

Hauptprobleme der Baukonstruktion beim Neubau der Toni-Molkerei Zürich

Autor(en): **Bänziger, D.J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 18

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73366>

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.

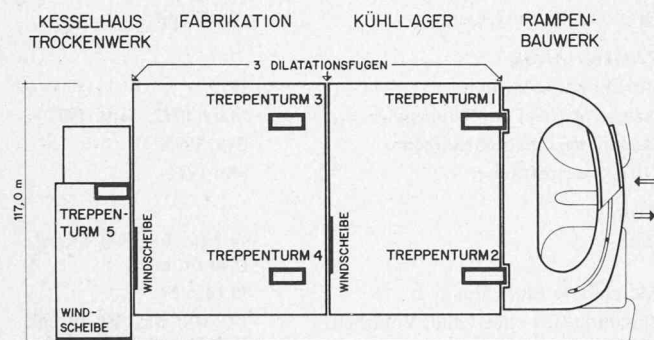
Hauptprobleme der Baukonstruktion beim Neubau der Toni-Molkerei Zürich

Von D. J. Bänziger, Zürich

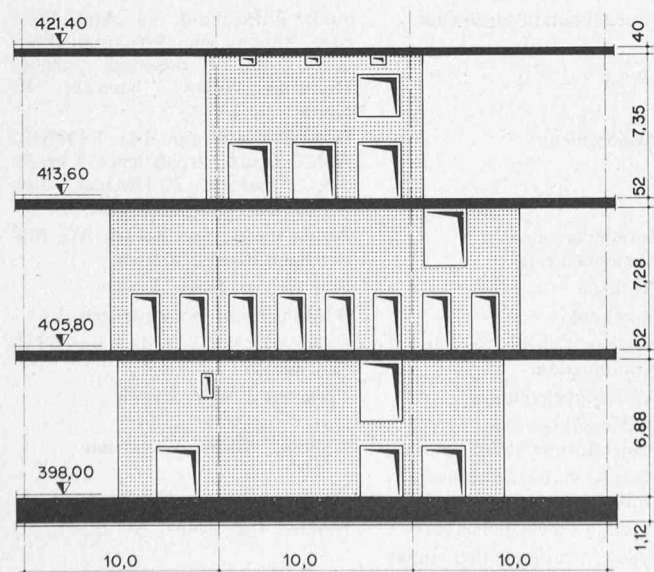
Statische Gliederung, Treppentürme, Windscheiben

Der im Maximum 230 m lange und 93 bis 117 m breite Baukörper mit einem Bauvolumen nach SIA von 472000 m³ wurde unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Gebäudelasten (Setzungsdifferenzen), der Gebäudebewegungen infolge Schwind- und zum Teil Kriechverkürzungen des Betons und infolge Temperaturänderungen (Kühlräume +2 °C, Gefrierräume -30 °C) sowie der Raumaufteilung nach Verwendungszweck durch drei querverlaufende Dilatationsfugen in vier Hauptabschnitte getrennt:

- Rampenbauwerk mit darunterliegenden allgemeinen Bauten im nördlichen Teil: Mechanische Werkstatt, Luftschutzräume, Autoreparaturwerkstatt, Lagerräume, Hauptein- und -ausfahrt
- Kühllagertrakt (Fertiglager), 60 m lang
- Fabrikationstrakt, 70 m lang
- Trockenwerk und Kesselhaus mit den allgemeinen Bauten im südlichen Teil: Roh- und Lauwasserbehälter, Heizöl-lager, Säuren und Laugen, Gasstation, Kamin und Trafo-station.



Statische Gliederung des Gesamtbaukomplexes in vier Hauptabschnitte durch drei querverlaufende Dilatationsfugen und Stabilisierung jedes Traktes mit Treppentürmen und Windscheiben



Windscheibe des Kühltraktes mit zahlreichen, betrieblich erforderlichen Aussparungen. Die statische Länge der Windscheibe nimmt nach oben pyramidenförmig ab

In der Längsrichtung wurde keine durchgehende Dilatationsfuge angeordnet. Bei den allgemeinen Bauten im nördlichen und südlichen Teil sind ab OK Bodenplatte zusätzliche lokale Dilatationsfugen eingebaut worden. Jeder Haupttrakt wurde mit Hilfe der Lift- und Treppentürme sowie mittels besonderen Windscheiben gegen Horizontallasten (Wind und Erdbeben) stabilisiert. Die Ableitung der Horizontalkräfte erfolgt durch Scheibenwirkung der Geschossdecken.

Wenn wir als Beispiel den Kühllagertrakt herausgreifen, so ist der Treppenturm 2 monolithisch in beiden Richtungen mit den Geschossdecken verbunden. Er ist der Festpunkt dieses Traktes. Beim Treppenturm 1 ist nur die unterste Geschossdecke monolithisch verbunden und mit einer zusätzlichen Schwindarmierung versehen, während die zwei oberen Geschossdecken auf Konsolen über Hochbaulager abgestützt sind. Diese gestatten eine Bewegung der Decke in Gebäudequerrichtung. In Längsrichtung sind die Decken durch einen Anschlag gehalten, so dass Horizontalkräfte längs auf den Treppenturm 1 abgegeben werden können.

Die Windscheibe entlang der Dilatationsfuge zwischen Kühllager und Fabrikationstrakt ist so ausgebildet, dass sie neben den Vertikallasten die Horizontalkräfte in Gebäudequerrichtung aufnehmen kann. Ausserdem gestatten ihre schlanken Abmessungen (42 cm stark, 7,80 m Bruttogeschoss-höhe) die elastische Verformung aus Schwinden und Temperatur in Richtung zum Festpunkt Treppenturm 2 hin. Aus betrieblichen Gründen ist sie so kurz wie möglich ausgelegt. Mit diesem Konzept ist es gelungen, trotz der ungünstigen exzentrischen Lage der Treppentürme bezüglich der Grundrisse der Hauptgebäude trakte die Horizontalkräfte einiger-massen zentrisch abzugeben.

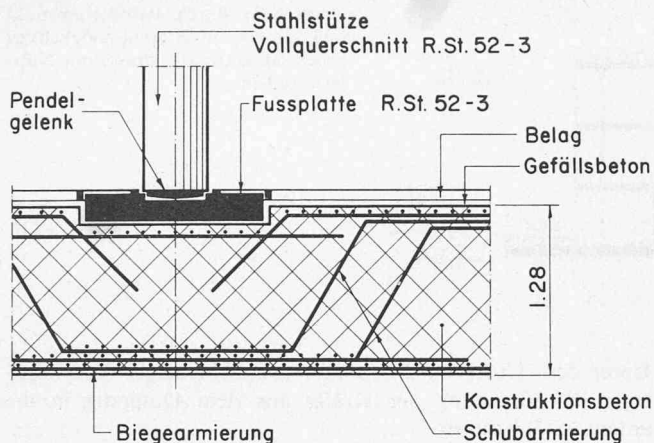
Der massgebende Lastfall für die Dimensionierung der Treppentürme und Windscheiben ist nicht die Windlast überlagert mit den Horizontalkräften infolge Stützenschiefstellungen, sondern die Erdbebenwirkungen, welche nach Art. 22 der Norm SIA 160, Intensitätsklasse VII in die Berechnungen eingesetzt wurden. Die Treppentürme 1 bis 4 mit 32 m Höhe, 6,25 x 13,25 m Grundrissabmessung und 30 cm durchgehender Wandstärke werden dabei sehr hoch beansprucht.

Foundation

Geologie, Grundwasser, Fundationsart

Unter weichen Oberflächenschichten, die 1 bis 4 m tief reichen, folgt der Niederterrassenschotter des Limmattaales mit 16 bis 30 m Mächtigkeit. Die oberen 2 bis 5 Meter dieser Kiesschicht sind dicht, die folgenden Schichten weniger dicht gelagert. Das Gebäude kommt in den Grundwasserstrom des Limmattaales zu liegen. Der Schwankungsbereich zwischen HHW und extremem NW beträgt rund 3,4 m. Die Auflagen des kantonalen Amtes für Gewässerschutz begrenzten die Unterkante der Fundation zum Schutze des Grundwasserstromes im SW-Teil des Grundstückes auf Kote 396,0, im NO-Teil auf Kote 397,0, was ziemlich genau der mittleren Obergrenze der Kiesschicht entspricht. Für lokale Vertiefungen wurden Ausnahmen gestattet.

Weil der Setzungseinfluss infolge der grossen Grundriss-abmessungen sehr tief reicht und die unteren Schichten lockerer gelagert sind, kam eine Pfählung trotz der hohen Lasten nicht in Frage. Gewählt wurde eine Flachfundation mit durchgehender Bodenplatte, welche die Lasten oben auf die dicht gelagerte Schicht abgibt und ausserdem den Ab-



Bodenplatte mit Armierung. Einleitung der Stützenlasten über eine eingelassene Stahlfussplatte

schluss gegen den Grundwasserstrom gewährleistet. Je nach Gebäudelasten und Tragsystem des darüberliegenden Traktes variiert die Plattenstärke der Fundation von 60 cm bis 192 cm. Sie ist jeweils über mindestens zwei bis drei Felder konstant. Im Einvernehmen mit dem kantonalen Amt für Gewässerschutz wurde die OK der Bodenplatte auf Kote 398.0 festgelegt. Der höchste Grundwasserspiegel liegt 1 m höher auf Kote 399.0. Den Grundwasserverhältnissen entsprechend ist eine starre Isolierung ausgeführt worden, wobei nicht nur die Dilatationsfugen, sondern auch sämtliche Arbeitsfugen der Bodenplatte mit Fugenbändern versehen wurden.

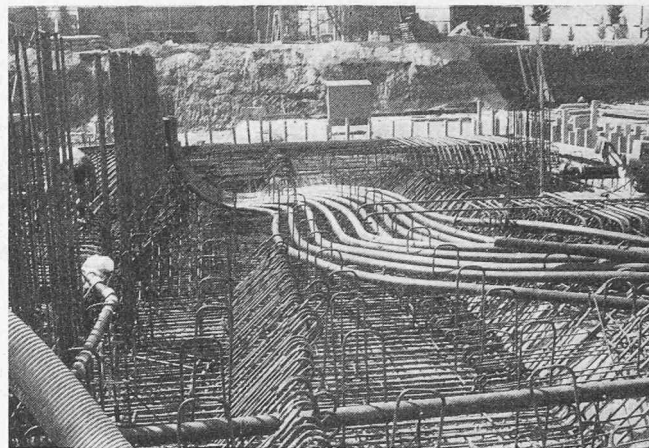
Grundwasserabsenkung

Für die Erstellung der Bodenplatte musste auf der Grundrissfläche von rund 25000 m² eine Grundwasserabsenkung mit Filterbrunnen durchgeführt werden. Die Absenkung wurde so disponiert, dass gleichzeitig 1/4 der Gesamtfläche bis 50 cm unter UK Magerbeton trocken war. Dem Baufortschritt folgend wurden dann die Pumpen in die nächstfolgenden Bauabschnitte umgesetzt. Schwierigkeiten traten bei der Vertiefung in der Autoreparaturwerkstatt und bei der Vertiefung für die Autowaage in der Durchfahrt beim Trockenwerk auf. Hier mussten zusätzlich zu den Filterbrunnen BIBO-5-Pumpen in offener Wasserhaltung eingesetzt werden. 80% des gepumpten Grundwassers sind gemäss den Auflagen des kantonalen Amtes für Gewässerschutz durch 250 m weit entfernte Rückgabeburgen in den Grundwasserträger zurückgegeben worden. Es handelt sich dabei um eine der grösseren Grundwasserabsenkungen im Limmattal mit einer maximalen Pumpleistung von 300 l/s und insgesamt rund 15 Mio m³ gepumpter Wassermenge.

Statische Berechnung der Fundamentplatte

Das Hauptproblem für die statische Berechnung der durchgehenden Bodenplatte, die hohe Stützenlasten (im Bereich des Kühllagertraktes bis 1700 t im Raster von 10×10 m, im Trockenwerk bis 2100 t im Raster 5×12,5 m) auf den Boden zu übertragen hat, besteht in der Verträglichkeit der Deformation des Bodens mit der Durchbiegung der Fundamentplatte. Die Verteilung der Bodenpressung ist abhängig vom Verformungsverhalten des Bodens und der Fundamentplatte.

Für biegeeweiche Gründungen, wie die vorliegende, verhältnismässig dünne Fundamentplatte, existieren keine direkten Bemessungsverfahren. Demzufolge wurde iterativ vor-



Bodenplatte beim Armieren mit Vertiefung im Bereich von Treppenturm 5. Beachte die zahlreichen Leitungen, die zum Treppenturm führen

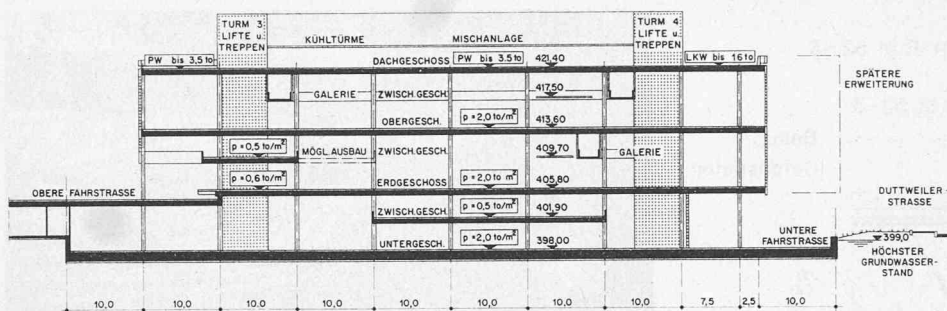
gegangen. Mit einer ersten, intuitiv getroffenen Annahme über die Verteilung der Bodenpressung wurden die Setzungen und die Durchbiegungen für den Stützenpunkt und für den Plattenmittelpunkt unter Einsatz von elektronischen Flachdeckenprogrammen mittels der Methode der Finiten Elemente ermittelt. Weicht der Durchbiegungsunterschied zwischen Stützenpunkt und Plattenmittelpunkt vom Setzungsunterschied dieser beiden Punkte ab, ist die Annahme über die Bodenpressungsverteilung in einem zweiten Iterationsschritt zu verbessern [1]. Dabei ist die Diskrepanz zwischen den berechneten und tatsächlichen Setzungen von Bauwerken zu beachten. Da letztere zwei- bis viermal kleiner sind als die berechneten, wurde in unseren Untersuchungen mit dem doppelten ME-Wert gerechnet [2].

Ausserdem sind diese Untersuchungen für den Innen-, den Rand- und den Eckbereich der Fundamentplatte durchzuführen. Die grössten Bodenpressungen erreichen im Kühllagertrakt rund 3 kg/cm², im Trockenwerk rund 2,5 kg/cm². Massgebend für die erforderliche Plattendicke ist die Schubbemessung, die vorwiegend nach den detaillierten Bemessungsrichtlinien der schwedischen Normen vorgenommen wurde.

Die Einleitung der Stützenkräfte erfolgt im Fabrikations- und Kühllagertrakt mit Raster 10×10 m überall durch massive kreisrunde Stahlfussplatten. Die Stärke dieser Platten ist bei gegebenen zulässigen Stahlspannungen nur von der Pfeilerlast abhängig und nicht vom Durchmesser. Die Bemessung des Fussplattendurchmessers war ein wirtschaftliches Optimierungsproblem. Es wurde auch der Einfluss der Fussplattenverformung auf die Momentenverteilung in der Bodenplatte erfasst. Die Fussplatten variieren im Durchmesser von 54 cm bis 134 cm und in der Stärke von 8,7 bis 21 cm.

Ausführung der Fundamentplatte

Die Ausführung der gesamten Bodenplatte erfolgte in Etappen von durchschnittlich 30×30 m Grösse. Zwischen den Etappen wurden 1,50 m breite Schwindfugen während mindestens acht Wochen offengelassen. Eine Etappe betonierte man an zwei aufeinanderfolgenden Tagen mit Anwendung von Abbindeverzögerer über die Nacht. Das Einbringen des Betons erfolgte mit zwei Betonpumpen, wobei die Tagesleistung pro Pumpe 300 bis 330 m³ erreichte. Somit konnten Etappen von maximal 1350 m³ in zwei Tagen bewältigt werden. Die vorgeschriebene Betonqualität von $\beta_{10/28} = 375 \text{ kg/cm}^2$ wurde bei einem W/Z-Faktor von 0,53 bis 0,545 und mit einem Beton-Zusatzmittel für die Gewährleistung der Wasserdichtigkeit erreicht.



– klare statische Verhältnisse ohne Zwängungen bei den unterschiedlichen Bewegungen infolge grosser Temperaturdifferenzen.

Diese Vorteile wiegen die verhältnismässig geringen Mehrkosten dieser Stützenlösung im Vergleich mit andern Systemen auf.

Sämtliche Vollstahlstützen sind als Pendelstäbe mit gelenkiger Lagerung ausgebildet. Aufgedrehte Zapfen an den Stützenenden greifen in die Eindrehungen bei den Fussplatten bzw. an den durchgehenden Vierkantkernen der Stahlpilze ein. Die Aufsitzflächen sind am Stützenende mit Radius 5 m kugelförmig ausgebildet. Diese Flächen werden auf der Drehbank gleichzeitig mit dem Zapfen hergestellt. Während des Drehens wurde die Einhaltung der Querschnittsabmessungen der mit dem mechanischen Hammer geschmiedeten Säulen sowie allfällige Abweichungen der tatsächlichen Stützenaxe von der theoretischen Stützenaxe überprüft. Das zulässige Mass dieser Abweichung, als «Schlag» bezeichnet, betrug 2 cm auf 7,0 m Stützenlänge.

Für die statische Berechnung der Stützen, unter Berücksichtigung der Deformationen (Theorie 2. Ordnung), sind neben den Vertikallasten die Beanspruchungen durch gekrümmte Stützenaxe (Schlag = 2 cm) und infolge exzentrischer Krafteinleitung durch Abplattung bei den gedrehten Aufsitzflächen ($\frac{1}{2}$ des Radius der Berührungsfläche nach Hertz = $\frac{1}{2}$ von rd. 7 cm = rd. 3,5 cm) eingeführt worden. Weiter wurden durch den Fahrverkehr exponierte Säulen zusätzlich mit einer Anprallkraft dimensioniert oder durch knautschbare Anprallringe geschützt.

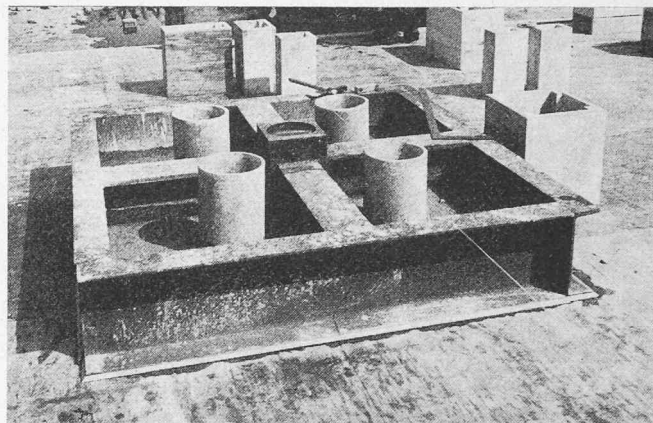
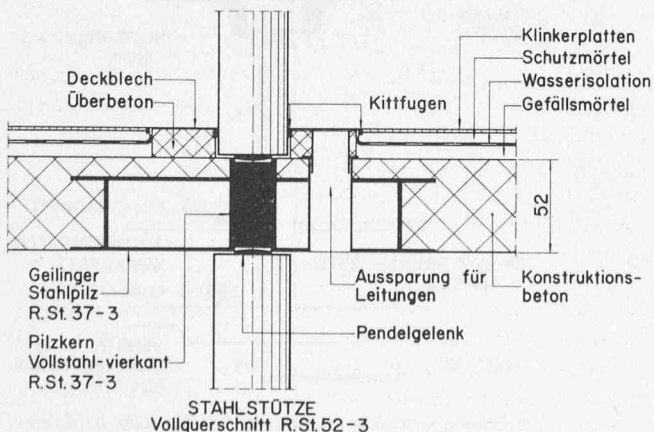
Die Stützen sind aus Stahl R-St 52-3 geschmiedet und im Werk mit Ultraschall geprüft worden. Die Durchmesser variieren von 20 bis 48 cm. Die grössten ausgeführten Längen betragen 7,36 m, das grösste Gewicht einer Stütze 10,3 t.

Trockenwerk

Mit 46 m ab OK Bodenplatte ist dieser turmartige Gebäudeteil doppelt so hoch wie der Fabrikationstrakt. Im Untergeschoss ist er mit 38 m Ausdehnung in Hauptlängsrichtung und 56 m Breite dreischiffig ausgebildet. Alle höheren Geschosse sind mit 26,5 m Länge zweischiffig konstruiert.

Rechts: Ganzer Stützenstrang mit verkürzt gezeichneten Vollstahlstützen

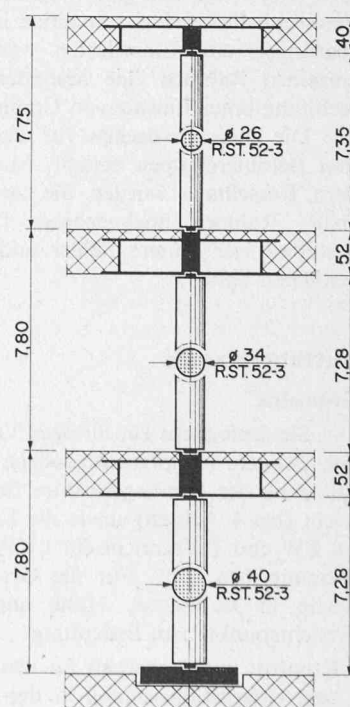
Schnitt durch eine Hauptgeschossdecke im Pilzbereich
Nutzlast $p = 2 \text{ t/m}^2$

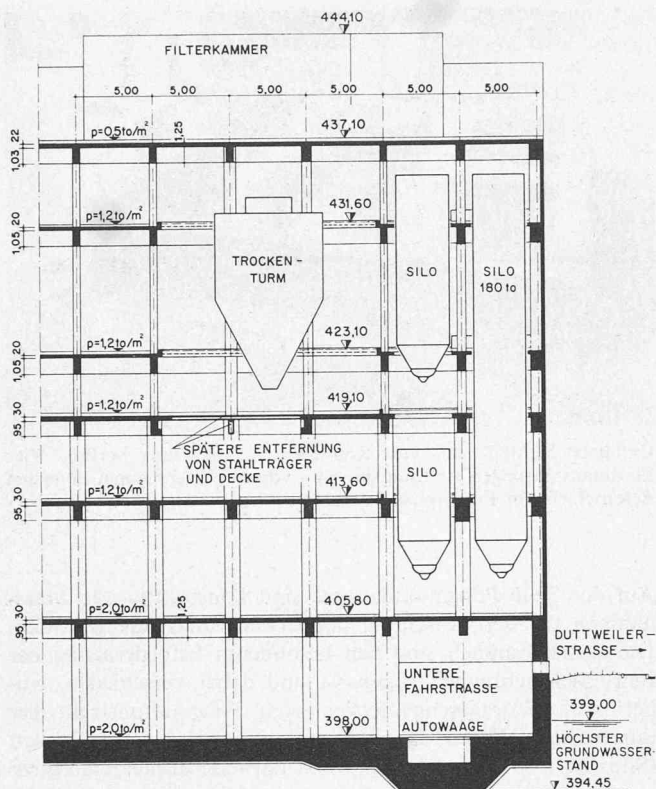


Geilinger Stahlpilz mit von Roll-Kern auf Schalung verlegt. Vier Eternitaussparungen sind mit der zum voraus eingebrachten untersten Betonschicht im Pilzbereich fixiert

Auf der Seite Pfingstweidstrasse sind konstruktiv alle Massnahmen für den Anschluss des Erweiterungsbaus getroffen. Die Geschosshöhen sind den besonderen Erfordernissen der Betriebseinrichtungen angepasst und daher verschieden, wobei zwei Hauptgeschossdecken vom Fabrikationstrakt her durchgehen. Wegen der grossen konzentrierten Einzellasten (Silos bis 180 t Gewicht) und den teilweise deckenfeldergrossen Aussparungen infolge der mehrere Geschosse durchdringenden Silos war das Flachdeckensystem hier nicht geeignet. Gewählt wurde eine Stahlbetonrahmenkonstruktion mit Unterzugsdecken.

Der Aufbau besteht aus 11 sechsstöckigen Rahmen, zwei- bzw. dreischiffig mit Spannweiten von 12,50 m und einem Axabstand von 5,0 m. Parallel zur Duttweilerstrasse ist die Abschlusswand statisch als Windscheibe mit 30 cm Stärke ausgebildet. Im Bereich der unteren Fahrstrasse musste ein ganzer Rahmen mit vier 3 m hohen Querunterzügen abgefangen werden, weshalb die Windscheibe dort 1,20 m stark ist. Die horizontalen Wind- und Erdbebenkräfte werden über drei grösstenteils durchgehende Unterzugsdecken auf den Koten 405.80, 413.60 und 437.10 in den Treppenturm 5 und





Typischer Teilquerschnitt durch das Trockenwerk mit Nutzlastangaben

in die Windscheibe eingeleitet. Alle Decken sind von OK Decke bis UK Unterzug durchwegs 1,25 m hoch, wobei die Deckenstärke zwischen 20 und 30 cm variiert und die Unterzüge 50 bis 60 cm breit sind. Wegen des häufigen Ausfalles von Unterzügen infolge der grossen Aussparungen ergeben sich freie Stützhöhen bis zu 23 m.

Die Stützenabmessungen variieren entsprechend den Beanspruchungen sehr stark. Sie wurden aus Platzersparnisgründen so schlank wie möglich ausgebildet.

Wegen der grossen Verschiedenheit der 6stöckigen Rahmen (einhüftige und ganz wegfallende Unterzüge) sowie sehr unterschiedlicher Lastannahmen infolge der zahlreichen Aussparungen und Einzellasten war es notwendig, für jeden einzelnen Rahmen eine besondere detaillierte statische Berechnung unter Einsatz von Computern durchzuführen.

Die Geschossdecken für das Trockenwerk wurden in drei Betonieretappen erstellt. Mit dem Treppenturm 5 und dem Kesselhaus wurden die zwei Felder zwischen den 3 ersten Rahmen hochgezogen. Dann folgten höhenmässig gestaffelt vier weitere Felder und als letzte Etappe die fünf restlichen Felder.

Auffahrtsrampe

Geometrie

Sie ermöglicht ein direktes Verladen ab Verladerampe in der zweiten Hauptgeschossebene auf die ganze Breite der Stirnseite des Kühllagertraktes für LKW bis 28 t Gesamtgewicht (bei 4 Achsen) sowie die Erschliessung der Dachebene für PW und Teilbereiche für LKW bis 16 t bei einer mittleren Steigung von 10%. Für die Gestaltung der Fahrbahnoberfläche in Grundriss, Höhe und Gefälle, waren folgende Gesichtspunkte von Bedeutung:

- Komfort und Sicherheit für den LKW-Fahrer (Schleppkurven, Quergefällsneigung in den Kurven usw.); dies wurde

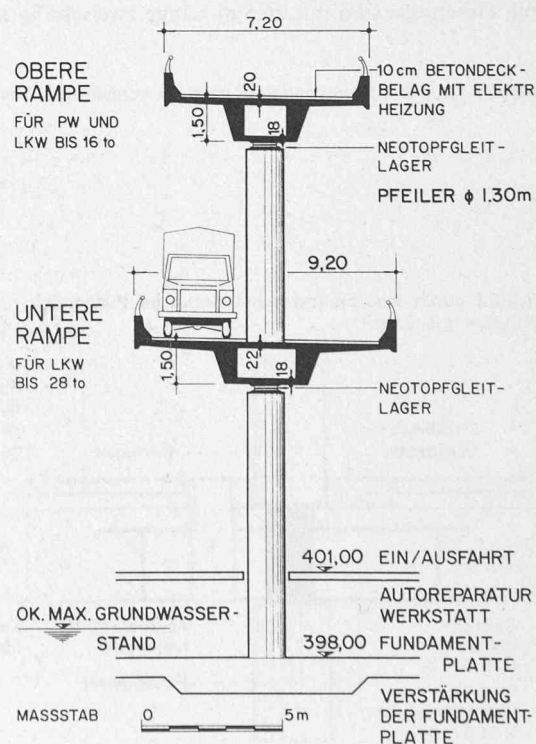
zum Teil am Brückenmodell mit Modellfahrzeugen studiert und ausgetestet

- Entwässerung der Fahrbahnoberfläche
- geometrische Definition und Berechnung der Fahrbahn
- ausführungstechnische Probleme

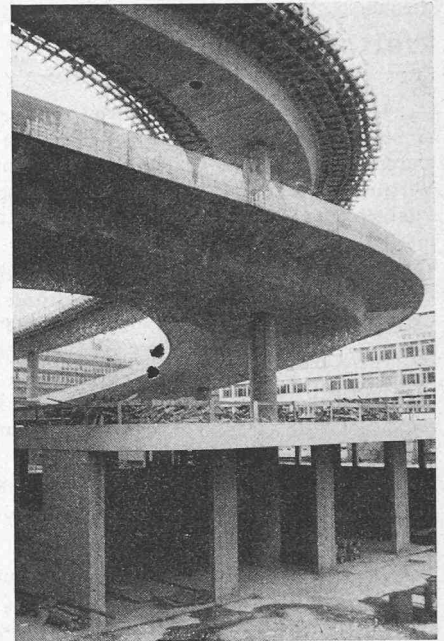
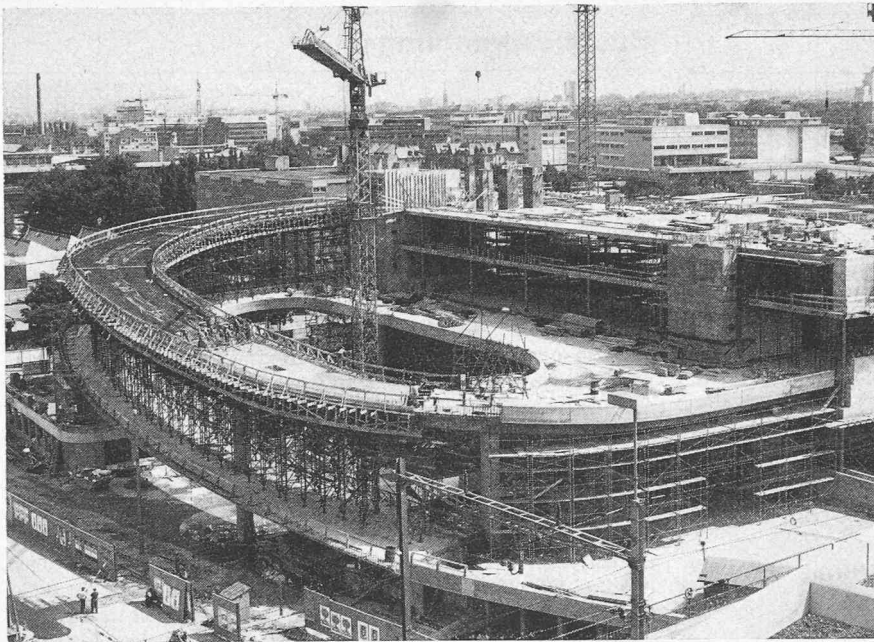
Konzept, Stützung und Lagerung

Die doppelstöckige Brückenkonstruktion mit zentrisch angeordneten, kreisrunden Betonpfeilern von 1,30 m Durchmesser ist in der durchgehenden Bodenplatte mit lokalen Verstärkungen fundiert. Mit Ausnahme des niedrigsten Pfeilers sind alle in der Bodenplatte fest eingespannt. Die untere Rampe ist zum grössten Teil biegesteif mit den Pfeilern verbunden. Bei jenen Stützen, die weit vom Festpunkt entfernt sind, wurde zwischen Stützenkopf und unterer Rampe ein Neotopf-Gleitlager eingebaut. Der Festpunkt für die gesamte zweistöckige Brückenkonstruktion ist der Treppenturm 2. Die Pfeiler der oberen, schmäleren Rampe sind mit dem Überbau der unteren Rampe durch Einspannung in deren Querträger ebenfalls biegesteif verbunden. Die Lagerung der oberen Rampe auf den Pfeilern erfolgt durchwegs über Neotopf-Gleitlager.

Beim unteren Rampenbeginn befindet sich das bewegliche Widerlager, das in die Konstruktion des Werkstattgebäudes integriert ist. Der Brückenträger ist dort auf zwei Neoprene-Lasto-Block-Lager abgestützt und wird von einem in der Mittelaxe liegenden Führungslager axial geführt, welches Kräfte quer zur Brückenaxe aufnehmen kann. Die Auflagerkonstruktion für das feste obere Widerlager beim Rampenende ist mit der Nordostfassadenstützenreihe über einen Querträger und der Dachgeschossdecke ausgebildet. Die dort abgegebenen Horizontalkräfte werden über Dachgeschossdecke und Querträger auf den Festpunkt Treppenturm 2 übertragen. Entlang der Stirnseite des Kühllagertraktes ist die Brücke über Neoprene-Lasto-Block-Lager auf den L-förmigen Auflagerträger abgestützt, der seinerseits von den Stahlstützen des 10×10-m-Rasters in der Fassade gehalten



Brückenquerschnitt im Bereich der Ein- und Ausfahrt



Links: Rampenbrücke. 3. Etappe während des Betonierens am 15. Juli 1974. Das Lehrgerüst für die obere Rampe ist auf der unteren abgestützt

Rechts: Untersicht der doppelstöckigen Rampenbrücke mit zentrischem Pfeiler, der durch die Autoreparaturwerkstätte hindurchgeht und in der Bodenplatte eingespannt ist. Die untere Brücke ist bei diesem Pfeiler monolithisch verbunden, die obere über ein Neotopf-Gleitlager. Bei der oberen Brücke wird in dieser Phase mittels Schalungen, die an der Konsolplatte angeklemt sind, das Seitenbord betoniert.

wird. Die direkte Befestigung der Brückenkonstruktion auf der Höhe der Verladerampe (Kote 412.40) am Festpunkt Treppenturm 2 erfolgt über besondere mit Vorspannkabeln angespresste Horizontalkraftlager. Am Treppenturm 1 ist die Brücke mit Zug-Druck-Lagern so gehalten, dass sie sich noch parallel zur Stirnseite des Gebäudes bewegen kann.

Es ist dabei zu bedenken, dass die Brücke an einem heissen Sommertag eine hohe Temperatur aufweist, während der Kühllagertrakt teilweise auf -30°C abgekühlt ist. Die Lager und besonders auch die Dilatationsfuge zwischen Brücke und Gebäude müssen diesen unterschiedlichen Längenänderungen Rechnung tragen können.

Brückenträger

Der in vorgespanntem Beton erstellte Brückenüberbau der unteren und oberen Rampe sowie der Verkehrsebene vor der Stirnfassade hat Spannweiten von 20 bis 30 m. Statisch handelt es sich bei der unteren und oberen Rampe um ein räumlich gekrümmtes Stabtragwerk, während die Übergangsbereiche der Rampen zu der mittleren Verkehrsebene ein Flächentragwerk darstellen, welches mit Trägerrost-Berechnungen erfasst wurde. Der Mittelteil ohne die Endpartien kann angenähert als gerades Stabtragwerk betrachtet werden. Die obere und untere Rampe ist als einzelliger Hohlkasten mit variabler Kastenbreite, aber konstant ausladenden Konsolen ausgebildet. Auf der unteren Rampe wurde im Bereich der nach oben durchstossenden Brückenpfeiler eine Verkehrsteilung mittels Leitplanken vorgenommen.

Die Verkehrsebene und die Anschlusspartien an die Rampen weisen ein 2- bzw. 3zelliges Hohlkastenprofil auf, wobei auch hier die Konsolenausladung konstant und identisch jener der Rampen ist. Die Querschnittshöhe beträgt durchgehend 1,50 m. Das Schlankheitsverhältnis $h:l$ erreicht über der Ein- und Ausfahrt somit 1:20. Über dem Konstruktionsbeton liegt ein 10 cm starker Betondeckbelag, der in den Gefällspartien mit einer elektrischen Heizung ausgerüstet ist. Die Seitenborde sind nach dem New Jersey-Profil aus Beton

erstellt und tragen ein starkes Leitrohr. Die Fahrbahnplatte ist 20, bzw. 22 cm, die Druckplatte wegen der hohen Torsionsbeanspruchung 18 cm stark.

Die komplizierten statischen Verhältnisse wurden mit einem umfangreichen EMPA-Belastungsversuch getestet. Die gemessenen Verbiegungen und Verdrehungen sowie die Betondehnungen stimmten gut mit den vorausberechneten Werten überein.

Ausführung

Die Brücke ist in drei Etappen erstellt worden. Ihre Einteilung erfolgte so, dass die Festpunkte für die Bewegungen in den Bauzuständen mit jenen im Endzustand identisch waren. Begonnen wurde mit der Verkehrsebene inklusive die Kragarme für die untere und die obere Rampe. Deren Länge betrug in der Axe gemessen 120 m. Als zweite Etappe folgte die untere Rampe von 70 m Länge. Nachdem diese tragfähig war, wurde die obere Rampe als dritte Etappe von 95 m Länge gebaut, wobei deren Lehrgerüst auf der unteren Etappe abgestützt war. Die einzelnen Etappen sind mittels Kupplungsankern zusammengeschlossen. Um das Ausschaln der engen Hohlkasten zu vermeiden, wurden vorgängig auf der Baustelle Betonbretter hergestellt und zwischen die Brückenstege verlegt. Die gesamte Brückenlänge beträgt in der Schweraxe gemessen rund 285 m, die Brückenfläche 2578 m^2 .

Literaturverzeichnis

- [1] M. Soretz, St. Soretz: Die Wechselwirkung Boden - Bauwerk aus der Sicht des Konstrukteurs. IVBH, Vorbericht, 9. Kongress in Amsterdam 1972.
- [2] H. Müller: Setzungsprognosen nach dem Pressiometerverfahren von Ménard, Vergleiche mit eingetretenen Bauwerksetzungen. Die Bau-technik Nr. 9/1972.

Adresse des Verfassers: D. J. Bänziger, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, Engimattstrasse 11, 8027 Zürich.

Photos: D. J. Bänziger, Zürich, S. 273; C. Mayer, Kilchberg, S. 275; K. Schütz, Zürich, S. 277; R. Müller, Zürich, S. 277.