

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 85 (1967)  
**Heft:** 43

**Artikel:** Der Wasserturm der Firma Roche Sisseln AG  
**Autor:** Schäfer, U. / Sommer, P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-69559>

### **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:** 08.01.2026

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

## Der Wasserturm der Firma Roche Sisseln AG

DK 624.971

Von **U. Schäfer**, dipl. Ing., Basel, und **P. Sommer**, dipl. Ing., Tübach SG

### Einleitung

Für ihre neuen Industrieanlagen auf dem Sisselerfeld (am Rhein im Kanton Aargau) benötigt die Firma Roche Sisseln AG im Endausbau bis zu  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  Industrierwasser zu Kühlzwecken und zur Dampferzeugung. Für zahlreiche Fabrikationsprozesse muss der Kühlwasserdruck in sehr engen Grenzen konstant gehalten werden. Ferner sollte jederzeit und unter allen Umständen eine Feuerlösch-Reserve verfügbar sein. Diese beträchtlichen Wassermengen können nur aus dem Rhein bezogen werden. Die Einschaltung eines Behälters mit freiem Wasserspiegel zwischen der Pumpstation am Rhein und den Fabrikationsgebäuden wurde aus folgenden Gründen beschlossen:

- wesentlich höhere Betriebssicherheit und genauere Konstanzhaltung des Betriebsdrucks (von rd. 50 m WS) als bei Druckerzeugung mit Pumpen.
- Möglichkeit der Speicherung einer Reservewassermenge zur Speisung der wichtigsten Verbraucher und zur Verhinderung von Katastrophen im Ablauf der druckgesteuerten Fabrikationsprozesse bei totalem Stromausfall.
- Möglichkeit der Speicherung zu Löschzwecken.
- Preisliche Äquivalenz zwischen statischer und dynamischer Druckerzeugung.

Das nutzbare Wasservolumen wurde wie folgt bestimmt:

— Manövriervolumen für Pumpensteuerung	200 m <sup>3</sup>
— Fabrikwasser (zur Versorgung der wichtigsten Verbraucher bei Stromausfall während 10 min mit 1000 l/s)	600 m <sup>3</sup>
— Löschwasser (zur Versorgung der betriebsinternen Feuerlöschanlage während 1 h mit 20 Strahlrohren zu 200 l/min)	240 m <sup>3</sup>
— Restwassermenge (Reserve)	60 m <sup>3</sup>
<b>Gesamter Behälternutzinhalt</b>	<b>1100 m<sup>3</sup></b>

Entsprechend dem Überbauungsprogramm für das Fabrikareal auf dem Sisselerfeld, das sich auf mehrere Jahrzehnte erstreckt, ist der Vollausbau der Fabrikwasserversorgung in drei Etappen vorgesehen. Drei Rohrleitungsstränge NW 1200 leiten das entsandete und gereinigte Wasser vom Rheinwasserpumpwerk in den Turmkeller und von dort in das Verteilnetz des Fabrikareals. Jeder Leitungsstrang verfügt im Turminnern über je eine eigene Steig- und Fall-Leitung NW 1000 zum, beziehungsweise vom Behälter. Die Schieber im Turmkeller sind für den Normalbetrieb so gestellt, dass die gesamte Ausbauwassermenge von je  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  pro Leitungsstrang den Behälter durchfliessen muss. Im Rahmen der ersten Ausbaustappe sind bis jetzt ein Rohrleitungsstrang NW 1200 mit je einem Steig- und Fallrohr NW 1000 und einem Überlaufrohr NW 600 erstellt worden.

Die geodätische Höhendifferenz zwischen dem Betriebswasserspiegel im Behälter und der Mittelwasserkote des Rheins beträgt 70,60 m. Zurzeit sind im Rheinwasserpumpwerk für diese erste Etappe 2 Hochdruckpumpen zu je 425 PS (Fördermenge je 250 l/s) und zwei weitere zu je 200 PS (Fördermenge je 125 l/s) installiert worden.

Die vom Bauherrn verlangte Grundkonzeption führte zwangsläufig zu folgendem Normalquerschnitt des Turmes:

- Ein in Turmachse angeordneter Liftschacht
- Eine um den Liftschacht gelegte Wendeltreppe
- Die um den Liftschacht angeordneten Steig- und Fallrohre NW 1000, sowie die Überlaufleitung NW 600
- Der die Steig- und Fallrohre umgebende Turmmantel

Der Liftschacht und die Wendeltreppe führen bis in den Turmaufbau auf dem Behälterdach; sie haben also den Wasserbehälter zu durchdringen. Der Behälter musste somit auch mit einer inneren Wandung versehen werden, die diese Durchdringung ermöglicht.

### Ausführungsprojekt (Bild 1)

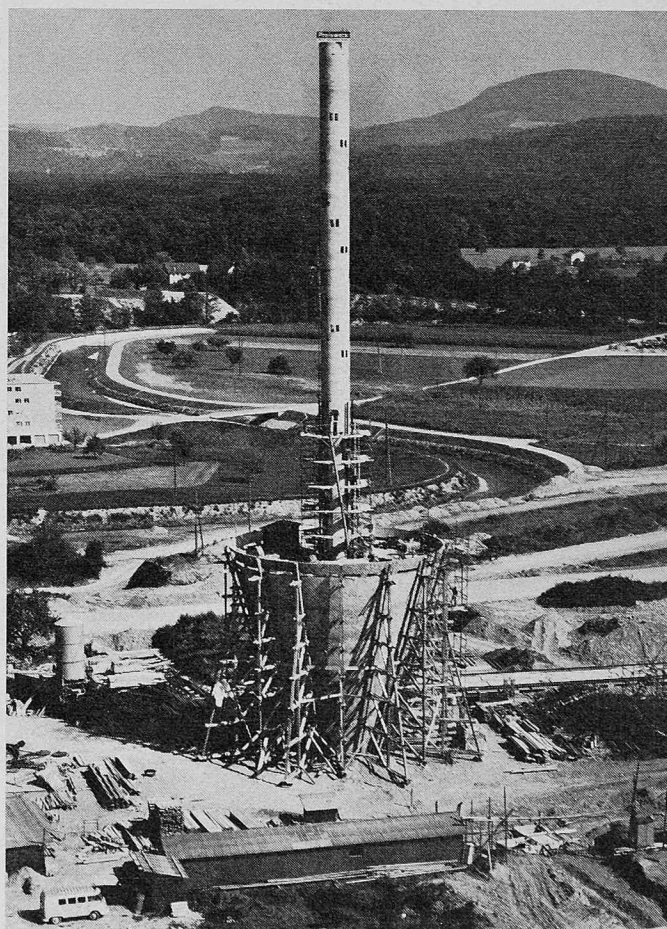
In Anlehnung an den Turm-Normalquerschnitt erhielt der Behälter die Form eines umgekehrten Kegelstumpfs mit einer Höhe von 15,03 m, einem oberen Durchmesser von 16,40 m und einem unteren von 7,70 m. Die innere Behälterwand ist ein Zylinder mit einem Innendurchmesser von 3,60 m. Die Wände haben eine Stärke von 25 cm, die Decke eine solche von 20 cm und der Boden von 65 cm.

Der bis über die Behälterdecke durchgehende Liftschacht einerseits und der eine grosse Eigensteifigkeit aufweisende Behälter andererseits führten zur Idee, den Behälter am Boden zu erstellen, ihn am vorgängig gebauten Liftschacht emporzuheben und dann auf dem anschliessend erstellten äusseren Turmmantel abzustellen. Dass es nicht, wie so oft, bei der Idee blieb, ist weitgehend ein Verdienst der am Bau beteiligten Unternehmungen. Es soll denn auch einer der Zwecke dieses Aufsatzes sein, den aussergewöhnlichen Einsatz aller für diese nicht alltägliche Aufgabe zu würdigen.

### Wind-Expertise

Von ausschlaggebender Bedeutung für den Hebevorgang war eine möglichst exakte Kenntnis der Windverhältnisse auf dem Sisselerfeld, lag doch die Vermutung nahe, dass man bei der Annahme von Normen-Windbelastungen für diesen einmaligen, kurzfristigen Montagezustand viel zu ungünstige Werte erhalten würde.

Ein glücklicher Zufall wollte es, dass der Flughafen Kloten in Laufenburg, unweit von Sisseln, seit fünf Jahren eine Windmessstation unterhält, die mit einem Anemographen und einem automatischen Schreiber ausgerüstet ist. Die meteorologische Zentralanstalt in Zürich erklärte sich auf unsere Anfrage hin sofort bereit, die Re-



gistrirbänder über eine Zeitspanne von 5 Jahren auszuwerten; sie betraute damit die aerologische Station in Payerne unter der Leitung von Herrn Junod. Die Expertise erstreckt sich über die Zeit vom August 1960 bis zum August 1965. Sie erforderte die eingehende Prüfung von 2600 m Registrierband!

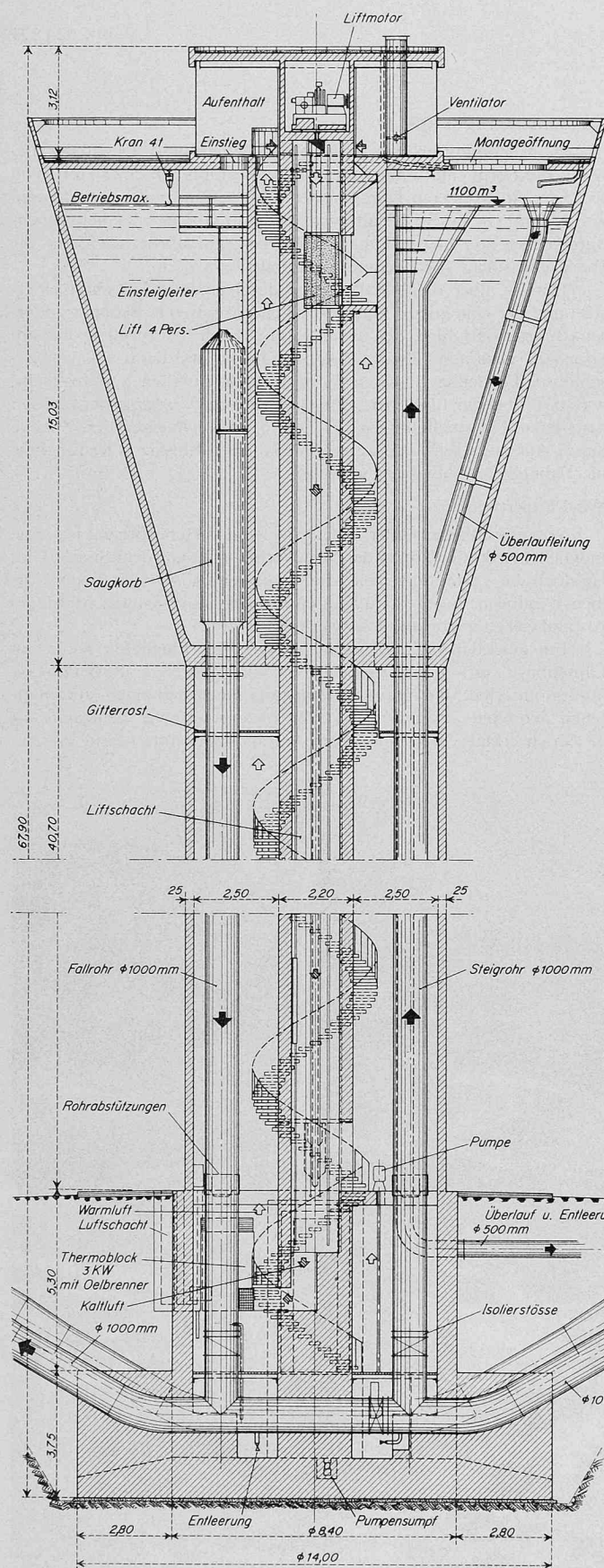


Bild 1. Wasserturm, Vertikalschnitt 1:200

Die Expertise lieferte folgende Ergebnisse (Bilder 2a, b, c, d):

a) Zusammenstellung der gemessenen Böenspitzen, b) Zusammenstellung der mittleren Windgeschwindigkeiten, c) tägliche Variation der mittleren Windgeschwindigkeiten. Die Begriffe «Böenspitze» und «mittlere Windgeschwindigkeit» wurden dabei wie folgt definiert:

**Böenspitze** = Windstoss, der die vorhandene mittlere Windgeschwindigkeit um mindestens 10 Kn übersteigt und dessen Anstieg mindestens 10 Kn/min beträgt. Böenspitzen von einer Dauer unter einer Minute konnten allerdings mit dem vorhandenen Gerät nicht registriert werden, da sie dessen Auflösungsvermögen überschritten.

**Mittlere Windgeschwindigkeit** = Geschwindigkeitsmittel über eine Zeitdauer von 10 min. Windgeschwindigkeiten unter 20 Kn wurden dabei nicht berücksichtigt, da sie für die Untersuchung nicht von Interesse waren (1 Kn = 0,5148 m/s = 1,853 km/h).

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt folgendes:

- Die grösste fünfjährige Böenspitze betrug 50 Kn (92,8 km/h). Die Böenhäufigkeit zwischen 20 Kn und 50 Kn betrug im Sommer-Mittel (April bis September) nicht einmal ganz ein Zehntel des Jahresmittels (24,4 Fälle gegenüber 246,1 Fällen, Bild 2a).
- Die grösste mittlere Windgeschwindigkeit über 5 Jahre betrug 30 Kn, Bild 2b. Der Herbst erwies sich als die Jahreszeit mit den kleinsten mittleren Windgeschwindigkeiten. Ausser im Winter überstiegen die mittleren Windgeschwindigkeiten nie den Wert von 24 Kn (44,5 km/h).
- Die grössten mittleren Windgeschwindigkeiten treten zu den Tagesstunden (zwischen 10 und 18 h) auf, Bild 2c.

Eine kurze Rechnung soll den gemessenen fünfjährigen Höchstwert (50 Kn = 92,8 km/h = 25,7 m/s) mit der den SIA-Normen zugrunde gelegten Windgeschwindigkeit für die Höhenstufe 0 ÷ 20 m vergleichen:

$$\text{Staudruck } q = \frac{\gamma}{2} v^2 = 85 \text{ kg/m}^2$$

gemäss SIA-Norm Nr. 160, Art. 20<sup>2</sup>, wo-

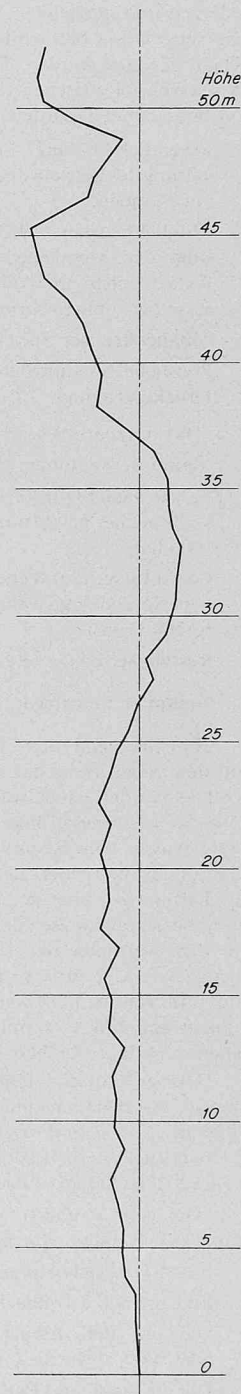


Bild 3. Liftschacht, Verlauf der Turmachse. Masstab vertikal 1:300, horizontal (Abweichungen der wirklichen Achse von der Vertikalen) 1:3 (1 mm im Bild = 3 mm Abweichung)



bei  $\gamma = 1,226 \text{ kg/m}^3$  für  $p_0 = 1,033 \text{ kg/cm}^2$

und  $t_0 = 15^\circ \text{C}$ . Es folgt  $v = \sqrt{\frac{2 g q}{\gamma}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 85}{1,226}} = 36,85 \text{ m/s}$

= 133 km/h. Der gemessene fünfjährige Höchstwert kommt somit nur der 0,7fachen Normengeschwindigkeit gleich, sein zugehöriger Staudruck beträgt nur rund die Hälfte des Normenwertes. Wie man noch sehen wird, war diese Erkenntnis für die Systemwahl beim Hebevorgang von ausschlaggebender Bedeutung.

### Beschreibung des Bauwerks

**Der Baugrund** wurde durch eine Rotationskernbohrung bis auf eine Tiefe von 30 m erschlossen. Er besteht durchwegs aus Rheinkies mit einem mittleren  $M_E$ -Modul ab 10 m Tiefe von rd.  $2500 \text{ kg/cm}^2$ . Eine Setzungsberechnung unter Vollast (gefüllter Behälter) ergab unter Berücksichtigung der Vorbelastungen Setzungswerte in der Grössenordnung von 5 mm.

**Das Fundament** (Bild 16) besteht aus einer steifen Kreisplatte von 14,0 m Durchmesser und einer Stärke von 1,20 m. Die Fundamentsohle liegt bezüglich O.K. Terrain auf Kote  $-9,05 \text{ m}$ . Die Lasten aus Eigengewicht und Nutzlast werden sowohl über den Liftschacht als auch über den Turmmantel auf die Fundamentplatte abgetragen. Die mittleren Bodenpressungen betragen unter Eigengewicht  $1,95 \text{ kg/cm}^2$ , unter Nutzlast und Eigengewicht  $2,90 \text{ kg/cm}^2$ . Mit Wind und Nutzlast beträgt die grösste Randspannung  $3,30 \text{ kg/cm}^2$ . Unter Berücksichtigung einer Erdbebenwirkung ( $a = 0,1 \text{ g}$ ) bei vollem Behälter beträgt die grösste Randspannung  $9,62 \text{ kg/cm}^2$  und die Resultierende liegt um 1,70 m ausserhalb des Kerns.

**Der Liftschacht** bildete während des Hebevorganges das wichtigste Tragelement des ganzen Turmes. Er ist ab O. K. Fundament (Kote  $-7,85$ )  $64,25 \text{ m}$  hoch und auf Kote  $\pm 0,00$  (O.K. Terrain) durch die Kellerdecke in den Turmkeller eingespannt. Bei einer freien Höhe von  $56,40 \text{ m}$  beträgt sein Aussendurchmesser nur  $2,20 \text{ m}$ , wobei der Hohl-

raum für die Liftröhre  $1,20 \times 1,22 \text{ m}$  misst. Auf Kote  $+55,19$  besitzt der Schacht eine  $65 \text{ cm}$  breite, kreisringförmige Auflagerkonsole als inneres Auflager für den Behälter.

Der Liftschacht wurde ab Kote  $\pm 0,00$  bis auf Kote  $+54,54$  (U. K. Auflagerkonsole) im Gleitschalungsverfahren (Bild 17) erstellt. Es zeigte sich bald, dass mit zunehmender Höhe das Einhalten der zulässigen Toleranz von  $\pm 2 \text{ cm}$  für die Lotabweichung bei einem so schlanken Bauwerk nicht einfach war. In der Nacht des 27. März 1966 mussten denn auch die Arbeiten auf einer Höhe von  $45 \text{ m}$  wegen eines Südweststurmes mit Windgeschwindigkeiten bis zu  $42 \text{ Kn}$  ( $78 \text{ km/h}$ , vgl. Bild 2d) für 2 Tage eingestellt werden, da die Lotabweichungen unter diesen Bedingungen nicht mehr unter Kontrolle gehalten werden konnten und das Einbringen des Betons zu gefährlich wurde. Die grösste Lotabweichung bei Arbeitsabbruch betrug, wie eine Nachmessung zeigte, bereits  $3,3 \text{ cm}$  und lag somit ausserhalb der Toleranzgrenze (Bild 3). Das rechtzeitige Erkennen dieser Tatsache erlaubte es jedoch dem Liftfabrikanten, dieses Vorkommnis in seine Konstruktionspläne einzubeziehen.

Der Wichtigkeit dieses Bauteils entsprechend wurde die Betonqualität anhand von Probewürfeln dauernd überwacht. Die Proben aus PC 350 hatten denn auch alle bereits nach 7 Tagen Festigkeiten von über  $400 \text{ kg/cm}^2$ .

**Der Behälter** (Bild 4) beinhaltet bei einer Füllhöhe von  $13,10 \text{ m}$  bis zum Überlaufrohr ein Volumen von  $1180 \text{ m}^3$ . Die durch den Wasserdruck verursachten Ringzugspannungen in der Aussenwand werden durch eine Vorspannung vom System Dywidag überdrückt. Die als geradlinige Stangen vom Durchmesser  $18,6 \text{ mm}$  gelieferten Spannstähle wurden auf der Baustelle kalt auf ihren jeweiligen Durchmesser gebogen, danach mit Hüllrohren und Glockenverankerungen versehen und anschliessend verlegt. Pro Vollkreis wurden zwei Spannlieder angeordnet, die sich an der Verankerungsstelle überschneiden, ohne dass hierfür jedoch Lisenen notwendig gewesen wären. Um die Reibungsverluste trotz des grossen Umlenkwinkels von  $180^\circ$  möglichst

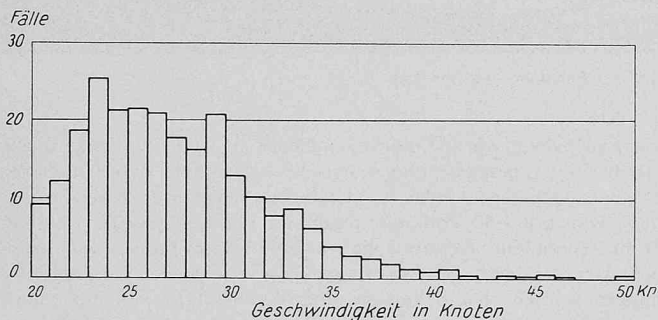


Bild 2a. Böenhäufigkeit, geordnet nach deren Geschwindigkeit. Mittel der Jahre 1960—1965

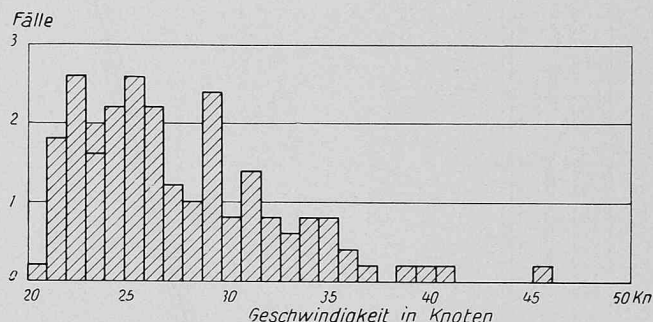


Bild 2b. Böenhäufigkeit, geordnet nach deren Geschwindigkeit. Sommermittel der Jahre 1961—1965

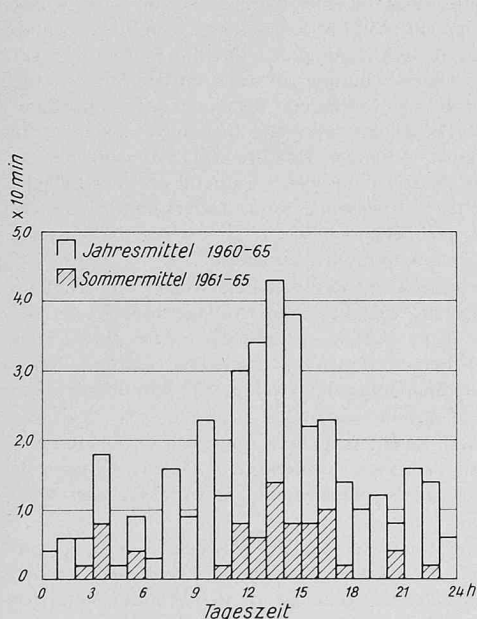


Bild 2c. Tagesliche Variation der mittleren Windgeschwindigkeit  $\bar{u}$  ( $10 \text{ min}$ )  $\geq 20 \text{ km}$

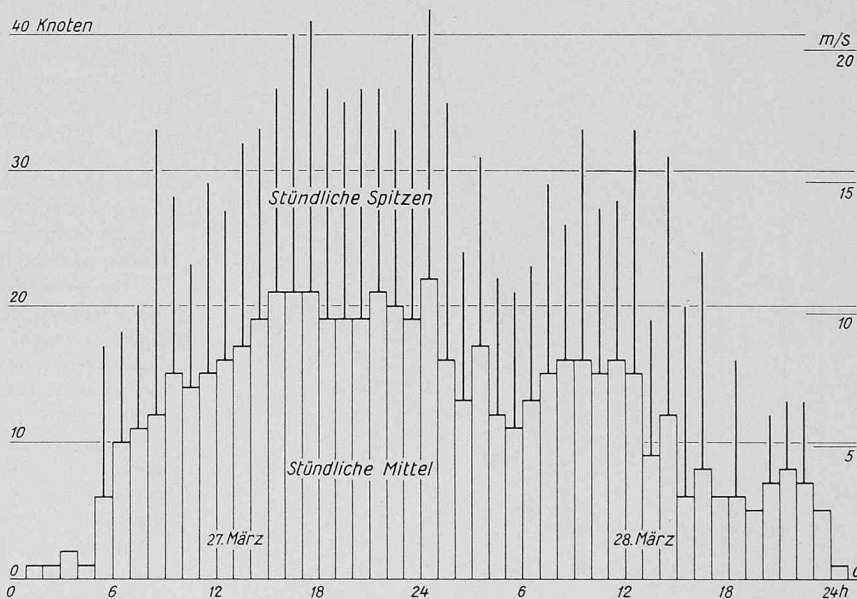


Bild 2d. Windgeschwindigkeit in Laufenburg am 27. und 28. März 1966



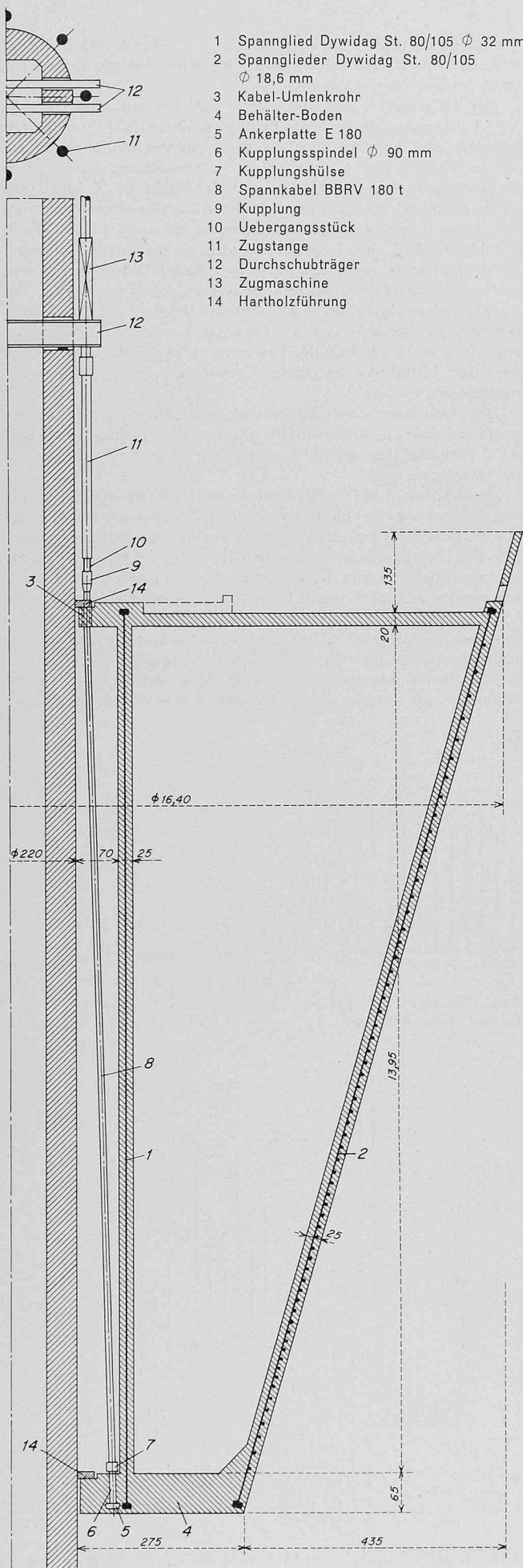


Bild 4. Behälter, Konstruktion und Hebevorrichtung, Masstab 1:100

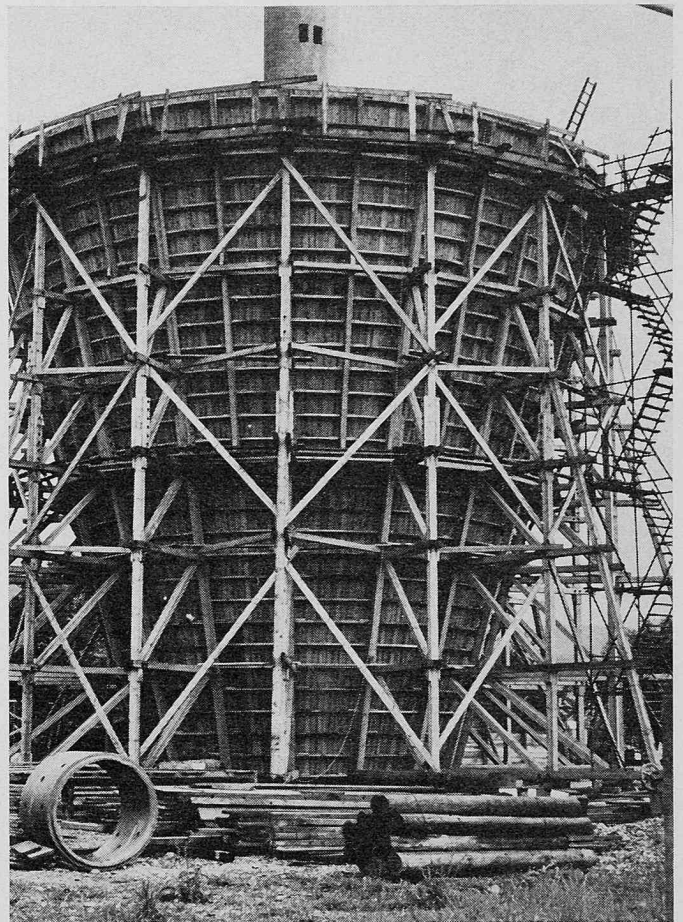


Bild 5. Schalung des Behälters

klein zu halten, wurden die Spannglieder an beiden Verankerungen gleichzeitig vorgespannt und zudem die Ankerköpfe in verschiedenen Höhenlagen gegeneinander versetzt angeordnet. Für die Ringvorspannung kamen auf 62 Vollkreise insgesamt 124 Spannglieder 18,6 mm St 80/105 mit einer Gesamtlänge von 2940 m zum Einbau. Zur Kompensation der durch die Ringvorspannung verursachten Querspannungen wurden 36 gleichmässig über den Umfang verteilte Längsspannglieder 18,6 mm angeordnet. Die Aufnahme der zusätzlichen Temperatur- und Randstörungsmomente erfolgt durch eine schlaaffe Armierung.

Die äussere Behälterwand mit einer Wandstärke von 25 cm wurde im Spritzbetonverfahren (PC 450 mit Korngrössen von 0 bis 15 mm) gegen eine einhäutige Aussenschalung erstellt (Bild 5). Eine von der EMPA durchgeführte Untersuchung ergab eine mittlere Druckfestigkeit der Spritzbetonprobe von 330 kg/cm<sup>2</sup> bei einem mittleren Raumgewicht von 2,28 t/m<sup>3</sup>. Die durchschnittliche Biegezugfestigkeit betrug dabei 47 kg/cm<sup>2</sup> bei einer Stützweite von 30 cm. Die Innenfläche der Wand wurde Nass auf Nass abtalschiert, während die Aussenfläche nach erfolgtem Ausschaln, Vorspannen und Injizieren mit einer 2 cm starken Gunitschicht nachbehandelt wurde. Im selben Arbeitsgang wurden auch die 248 Spannkopfnischen aufgefüllt.

Die zylindrische Innenwand des Behälters wurde wiederum im Gleitschalverfahren erstellt. Da die innere Auflagerkonsole des Behälters auf Höhe der Behälterdecke liegt, ist der innere Zylinder als Zügelement zwischen Behälterboden und innerem Behälteraufleger konzipiert. 12 vertikale Spannglieder Dywidag  $\phi$  32 mm überdrücken die dabei auftretenden Zugspannungen.

Behälterboden und Behälterdecke wurden konventionell betoniert. Dem Behälterboden kam während des Hebevorgangs eine hervorragende Bedeutung als Tragelement zu, worauf später noch eingetreten werden soll.

Behälterwände und -boden sind auf der Wasserseite zusätzlich mit einer 1,5 mm starken PVC-Folie abgedichtet. Die Folien-Bahnen wurden an einer Deckenleiste aufgehängt, mit den Wandungen grossflächig verklebt und gegeneinander doppelt verschweisst. Besondere Sorgfalt erforderten die Anschlüsse an den Stopfbüchsen im Behälterboden, sowie die kunstgerechte Abdichtung zahlreicher Befestigungs-

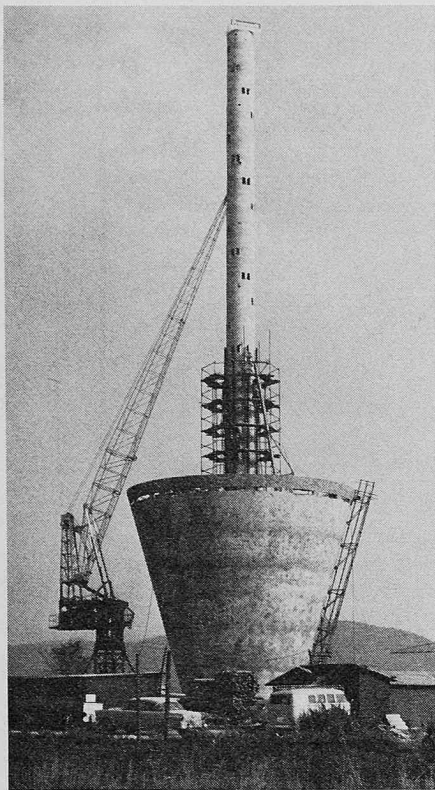


Bild 6a. Beginn Hebephase 1

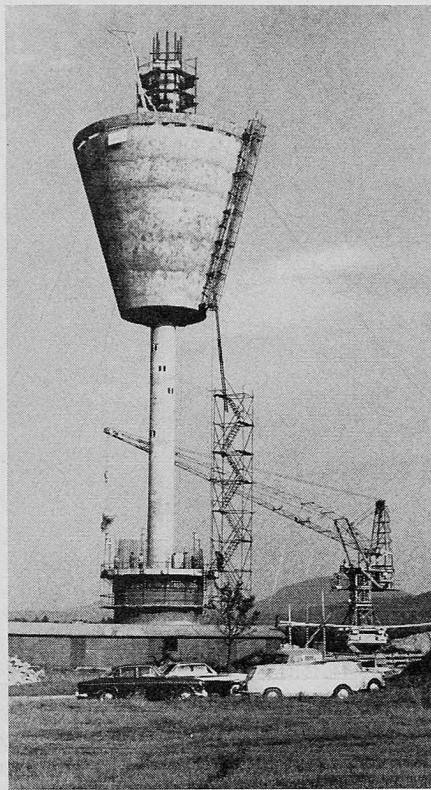


Bild 6b. Ende Hebephase 1

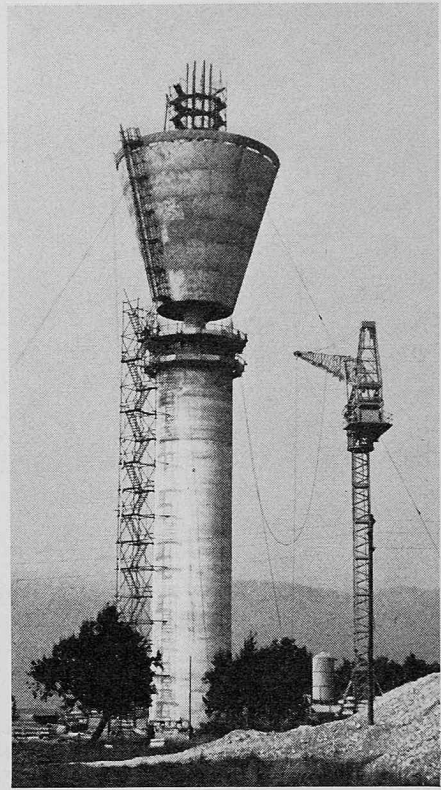


Bild 6c. Hebephase 2

stellen an den Behälterwänden für die Steig- und Fallrohre, die Einstiegleiter mit ihren Podesten, sowie für ein jederzeit einbaubares Montage- und Überholgerüst.

Der Turmmantel ist bei einem Aussendurchmesser von 7,70 m und einer Wandstärke von 25 cm 40,70 m hoch. Sein oberer Rand bildet das äussere Auflager für den Behälter. Auch er wurde im Gleitschalungsverfahren hergestellt. Seine schlaffe Armierung ist so bemessen, dass bei einer Erdbebeneinwirkung ein Bruch des Querschnitts ausgeschlossen ist.

#### Die Hebung des Wasserbehälters

Das Hochziehen des Behälters aus seiner Erstellungslage am Boden in die Endlage erfolgte mit dem hydraulischen Hebeverfahren System Wälli der Firma Hebag [1,2]. Das Hebegewicht betrug 715 t, einschliesslich einiger grossformatiger Wasserrohre und anderer Installationen, die bereits am Boden in den Behälter eingebaut worden waren. Die Hubhöhe war 40,20 m (Bilder 6a, b, c). Im folgenden wird auf die Hebegeräte und ihre Teile, auf den Hebevorgang und auf einzelne Fragen, die bei der Projektierung auftraten, kurz eingegangen.

#### Die Hebegeräte und ihre Anordnung

Ein Hebag-Hebegerät besteht im wesentlichen aus einer hydraulisch angetriebenen Zugmaschine und aus einer leiterähnlichen Zugstange (Rohr mit Bolzen, Bild 7). Die Zugstange führt durch die Zugmaschine hindurch, welche eine Relativbewegung zwischen beiden Elementen erzeugen kann. Hält man die Zugmaschine fest, wie dies am Wasserturm der Fall war, so kann die Zugstange vorgetrieben und damit eine Last gezogen oder gestossen werden. Hält man dagegen die Stange fest, so arbeitet sich die Zugmaschine an dieser vor und bewegt eine mit ihr verbundene Last. Der Vortrieb erfolgt durch das Ausfahren der eingebauten hydraulischen Pressen. Die Bewegung wird über den vorderen sogenannten Klinkenkasten auf die Zugstange übertragen, wobei ein selbständig einrastendes Klinkenpaar in der betreffenden Sprosse der Zugstange eingreift. Ein hinterer Klinkenkasten verhindert eine Rückwärtsbewegung zwischen Stange und Maschine, wenn die hydraulischen Pressen zurücklaufen, um nach Einklinken in der nächsten Sprosse einen weiteren Hub auszuführen.

Für eine bestimmte Arbeit können entsprechend der Hebelast mehrere Geräte mit den dazu gehörenden Pumpenaggregaten über eine elektrisch arbeitende Steuerzentrale zusammengeschlossen werden. Die Funktion aller angeschlossenen Geräte wird von dieser Zentrale ferngesteuert und überwacht. Eine Automatik überwacht

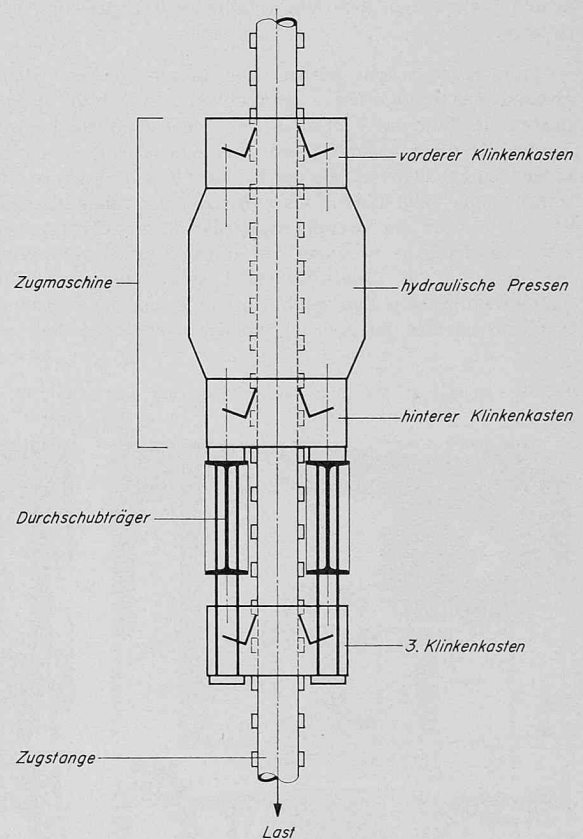


Bild 7. Zugmaschine der Firma Hebag, Schema

insbesondere die Belastungen der einzelnen Geräte und unterbricht den Hebevorgang bei Unregelmässigkeiten (Lastumlagerungen, übermässige Reibung). Die Anlage fördert gleiche Ölmengen zu den verschiedenen Hubstellen, unabhängig von deren Belastung (Bilder 8 und 9). Für die Hebung des Behälters wurden 8 Geräte eingesetzt und gleichmässig verteilt um den Liftschacht herum angeordnet (Bild 10).



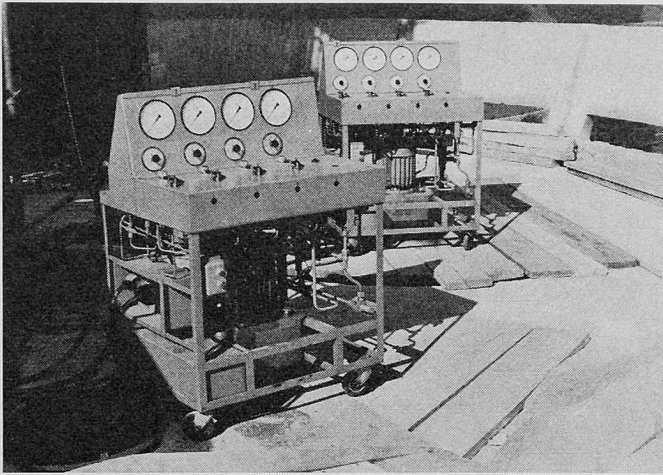


Bild 8. Pumpengeräte der Firma Hebap

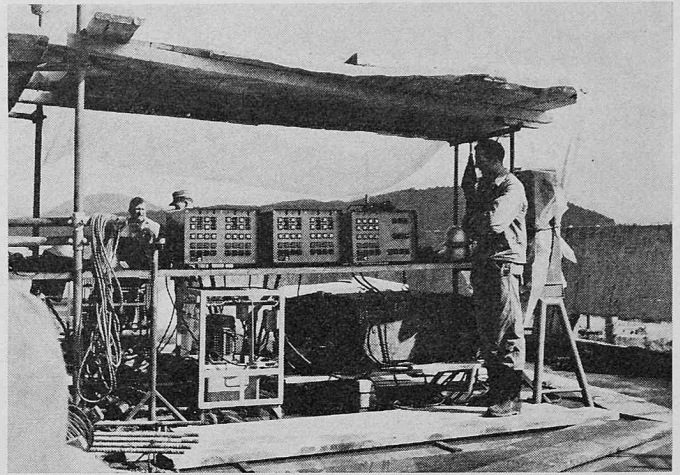


Bild 9. Steueranlage auf der Behälterdecke

### Der Hebevorgang

Man wählte für den Hebevorgang ein schrittweises Emporklettern. Die Zugmaschinen wurden am Liftschacht wenig über dem Behälter befestigt und zogen diesen, an verhältnismässig kurzen Zugstangen angehängt, schrittweise hinter sich nach. Man entschied sich für diese Methode, um mit Rücksicht auf die Stabilität des Liftschaftes die Kräfte so tief wie möglich auf diesen abzugeben, mit kurzen Zugstangen auszukommen und die Zugstangen in gut zugänglicher Höhenlage bedienen zu können. Beidseitig auskragende Träger, welche durch den Liftschacht hindurchgesteckt wurden (Durchschubträger), bildeten die Auflager für die Zugmaschinen (Bilder 11, 12). Gezwungenermassen mussten die vier Durchschubträger auf verschiedenen Höhen angebracht werden, denn sie konnten sich gegenseitig nicht durchdringen.

Ein Kletterschritt betrug 1,95 m entsprechend dem Höhenabstand der montierten Zugmaschinenpaare. Nach jedem Schritt musste ein Paar um 7,80 m in seine nächst höhere Lage umgesetzt werden. Bei diesem Manöver wurden die betreffenden zwei Zugstangen unter Last gehalten, so dass der Behälter in jeder Lage an allen 8 Zugstangen angehängt blieb. Das Umsetzen der Zugmaschinen geschah wie folgt: Kurz vor Beendigung eines 1,95-m-Schrittes wurde je ein dritter Klinkenkasten unten am umzusetzenden Durchschubträger befestigt und zur provisorischen Lastübernahme eingeklinkt. Die dadurch entlasteten Zugmaschinen wurden an der Zugstange so weit über die nächste Aussparung hochgezogen, dass dort ein fünfter

Durchschubträger eingesetzt werden konnte. Die Fortsetzung des Hebevorganges gab den untersten Durchschubträger frei, der nach Vollendung des nächsten Schrittes als fünfter Träger wieder neu zum Einsatz kam.

Vor der Endlage war mit dem Behälter eine um 1,10 m höhere Zwischenlage zu erreichen. Dies war notwendig, um den Gleitschalungsgeräten des nachwachsenden äusseren Schaftes in ihrer Endlage den erforderlichen Platz zu lassen. (Ein Senkvorgang ist mit den gleichen Geräten und Steuerapparaturen durchführbar. Synchronlauf und automatische Überwachung der Gerätebelastung sind auch beim Senken gewährleistet. Die provisorische Höherhebung war deshalb ohne weiteres zu bewerkstelligen.)

Die vier eingesetzten Pumpenaggregate zur Speisung der Zugmaschinen arbeiteten an Elektromotoren von 16 PS Gesamtleistung. Der Systemdruck in der Hydraulik ergab sich im Mittel zu 200 atü. Für die ganze Hebearbeit wurden 1 Chef und 3 bis 4 Mann eingesetzt. Eine Tagschicht genügte, um die gewünschten Hebegeschwindigkeiten zu erreichen. Es wurde eine mittlere Tagesleistung von 3,20 m und eine maximale von 5,55 m erzielt. Für die erste Montage der Geräte und die Demontage am Schluss der Arbeit wurde der grosse Kran der Baustelle beansprucht. Für alle anderen Arbeiten, einschliesslich Umsetzen der Durchschubträger, genügte ein auf der Behälterdecke mitgeführter Kleinkran und ein 10 m hohes Arbeitsgerüst um den Schacht herum. Die Behälterdecke stellte im übrigen eine ideale Arbeitsplattform dar und war begehrt der herrlichen Rundschau wegen, die sich Tag für Tag ausweitete (Bild 13).

Bild 10. Hebegerät auf dem Durchschubträger befestigt

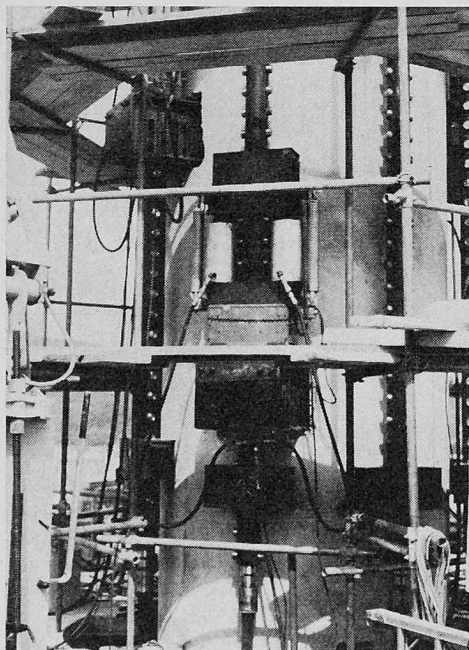


Bild 11. Der dritte Klinkenkasten am Durchschubträger

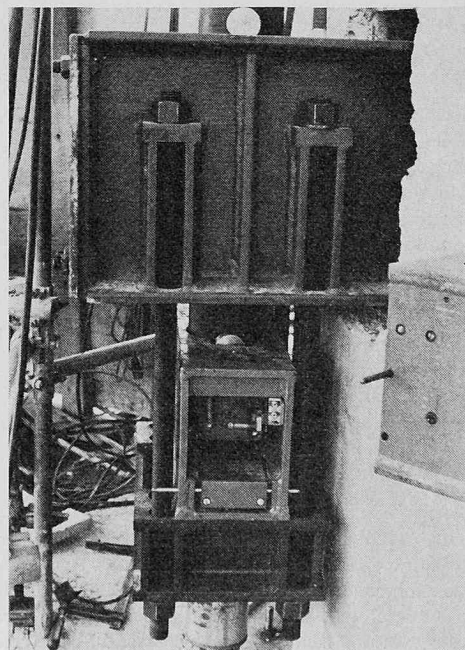
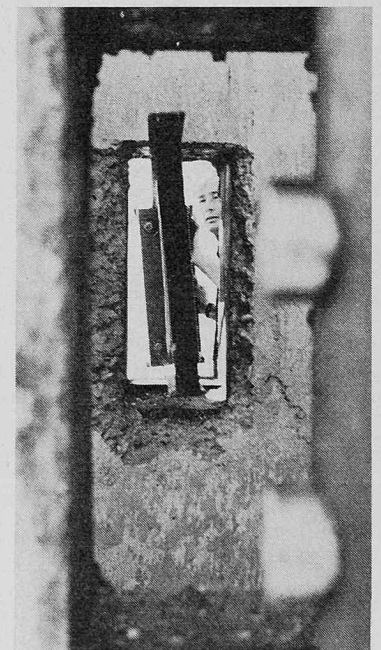


Bild 12. Einführen eines Durchschubträgers in die Aussparungsdoppelkasten





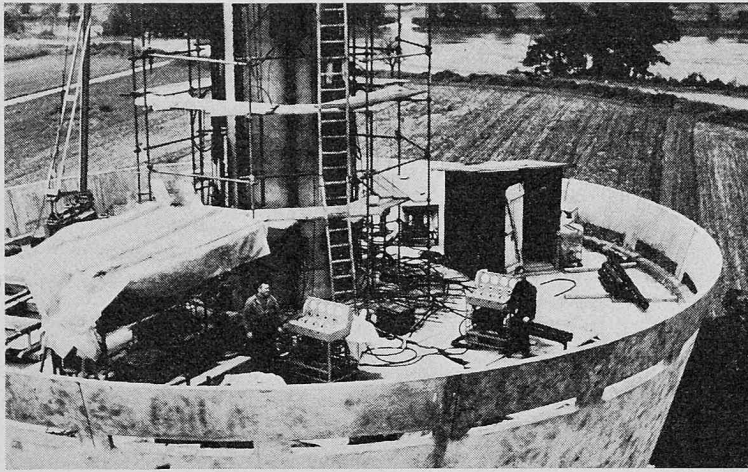


Bild 13. Die Behälterdecke als Arbeitsplattform

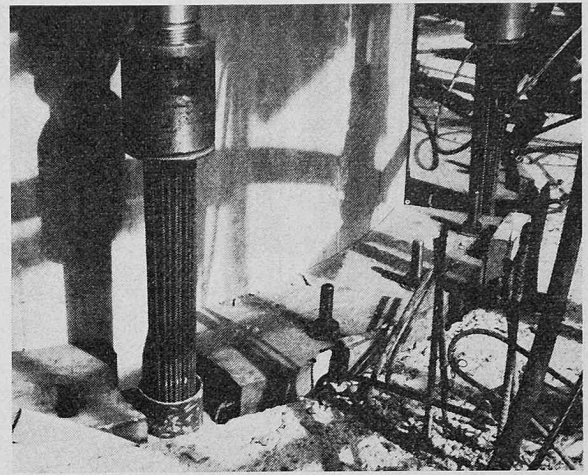


Bild 14. Gleitkragen aus Hartholz

#### Die Aufhängung und Führung des Behälters

Das Anfasen des Behälters im Hebezustand hatte am Behälterboden zu erfolgen. Man wählte Vorspannkabel als Verlängerung der Hebag-Zugstangen von der Behälterdecke bis hinab zum Boden. Die Hebag-Zugstangen wurden je aus drei Stück von 3,9 m Länge zusammengekuppelt. Die belastete Länge der Zugstangen war entsprechend der verschiedenen Höhenlagen der Zugmaschinen paarweise voneinander verschieden. Das ergab bei gleichen Arbeitsgeschwindigkeiten aller Hubstellen ungleiche und variable Kräfte in den vier Zugstangenpaaren. Die Abweichung vom Mittelwert war jedoch infolge der grossen Elastizität der Vorspannkabel gering, nämlich 5,2%.

Zur seitlichen Führung des Behälters am Liftschacht wurde in Boden und Decke je ein Kragen aus Hartholz eingebaut (Bild 14). Das anfänglich eingestellte Spiel von etwa 3 cm erwies sich als gut. Jedenfalls kam es nie zu grösseren Reibungen oder sogar Klemmerscheinungen, obwohl der Liftschacht verschiedene Lot- und Querschnittsabweichungen enthielt infolge der misslichen Witterungsbedingungen während seiner Bauzeit.

#### Die Abstützung der Zugmaschinen

Ursprünglich war vorgesehen, alle 8 Zugmaschinen in gleicher Höhe über Konsolen auf einen einbetonierten Stahlring abzustützen und sie gesamthaft nach einem grösseren Schritt umzusetzen. Der Einbau solcher Stahlringe unter die Joche der Gleitschalung erwies sich jedoch bei näherer Prüfung als undurchführbar, so dass die Idee

zugunsten der Durchschubträger aufgegeben werden musste. Für die Durchschubträger (je 2 INP-Profile) waren lediglich Aussparungen im Liftschacht erforderlich. Die Stahldoppelkasten, die zur Bildung der notwendigen Aussparungen eingelegt werden mussten, behinderten weder den Gleitbauvorgang noch die Führung der Armierung wesentlich (Bild 15). An die Versetzgenauigkeit mussten keine besonderen Anforderungen gestellt werden. Die üblichen Toleranzen für Betonarbeiten genügten, denn das Spiel zwischen Aussparung und Träger erlaubte Korrekturen des Trägers in Seite und Höhe auf einfache Weise.

#### Konstruktive Einzelheiten im Zusammenhang mit dem Hebevorgang

Die Auflagerkonsole in der Behälterdecke sowie ein entsprechender Konsolring im Behälterboden wiesen gegenüber dem Liftschachtquerschnitt ein Spiel von 4 cm auf. Dieses Spiel wurde durch verstellbare, ringförmig zugeschnittene Eichenbohlen von 8 cm Stärke überbrückt, die während dem Hebevorgang dem Liftschacht entlangglitten. Die Konsolringe und die Eichenbohlensegmente waren nur über einen Öffnungswinkel von 220° ausgebildet, die restlichen 140° bis zum Vollkreis waren als Treppenöffnung für die Wendeltreppe ausgespart. Im Konsolring des Behälterbodens wurden acht Ankerköpfe BBRV 180 t angeordnet, an welchen der Behälter zu hängen hatte. Fünf dieser Verankerungen konnten in den Konsolring einbetoniert werden. Sie bestanden aus einer Ankerplatte vom Typ E 180 t mit eingeschraubter Kupplungsspindel  $\varnothing 90$  mm und einer Länge von 580 mm. Über eine Kupplungshülse konnte später je ein Spannkabel 180 t mit der Ver-

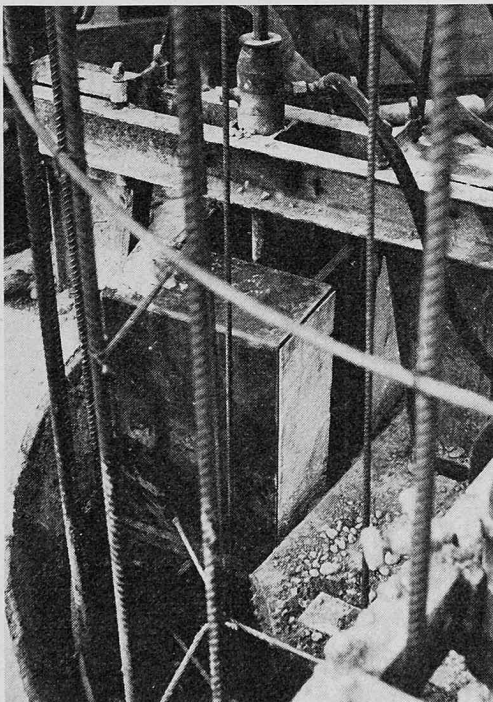
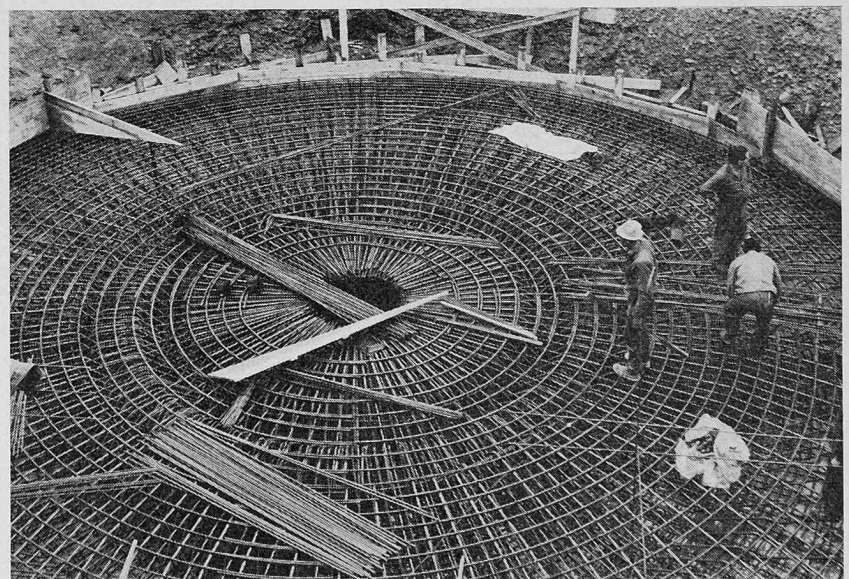


Bild 15 (links). Aussparungsdoppelkasten, in Gleitschalung eingebaut

Bild 16. Armierung des Turmfundamentes



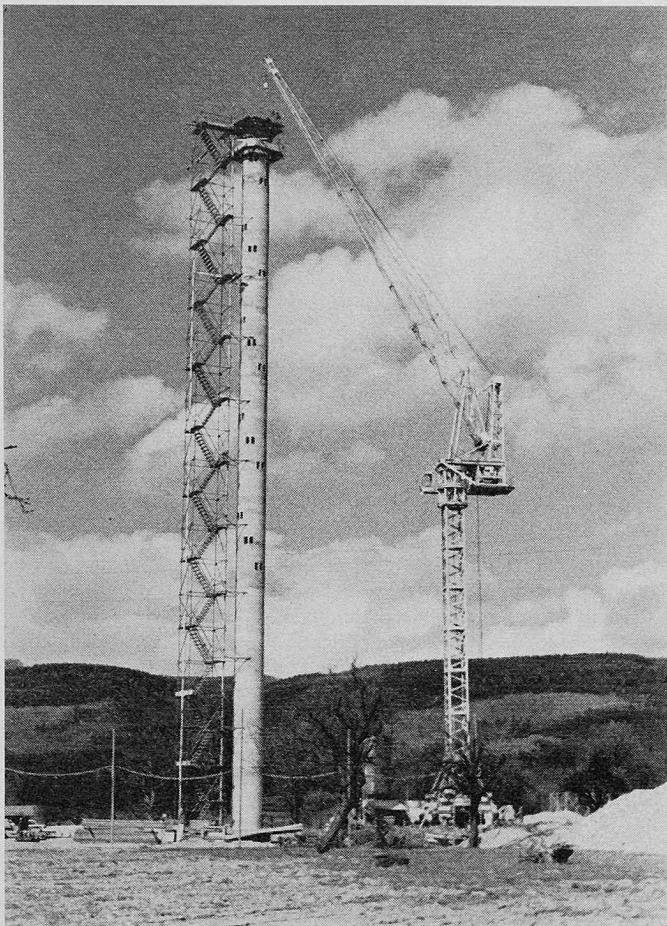


Bild 17. Der Liftschacht

ankerung gekoppelt werden. Die restlichen drei Verankerungen kamen in die Treppenaussparung zu liegen. Hier wurden die Spindeln mit Hilfe einer Stützmutter D 180 auf Stahlplatten 200/200/50 verankert, die ihrerseits wieder mit je zwei im Behälterboden einbetonierten Stahlkonsolenträgern aus verstärkten UNP 40 verschweisst waren. Nach dem Hebevorgang wurden die vorstehenden Stahlkonsolen mit dem Schweißbrenner abgetrennt. Die acht 180-t-Spannkabel bildeten danach das Bindeglied zwischen dem eigentlichen Hebeestänge der

Firma Hebag und dem zu hebenden Behälter. Umlenkrohre in der Auflagerkonsole der Behälterdecke gaben den Kabelenden die in bezug auf die Hebestangen richtige Lage, so dass diese während des Hebens keine Schiefstellung erfuhren (vgl. Bild 4).

Das Ausfahren der Gleitschalung nach dem Betonieren des äusseren Turmmantels und die Bauhöhe der Gleitschalungsjoche an und für sich brachten es mit sich, dass der Behälter 1,1 m über seine Sollhöhe hinausgehoben werden musste. Da der Liftschacht aus naheliegenden Gründen vorerst nur bis U.K. Auflagerkonsole erstellt werden konnte, reichte seine Höhe in der letzten Hebephase nicht aus, um den über der Behälterdecke angeordneten Hebestangen als Abstützung zu dienen. (Siehe oben.) Aus diesem Grunde wurde für die letzte Hebephase dem Liftschacht eine Stützenkonstruktion in Stahl aufgesetzt, deren Stützhöhe jeweils der erforderlichen letzten Lage der Durchschubträger angepasst war. O.K. Stütze für den letzten Durchschubträger lag, bei einer Stützhöhe der Stahlstützen HEM 100 von 4,06 m, 58,60 m über O.K. Terrain.

Aus statischen Erwägungen und aus Sicherheitsgründen wurde die untere Lifttüre im Einspannpunkt des Schafes vorerst mitbetoniert und erst nach erfolgtem Abstellen des Behälters auf dem äusseren Turmmantel ausgebrochen.

Der Hebevorgang ging nach folgendem Programm vor sich (Bild 18): In einer ersten Hebephase wurde der einschliesslich Reibungskräfte 715 t schwere Behälter am freistehenden Liftschacht bis in seine höchstmögliche Lage gehoben, das heisst so hoch, bis die obersten vier Aussparungsdoppelkasten durch die die hydraulischen Pressen tragenden Durchschubträger besetzt waren. Die Behälterdecke lag am Ende dieser Phase rund 46 m über O.K. Terrain. Mit einem zeitlichen Verzug von drei Tagen gegenüber dem Beginn des Hebevorgangs wurde mit dem Ziehen des äusseren Turmmantels begonnen. Dieser wurde soweit erstellt, als es die oben beschriebene Zwischenlage des Behälters gestattete, das heisst bis auf rd. 1 m unter U.K. Behälterboden oder auf rd. 30 m über O.K. Terrain. Hier wurde der Ziehvorgang vorübergehend unterbrochen und die Gleitschalung freigefahren. Mit der Behälterdecke als Montageboden wurde jetzt das erwähnte Stahlgerüst auf den Liftschacht aufgesetzt und gleichzeitig aus Stabilitätsgründen der Liftschacht unmittelbar unter der Gleitschalung des Turmmantels (rd. 28 m über O.K. Terrain) gegen denselben allseitig abgesperrt.

Nach diesen Vorkehrungen folgte die zweite Hebephase, das heisst das Heben des Behälters bis in seine Höchstlage (Behälterdecke 56,70 m über Terrain). Das ganze Behältergewicht wurde jetzt bis zum Absenken in die Soll-Lage vom Stahlgerüst getragen. Gleichzeitig mit der zweiten Hebephase wurde der Turmmantel bis auf seine Soll-Kote (40,70 m über O.K. Terrain) fertiggestellt und die Gleitschalung anschliessend entfernt. Mit dem Behälter in Höchstlage

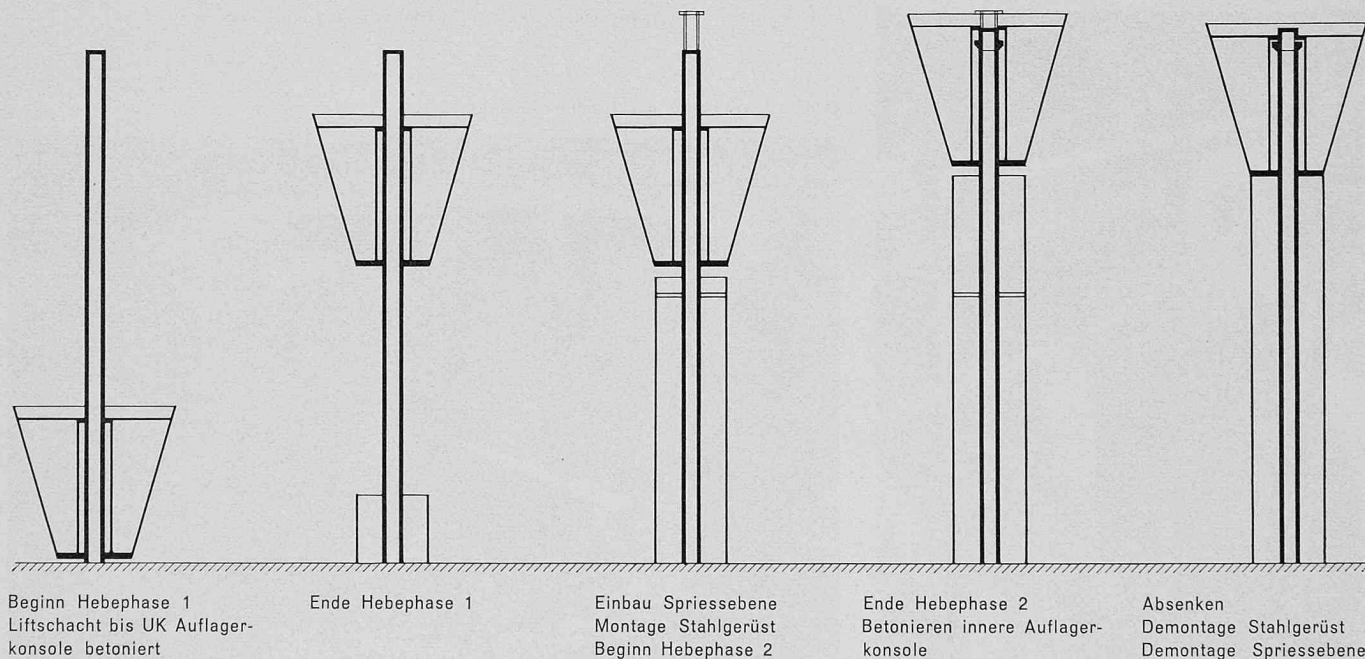


Bild 18. Schematische Darstellung des Hebevorganges



konnte jetzt rd. 1 m unterhalb des Behälterkonsolrings die Auflagerkonsole des Liftschachts erstellt werden. Um deren Erhärtung zu beschleunigen und somit die Wartezeit des Behälters in Höchstlage zu verkürzen, hat man hierfür hochwertigen Zement verwendet.

Das zwangungsfreie Abstellen des Behälters auf seine beiden Auflagerpunkte liess sich natürlich nicht ohne weiteres bewerkstelligen. Nach reiflicher Überlegung wurde folgendes Vorgehen gewählt: Das äussere Auflager besteht aus einem 5 mm starken Neoprenring, der aus dreissig trapezförmig zugeschnittenen Einzelstücken zusammengesetzt und auf einem genau ausnivellierten Mörtelbett aus Zementmörtel PC 400 verlegt wurde. Das innere Auflager auf der Liftschachtkonsole besteht aus dreizehn Neoprenplatten  $150 \times 300 \times 6$  mm. Sie wurden nun aber in ein feuchtes Mörtelbett verlegt, das erst am Tage des Absenkens eingebracht wurde und zudem mit einem Verzögerer behandelt war, der den Abbindebeginn um 12 Stunden hinaus-schob. Die richtige Dosierung des Verzögerers wurde vorgängig in Versuchen bestimmt. Sämtliche Neoprenplatten des inneren Auflagers lagen 2 bis 3 mm zu hoch, damit sie durch das Eigengewicht des abgesenkten Behälters von selbst im noch plastischen Mörtelbett in die richtige Lage gedrückt würden.

Ferner hat man mit der Möglichkeit gerechnet, dass der Behälter unmittelbar vor dem Abstellen gegenüber dem Turmmantel noch horizontal zu verschieben sei und zwar einerseits, um allfällige elastische Deformationen des Liftschachts rückgängig zu machen und anderseits deshalb, weil die effektive Achse des Schaftes nie ganz mit der Soll-Achse übereinstimmte. Zu diesem Zwecke wurden hydraulische Pressen bereitgestellt, welche es ermöglichen sollten, unter Ausnützung des Spiels von 4 cm zwischen Behälterkonsolen und Liftschacht diese Verschiebung zu bewerkstelligen.

Der mit Spannung erwartete Absenkvorgang bestätigte die Zweckmässigkeit der getroffenen Massnahmen. Als die Vorspannkabel, die den Behälter nun während eines guten Monats getragen hatten, erschlafften, lag der Behälter über seinem ganzen Umfang gleichmässig auf dem äusseren Auflager auf, und die inneren Neoprenplatten hatten sich wie erwartet im plastischen Mörtel eingebettet. Zudem erwies sich eine Horizontalverschiebung des Behälters erfreulicherweise als überflüssig.

Aus Sicherheitsgründen war während der ganzen Montagezeit mit dem Flugplatz Basel ein Sturmwarndienst organisiert worden, der aber nie Alarm geben musste. In einem solchen Falle wären folgende Vorkehrungen getroffen worden: Während des ganzen Hebevorganges waren in der Behälterdecke drei mit je einem Öffnungswinkel von  $120^\circ$  zueinander angeordnete Drahtseile fest verankert und hingen schlaff zu Boden. Beim Auftreten von unzulässig grossen Schwingungen des Liftschaftes oder von die Prognose überschreitenden Windgeschwindigkeiten wären diese Seile mit zum voraus in rd.

50 m Abstand vom Turm erstellten Fundamenten verspannt, der Behälter gegen den Liftschacht verkeilt und die Hebearbeiten vorübergehend eingestellt worden. Wie gesagt, trat dieser Fall nie ein. Trotzdem wurde bei einer längeren Hebepause (nach Hebephase 1 bis zum Beginn der Hebephase 2 und nach Hebephase 2 bis zum Beginn des Absenkens) als zusätzliche Sicherheit von dieser ohnehin vorhandenen Möglichkeit Gebrauch gemacht.

#### Statik des Hebevorgangs

Der Liftschacht ist statisch gesehen ein querbelasteter Druckstab. Die auf ihn einwirkenden Normalkräfte sind gegeben durch sein Eigengewicht einerseits und durch das in den vier Aufhängepunkten übertragene Behältergewicht anderseits. Die Querbelastung ergibt sich aus den Windkräften mit den Abstufungen  $0 \div 20$  m,  $20 \div 40$  m und  $40$  m bis Schaftende. Die Windkräfte wurden aus den Spitzenwindgeschwindigkeiten der Wind-Expertise errechnet, wobei für den Liftschacht ein Formfaktor  $C_n$  von 0,55 und für den Behälter ein solcher von 0,45 eingesetzt wurde. Als Spitzenwert wurde der fünfjährige Höchstwert von  $50 \text{ Kn} = 25,7 \text{ m/s}$  angesehen und aus ihm die verschiedenen Staudrücke in Abhängigkeit der Höhenstufung bestimmt. Die totale Windkraft auf den Behälter wurde entsprechend der Lagerung des Behälters am Liftschacht (Eichenbohlen-Gleitlager) in zwei Komponenten aufgeteilt und über diese Lager auf den Liftschacht abgetragen. Als zusätzliche Querbelastung kam während der Hebephase 2 die Windkraft auf die Profilträger der Stützkonstruktion hinzu.

Die Lösung des Knickproblems (Bestimmung der Biegelinie, der Schnittkräfte und der daraus resultierenden Spannungen) war nach einer der klassischen Methoden, wie sie zum Beispiel in Stüssi Bd. I, Seite 339, ff. beschrieben sind, nicht möglich, da die grundlegenden Voraussetzungen (gewichtsloser Stab; konzentrierte Einzellast am Stabende; gleichmässig verteilte Querbelastung über den ganzen Stab) hier bei weitem nicht zutrafen. So wurde denn die in [3] beschriebene numerische Iterationsmethode angewandt. Sie besteht darin, dass in einem ersten Schritt zunächst einmal Biegelinie und Momente aus der Querbelastung allein bestimmt werden (Spannungsprobleme 1. Ordnung). Am so verformten Stab werden in einem zweiten Schritt die Zusatzmomente aus den Vertikalkräften gerechnet, zu denen aus dem ersten Schritt hinzugezählt und damit eine neue Biegelinie bestimmt. Dieses Verfahren wird so lange wiederholt, bis die  $n$ -ten Zusatzmomente aus dem  $n$ -ten Schritt vernachlässigbar klein werden und somit die Biegelinie ihre Endlage erreicht hat.

Bedingung für die Konvergenz des Verfahrens ist natürlich eine genügend grosse Biegesteifigkeit des Stabes; es wäre (wenigstens am homogenen Querschnitt) ohne weiteres denkbar, dass die Zusatzmomente Schritt für Schritt gleich gross blieben (Erreichen der Knicklast) oder gar grösser würden (Überschreiten der Knicklast). Das Problem wurde in Zusammenarbeit mit der IBM Basel programmiert, ist Eigentum der IBM und steht somit allfälligen Interessenten zur Verfügung.

Ungewissheit bei der Dateneingabe herrschte lediglich bei der Annahme des  $E$ -Moduls, da dessen Grösse weitgehend von den resultierenden Spannungen abhing, die aber zu Beginn der Rechnung nicht bekannt waren. Alle Belastungsfälle wurden deshalb für zwei verschiedene  $E$ -Moduli,  $E = 2,0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  und  $E = 3,5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ , durchgerechnet. Abschliessend kann gesagt werden, dass bei Annahme eines  $E$ -Moduls von  $3,5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  bei allen wirklich auftretenden Belastungsfällen im Einspannpunkt als höchst beanspruchtem Querschnitt überhaupt keine Zugspannungen auftraten, so dass dieser Wert sicher nicht zu hoch angesetzt war.

Die Iterationsrechnung wurde jeweils dann abgebrochen, wenn die Änderung am Einspannmoment durch die Zusatzmomente weniger als 2% betrug. Dies war jeweils, je nach Annahme des  $E$ -Moduls, nach 5 bis höchstens 6 Iterationsschritten der Fall.

Es wurden folgende Belastungsfälle mit den bereits beschriebenen Belastungsannahmen durchgerechnet:

Belastungsfall I: Behälterdecke 40 m über Einspannpunkt (Zwischenstellung der Hebephase 1).

Belastungsfall II: Behälterdecke 46 m über Einspannpunkt, die obersten vier Aussparungsdoppelkasten belastet (Endstellung der Hebephase 1, Bild 19a).

Belastungsfall III: Behälter in Höchstlage auf Stahlgerüst abgestützt. Aussteifung in 23,40 m Höhe über dem Einspannpunkt.

Belastungsfall IV: Behälter in Höchstlage auf Stahlgerüst, Aussteifung in 28 m Höhe über dem Einspannpunkt. Dieser Belastungsfall entspricht der zur Ausführung gelangten Hebephase 2 (Bild 19b, c).

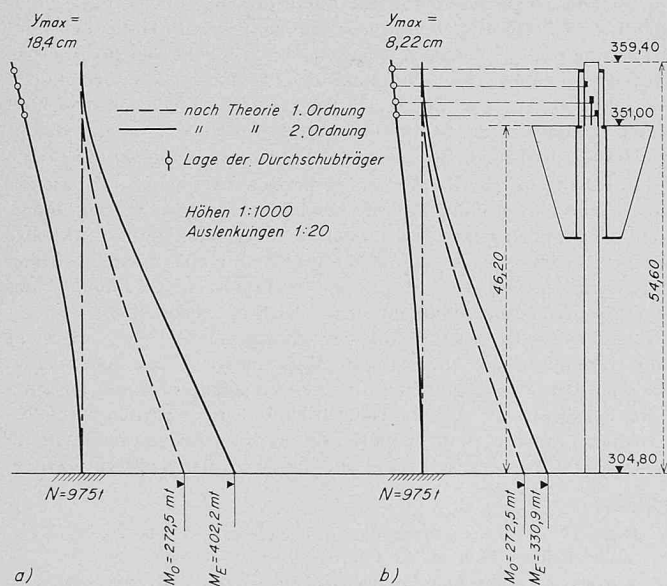


Bild 19a. Momentenverlauf und Auslenkungen am Liftschacht gemäss Belastungsfall II

a)  $E = 2,0 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

b)  $E = 3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

Spannungen in  $\text{kg/cm}^2$  im Einspannpunkt am ideellen Querschnitt:

a)  $\sigma_1 = 72,8$ ;  $\sigma_2 = -3,0$ ; b)  $\sigma_1 = 66,1$ ;  $\sigma_2 = +3,7$



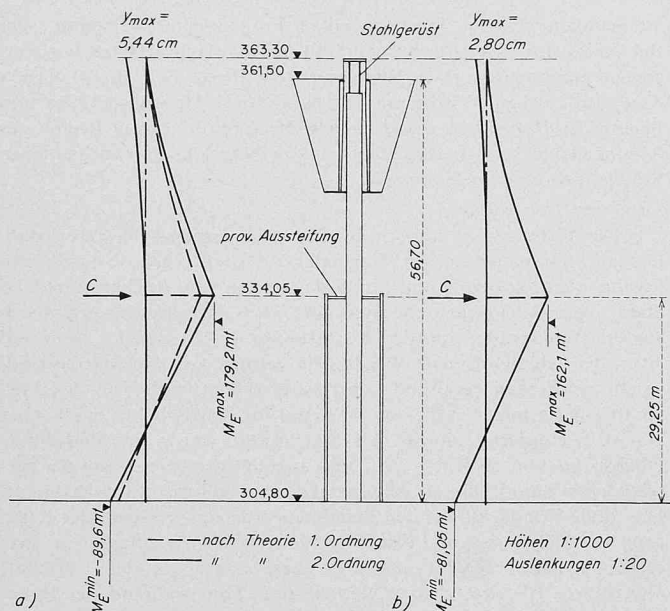


Bild 19b. Momentenverlauf und Auslenkungen am Liftschacht gemäss Belastungsfall IV  
a)  $E = 2,0 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$  b)  $E = 3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

Belastungsfall V: Behälter in Höchstlage auf Stahlgerüst. Überhaupt keine Aussteifung zwischen Liftschacht und Turmmantel.

#### Dynamisches Verhalten des Liftschafte

Das Verhalten des mit dem Behälter belasteten Liftschafte unter durch kurzfristige Windböen hervorgerufenen Stossbelastungen wurde nach den Angaben von Rausch [4] untersucht. Die Eigenschwingzeit  $t$  des Schafte wurde dabei nach der Energiemethode berechnet und betrug für den Belastungsfall II unter Annahme eines  $E$ -Moduls von  $3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$  4,33 s. Damit ergibt sich nach Rausch ein dynamischer Beiwert  $\nu$  zwischen 1,78 und 1,9, je nachdem, ob mit einer Böen-Entfaltungsdauer  $s$  von 2 oder 1 Sekunde gerechnet wird (Fernsehturm Stuttgart: Rechnerische Eigenschwingzeit  $t = 4,7 \text{ s}$ , dynamischer Beiwert  $\nu = 1,88$ ). Es sei in Erinnerung gerufen, dass der dynamische Beiwert den Wert 2 nicht übersteigen kann. Die ungünstigste Lastkombination ist nun die, dass eine Spitzenböe mit einer extrem kurzen Entfaltungszeit von 1 s gleichzeitig mit der grössten ruhend vorausgesetzten Windbelastung (entsprechend einer Windgeschwindigkeit von 50 Kn) auftritt; oder mit anderen Worten, dass die Spitzenböe den Liftschacht bereits in seiner Endauslenkung trifft. In diesem Fall beträgt das grösstmögliche dynamische Einspannmoment:

$$M_{dyn} = M_E + 0,9 M_0, \quad \text{wobei}$$

$M_E$  = Einspannmoment 2. Ordnung bei Endauslenkung

$M_0$  = Einspannmoment 1. Ordnung inkl. Querbelastung allein.

Die extremen Randspannungen im Einspannpunkt bei Belastungsfall II betragen bei dynamischer Belastung bei deren Berechnung im Stadium 1 und unter Annahme eines  $E$ -Moduls von  $3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ :

$$\sigma_1 = 89,2 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = -19,4 \text{ kg/cm}^2$$

Bild 20. Ringarmierung im Bereich der Stopfbüchsen

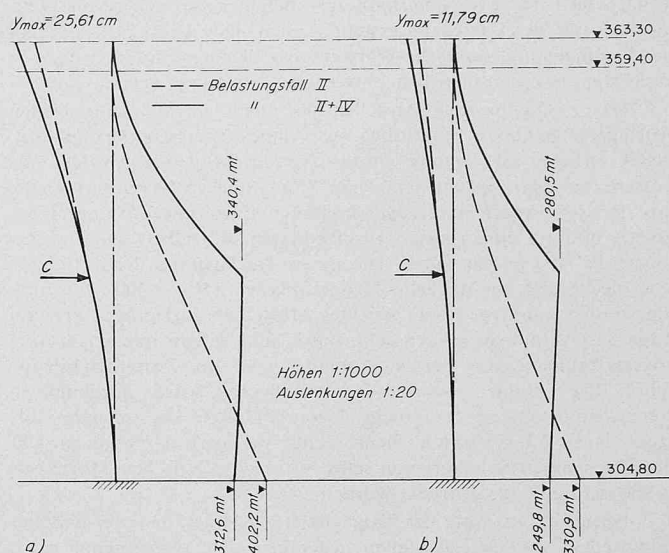
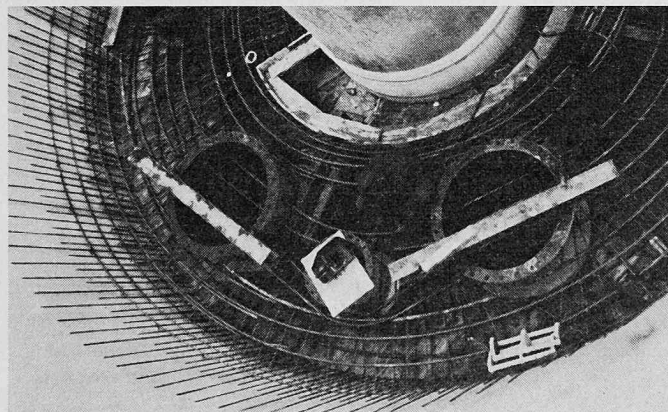


Bild 19c. Ueberlagerung von Belastungsfall II und IV

a)  $E = 2,0 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

b)  $E = 3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

Spannungen in  $\text{kg/cm}^2$  im Punkt C (Nettoquerschnitt):

a)  $\sigma_1 = 72,2$ ;  $\sigma_2 = -3,8$ ; b)  $\sigma_1 = 65,6$ ;  $\sigma_2 = +2,8$

#### Zur Statik des Behälterbodens

Der Behälterboden bildete während des Hebevorgangs statisch gesehen eine Kreisringplatte mit einer Stärke von 65 cm, welche auf ihrem inneren Umfang in acht gleichmässig verteilten Punkten aufgehängt war. Die Platte wirkte somit ab der inneren, zylindrischen Behälterwand mit einem Achshalbmesser von 2,05 m als Kragplatte, die auf ihrem am meisten auskragenden äusseren Umfang mit einem Achshalbmesser von 3,725 m das Gewicht der äusseren Behälterwand zu tragen hatte. Der Abtrag dieser Lasten auf die acht Aufhängestellen konnte nur unter der Erzeugung von erheblichen Tangentialmomenten erfolgen, während die Radialmomente nur rd. 10% derselben betragen. Nun war aber die Kreisringplatte gerade in Ringrichtung durch die sechs durch sie hindurchführenden Stopfbüchsen NW 1000 für den Anschluss der Rohrleitungen ganz beträchtlich geschwächt. Es wäre in den geschwächten Querschnitten praktisch unmöglich gewesen, einerseits die erforderliche Ringarmierung einzubringen und andererseits in der Druckzone den Beton vor Stauchungen zu bewahren. Aus diesem Grunde entschloss man sich zu folgenden Montage-Vorkehrungen:

1. Die Ringarmierung wurde durch die Stopfbüchsen hindurchgeführt. Die Stopfbüchsenwandungen wurden auf Höhe der Zugarmierung mit vier Löchern versehen, durch welche vier hochwertige Armierungsstähle vom Durchmesser 34 mm hindurchgeschoben werden konnten. Die Stähle wurden ausserhalb der Stopfbüchsen durch Spezialisten der Monteforno-Werke in der Kupferform stumpf geschweisst und so zu vier geschlossenen Ringen verbunden (Bild 20).

2. Die Stopfbüchsen wurden im Bereich der Druckzone mit einer 20 cm starken Betondruckplatte versehen. Der Umstand, dass innerhalb der Stopfbüchsen zwischen der unterliegenden Betondruckplatte mit einer Stärke von 20 cm und der auf 60 cm Höhe liegenden Armierung kein Verbund bestand, bedingte natürlich eine geradlinige Führung der Armierungsstähle innerhalb der Stopfbüchsen.

Nachdem der Behälter auf seine endgültigen Auflager abgestellt war, veränderte sich die statische Wirkungsweise der Bodenplatte. Sie war jetzt sowohl auf ihrem inneren als auch auf ihrem äusseren Umfang abgestützt, was die Tangentialmomente praktisch zum Verschwinden brachte. Somit konnte jetzt die Ring-Armierung innerhalb der Stopfbüchse herausgebrannt und die Druckplatte entfernt werden.

#### Literatur

- [1] Wälli, E.: Heben schwerer Baukonstruktionen; «Neue Zürcher Zeitung», Beilage Technik, 13. Februar 1963.
- [2] Sommer, P.: Hydraulisches Deckenhebeverfahren für Skelettbauten; «Schweiz. Bauzeitung» 1967, H. 6, S. 94-96.
- [3] Näherungsberechnung einer eingespannten und räumlich belasteten Stütze nach der Theorie 2. Ordnung; «Bauingenieur» 1965, Heft 12, Seite 471 ff.
- [4] Rausch: Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen; VDI-Verlag, Düsseldorf 1959, Seite 757 ff.

## Verzeichnis der am Bau beteiligten Firmen

Bauherr: Roche Sisseln AG, Sisseln

Projekt und Bauleitung: baulicher Teil: Preiswerk & Cie. AG, Ingenieure ETH/SIA, Basel; hydraulischer Teil: W. & J. Rapp AG, Ingenieurbüro, Basel

Beton-, Eisenbeton- und Vorspannarbeiten: Preiswerk & Cie. AG, Hoch- und Tiefbau, Basel

Vorspannsystem «Dywidag» der Dyckershoff & Widmann K.G., München  
Behälterschaltung: Hoch- und Tiefbau AG, Aarau

Spritzbetonarbeiten: Sika Bau AG, Zürich

Gleitschalung: Acrow Construvit SA, Lyss

Hebearbeiten: Hebag AG, Tübach SG

Dichtungsfolie: Albert Iselin, Kunststoffe, Pratteln

Steig- und Fallrohre: Buss AG, Pratteln

Adressen der Verfasser: Urs Schäfer, dipl. Ing. ETH, SIA, in Firma Preiswerk & Cie. AG, Basel, Burgfelderstrasse 211, Postfach, Basel 25, und Peter Sommer, dipl. Ing. ETH, SIA, in Firma Hebag AG, 9327 Tübach SG, Goldacherstrasse.

## Akustische Massnahmen im Kongresshaus Biel

DK 534.846:725.81

Von Prof. Dr. L. Cremer, Berlin, und Prof. W. Furrer, Bern

Am 28. Oktober 1966 wurde in Biel mit einem grossen Chor- und Orchesterkonzert ein etwa 10000 m<sup>3</sup> umfassender Mehrzwecksaal eröffnet, der mit anderen, der Erbauung und Erholung dienenden Räumen, darunter einem grossen Hallenbad, unter dem gleichen kettenlinienförmigen Hängedach liegt<sup>1)</sup>. Mag sich diese in unserer Zeit ungewöhnliche Kombination auch aus ökonomischen Erwägungen ergeben haben, so sei doch daran erinnert, dass das Theater von Epidauros zum Heiligtum des Askulap gehörte, das neben Tempeln auch Bäder und ein Stadion – freilich auf grösseren Raum verteilt – umfasste.

### I. Probleme der Schallisolation

Wenn nun auch in Biel das Hallenbad im allgemeinen während abendlicher Konzertveranstaltungen geschlossen sein wird, so ist doch tagsüber mit Benützung des Saales, sei es für Kongresse, sei es für Konzertproben, zu rechnen. Das erste akustische Problem war daher, Störungen des «Konzertbetriebes» durch den «Badebetrieb» zu vermeiden. Nun hatte der Architekt, Max Schlup, von Anfang an beide Hallen durch ein grosszügig angelegtes Treppenhaus getrennt (Bild 1), und er war bereit, dessen Decke, wie auch die des Schwimmbades, schallschluckend zu gestalten, sofern ein augenfälliger Unterschied im Aussehen dieser Decken zu der – natürlich nicht schluckenden – Decke des grossen Saales vermieden werden konnte. Dies war durch Verwendung gleicher Furniere auf einerseits dünnen gelochten und anderseits dicken ungelochten Platten ohne weiteres möglich. Besonders hervorgehoben sei übrigens, dass die niedrige Decke der mit dem Treppenhaus verbundenen Eingangshalle und die Unterdecken seiner Galerien als schluckenden Belag ungestrichene, gepresste Holzspan-Platten aufweisen. Diese waren handwerklich so gut verarbeitet, dass dies dem Charakter einer festlichen Veranstaltung keinerlei Abbruch tut. Die Zwischenschaltung des Treppenhauses erlaubte die Luftschall-Dämmungen zwischen Bad und Treppenhaus und zwischen diesem und dem Saal zu addieren. Man konnte sich daher für die erste Trennung mit einer einfachen Glasplatte begnügen und so den reizvollen Blick vom Treppenhaus auf die grünlichen Wasserflächen freigeben. Die Trennung zwischen Saal und Treppenhaus erfolgte oben durch zwei Glasschalen, zwischen denen sich Kabinen für Dolmetscher, Tonmeister und Beleuchter befinden, die allerdings auf das, was im Saal geschieht, ihrerseits etwas Rücksicht nehmen müssen. Unten wurde im Interesse des Schallschutzes auf Glastüren verzichtet; nur neben den Türen bietet ein Doppelglasstreifen eine Einblickmöglichkeit.

Eine Erschwerung für die Luftschallabdichtung bedeutete die Forderung, dass das der Hitze und Kälte ausgesetzte Hängedach gegen die vertikalen Trennwände verschiebbar sein musste. Als bewegliche Dichtung wurde vom Architekten ein Balg, bestehend aus zwei armier-

ten Weich-PVC-Folien mit dazwischen liegender, 6 mm starker Kunststoff-Spachtelmasse (Gewicht 12 kg/m<sup>2</sup>) gewählt. Schliesslich sorgte eine bis in die Fundamente durchgehende Fuge zwischen Bad und Saal auch für die nötige Körperschalltrennung.

So gelang trotz der geforderten optischen Durchsichtigkeit zum gemeinsamen Dach zwischen Bad und Treppenhaus eine mittlere Schallpegelsenkung von 23 dB (bei 250 bis 1000 Hz), zwischen Treppenhaus und Saal eine solche von 33 dB; zwischen Bad und Saal übersteigt sie 50 dB, wobei dieser Wert in unmittelbarer Nähe der Türen gilt, und die Senkung zu den meisten Zuhörerplätzen und vor allem bis zum Podium eine viel grössere ist. Wenn man vom Saal aus einen Springer vom 3 m-Brett beobachtet, so ist sein Aufschlag auf das Wasser überhaupt nicht zu hören, dagegen gerade noch das Wiederaufschlagen des Sprungbrettes. Es wäre leicht möglich, auch diesen letzten Rest noch durch schallweiche Unterlagen zu vermeiden. Es wird dies aber kaum geschehen, solange nur die akustischen Berater daran Anstoss nehmen! Für Bauherrn und Architekt mag diese gerade noch beobachtbare Erscheinung ein beruhigender Beweis dafür sein, dass auch kein zu grosser Aufwand für Schallisolation getrieben wurde.

Mehr Sorgen bereiteten von Anfang an die grossen seitlichen Glasflächen des Saales, die an verkehrsreichen und daher lärmigen Strassen liegen. Da gefordert war, dass Kongressveranstaltungen bei Tageslicht stattfinden können, mussten hier zwei Glasschalen (12 mm und 8 mm) in grossem Abstand (1,1 m) gefordert werden. Diese Bedingung kam dem Umstand entgegen, dass zwischen den Scheiben ein an den Zuhörern vorbeiführender Weg zu dem über dem Vorplatz auskragenden Podiumteil geschaffen werden musste (Bild 2).

Aber selbst diese doppelschalige Konstruktion konnte nicht verhindern, dass ein lauter Motorradfahrer oder Lastwagen die ganze Stimmung eines verklingenden Pianissimo im Konzertsaal gefährden könnte. Da nun ohnehin Verdunkelungsvorrichtungen notwendig waren, wurde ein System von drehbaren Blenden oder Lamellen entwickelt (Bild 3), die im geschlossenen Zustand gegen den Saal volle, gegen die Fensterflächen perforierte Aluminiumplatten mit absorbierenden Faserstoffen im Zwischenraum aufweisen. So wurde es möglich, die weniger kritischen Kongressveranstaltungen bei Tageslicht, das heisst bei geöffneten, mehr oder weniger horizontal gestellten Blenden, die empfindlicheren Konzertveranstaltungen dagegen bei Kunstlicht, das heisst bei geschlossenen, senkrecht gestellten Blenden durchzuführen. Die drehbaren Blenden erwiesen sich ausserdem für die nachfolgend behandelten Probleme der Form und der Nachhallgestaltung als sehr vorteilhaft.

### II. Probleme der Raumform

Die beiden seitlichen Glaswände boten wegen ihrer strengen Parallelität auch Probleme der geometrischen Akustik, indem sich zwischen ihnen «Flatterechos» ausbilden konnten. Um diese Gefahr

<sup>1)</sup> SBZ 1967, H. 23, S. 410–412; «Bauen + Wohnen» 1967, H. 2.

