DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 7. März 1930 | Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlbehälterbau.[1])

Von Oberingenieur E. Kottenmeier, Hannover-Herrenhausen.

(Fortsetzung aus Heft 2.)

Abb. 24. Wasserbehälter mit 1000 m³ Inhalt in Worms (System Intze).

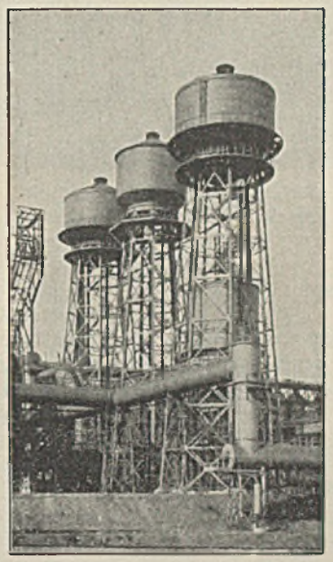

Abb. 23. Behältertürme mit 750 m³ und 500 m³ Inhalt, erbaut für Stahlwerk Hagendingen (System Intze).

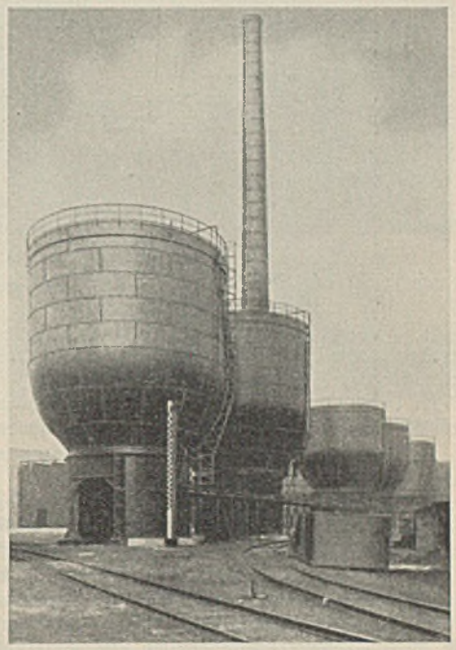

Abb. 25. Schwefelsäurebehälter mit Portalstützung von 1800 m³ und 1200 m³ Inhalt (System Intze).

Die Barkhausenbehälter wurden zuerst von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, erbaut, welche um das Jahr 1900 die Lizenz von Prof. Barkhausen erworben hatte.

Wesentlich früher, im Jahre 1883, erwarb die Firma F. A. Neumann, Eschweiler, das Patent des Aachener Prof. Otto Intze auf dessen bekannte Behälterkonstruktion in richtiger und weitschauender Erkenntnis der mit diesem Patent verbundenen konstruktiven und wirtschaftlichen Vorteile, nachdem sie vorher im eigenen Betriebe umfangreiche Versuche angestellt und keine Kosten gescheut hatte, die Ideen des Erfinders zu verwirklichen und die konstruktiven Einzelheiten auszubilden.

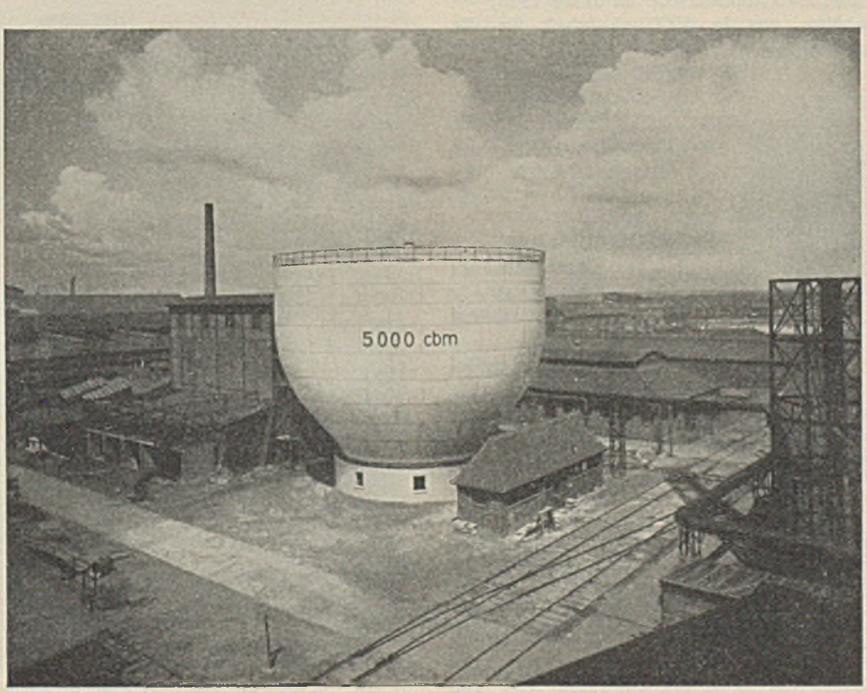

Abb. 26. Ammoniakwasserbehälter von 5000 m³ Inhalt (System Intze).

Die seinerzeit Hand in Hand mit verschiedenen Bahnverwaltungen vorgenommene Normung dieser Behälter (vgl. auch Abb. 6) ermöglichte der Firma die serienweise Herstellung der Auflager auf Vorrat zu einer Zeit, als der Serienbau in der Technik noch so gut wie unbekannt war.

Die Firma war alleinige Lizenzinhaberin für Deutschland sowie verschiedene angrenzende Staaten. Aus praktischen Erwägungen, der Fracht- und Zollersparnis wegen, hat die Firma seinerzeit Unterlizenzen an andere

[1]) Berichtigung zum ersten Teil des Aufsatzes „Stahlbehälterbau" in Heft 2, 1930: Im Text unter Abb. 7 muß es heißen „von 4000 m³ Nutzinhalt" und nicht 400 m³ Inhalt.

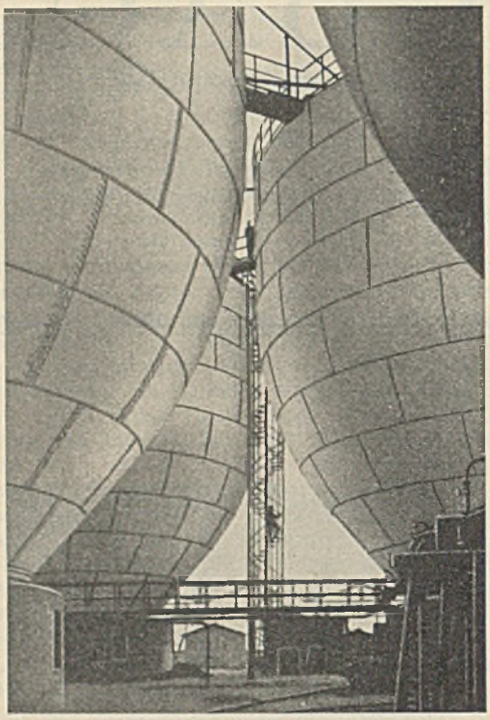

Abb. 27. Ammoniakwasserbehälter von je 5000 m³ Inhalt für die chemische Großindustrie (System Intze).

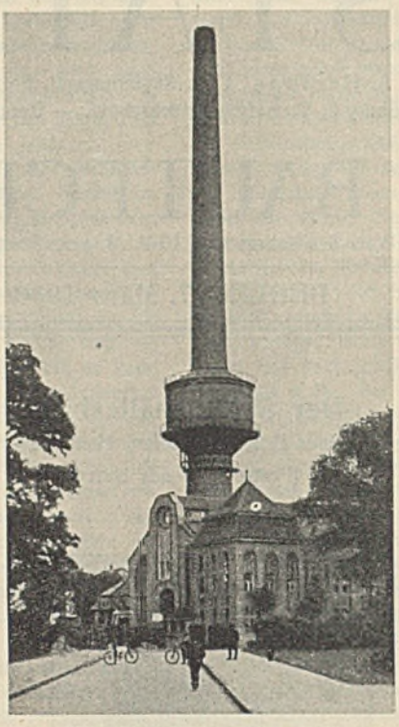

Abb. 28. Schornsteinbehälter von 600 m³ Nutzinhalt in Neuß (System Intze).

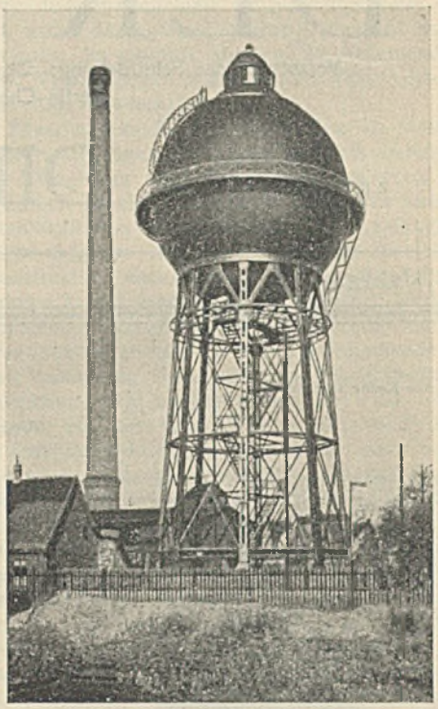

Abb. 29. Kugelform-Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt für Bahnhof Lehrte.

vergeben, so z. B. an die Berlin-Anhaltische Maschinenbau A.-G., Berlin, für das Gebiet östlich der Elbe.

Im Laufe der Jahre sind die Konstruktionen dieser Behälter weiter vervollkommnet und in den größten Dimensionen ausgeführt worden.

Die folgenden Abbildungen zeigen einige von der Firma F. A. Neumann ausgeführte Behälterbauten.

A. Behälter in Bauart Intze:

Abb. 23. Behältertürme mit Behältern von 750 — 750 — 500 m³ Inhalt, für das Stahlwerk Hagendingen, erbaut 1913,

Abb. 24. Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt auf Stahlstützung für die Firma Cornelius Heyl in Worms, erbaut 1913,

Abb. 25. 5 Schwefelsäurebehälter von je 1800 bzw. 1200 m³ Inhalt auf Portalstützung, erbaut 1928 für ein Werk der chemischen Großindustrie,

Abb. 26. 1 Ammoniakwasserbehälter von 5000 m³ Inhalt, ausgeführt für ein Werk der chemischen Großindustrie im Jahre 1923,

Abb. 27. 7 Ammoniakwasserbehälter von je 5000 m³ Inhalt für die chemische Großindustrie,

Abb. 28. Schornsteinbehälter von 600 m³ Nutzinhalt, erbaut 1909 für das Elektrizitätswerk der Stadt Neuß.

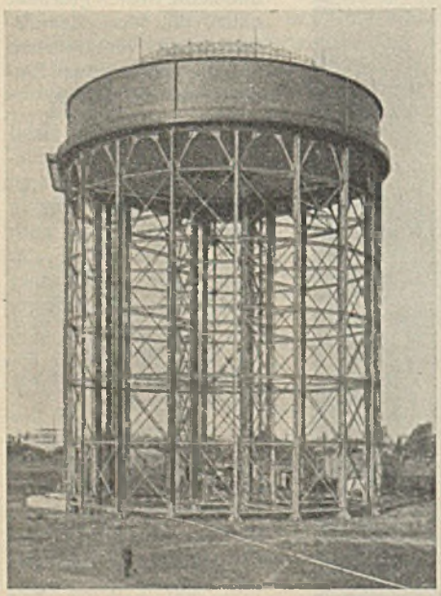

Abb. 30. Wasserturm mit ringförmigem Behälter von 3700 m³ Inhalt in La Plata.

B. Behältertürme anderer Bauart:

Abb. 29. Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt, in Kugelform, für Bahnhof Lehrte 1924, und als besonders interessante Bauweise nach dem Prinzip der Ringbehälter,

Abb. 30. Wasserturm mit ringförmigem Behälter von 3700 m³ Inhalt auf 32 m hoher Stahlstützung, geliefert und erbaut im Jahre 1912 für das Wasserwerk La Plata (Argentinien).

Beachtenswert ist ferner der Behälter nach Abbild. 31, der in verschiedenen Gegenden von der Firma Vereinigte Kesselwerke A.-G., Düsseldorf, Werk Orange, Gelsenkirchen, unter anderen im Jahre 1903 für die Wasserstation Recklinghausen-Erkenschwick, erbaut wurde und bei einem Durchmesser von 22,50 m und einer Mantelhöhe von 10,00 m einen Inhalt von 4000 m³ aufweist. Da der Unterbau nur eine geringe Höhe hat und zu Wohn- und Lagerzwecken dient, durfte der Boden eine gewisse Konstruktionshöhe nicht überschreiten. Die Aufgabe wurde bei geringstem Materialverbrauch dadurch gelöst, daß man den Boden unter

Abb. 31. Behälter mit 4000 m³ Inhalt. (Dreifaches System von Intze-Boden.)

Abb. 32. Wasserhochbehälter von 500 m³ Inhalt in Herne.

Abb. 34. Doppelhochbehälter von 300 m³ und 200 m³ Inhalt in Duisburg-Meiderich.

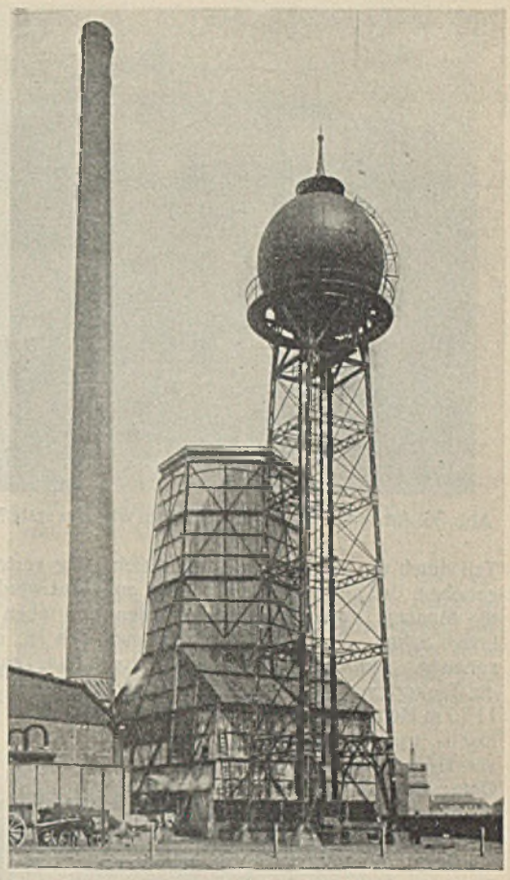

Abb. 33. Hochbehälter von 180 m³ Inhalt in Hoch-Emmerich.

Verwendung einer inneren kleineren Stützkugel aus einem dreifachen System von Intze-Boden gebildet und durch Ringmauern entsprechend gestützt hat.

Von der genannten Firma wurden ferner, ähnlich wie sie bereits für Gölzau, Bahnhof Lehrte u. a. erwähnt worden sind, der Wasserhochbehälter von 500 m³ für das Steinkohlenbergwerk „Gewerkschaft Friedrich der Große" in Herne (Abb. 32), der Hochbehälter von 180 m³ für die Bergwerksgesellschaft Diergardt, Hoch-Emmerich (Abb. 33), der Doppelhochbehälter von 300 und 200 m³ für die Aktien-Gesellschaft für Steinkohlenverflüssigung und Steinkohleveredelung in Duisburg-Meiderich (Abb. 34) und andere auf hohen Stahlgerüsten gebaut.

Zu der letzteren Ausführung ist zu bemerken, daß die Aufhängung des unteren Behälters von 300 m³ so erfolgt ist, daß trotz des tangentialen Anschlusses die Last durch den Schwerpunkt der unteren Stützenquerschnitte hindurch geht.

Einen großen Verwendungsbereich im Behälterbau stellen die Stahltanks dar, die zur Aufspeicherung von Öl, Petroleum, Benzin usw. benötigt werden. Abb. 35 zeigt einen solchen Tank. Da zu ebene rErde aufgestellt, bestehen diese Behälter aus einem flachen Boden, der auf einer geschlämmten Sandschüttung ruht und nach der Mitte zu der besseren Reinigung wegen ein geringes Gefälle hat, ferner aus dem Zylindermantel und einem gewölbten oder auch kegelförmigen Dach. Solche Tanks werden bis zu 12 000 m³ Inhalt und größer ausgeführt. Doch geht man nicht gern über eine gewisse Grenze hinaus, weil es dann zweckmäßiger ist, mehrere Tanks von kleineren Dimensionen zu bauen und sie nach Bedarf durch ein geeignetes Rohrleitungssystem zu einer sogenannten Tankbatterie zu vereinigen. Zur Aufrechterhaltung eines geordneten Betriebes und in Rücksicht auf die Zollvorschriften, Feuersgefahr usw. erfordern diese Flüssigkeitsspeicher naturgemäß eine umfassende Ausrüstung. Die Tanks erhalten nahe über dem Boden ein Mannloch mit Verschluß, desgleichen im Dach, einen Ein- und Auslaßstutzen, eine Schmutzablaßvorrichtung, ferner einen Flüssigkeitsanzeiger, der entweder aus einem Schwimmer oder aus Ölstandgläsern besteht, einen Gasabzug, eine Steigeleiter nach dem Dach, ein Schutzgeländer um den Dachrand und eine Blitzableiteranlage. Auch muß entsprechend den Vorschriften der Aufsichtsbehörden eine Umwallung der Tanks vorgesehen werden, die im gegebenen Falle den Gesamtinhalt aufnehmen kann. Auf dem Dach der Tanks wird ein Gasabzugstutzen mit Davyschem Sicherheitsnetz angeordnet. Der Stutzen hat den Zweck, einerseits den Tank bei Sonnenbestrahlung oder Füllung vor Überdruck, anderseits bei Abkühlung oder Entleerung vor Unterdruck zu schützen. Da bei Benzintanks besonders infolge der Sonnenbestrahlung große Verluste durch Verdunstung entstehen, ordnet man auf dem Tankdach eine Vorrichtung an, die es ermöglicht, den ganzen Tank gleichmäßig mit Wasser zu berieseln. Da diese Einrichtung naturgemäß ständig Betriebskosten verursacht, so hat man zu deren Vermeidung sinnreiche Konstruktionen erdacht. So wurde seinerzeit der Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Co., Braunschweig eine Anlage geschützt, durch welche die Verluste an Benzingas fast gänzlich vermieden werden konnten. Es handelt sich um die Anordnung eines kleinen Gasometers, dessen Gasraum mit den Gasräumen der Tankbatterie durch unterirdische Leitungen verbunden ist. Die Tanks selbst sind im übrigen geschlossen.

Ist in irgendeinem der Behälter Überdruck vorhanden, so steigt die Gasglocke, bei etwaigem Vakuum gibt sie Gas an die Tanks ab. Der Gasometer wirkt also sozusagen als Puffer und vermittelt den Ausgleich der Druckverhältnisse innerhalb der Tankbatterie, soweit es sein verfügbares Volumen, das dem normalen Betriebe entspricht, zuläßt. Bei außergewöhnlicher Gasentwicklung oder Vakuumbildung sind dennoch besondere Sicherungseinrichtungen getroffen. Dadurch also, daß die Tanks hierbei dicht verschlossen, ihr Inhalt daher mit der Atmosphäre nicht in Berührung steht, erklärt sich die rentable Wirkung dieser Anlagen, wodurch außerdem noch die Feuersgefahr auf ein Minimum herabgemindert ist.

Die Abb. 36 bis 39 zeigen die Montage eines großen Petroleumtanks von 33 m Durchmesser und 11,75 m Höhe mit einem Inhalt von etwa 10000 m³. Auf Abb. 36 ist der flache Boden mit dem äußeren Winkelring bereits zusammengenietet. Man befestigt soeben den ersten Mantelschuß, wonach die Dichtigkeitsprobe des Bodens erfolgt, der zunächst noch auf einer Zulage ruht und daher später nach dem Herablassen auf den Boden von unten her nicht mehr zugänglich wäre. Auf Abb. 37 ist bereits das Dachgespärre mit dem obersten Mantelschuß montiert. Man ist mit dem Verlegen der Dachbleche beschäftigt. Das Ganze ruht auf Hebewinden, und zwar genau über dem bereits herabgelassenen Boden. Erst wenn das ganze Dach mit dem obersten Schuß fertig montiert ist, wird dieser

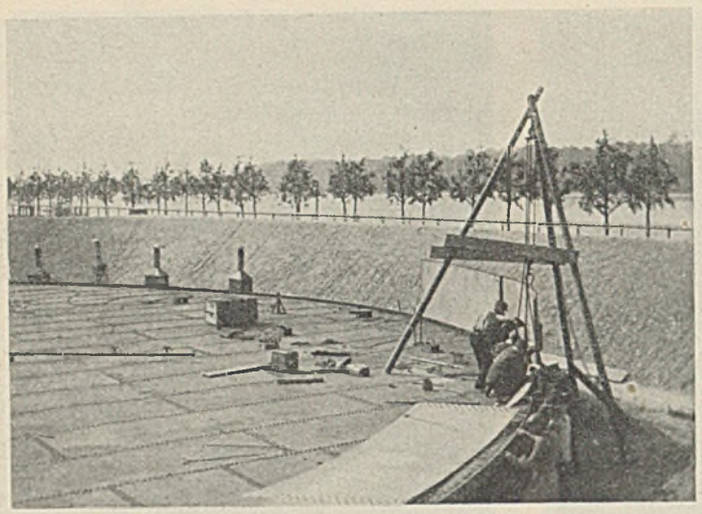

Abb. 36. An den fertiggestellten Boden wird der erste Mantelschuß angebracht.

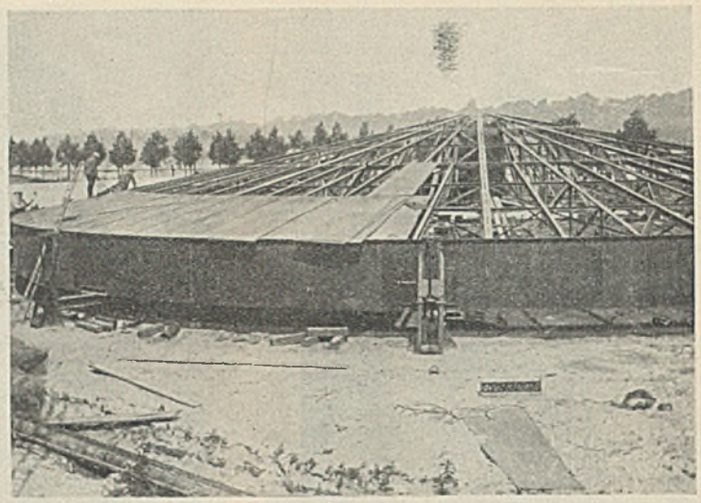

Abb. 37. Verlegen der Dachbleche.

Teil durch die auf dem Umfang gleichmäßig verteilten Winden so hoch gehoben, daß der zweitoberste Schuß angebaut werden kann. So schreitet die Montage vorwärts, gewissermaßen von oben nach unten bis zum ersten Schuß. Auf Abb. 38 schickt man sich an, den vierten Schuß einzubauen. Abb. 39 zeigt den fertig montierten Tank. Die Anlage, sowie die Tankgruppen auf Abb. 40 (zwei Behälter von je 18 m Durchmesser und 11,75 m Höhe) wurden von der Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, für die Rhenania-Ossag im „Neuen Petroleumhafen" Hamburg erbaut. Selbstverständlich stellt dieser Montagevorgang nur eine Spezialart dar. Vielfach werden die Tanks in der normalen Weise, also von unten aufbauend, montiert. Dadurch aber, daß die gesamte Konstruktion zu ebener Erde montiert werden kann, dürften die Vorteile der ersteren Art unverkennbar sein.

Wesentlich größere Fassungsräume als bei den Hochbehältern und Tanks werden bei den Gasbehältern gefordert. Die Gasbehälter bilden daher, obgleich die konstruktiven Einzelheiten im Prinzip die gleichen sind wie bei jenen, eine Gruppe für sich. Man unterscheidet Gasbehälter in Gebäuden und freistehende Gasbehälter. Während man früher die Ansicht vertrat, die Behälter in einem Gebäude unterzubringen, um sie gegen den immerhin gewaltigen Winddruck und gegen Witterungseinflüsse zu schützen, sind heute die für die freistehenden Behälter erforderlichen Führungskonstruktionen so vollkommen durchgearbeitet, daß fast nur noch freistehende Gasbehälter zur Ausführung gelangen. Die große Kapitalanlage, die zur Herstellung des massiven Mantelgebäudes und seiner Überdachung erforderlich ist, wird nicht mehr durch die oben genannten Vorteile, auf die man bei den freistehenden Behältern verzichtet, gerechtfertigt. Da der Gasinhalt nur durch Verkleinerung des Behältervolumens zum Ausströmen gebracht werden kann, muß die Gasglocke beweglich eingerichtet werden. Um bei großem Gasbedarf mit einer verhältnismäßig geringen Grundfläche auszukommen, werden außer der Glocke, also zwischen dieser und dem unteren Abschlußbassin, noch besondere Zylinderringe, sogenannte Teleskopringe eingebaut, so genannt, weil sich im Betriebe diese Ringe und auch die Glocke teleskopartig ineinander schieben bzw. auseinanderziehen. Man unterscheidet daher einhübige und mehrhübige Gasbehälter. Die letzteren stellen sich, auf die Einheit des Inhaltes bezogen, billiger als die einhübigen Behälter. Allerdings ergeben sie auch verschiedene Druckgrößen, deren Abstufung der Anzahl und dem Gewicht der Teleskope entspricht. Dieser Unterschied wird dann durch geeignete Druckregler ausgeglichen. Die Glocke und die Teleskope sind gegen Winddruck nur standsicher durch die Führung in ihren Führungsgerüsten. Diese bestehen aus polygonal um den Behälter angeordneten Pfosten, die mit Ringen und Diagonalverbänden zu einem räumlichen System vereinigt werden und so den sich auf- und abwärts bewegenden Teilen den erforderlichen Halt geben. Damit bei der Bewegung der Reibungswiderstand möglichst gering wird, ordnet man auf dem Umfang der Decke und der Teleskopringe Rollen an, die in Böcken verstellbar gelagert sind. Eine Verstellbarkeit der Rollen und Lagerböcke ist für die Inbetriebnahme wichtig. Nach Art dieser Rollenanordnung unterscheidet man Radial- und Tangentialführungen. Bei der Radialführung stehen die Rollen in der Richtung der Radien und laufen an der Innenseite der Pfosten. Bei der Tangentialführung stehen die Rollen senkrecht zur Radialebene und laufen dann entweder an den Flanken der Pfosten oder in einer besonderen Führungsschiene in Mitte der Diagonalfelder. Die letztere Führungsart ergibt leichtere Gerüste, weil bei der Tangentialführung theoretisch etwa die doppelten Anlageflächen gegenüber den Radialrollen angenommen werden können. Praktisch liegen die Verhältnisse allerdings anders. Die genannte Annahme trifft nämlich streng genommen nur für den oberen Rollenkranz wegen der als starre Scheibe wirkenden Decke zu. Das elastische Verhalten der Teleskopringe dagegen wird das einwandfreie Wirken der auf ihnen gelagerten Tangentialrollen in Frage stellen und daher auch hier eine Radialwirkung anstreben. Aus diesem Grunde ordnet man beide Rollensysteme gleichzeitig an. Mit dieser kombinierten Ausführung hat man dann die beste Erfahrung gemacht. Abb. 41 stellt einen freistehenden

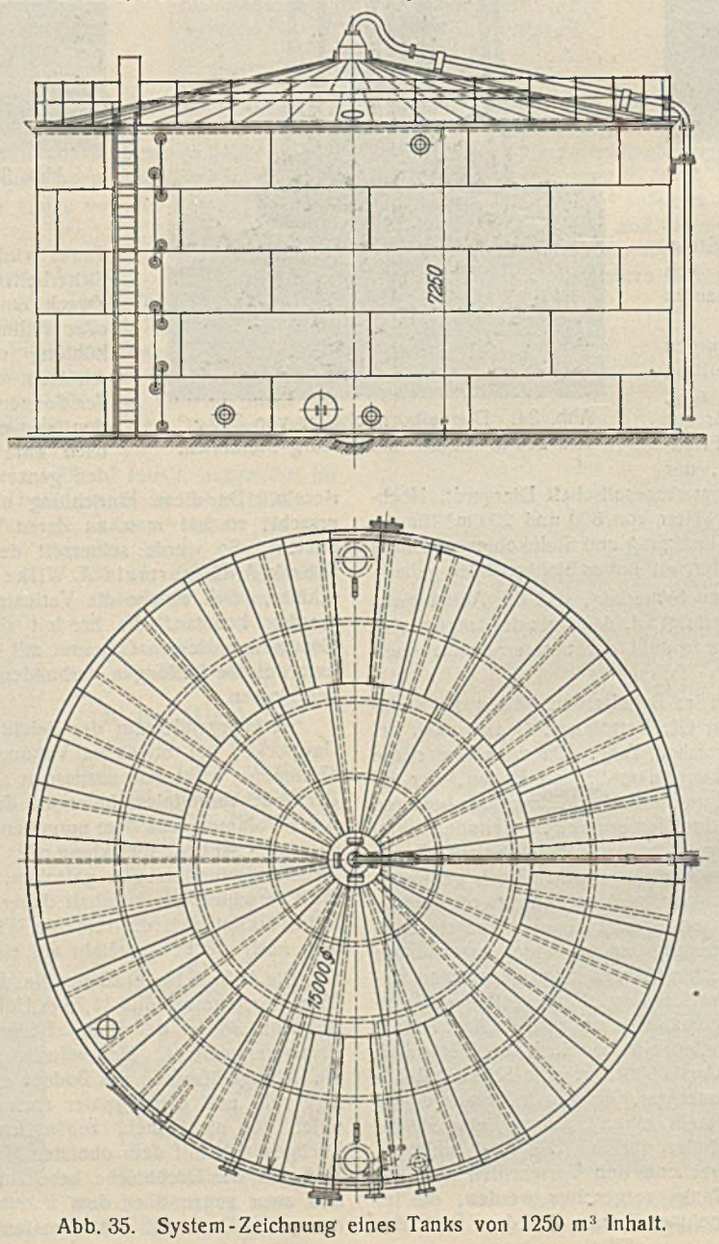

Abb. 35. System-Zeichnung eines Tanks von 1250 m³ Inhalt.

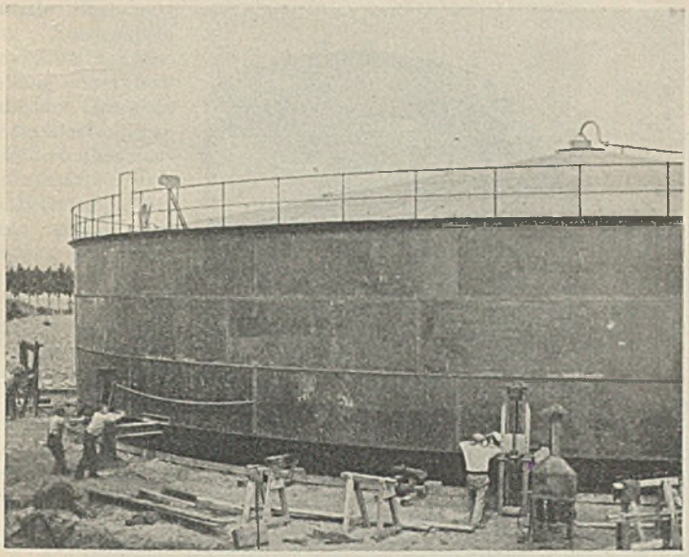

Abb. 38. Der vierte Mantelschuß wird eingepaßt.

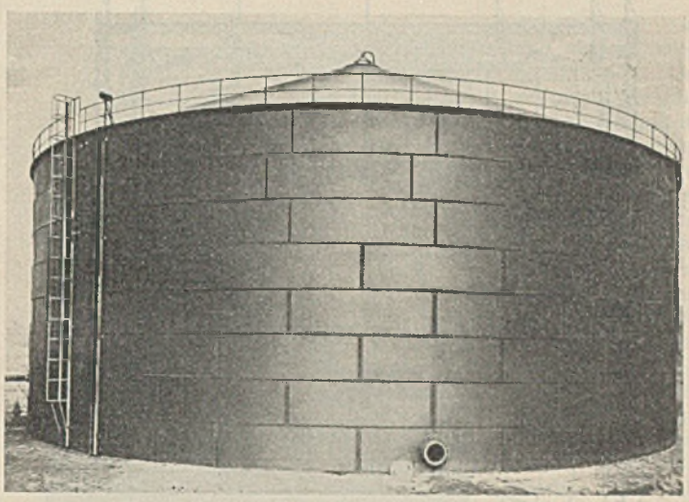

Abb. 39. Der fertige Petroleumtank von 10 000 m³ Inhalt und 33 m Durchmesser.

Gasbehälter mit Radialführung dar, welcher von der Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Co., Braunschweig, erbaut wurde und einen Inhalt von etwa 50 000 m³ aufweist. Abb. 42 zeigt ein weiteres Führungssystem. Es ist dies die gerüstlose Bauart mit Spiralführung. Der Gasbehälter wurde von der vorgenannten Firma für Japan geliefert. Glocke und Teleskop bewegen sich hierbei schraubenartig in- und auseinander. Die Stabilität weist nicht die gleiche Sicherheit auf, als dies bei den Behältern mit Führungsgerüst der Fall ist, weshalb sich die Konstruktion in Deutschland mit den strengen Anforderungen seiner Baubehörden nicht einbürgern konnte. Aus dem gleichen Grunde geht man hierzulande nicht über die Vierhübigkeit der Behälter hinaus, während man in England und Amerika fünf- und sechshübige Gasbehälter erbaute. Was die Becken betrifft, so gibt es auch hierfür verschiedene Ausführungen, über deren Wahl im allgemeinen der Baugrund ausschlaggebend ist. Die einfachste und auch billigste Bauweise ist das Flachbodenbecken, das allerdings eine große Wassermenge aufnehmen muß, die für den Abschluß der Gasglocken bei weitem nicht erforderlich ist. Da für diesen eigentlichen Zweck ein Ringgefäß vollkommen ausreicht, so baut man auch ringförmige Becken. Da der erforderliche Innenmantel zur Bildung des Ringbeckens aber einem starken, der Tiefe entsprechenden Druck ausgesetzt ist, so kann man es verstehen, daß die Konstrukteure in dem Bestreben einer möglichsten Materialersparnis die verschiedenartigsten Lösungen gesucht und wohl auch gefunden haben. Es entstand der einfache, mit Pfosten und Ringen ausgesteifte Druckzylinder, sodann die Pfostenkonstruktion mit zwischenliegenden nach innen gekrümmten Tonnenblechen, wodurch es gelang, diese Tonnenbleche wieder auf reinen Zug zu beanspruchen und die Ringversteifung der Bleche selbst zu sparen bzw. nur die Pfosten untereinander zu versteifen. Es sei noch erwähnt, daß die ohnehin notwendige

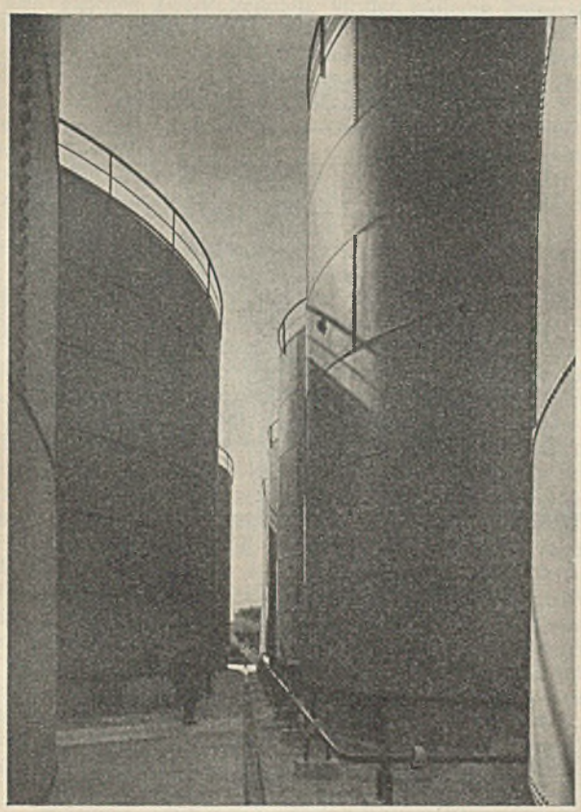

Abb. 40. Tankgruppe im „Neuen Petroleumhafen" in Hamburg.

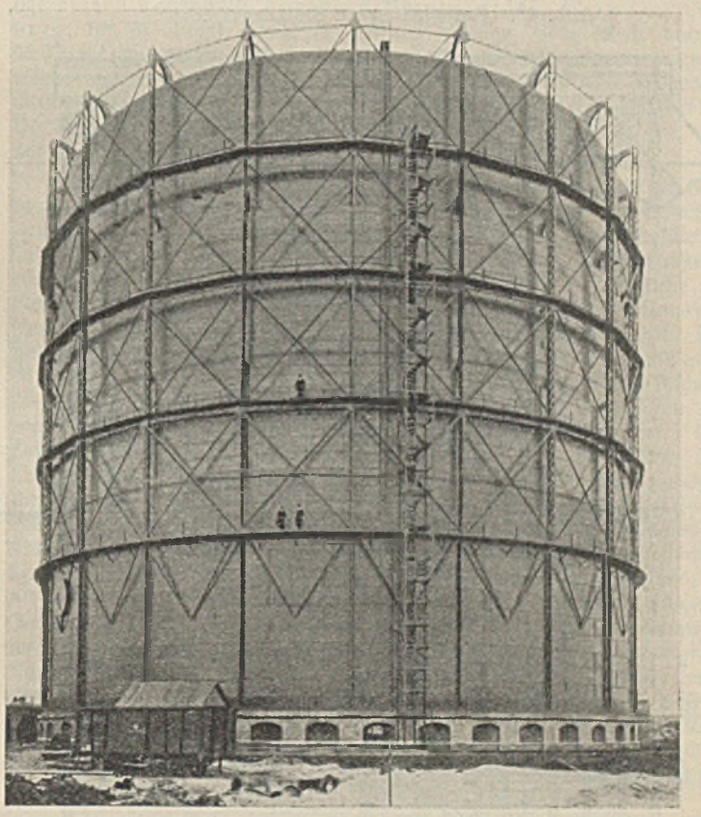

Abb. 41. Freistehender Gasbehälter mit Radialführung. (50 000 m³ Inhalt).

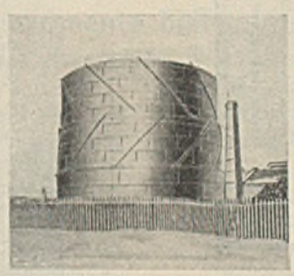

Abb. 42. Freistehender Behälter mit Spiralführung.

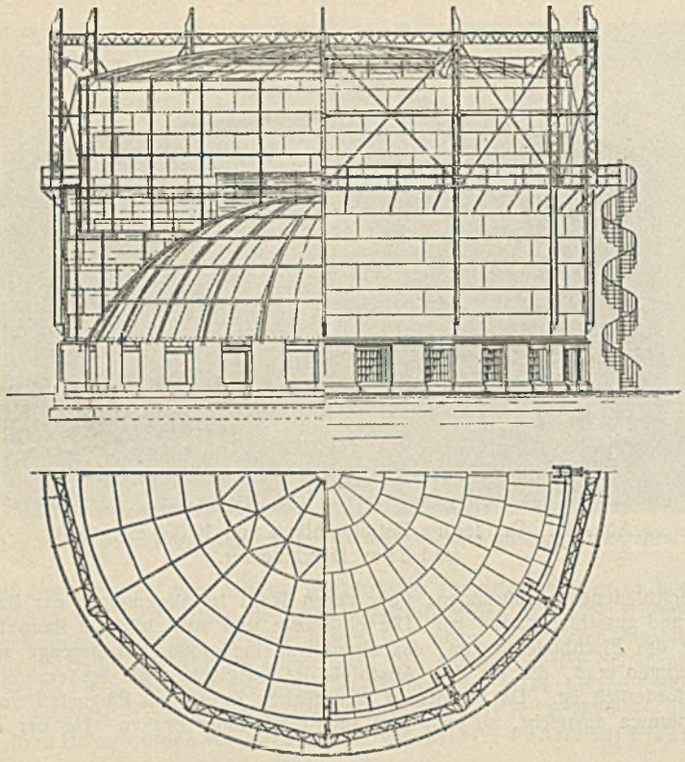

Abb. 43. Gasbehälter mit Stützkugelbecken.

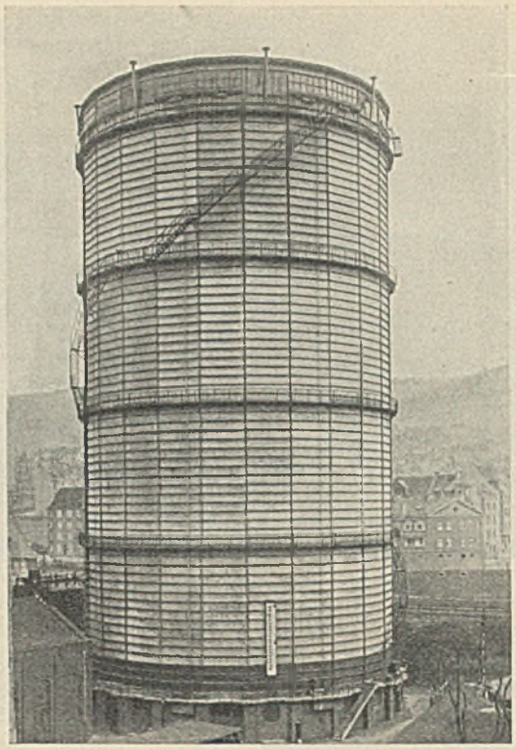

Abb. 44. Wasserloser Gasbehälter von 65000 m³ Inhalt in Hannover.

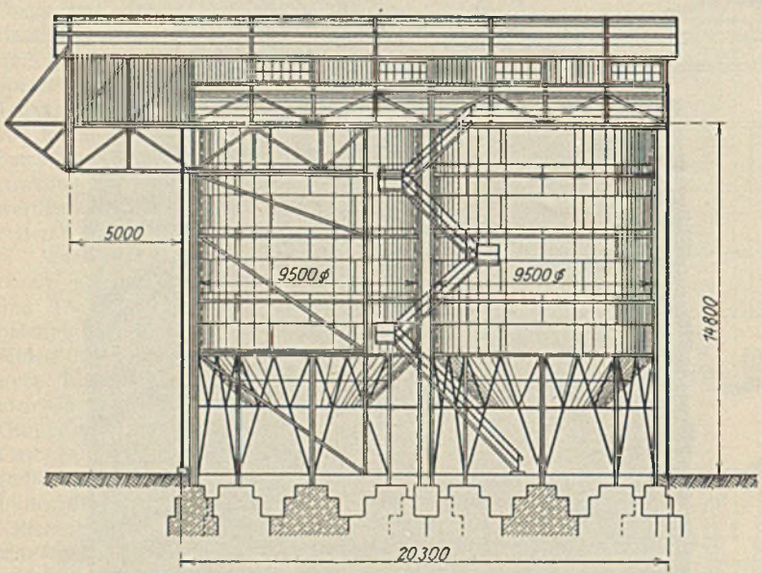

Abb. 45a.

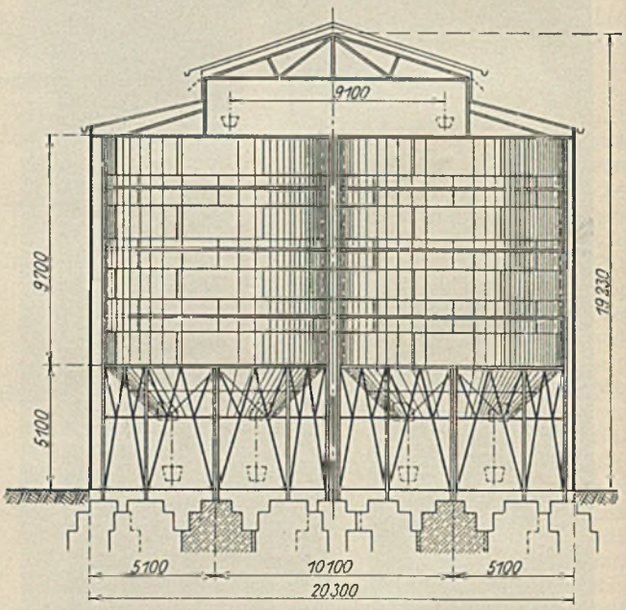

Abb. 45c.

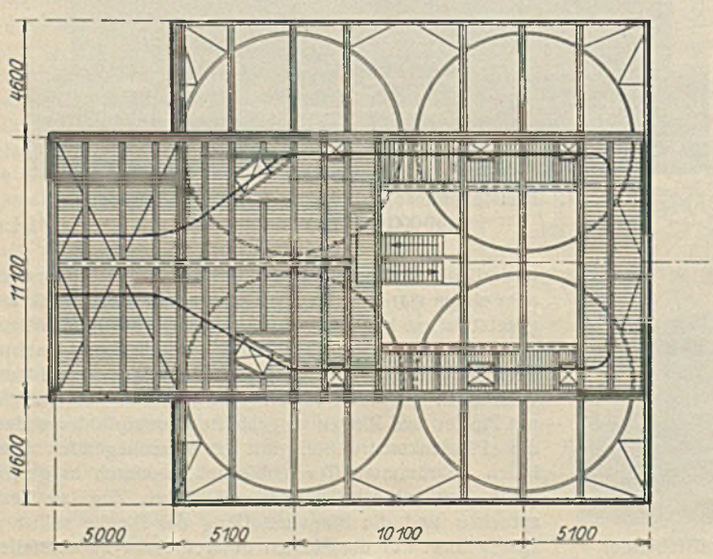

Abb. 45b.

Abb. 45. Siloanlage für Zement und Traß in Fürstenberg a. d. Oder.

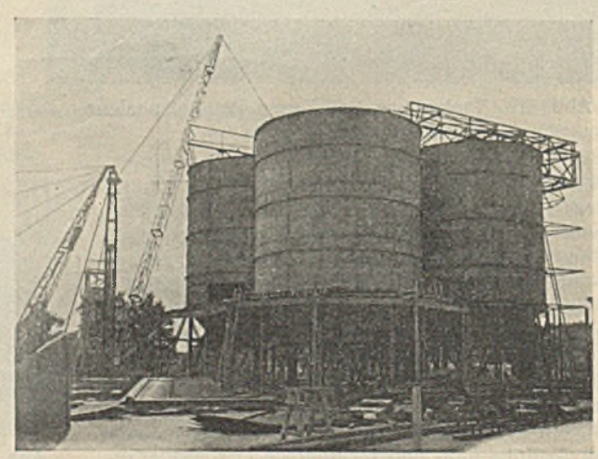

Abb. 46. Abgebrochene Silo-Anlage wird an anderer Stelle wieder aufgerichtet.

zentrale Absteifung der Stützenköpfe gleichzeitig zur Herstellung eines feststehenden Gespärres für die Glockendecke in Ruhestellung herausforderte, eine Konstruktion, die, wenn schon vorhanden, wegen der besseren Ausnutzung ihrerseits wieder Gelegenheit bot, sie mit einer flachen Abdeckung zu versehen, evtl. diese mit Wasser von geringem Tiefstand überfluten zu lassen und das Spiel der Kräfte im Sinne einer gegenseitigen Entlastung dieser Deckenkonstruktion und der Wandpfosten nutzbringend zu verwenden. Man sieht, welche wichtigen und interessanten Aufgaben dem Konstrukteur dadurch entstanden. Der frei werdende Innenraum konnte natürlich zu Lagerzwecken usw. ausgenutzt werden.

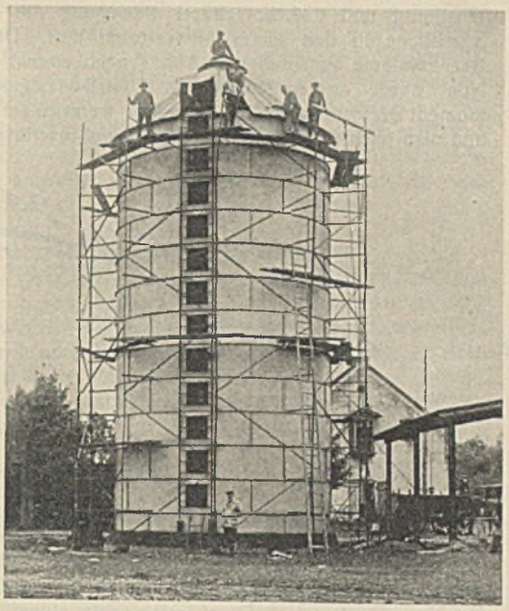

Abb. 47. Stahl-Hochsilo für Grünfutter.

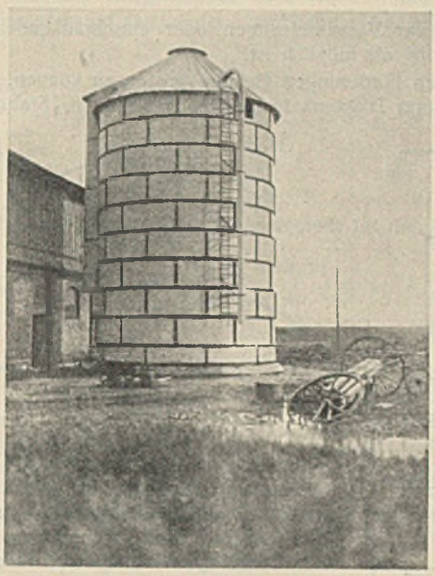

Abb. 48.

Den gleichen Zweck verfolgte in der weiteren Entwicklung auch die Konstruktion eines Beckens mit innerer Stützkugel. Diese Böden erfordern ebenfalls in Bezug auf die Wahl der Blechstärken, Anordnung und Dimensionierung der Versteifungen usw. eine vorsichtige statische Untersuchung. Abb. 43 veranschaulicht in Schnitt und Ansicht die Konstruktion eines Stützkugelbeckens für einen Gasbehälter, der ebenfalls von der Dampkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke, Braunschweig, erbaut wurde. Da beim Füllen derartiger Becken infolge der von unten allmählich ansteigenden Belastung der Scheitel des Kugelbodens sich erfahrungsgemäß stark hebt, treten in der Blechhaut bzw. in den Versteifungen Zusatzspannungen auf. Um diese herabzumindern, ordnet man den statischen Erfordernissen entsprechende sogenannte Spannungsausgleichsbehälter an, wie dies in Abb. 43 im Schnitt ersichtlich ist. Das Dach der Glocke erhält als Tragwerk ein Gespärre, das als Schwedlerkuppel ausgeführt wird. Während des Betriebes wird das Dach von dem Gasdruck getragen. Will man also kein direktes Tragwerk für das Glockendach, dann ist, wie schon gesagt, unten ein feststehendes Gespärre für den leeren Zustand erforderlich. Für die Heizung, für den Ein- und Auslaß, für das Ablesen des Inhaltes, für die Druckregelung und für die Verhinderung des Vakuums sind entsprechende Ausrüstungsteile erforderlich.

In neuerer Zeit beginnen die Gasbehälter ohne Wasserbecken sich einzuführen, die ohne Zweifel als eine Errungenschaft der Technik angesprochen werden müssen. Der Gedanke selbst ist nicht neu, er wurde in Fachkreisen früher des öfteren erwähnt. Seine Verwirklichung scheiterte jedoch an der gar zu fern liegenden Möglichkeit der Abdichtung. Die Frage der Abdichtung kann heute zwar zu einem guten Teil als gelöst betrachtet werden, fordert aber dennoch zu Verbesserungen heraus. Der Behälter besteht aus einem einfachen Polygonmantel mit flachem Boden und Lüftungsaufbau. Die Glocke bzw. die Teleskope sind ersetzt durch eine im Innern des Behälters angeordnete starre Scheibe, die dem Umfang des Behälters möglichst genau angepaßt ist und nun gleichsam wie der Kolben in einer Gasmaschine sich dem Volumen der Gasfüllung entsprechend auf und nieder bewegt. Damit keine Gasverluste zwischen der Scheibe und der inneren Wandung des Behälters entstehen, muß auf dem ganzen inneren Umfang für eine sicher wirkende hermetische Abdichtung gesorgt werden, eine Abdichtung, die ihre Eigenart darin hat, daß sie auch der Auf- und Abwärtsbewegung Rechnung trägt. Wie schon gesagt, hat die Technik hierfür bereits ausgezeichnete Verfahren ersonnen, die zum Teil verschiedenen Firmen patentamtlich geschützt sind. Es unterliegt kaum noch einem Zweifel, daß die Zukunft dieser Bauart gehören wird, obgleich auch die anderen Konstruktionen ihre Vorzüge haben. Abb. 44 zeigt einen derartigen Gasbehälter, wie er u. a. erst kürzlich von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, für die Stadt Hannover errichtet wurde. Sein Inhalt beträgt 65 000 m³ bei einer Bauhöhe von 71 m, Durchmesser 40 m. Auch in Hagen und anderen Orten sind Gasbehälter dieser Art erbaut, der größte dürfte in Hamborn stehen mit einem Fassungsvermögen von 300 000 m³. Die Bauart der Firma Aug. Klönne, Dortmund, unterscheidet sich von der genannten durch ein besonderes Verfahren der Abdichtung.

Einen großen Raum des Verbrauchskonsums nehmen auch die Silobauten im Stahlbehälterbau ein, die zur Aufspeicherung von Getreide, Zement, Kohle usw. und neuerdings im modernen landwirtschaftlichen Großbetriebe auch des Grünfutters dienen. Abb. 45 zeigt die Konstruktion einer großen Siloanlage zur Lagerung von Zement und Traß, welche die Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, für Fürstenberg a./Oder geliefert und montiert hat. Die Anlage besteht aus acht Einzelzellen von je 9,50 m Durchmesser und etwa 10 m Tiefe. Die kegelförmige Gestaltung der Böden wurde zur Bildung der Auslauftrichter nutzbar gemacht, letztere mit einer besonderen Art von Verschlüssen versehen, die sich ausgezeichnet bewährt hat. Die Zellen wurden zum Schutz des Füllgutes umbaut und überdacht. Die Anlage in Fürstenberg wurde später demontiert und zu dem gleichen Zweck je zur Hälfte, wie auf dem Bilde dargestellt, in Groß-Wusterwitz und Niederfinow wieder errichtet. Abb. 46 zeigt die Anlage in der Montage. Abb. 47 veranschaulicht einen Stahl-Hochsilo für Grünfutter nach dem System „Ratinger Eisengießerei und Maschinenfabrik AG., Ratingen", in Alt-Guthendorf i. Mecklenburg im Bau. Die aus betriebstechnischen Gründen in jedem Blechschuß der ganzen Höhe vorgesehenen Öffnungen fordern naturgemäß ein konstruktives Eingehen auf die statischen Verhältnisse. Abb. 48 zeigt einen fertigen Stahl-Hochsilo nach dem gleichen System und ebenfalls von der genannten Firma erbaut. Diese Anlagen haben sich gut bewährt. Sie schützen das Gut vor der fäulenden Nässe und erhalten das Futter frisch und daher bekömmlich für das Vieh. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der Kernpunktsmomente beliebiger Tragwerke.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Schäfer**, Frankfurt a. M.

A. Orientierung der Spanngrößen.

Prof. Gehler bemerkt in II, 6 seines Buches „Der Rahmen", daß erfahrungsgemäß bei der Berechnung und Bemessung von Rahmen häufig Fehler dadurch entstehen, daß Vorzeichenfehler unterlaufen, und eine wenig erfreuliche Erfahrung nach dieser Richtung bildet die Ursache der nachstehenden Betrachtung. Von wirklich brauchbaren Definitionen für die Spannkräfte eines ebenen, im übrigen beliebig gestalteten und geformten Tragwerks wird man verlangen müssen,

a) daß sie unabhängig sind von der besonderen Form des Tragwerks und der Angriffsart und -richtung der äußeren Kräfte,

b) daß sich auf Grund der Definitionsgleichung für irgendeine Spanngröße, z. B. $M(x, y)$, richtige Werte ergeben für alle in Frage kommenden x und y. Dies muß auch dann noch der Fall sein, wenn im Laufe der Rechnung folgt, daß das Vorzeichen einer Kraftgröße umzukehren ist. Hiernach müssen also in einer brauchbaren Definitionsgleichung die betrachteten Größen als

[1]) Da manchen Lesern der Praxis die folgenden Ausführungen eines Praktikers über strenge Vorzeichen-Festsetzungen, wie sie den Mathematikern durchaus geläufig sind, vielleicht willkommen sind, bringen wir die Arbeit. Die Schriftleitung.

algebraische Funktionen der Spanngrößen und der Koordinaten erscheinen; und

c) daß die Anzahl der Voraussetzungen oder einschränkenden Bedingungen so gering als möglich ist.

Um den aufgestellten Forderungen Genüge leisten zu können, wird zunächst ein komplizierteres Tragwerk in geeigneter Weise in „Stabzüge“

Abb. 1.

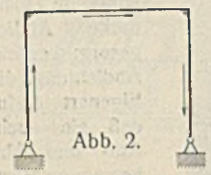

Abb. 2.

Abb. 3.

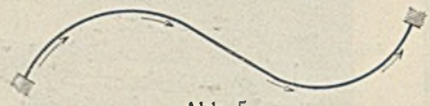

Abb. 5.

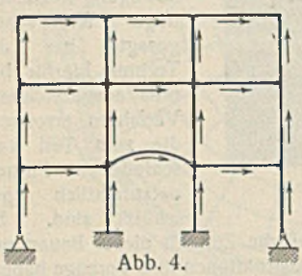

Abb. 4.

zerlegt und ebenso wird für diese einzelnen Stabzüge ein bestimmter „Durchlaufsinn“ festgesetzt. In Abbild. 1 bis 5 sind solche Zerlegungen in Tragelemente und deren Orientierung durch Angabe des Durchlaufsinnes durchgeführt. Nunmehr können unter Zugrundelegung dieses Durchlaufsinnes die positiven Werte für Biegemomente, Normal- und Querkräfte angegeben werden. Zu diesem Zweck wird im Stabpunkt (x, y) ein Schnitt in Richtung der Normalen geführt (Abb. 6), und bei diesem Schnitt werden, um eine Bezeichnung dafür zu haben, zwei Schnittufer unterschieden. Das positive Schnittufer gehöre der, auf Grund des festgesetzten Durchlaufsinnes, mit (II) bezeichneten Teilscheibe des Tragwerks an, und ebenso grenzt das negative Schnittufer die Teilscheibe (I) gegen die Teilscheibe (II) ab. Das ganze Tragwerk sei zunächst allgemein auf

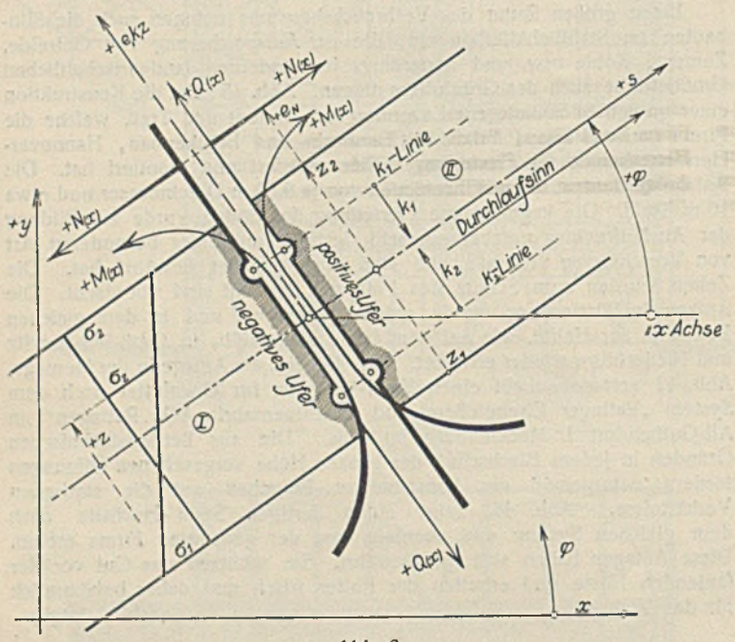

Abb. 6.

ein als fest zu denkendes Koordinatensystem x, y bezogen. Außer diesem festen Koordinatensystem soll noch ein mit dem jeweils betrachteten Querschnitt bewegliches oder, wie es kurz bezeichnet werden soll, Begleitkoordinatensystem s, e eingeführt werden. Die jeweilige $+s$-Richtung stimmt mit der Tangentenrichtung im Punkte x, y und dem durch den Durchlaufsinn gegebenen positiven Richtungssinn überein. Als positive Winkeldrehung φ sei die übliche im Gegenuhrzeigersinn drehende gewählt, und dann wird die positive e-Richtung aus der $+s$-Richtung durch deren Drehung um $+\frac{\pi}{2}$ erhalten. Die $+s$-Richtung bildet also mit der x-Achse den Winkel $\varphi = \varphi_s$ und die $+e$-Richtung den Winkel $\varphi_e = \varphi_s + \frac{\pi}{2}$. Schließlich werde für die Bewegung des Begleitkoordinatensystems noch festgesetzt, daß dieses nur so bewegt werden darf, daß die $+s$-Richtung immer mit dem Durchlaufsinn übereinstimmt und daß bei dieser Bewegung die $+e$-Achse nie aus der xy-Ebene in den Raum heraustreten darf. Die beiden verwendeten Bezugsysteme sind neben in Abb. 7 noch einmal übersichtlich dargestellt. Nun werde in Anlehnung an Abb. 6 festgesetzt, daß das Biegemoment $M(x)$ dann positiv sein soll, wenn es am positiven rechtsdrehend und also nach dem Gesetz von actio und reactio am negativen Ufer links-

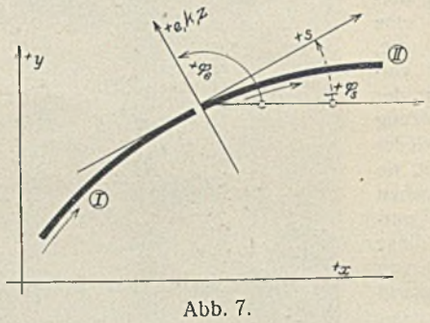

Abb. 7.

drehend wirkt. Die positive Querkraftrichtung wird im Zusammenhang mit der Wahl der $+s$-Richtung so bestimmt, daß ein $(+Q)(+ds)$ ein $+dM$ zur Folge hat. Offensichtlich ist diese Forderung dann erfüllt, wenn $+Q(x)$ am positiven Ufer mit der $+e$-Richtung zusammenfällt. Die Normalkraft sei als Druckkraft positiv eingeführt und ähnlich wie bei der Querkraft wird hier verlangt, daß ein $(+N)(+de)$ ein $+dM$ zur Folge hat. Wie aus Abb. 6 ersichtlich, wird diese Forderung dann erfüllt, wenn der Richtungsinn von $+N(x)$ (ebenfalls am positiven Ufer) mit dem von $+s$ zusammenfällt.

Biegemoment, Normal- und Querkraft erscheinen hier mit Hilfe der Schnittkraft ermittelt. Bildet man das Biegemoment aus den äußeren Kräften und diesen gegebenenfalls zuzurechnenden etwaigen Spannkräften unter Benutzung der Koordinaten x, y, so muß in bezug auf das Endergebnis natürlich in beiden Fällen vollkommene Übereinstimmung herrschen, also auch in bezug auf die Vorzeichen, was bei der Wahl des Systems x, y zu beachten ist, oder mit anderen Worten, das x-, y- und das s-, e-System müssen in Übereinstimmung gebracht sein. Die Spannkräfte $M(x)$, $N(x)$ und $Q(x)$, soweit sie an die Scheibe (II) angeheftet sind, kann man auffassen als die resultierenden Angriffsgrößen, mit denen die vorerwähnten äußeren Kräfte von Scheibe (I) an der Scheibe (II) angreifen. An Scheibe (I) angreifend gedacht, bilden $M(x)$, $N(x)$ und $Q(x)$ mit den gegebenen äußeren Kräften an Scheibe (I) ein Gleichgewichtsystem.

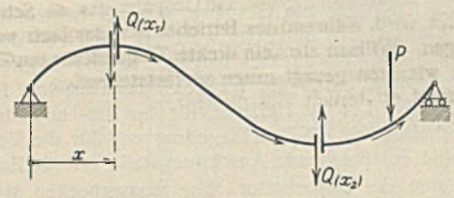

Abb. 8.

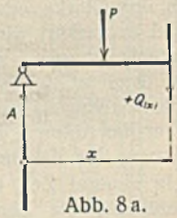

Abb. 8a.

Die vorentwickelten Methoden zur einwandfreien Bestimmung von Spanngrößen erweisen sich auch dann noch brauchbar, wenn die Tragwerkform von üblichen Gebilden abweicht, was an einem Beispiel gezeigt werden soll. Gegeben sei ein einfacher Balken von der in Abb. 8 gezeichneten Gestalt. Wenngleich der Stabzug bogenförmig ist, so stimmt z. B. die Querkraft in den Querschnitten x_1 und x_2 doch mit der Querkraft des einfachen, geraden Balkens überein. Vergleicht man nun hiermit die Definition, die Müller-Breslau in Bd. I, S. 215 (1927) seiner „Graphischen Statik der Baukonstruktionen“ gibt, so erkennt man sofort, daß die dort für $Q(x)$ gegebene Festsetzung, die auf der speziellen Form des Tragwerks aufgebaut ist, zu unbrauchbaren bzw. fehlerhaften Ergebnissen führt. Hierbei soll noch darauf hingewiesen werden, daß die in der Regel geübte Ermittlung und Darstellung von $Q(x)$ sich immer auf die an dem positiven Ufer wirkende Teilkraft bezieht. Die Gleichgewichtsverhältnisse verlangen aber die in Abb. 6 bzw. 8a gegebene Darstellung, denn bei dieser Festsetzung für die Gruppe $Q(x)$ gilt:

(1) $$A - P - Q(x) = 0$$

woraus folgt:

(2) $$\underline{Q(x) = A - P.}$$

Ebenso befriedigt die Gehlersche Methode des Augenpunktes nicht vollauf. Abgesehen davon, daß Gehler mit positiven Richtungen der äußeren Kräfte (s. d. S. 14) arbeitet, würden bei komplizierteren Traggebilden auch noch besondere Vorschriften über die Lage des Augenpunktes zu dem jeweils betrachteten Querschnitt zu machen sein. Ferner sagt die Methode im wesentlichen nur etwas über die Biegemomente und Stabkrümmungen aus. Diese Nachteile werden sämtlich bei der Orientierung

der Spannkräfte durch den Durchlaufsinn vermieden, und ein weiterer Vorteil kann darin erblickt werden, daß bei Anwendung des Durchlaufsinnes, für die Wahl des Richtungsinnes von etwaigen statisch unbestimmten Größen, bereits geeignete Anhaltspunkte vorliegen. Die bisher im besonderen betrachteten Verhältnisse bezogen sich auf Stabzüge mit einsinnig fortschreitendem Durchlaufsinn. Bei der Betrachtung eines mittleren Knotenpunkts eines Stockwerkrahmens z. B. liegen die Verhältnisse nicht ganz so einfach, jedoch entstehen keine besonderen Schwierigkeiten und deshalb wird hier von einer näheren Betrachtung abgesehen.

B. Ermittlung der spezifischen Spannungen.

Bevor die unter A gewonnenen Ergebnisse bei der Herleitung von Einflußlinien für die Kernpunkte benutzt werden, erscheint es notwendig, die Gleichungen für die Errechnung der Spannungen so anzuschreiben, daß diese ohne weiteres nach Größe und Vorzeichen richtig erhalten werden. Da insbesondere auch in der Festigkeitslehre „oben" und „unten" keine absoluten Begriffe sind und damit auch die häufig angewandten Bezeichnungen:

$$\sigma_o = \pm \frac{M_{ku}}{W_o} \qquad \text{und} \qquad \sigma_u = \mp \frac{M_{ko}}{W_u}$$

ohne die Angabe, was denn jeweils wechselnd oben und unten ist, keinen näheren Sinn haben, so sollen hier die Bezeichnungen oben und unten fallen gelassen und durch die Indizes 1, 2 .... im Sinne der wachsenden e, z, k des Begleitkoordinatensystems ersetzt werden. Die Bezeichnung einer beliebigen Spannung σ_z erfolgt nach ihrem Bestimmungswert z, und nur der Einfachheit halber sind noch die Randspannungen mit σ_1 und σ_2 wie bemerkt im Sinne der wachsenden z benannt, oder mit andern Worten, ist der Durchlaufsinn gegeben, dann liegen σ_1 und σ_2 jeweils immer auf demselben Rand. Festgesetzt sei, daß für die Folge den Druckspannungen das positive und den Zugspannungen das negative Vorzeichen zukommt. Ebenso sind alle Koordinatenwerte und Spannkräfte als algebraische, d. h. mit Vorzeichen behaftete Größen zu betrachten. Daher gilt für die beliebige Spannung σ_z ganz allgemein (Abb. 6):

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} \cdot z. \tag{3}$$

Bekanntlich ist M hierin das Biegemoment für die Stabachse und hat den Wert:

$$M = N e \tag{4}$$

und damit wird aus Gl. 3

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{N e}{J} \cdot z = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{F}{J} \cdot e z\right]. \tag{5}$$

Von Wichtigkeit sind bei gegebenen e nur die Randspannungen σ_1 und σ_2, die also durch Eintragung der Werte z_1 und z_2 in die Gl. 5 erhalten werden.

Es ist demnach:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F}\left[1 + e \cdot \frac{F z_1}{J}\right] \tag{6}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F}\left[1 + e \cdot \frac{F z_2}{J}\right]. \tag{7}$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird nun gesetzt:

$$\frac{J}{F z_1} = \frac{i^2}{z_1} = k_1 \tag{8}$$

$$\frac{J}{F z_2} = \frac{i^2}{z_2} = k_2. \tag{9}$$

Damit schreiben sich die Gl. 6 u. 7:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{e}{k_1}\right] = \frac{N(e + k_1)}{F k_1} = -\frac{N(e + k_1)}{F\,|k_1|} \tag{10}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{e}{k_2}\right] = \frac{N(e + k_2)}{F k_2}. \tag{11}$$

In diesen Gleichungen ist also, weil z_1 stets negativ, der mit ihm gebildete Wert k_1 auch stets negativ. Weiter könnte in diesen Gleichungen noch gesetzt werden:

$$F k_1 = W_1 \quad \text{(wo } W_1 \text{ wieder stets —)} \text{ und} \tag{12}$$

$$F k_2 = W_2. \tag{13}$$

Ferner werde folgende Bezeichnung für die Kernpunktsmomente eingeführt

$$M_{k_1} = N(e + k_1) \tag{14}$$

$$M_{k_2} = N(e + k_2). \tag{15}$$

In diesen Gleichungen erscheint N mit verschiedenen Hebelarmen multipliziert, da man am einfachsten durch je eine Verschiebung des Nullpunktes der e-Achse um k_1 bzw. k_2 entstanden denken kann. Stellt man diese Beziehungen bildlich dar, so ergibt sich Abb. 9, aus der die angenäherte Lage der Normalkraft schon herausgelesen werden kann, wenn lediglich die Vorzeichen von M_{k_1} und M_{k_2} bekannt sind.

Kennt man nun für irgendeinen Schnitt aus irgendeinem Grunde (z. B. aus den entsprechenden Einflußlinien) die Werte M_{k_1} und M_{k_2}, so ergeben sich auf Gruud der vorstehenden Gleichungen rückwärts:

$$N = \frac{M_{k_2} - M_{k_1}}{k_2 - k_1} \tag{16}$$

$$e = \frac{k_2 M_{k_1} - k_1 M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}} \tag{17}$$

k_1, k_2 beliebig.

Hiermit folgt für das Biegemoment für die Achse des Stabzuges:

$$M = N e = \frac{k_2 M_{k_1} - k_1 M_{k_2}}{k_2 - k_1} \tag{18}$$

k_1, k_2 beliebig.

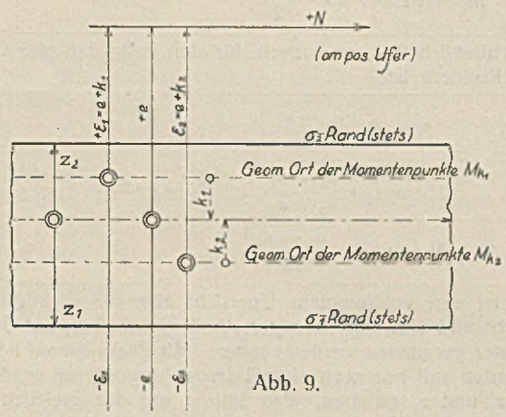

Abb. 9.

Sind die Kernabstände k_1, k_2 dem absoluten Betrage nach gleich, d. h. also unter Berücksichtigung der Vorzeichen:

$$k_1 = -k_2 = -k, \tag{19}$$

so folgt bei einem symmetrischen Querschnitt aus Gl. 16, 17, 18

$$N = \frac{M_{k_2} - M_{k_1}}{2k} \tag{16a}$$

$$e = k \cdot \frac{M_{k_1} + M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}} \tag{17a}$$

$$M = N e = \frac{M_{k_1} + M_{k_2}}{2} \tag{18a}$$

k_1, k_2 unterliegen der Bedingung $k_1 = -k_2 = -k$.

Ist der zu untersuchende Querschnitt ein Rechteck, so ist bekanntlich $k_2 = +\frac{d}{6} = -k_1$, und damit würde sich in diesem sehr häufig vorkommenden Falle ergeben:

$$N = 3 \cdot \frac{M_{k_2} - M_{k_1}}{d} \tag{16b}$$

$$e = \frac{d}{6} \cdot \frac{M_{k_1} + M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}} \tag{17b}$$

$$M = N e = \frac{M_{k_1} + M_{k_2}}{2} \tag{18b}$$

$k_2 = -k_1 = +\frac{d}{6}$.

Die vorstehenden Gleichungen sind unabhängig davon, wie M_{k_1} und M_{k_2} jeweils entstanden und insbesondere, welche Lastfälle in ihnen zusammengefaßt sind. Hat man nun von vornherein mehrere Lastfälle zu berücksichtigen, so bleiben die Gleichungen natürlich vollkommen gültig, nur steht statt eines Momentenwertes allein jetzt seine algebraische Summe, also z. B.

$$M_{k_i} = \left[M_g + \varphi M_P + M_t + \ldots\right]_{k_i} \qquad (i = 1,2). \tag{20}$$

Mit den vorstehenden Gleichungen kommt man in allen Fällen durch; jedoch ist es oft und insbesondere im Eisenbetonbau bei der Untersuchung exzentrisch beanspruchter Stäbe üblich, die Werte N, e aus den Randspannungen zu ermitteln. Für diesen Fall mögen die entsprechenden Gleichungen — der Vollständigkeit halber — auch noch kurz ohne besondere Herleitung angeschrieben werden. Es ergeben sich die folgenden Beziehungen, in denen alle Größen wieder als algebraische Größen anzusehen sind, und die im übrigen den durch Gl. 16, 17, 18, a, b gekennzeichneten Fällen entsprechen:

(21) $$N = F \cdot \frac{k_2 \sigma_2 - k_1 \sigma_1}{k_2 - k_1}$$

(22) $$e = k_1 k_2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_1 k_1 - \sigma_2 k_2}$$ k_1, k_2 beliebig.

(23) $$M = N e = -F k_1 k_2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{k_2 - k_1}$$

Für den Fall der Gl. 19:

(21a) $$N = F \cdot \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$$

(22a) $$e = k \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$$ $k_2 = -k_1 = k$.

(23a) $$M = N e = F k \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2}$$

Und schließlich hat man noch für den Fall, daß der Querschnitt wieder ein Rechteck ist:

(21b) $$N = F \cdot \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$$

(22b) $$e = \frac{d}{6} \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$$ $k_2 = -k_1 = +\frac{d}{6}$.

(23b) $$M = N e = b d^2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{12}$$

Damit ist eine vollkommene Übersicht über die wichtigsten Grundlagen erreicht und eine Berechnungsmethode geschaffen, auf Grund deren Fehler leichter vermieden werden können. Mit Rücksicht auf hergebrachte Gepflogenheiten soll nur noch einmal darauf hingewiesen werden, daß σ_1 und σ_2 zu z_1 und z_2 gehören, also immer auf der gleichen Randseite liegen, das übliche Wechseln wie bei der Bezeichnung σ_o und σ_u also nicht notwendig ist, denn Größe und Vorzeichen unterliegen algebraischen Beziehungen, ergeben sich also ohne besondere Zutaten.

C. Einflußlinien für die Kernpunktmomente bei lotrechter Belastung.

Im Zusammenhange mit den vorhergehenden Untersuchungen soll kurz die Ermittlung der Einflußlinien für die Kernpunktmomente besprochen werden. Bekanntlich springt in dem Angriffspunkt einer Kraft P die

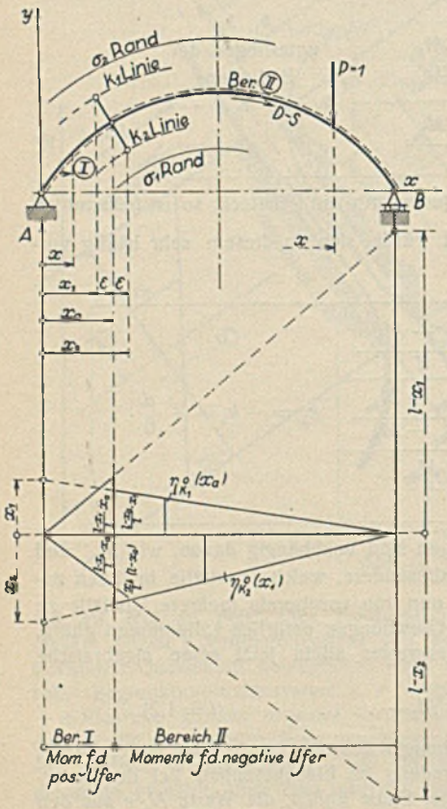

Abb. 11.

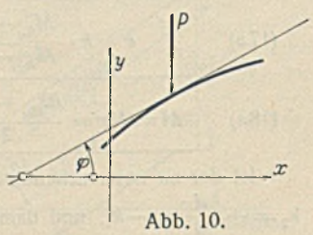

Abb. 10.

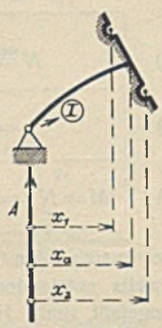

Abb. 12.

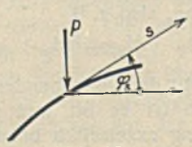

Abb. 13.

Normalkraft um den Betrag $P \sin \varphi$. Wird nun die Normalkraft aus den Einflußlinien für die Kämpfermomente errechnet, dann müssen diese Linien — wenn sie richtig sind — natürlich auch diesen Sprung der Normalkraft liefern. Daß die in der üblichen Weise hergeleiteten Einflußlinien dieser Forderung nicht genügen, mag der Leser sich später leicht selbst bestätigen. Die nachstehenden Untersuchungen beheben diesen Fehler und weiter zeigt sich, daß die oft als unangenehm empfundene Tatsache, wonach die Spitzen der Einflußlinien zweier Kernpunkte eines Querschnitts nicht übereinanderfallen, auf jener Ungenauigkeit beruht. Lediglich die Sprungbedingung für die Normalkraft in dem Querschnitt, der untersucht werden soll, kompliziert etwas die Einflußlinien, bringt aber weiter dafür Klarheit über die Spannungsermittlung, und zwar für den immer vorkommenden Fall, daß in dem fraglichen Querschnittspunkt eine Einzellast angreift. Die Verhältnisse werden am Schluß noch besprochen. Die Herleitung der Einflußlinien für die Kernpunktmomente soll an einem bogenförmigen Stabe gezeigt werden, der auch als das statisch bestimmte Hauptsystem eines eingespannten Gewölbes angesehen werden kann. Der Einfachheit halber werde vorausgesetzt, daß die Kernradien k_1 und k_2 der Gl. 19 genügen, ihrem absoluten Betrage nach also gleich sind. Durch den Schnitt bei $x = x_a$, der auf Grund der unter A und B getroffenen Abmachungen stets radial zu führen ist, wird der Stabzug in die beiden Teilbereiche (I) und (II) zerlegt. Wirkt die Last $P = 1$ im Bereich (II) im Abstande x, so folgt für die Kernpunktmomente:

(24) $$M_{k_1} = A x_1 = \frac{l - x}{l} \cdot x_1$$

(25) $$M_{k_2} = A x_2 = \frac{l - x}{l} \cdot x_2.$$

Diese Ausdrücke für $M_{k_{1,2}}$ sind offenbar für alle x gültig, die der Bedingung $x_a \leqq x \leqq l$ genügen, denn an der Teilscheibe (I) greift bei dieser Laststellung für P als einzige Kraft der Auflagerdruck A an. Die Werte $M_{k_{1,2}}$ ändern sich also erst dann, wenn $P = 1$ auf die Scheibe (I) übertritt, was später untersucht wird. Zum Auftragen der Einflußlinien in dem Bereich (II) werden die Ordinatenwerte für $x = 0$ bestimmt und für diese folgt, bei der ohne weiteres verständlichen Bezeichnung, wo der obere Zeiger darauf hinweisen soll, daß es sich um Momente des Nullsystems handelt:

(26) $$\eta^0_{k_1}(0) = x_1$$

und

(27) $$\eta^0_{k_2}(0) = x_2.$$

Die üblichen Werte bleiben also erhalten. Im Punkte $x = x_a$ folgen indessen die Werte

(28) $$\eta^0_{k_1}(x_a + 0) = \frac{l - x_a}{l} \cdot x_1$$

und

(29) $$\eta^0_{k_2}(x_a + 0) = \frac{l - x_a}{l} \cdot x_2.$$

Hier weicht der Wert in Gl. 29 von der üblichen Darstellung ab. Läßt man die Last $P = 1$ auf der Scheibe (I) wandern, so erhält man auf Grund der gleichen Überlegungen (oder kürzer, auf Grund der Gegenseitigkeit der Momente):

(30) $$\eta^0_{k_1}(x_a - 0) = \frac{l - x_1}{l} \cdot x_a,$$

(31) $$\eta^0_{k_2}(x_a - 0) = \frac{l - x_2}{l} \cdot x_a.$$

Die Ordinatenabschnitte auf der Lotrechten durch $x = l$ (Auflager B) bleiben auch hier den bekannten Werten gleich. Damit ist der Verlauf der η^0_{ki}-Linien bestimmt und an Hand dieser Einflußwerte soll verifiziert werden, daß für eine im Punkte $x = x_a$ angreifende Kraft $P = 1$:

I. der gleiche Wert für das Achsmoment erhalten wird, einerlei ob man hierzu die Einflußwerte $\eta^0_{k_1}(x_a + 0)$ und $\eta^0_{k_2}(x_a + 0)$, d. h. die rechten Grenzwerte der Einflußordinaten oder die linken, $\eta^0_{k_1}(x_a - 0)$ und $\eta^0_{k_2}(x_a - 0)$, benutzt;

II. die rechten Einflußgrenzwerte d. s. $\eta^0_{k_{1,2}}(x_a + 0)$ die Normalkraft für das negative und die linken Grenzwerte d. s. $\eta^0_k(x_a - 0)$ die Normalkraft für das positive Ufer liefern;

III. als Folge von I. und II. die Ordinatendifferenz dem Sprung der Normalkraft, welcher, wie leicht ersichtlich, gleich $P \sin \varphi_s = \sin \varphi_s$ ist, entspricht.

Der Beweis zu I. wird leicht an Hand der Gl. 18a geführt. Danach folgt von rechts gebildet:

(33) $$\eta^0(x_a + 0) = \frac{\eta^0_{k_1}(x_a + 0) + \eta^0_{k_2}(x_a + 0)}{2} = \frac{(l - x_a) x_1 + (l - x_a) x_2}{2 l} = \frac{(l - x_a)(x_1 + x_2)}{2 l} = \frac{(l - x_a) x_a}{l}$$

und ebenso von links gebildet

(34) $$\eta^0(x_a - 0) = x_a \cdot \frac{(l - x_1) + l - x_2}{2 l} = \frac{x_a (l - x_a)}{l}.$$

Es ist also $\eta^0(x_a+0)=\eta^0(x_a-0)=\eta^0(x_a)=\dfrac{x_a(l-x_a)}{l}$, was zu beweisen war.

Bei dem Beweis zu II. ist zu beachten, daß solange die Last P über dem Bereich (II) steht, die Momentenbildung gemäß Abb. 12 am negativen Ufer mit Hilfe des Auflagerdrucks A erfolgt. Rechnet man die Last P, selbst wenn sie im Punkte $x=x_a$ steht, noch zum Bereich (II), dann haben die $M_{k_{1,2}}$-Momente für das negative Ufer an Scheibe (I), welche für die Normalkraftbestimmung in Frage kommen, die in Gl. 24 u. 25 angegebenen Werte und daraus folgt für die Normalkraft am negativen Ufer, welche hier mit N_n bezeichnet werden soll, gemäß Gl. 16a:

$$(35)\qquad N_n=\frac{M_{k_2}-M_{k_1}}{2k}=\frac{A(x_2-x_1)}{2k}=A\cdot\frac{x_2-x_1}{2k}=\underline{+A\sin\varphi}$$

wie sich an Hand der Abb. 14 über den Wert von $\sin\varphi$ leicht feststellen läßt. Hier ist N positiv, also eine Druckkraft. Ebenso würde für das positive Ufer der Scheibe (II) vom Auflager B aus folgen

$$(36)\qquad N_p=\frac{M_{k_2}-M_{k_1}}{2k}=B\cdot\frac{(l-x_2)-(l-x_1)}{2k}=-B\cdot\frac{(x_2-x_1)}{2k}=\underline{-B\sin\varphi}.$$

Hier wirkt N_p also als Zugkraft. Die diesen Normalkräften entsprechenden Exzentrizitäten e_n bzw. e_p sind:

$$(37)\qquad e_n=k\cdot\frac{A(x_1+x_2)}{A(x_2-x_1)}=k\cdot\frac{2x_a}{x_2-x_1}=+\frac{x_a}{\sin\varphi},$$

$$(38)\qquad e_p=k\cdot\frac{B(l-x_1+l-x_2)}{B[(l-x_2)-(l-x_1)]}=-k\,2\cdot\frac{l-x_a}{x_2-x_1}=-\frac{l-x_a}{\sin\varphi}.$$

Diese rechnerisch gefundenen Werte, die in erster Linie die Anwendung der aufgestellten Gleichungen zeigen sollen, finden in Abb. 15 eine einfache geometrische Darstellung[1]). Die unter III. erwähnte Differenz ist nun gemäß Gl. 35 u. 36:

$$(39)\qquad N_n-N_p=(A+B)\sin\varphi=P\sin\varphi.$$

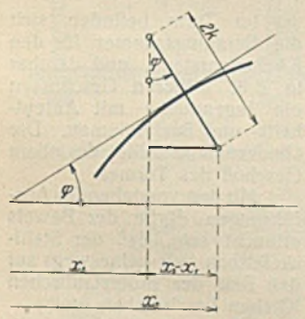

Abb. 14.

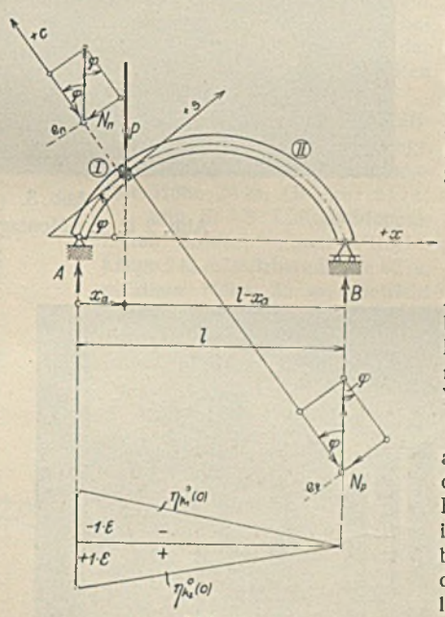

Abb. 15.

[1]) Insbesondere zeigt sich also, daß die Normalkräfte auf die verschiedenen Schnittufer (Abb. 6) nur dann gleiches e haben, wenn in dem betrachteten Querschnitt keine Einzelkraft angreift.

Hiermit ist nun gezeigt, daß nur durch die in Abb. 11 dargestellten Einflußlinien, die Gleichgewichts- bzw. Spanngrößen richtig wiedergegeben werden. Damit ist jetzt auch Klarheit über die Spannungen selbst geschaffen. Liegt ein Baustoff vor, bei dem die zulässigen Spannungen auf Zug und Druck gleich sind, z. B. bei Stahl, so wird die höchste Beanspruchung an jenem Ufer erhalten, welchem jene Normalkraft zukommt, deren absoluter Betrag am größten ist. Anders ist es bei einem Eisenbetonquerschnitt. Hier ergibt die größte positive Normalkraft die größte Betondruckspannung, und die größten Zugspannungen treten im Verein mit der kleineren Normalkraft auf, der bei gleichem Achsmoment die größere Exzentrizität entspricht. Nunmehr lassen sich auch die Gleichgewichts- und Spannungsverhältnisse an dem unendlich schmalen Körper, der die Last P selbst trägt, betrachten, worauf jedoch hier nicht weiter eingegangen werden soll. Bemerkt sei noch lediglich, daß die erhaltenen Sprungwerte nur in den $\eta^0_{k_i}$-Werten des statisch bestimmten Hauptsystems enthalten sind.

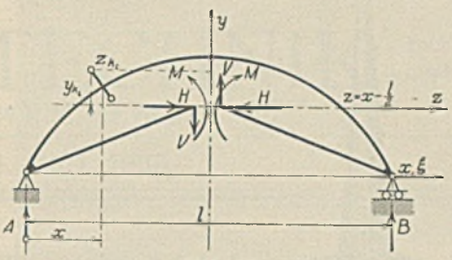

Abb. 16.

Denn in der Gleichung der Einflußlinie für irgendeinen Kernpunkt mit den (festen) Koordinaten y_{k_i}, z_{k_i}, z. B. des nebenskizzierten statisch unbestimmten Tragwerks:

$$(39)\qquad \eta_{k_i}(x)=\eta^0_{k_i}(x)-\eta_H(x)\,y_{k_i}-\eta_V(x)\,z_{k_i}-\eta_M(x)$$

sind ersichtlich die Beiträge der statisch unbestimmten Größen stetig für alle y_{k_i} und z_{k_i}, die auf die η_H und η_V Linie, ähnlich wie eine Maßstabsänderung wirken. Gegen die Fassung der Gl. 39 könnte man einwenden, daß in einzelnen Termen der betreffende Kernpunkt nur durch „Verabredung" bestimmt sei. Diese Art der Darstellung, die sich der üblichen Form anlehnt, läßt sich vermeiden durch folgende unschwer verständliche Schreibweise:

$$(40)\qquad \eta(x_i,\xi)=\eta^0(x_i,\xi)-\eta_M(\xi)-\eta_V(\xi)\left(x_i-\frac{l}{2}\right)-\eta_H(\xi)\,y(x_i).$$

In dieser Gl. 40 ist x_i die für die ganze Einflußlinie „festgehaltene" Abzisse des durch i näher bezeichneten Kernpunktes. Offensichtlich kommt i, entsprechend den Kernlinien, nur die Bezeichnung 1 u. 2 zu. Im übrigen ist die veränderliche Abzisse mit ξ bezeichnet. Streng genommen erscheint also hier die Einflußlinie als eine Gleichung in zwei Veränderlichen x und ξ, wie sie es ja in der Tat auch ist.

Abschließend ist vielleicht noch eine Angabe über die $\eta^0_{k_i}(o)$-Werte, also die Kernpunktmomente am linken Kämpfer erwünscht. Diese haben die in Abb. 15 eingetragene Gestalt, wobei e die in Abb. 11 angegebene Bedeutung hat. Eine Vernachlässigung dieser klein erscheinenden Momente ist unzulässig, sie würde ein für das Gewölbe zu ungünstiges Spannungsbild zur Folge haben. Die Art der Darstellung dieser Einflußlinien, nämlich die Punktabgrenzung am Auflager soll dartun, daß die Werte der Einflußlinie am Auflager gegen $|e|$ streben, im Punkte $x=o$ selbst jedoch auf Null springen. Das ist dieselbe Erscheinung, wie sie z. B. bei einer Einflußlinie für die Querkraft für den Querschnitt x festgestellt werden kann. Rückt x in den Punkt o hinein und gleichzeitig die Last P, so wird der Wert der Querkraft zu Null, obwohl die Ordinate der Einflußlinie nach der gangbaren Auffassung hier gerade den Wert 1 hat.

Verschiedenes.

Eine neue Stahlkirche im Ruhrgebiet. Als zum ersten Mal der Gedanke, neben Hotel-, Geschäfts- und Wohnhausbauten auch Kirchen in „aller Freiheit und aller Gesetzmäßigkeit heutiger Technik" durchzuführen, festere Form annahm, erregte dies in weitesten Kreisen Aufsehen und Widerspruch. Die „steinerne Inbrunst emporgereckter Mauern und Pfeiler", wie sie selbst Prof. Bartning noch in seinem Buch: „Vom neuen Kirchenbau" verlangt, erschien stets als grundlegendes Moment für den Sakralbau. Erst als auf der „Pressa" in Köln Bartning seine in Stahl und Glas ausgeführte Kirche zeigte, bewirkte dies einen Umschwung in den Ansichten, und es setzte sich mehr und mehr die Erkenntnis durch, daß die Würde der Kirche nicht von überlieferten Bauformen und Baustoffen abhängig sei, und daß solche Fragen „ohne stilistisch-romantische Voreingenommenheit mit den klaren Mitteln heutigen Handwerks und heutiger Technik . . ." behandelt werden müssen.

Immerhin bestand der mehr oder weniger deutlich ausgesprochene Vorbehalt, daß mit der Eignung des modernen Baustoffes für den Sakralbau stets ausschließlich der protestantische Kirchenbau gemeint sei. Der sakrale Charakter des evangelischen Kirchenraumes, mit seiner klaren Ablehnung alles Dekorativen, ließe sich — so glaubte man — verhältnismäßig leicht in Einklang bringen mit der Strenge und Schlichtheit, die einem in Stahl ausgeführten Bauwerk eigen sind.

Da war es nun interessant zu erfahren, daß kürzlich in Essen-Huttrop eine von Regierungsbaumeister Emil Jung (Architekt BDA), Essen, in Stahl entworfene katholische Kirche — die St. Bonifatiuskirche — eingeweiht worden ist. Dieses Bauwerk, das besonders im Innern seinen Charakter als katholische Kirche nicht verleugnet, ließ sich, wie auch aus den Abbildungen gut zu erkennen ist, ohne Schwierigkeiten als Stahlbau durchführen.

Zur Verwendung des Stahlskeletts führten verschiedene Gesichtspunkte. So sollte z. B. der Blick aus den einzelnen Kapellen durch das Kirchenschiff nicht durch Stützen beeinträchtigt werden, was eine freie Überspannung des Raumes bedingte (Abb. 4). Der als Stockwerksbau ausgeführte Turm sollte eine schlanke Form erhalten, was weiterhin Verminderung der Wandstärken erforderte (Abb. 1).

Abb. 1. St. Bonifatiuskirche in Essen-Huttrop.

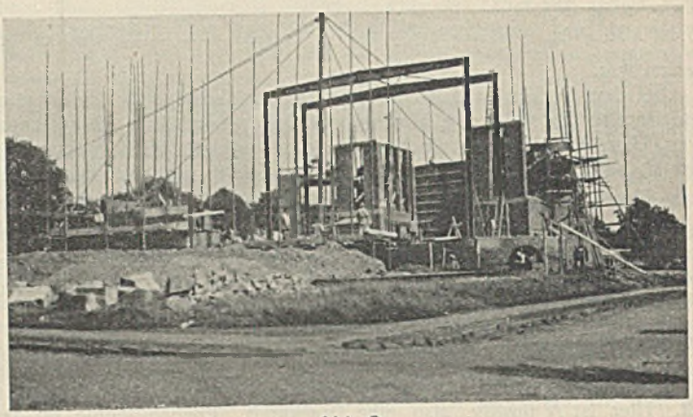

Abb. 2.

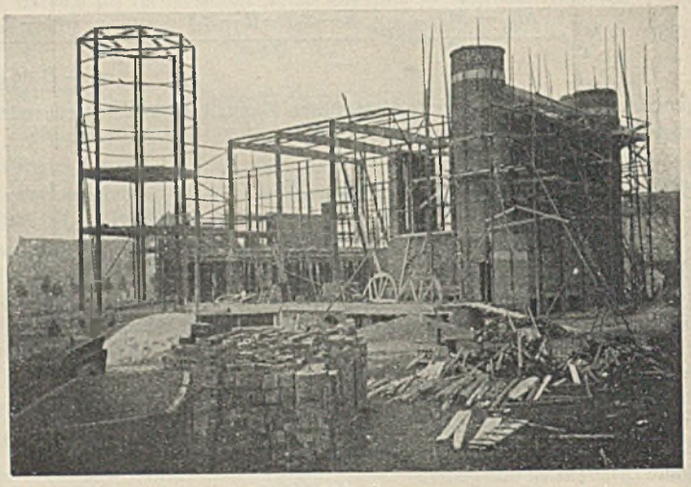

Abb. 3.

Abb. 2 u. 3. Montagezustände.

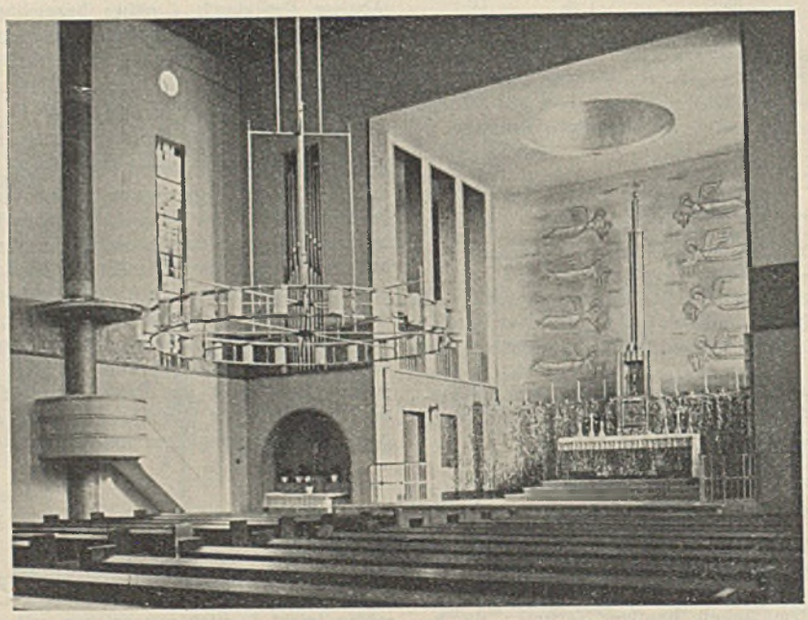

Abb. 4. Blick vom Kirchenschiff zum Altar.

Anderseits aber mußte die Eigenart der katholischen Kirchen, ihre Aufteilung in verschiedene Raumabschnitte, in Kirchenschiff, Chor, Taufkapelle, Beichtkapelle, Marienkapelle usw., die meist durch Bogen und Pfeiler voneinander getrennt sind, gewahrt bleiben. Infolge der vielen wechselnden Überschneidungen werden hierdurch reizvolle Bildwirkungen erzielt. Symbolische Bilder, die Taufhandlung, und andere, die sieben Sakramente darstellend, schließlich noch Heiligenstatuen und Schmuck sind in jeder katholischen Kirche zu finden. Hieraus ergibt sich ohne weiteres, daß eine solche Kirche — selbst wenn darin dem modernen Empfinden in weitestgehendem Maße Rechnung getragen wird —, immer einen bis zu einem gewissen Grade prunkvollen Eindruck hinterläßt. Hier ist alles aufgelöst, feierlich bejahend, kurz, das Gegenteil von streng und einfach und auch die St. Bonifatiuskirche bildet hierin keine Ausnahme. Das schwarz gebeizte Gestühl gibt dem eigentlichen Laienraum eine Geschlossenheit gegen das hohe, durch bleiverglaste Fenster stimmungsvoll beleuchtete Kirchenschiff. Kostbarer belgischer Marmor umschließt den schlichten Altar. Die Chorrückwand schmückt ein Putzmosaik, welches durch das Kerzenlicht des Altars und die versilberte Lichtkuppel über dem Raum wirkungsvoll beleuchtet wird. Rechts und links vom Hochaltar sind — der Gemeinde nicht sichtbar — Emporen für Orgel und Kirchenchor angeordnet.

Dem Altar gegenüber befindet sich die Hauptempore, welche für ungefähr 200 Personen Platz bietet und eine wünschenswerte Erweiterung des unteren Laienraumes bildet.

Im Turm befinden sich die Beratungszimmer für den Kirchenvorstand, und darüber in drei weiteren Geschossen ein Jugendheim mit Aufenthalts- und Bastelräumen. Die Glockenstube bildet das obere Geschoß des Turmes.

Mit den vorstehenden Ausführungen dürfte der Beweis erbracht sein, daß der Stahlskelettbau sich keineswegs auf den Bau der protestantischen Kirchen beschränken muß.

Über die Stahlkonstruktion der St. Bonifatiuskirche, die von der Firma Gebr. Storp, Essen, geliefert und aufgestellt wurde, sei noch erwähnt, daß Binder und Stützen des Kirchenschiffes Viergelenkbogen bilden. Die Standsicherheit wird durch einen in der Dachebene angeordneten Fachwerkträger bewirkt. Dieser leitet die waagerechten Windkräfte an einem Auflager durch einen Fachwerkverband zwischen Turm und Kirchenschiff und durch die Emporendecke ins Mauerwerk bzw. in die Fundamente und am anderen Auflager durch einen Fachwerkbinder über der Chorwand ins Mauerwerk der Chorpartie.

Die Aufstellung der Konstruktion, die am 2. September begonnen wurde, war bereits am 22. September, also in knapp drei Wochen, durchgeführt.

INHALT: Der Stahlbehälterbau. (Fortsetzung.) — Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der Kernpunksmomente beliebiger Tragwerke. — Verschiedenes: Eine neue Stahlkirche im Ruhrgebiet.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68