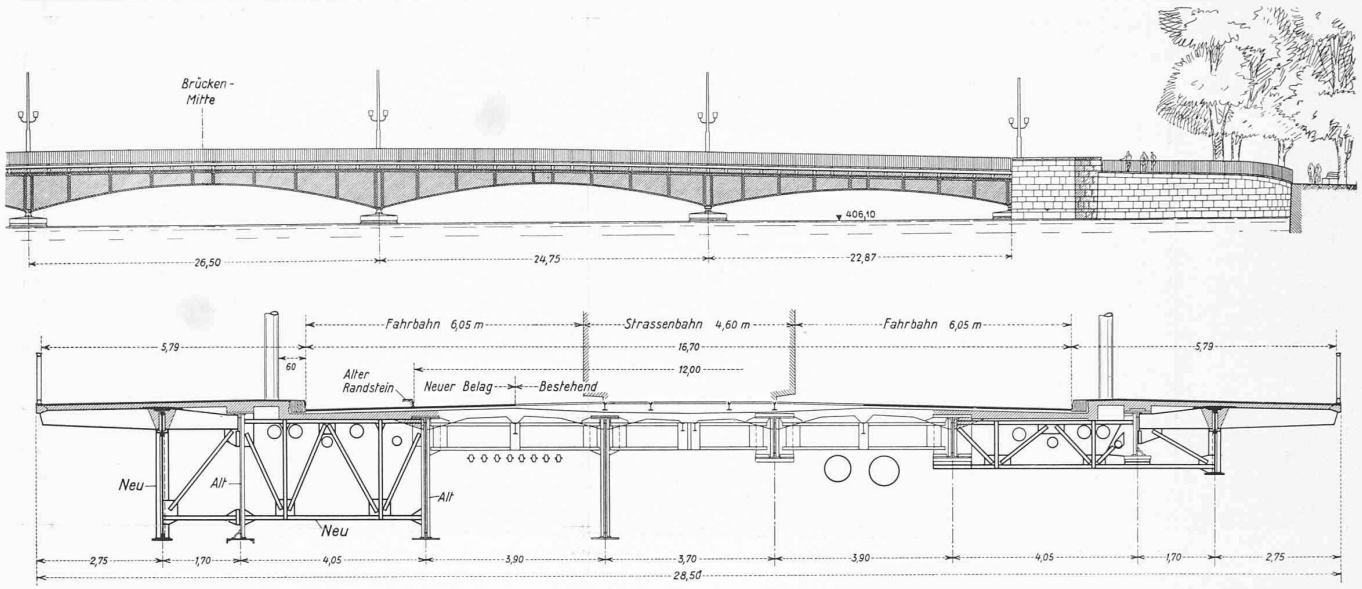


Abb. 1. Teilansicht 1 : 500, und Abb. 2 Querschnitt 1 : 50, linke Hälfte am Auflager, rechte Hälfte im Scheitel

$$= y_{0m} \frac{1}{1-\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

wobei $y_{0m} = \frac{H l^3}{3 E J}$ die Ausbiegung infolge H allein und $\alpha = \frac{P}{P_E}$ das Verhältnis der Last P zur Eulerschen Knicklast bedeutet. Aus der Gleichsetzung der Durchbiegungen der Einzelstäbe

$$y_{1m} = \frac{H_1 l^3}{3 E J_1} \frac{1}{1-\alpha_1} = y_{2m} = \frac{H_2 l^3}{3 E J_2} \frac{1}{1-\alpha_2} = \ldots . y_m \quad (14)$$

ergibt sich in Verbindung mit der Gleichgewichtsbedingung

$$H_1 + H_2 + \ldots\ldots = H \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

die gemeinsame Ausbiegung y_m aller Stützenköpfe zu

$$y_m = \frac{H l^3}{3 \Sigma E J} \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P}{\Sigma P_E}} = \frac{H l^3}{3 \Sigma E J} \frac{1}{1-\alpha} \quad \ldots \quad (16)$$

Damit kann nun für jeden einzelnen Ständer der auf ihn entfallende Anteil der Belastung H bestimmt werden:

$$H_1 = y_m \frac{3 E J_1}{l^3} (1-\alpha_1) \quad \ldots\ldots \quad (17)$$

worauf die Beanspruchungen eines jeden Ständers ermittelt werden können. Da bei diesem Spannungsproblem zweiter Ordnung die Beanspruchungen nicht mehr linear mit den Belastungen wachsen, ist die Rechnung mit den mit dem Sicherheitsgrad multiplizierten Belastungen P und H durchzuführen. Im vorliegenden Falle wurde der Sicherheitsgrad gegen Erreichen der Fliessgrenze mit

$$s_F = \frac{\sigma_F}{\sigma_{zul.}} = \frac{2{,}6}{1{,}6} = 1{,}625$$

eingeführt. Unter den s-fachen Lasten durfte dann in keinem Ständer die Fliessgrenze $\sigma_F = 2{,}6$ t/cm² überschritten werden. Für die am stärksten belastete Aussenstütze ist die Momentenfläche in Abb. 9 skizziert. Die Horizontalkraft H_1 nach Gleichung (17) ist wegen $\alpha_1 > 1$ negativ, d. h. sie wirkt der Ausbiegung y und damit dem Moment $P y$ entgegen. Das Maximalmoment tritt etwas oberhalb der Einspannstelle auf, sodass nicht nur der grösste Wert der Ausbiegung nach Gl. (16), sondern nach Bestimmung von H_1 nach Gl. (17) der ganze Verlauf der Biegungslinie mit dem Gleichungssystem Gl. (12) bestimmt werden musste. Unter 1,625-facher Belastung ist

$$\sigma_{max} = 2{,}37 \text{ t/cm}^2 < \sigma_F,$$

sodass die Anforderungen der Verordnung an die Sicherheit reichlich erfüllt sind.

Im fertigen Zustand sind die Beanspruchungs- und Stabilitätsverhältnisse des Bauwerkes noch wesentlich günstiger, weil durch das Zusammenwirken der Gunitdecke mit der Stahlkonstruktion Verbundträger mit grösserer Tragfähigkeit entstehen und weil durch die pilzkopfartige Ausbildung der Ummantelung eine teilweise Einspannung der Stützenköpfe entsteht. Diese günstigen Wirkungen wurden jedoch bei der Bemessung nicht ausgenützt, weil im Bauzustand, vor Abbinden der Gunitdecke, doch mit der Möglichkeit einer Vollbelastung durch Schneefall gerechnet werden musste.

Verbreiterung der Quaibrücke in Zürich

Wie im Plan des erweiterten Bellevueplatzes Seite 13 dieses Heftes angedeutet, wird die vor 55 Jahren erbaute Quaibrücke den heutigen Verkehrsanforderungen entsprechend verbreitert. Obige Abb. 1 und 2 geben den nötigen Aufschluss in Ansicht und Schnitt; in diesem sind die beibehaltenen alten Teile dünn gehalten bzw. im Schnitt der Fahrbahnplatte weiss gelassen, während die neuen Teile, vor allem die beiden auf die abgetragenen Pfeilervorköpfe abgestützten Blechträger mit gebogenem Untergut kräftig gezeichnet und die Schnittflächen schraffiert sind. Wie man sieht, erfolgt die beidseitige Verbreiterung symmetrisch zur Brückenaxe; die Pfeiler werden von den dekorativen Kandelaber-Aufbauten befreit und auch das schmucklose Geländer trägt zur Erleichterung des Aspektes bei. Die formale Gestaltung durch die Arch. Gebr. Pfister bestätigt also im wesentlichen die vor kurzem im «Seeufer-Wettbewerb» im 1. und 2. Rang prämiierten Vorschläge (Entwürfe Nr. 15 und Nr. 21, vgl. Bd. 110, S. 243* ff.). In konstruktiver Hinsicht dagegen weicht das heutige Bauprojekt wesentlich ab von dem, was im Wettbewerb massgebend war. Dort war den Bewerbern erklärt worden, die Pfeilerfundamente seien nicht stark genug,



Abb. 1 (links)
Der neue Bahnhofplatz Genf-Cornavin (ebenfalls mit runder Wartehalle) beleuchtet mit Philips-«Philora»-Quecksilberdampflampen H O 2000, gemischt mit 1500 Watt-Glühlampen

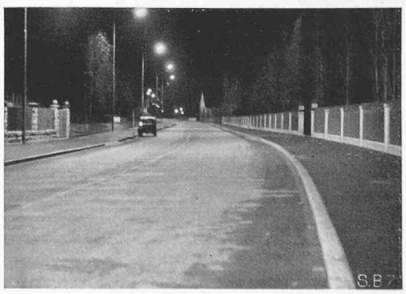


Abb. 2 (rechts)
Zürichseestrasse bei Meilen mit «Philora»-Natriumdampflampen S O 650