DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 23. Juli 1937 Heft 32

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neues Kesselhaus der Hamburgischen Electricitätswerke.

Von Dipl.-Ing. Max Krause, Hamburg-Poppenbüttel.

Im Zuge der fortschreitenden Fernheizung mußten sich die Hamburgischen Electricitätswerke Anfang 1936 entschließen, die 38 Jahre alte Kesselanlage im Fernheizwerk Carolinenstraße durch eine den heutigen und wohl auch den zukünftigen Anforderungen gerecht werdende neue Anlage zu ersetzen.

So entstand das in den Abbildungen gezeigte Kesselhaus für zunächst zwei Babcock-Kessel von je 600 m² Heizfläche mit allen Nebeneinrichtungen für einen neuzeitlichen Betrieb. Eine Verlängerung des Gebäudes zur Aufnahme von zwei weiteren Kesseln ist bereits im Plan festgelegt.

Der Grundriß (Abb. 1) und die Schnitte (Abb. 2 u. 3) lassen deutlich eine Gliederung des Neubaues in zwei Teile erkennen:

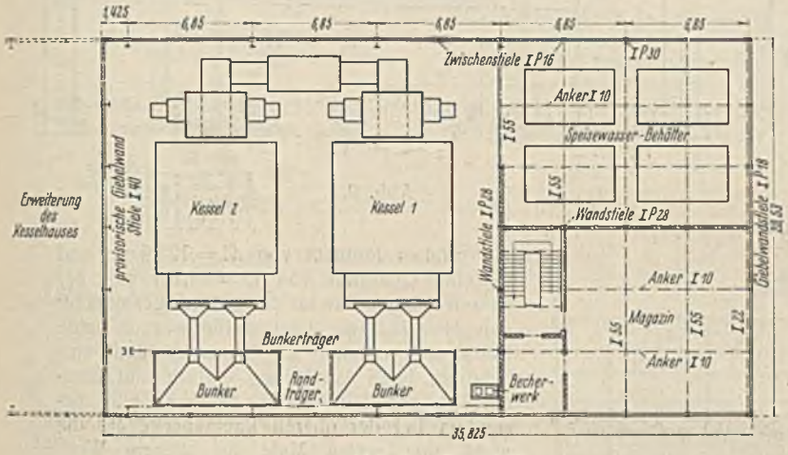


Abb. 1. Grundriß.

1. das eigentliche Kesselhaus mit seiner freien Überdachung durch eine vollwandige Rahmenkonstruktion in geschweißter Ausführung, nur ein einziges Mal durch die Heizerstanddecke aus Eisenbeton unterteilt,
2. den Stockwerksteil in Stahl-Skelettbau mit dem über 7 m hohen Tiefbunker und darüberliegenden vier Geschossen, in denen nacheinander eine Werkstatt, Aufenthaltsräume für die Gefolgschaft und Lager untergebracht sind.

Die Kohlen werden zugeführt durch die Eisenbahn mit unmittelbarer Entleerung in den Tiefbunker bzw. auf das umlaufende Becherwerk, das die stählernen Hochbunker im Kesselhaus beschickt.

Die Entaschung geschieht in eine Spülwasserrinne, die in eine ebenfalls an der Gleisseite gelegene Aschengrube mündet. Ein Greiferkran über der Grube entleert den Inhalt von Zeit zu Zeit auf Fuhrwerke oder Eisenbahnwagen.

Bei der Wahl des Tragsystems für das Kesselhaus wurde die Heizerstanddecke entlastend einbezogen, indem ihre Deckenträger in der Binderachse biegungssteif mit den Pfosten des Zweigelenkrahmens verbunden wurden.

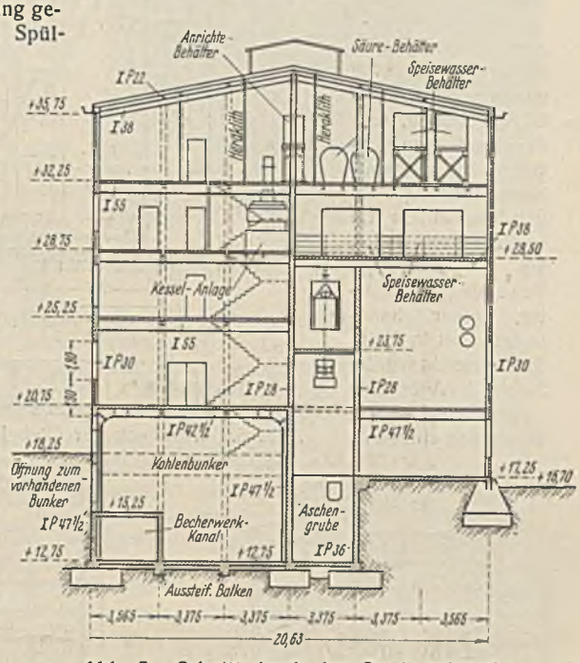


Abb. 2. Schnitt durch den Stockwerksteil.

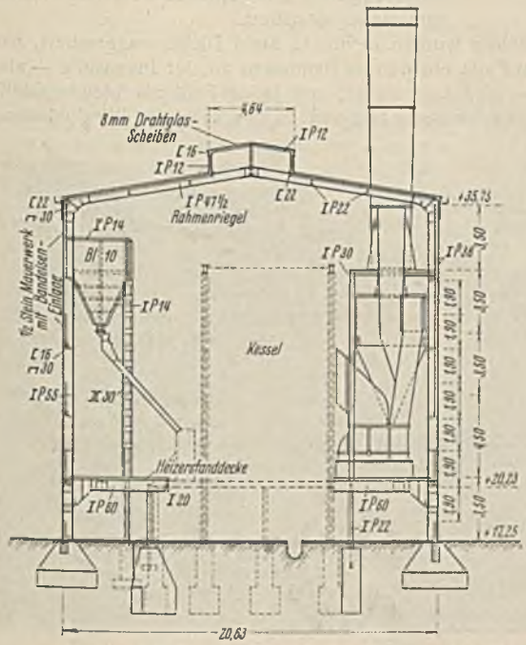


Abb. 3. Schnitt durch das Kesselhaus.

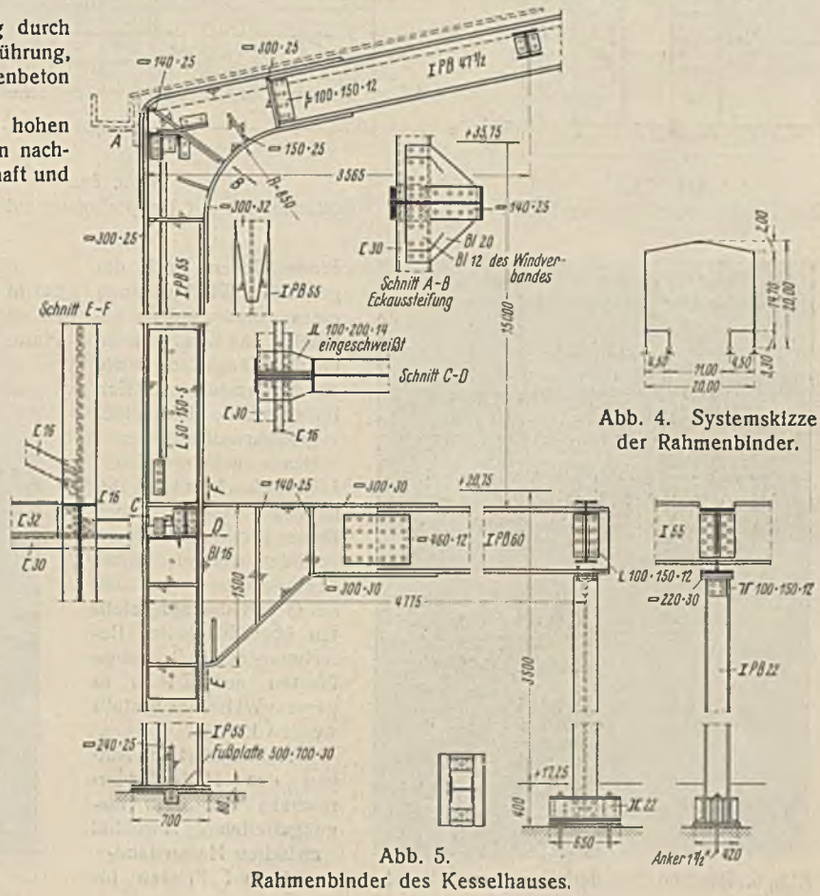


Abb. 4. Systemskizze der Rahmenbinder.

Abb. 5. Rahmenbinder des Kesselhauses.

So entstand ein dreifach statisch unbestimmtes Rahmenwerk (Abb. 4), das ähnlich wie bei einem eingespannten Rahmen einen Wendepunkt des Biegungsmomentenverlaufs über den Rahmenpfosten zeigt. Der besondere Vorteil dieses aus den örtlichen Bedingungen entwickelten Systems liegt in der Verlegung des Einspannungsortes an eine Stelle, die nicht nur eine ungehinderte Ausbildung zuließ, sondern auch eine günstigere Fundamentbeanspruchung ergab, besonders im vorliegenden Falle, wo die tragfähige Bausohle (abgelagerter, feiner Sandboden) erst in 2,5 m Tiefe erreicht wurde. Neben der Aufnahme lotrechter Lasten wurde den einzelnen

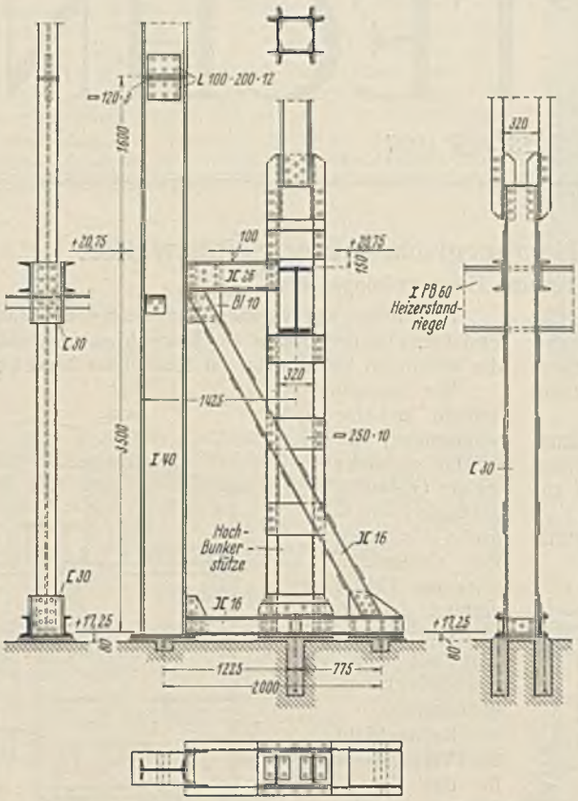


Abb. 6. Windbock der Giebelwand beim Kesselhaus.

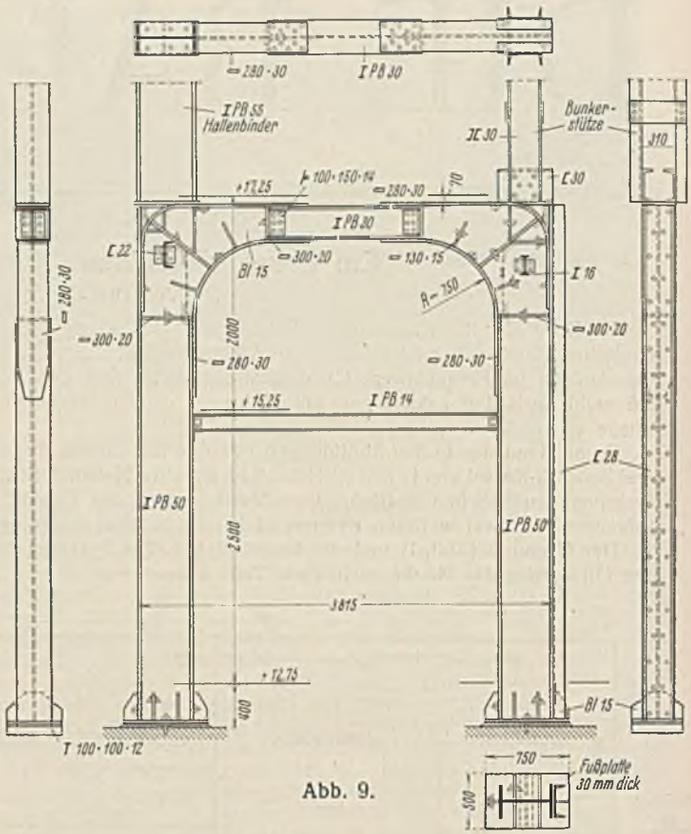


Abb. 9.

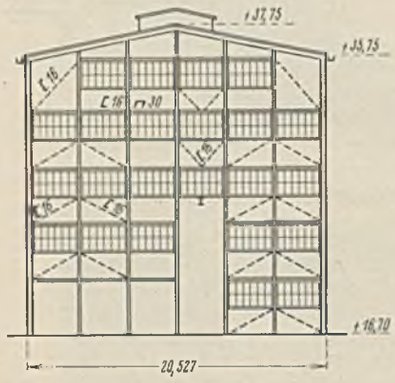


Abb. 7b. Giebelansicht beim Stockwerksteil.

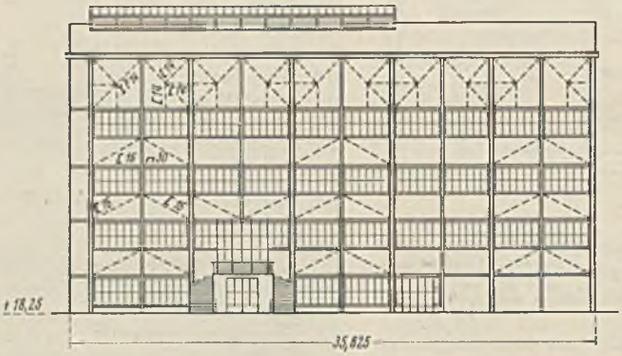


Abb. 7a. Seitenansicht mit Haupteingang zum Kesselhaus.

ein größtes Moment von $M = 123{,}9$ tm und für eine Querkraft von $Q = 44{,}1$ t und der oberen Rahmenecke für ein größtes Eckmoment von $M = 74{,}3$ tm. Gleichzeitig wurden beide Einspannungsstellen zu Montagestößen ausgebildet, deren Ausführung einfach und übersichtlich gehalten ist. Hingewiesen wird besonders bei der oberen Rahmenecke auf die wohl zum ersten Male auf diesem Wege ergänzte Druckgurtaussteifung durch den biegungssteifen Anschluß des flachkant und waagerecht liegenden Riegels ⊏ 30 der Fachwerklängswand mit der Binderecke, was in Anbetracht der großen Abmessungen des Hallenbaues als notwendig erachtet wurde. Die reine Kehlnahtanschweißung des oberen Flansches vom Heizerstandriegel ist später noch durch das zwischen den Pfostenflanschen eingeschweißte Laschenblech verstärkt worden und weiter gesichert.

Die Fachwerkfelder wurden in nur $^1/_2$ Stein Dicke ausgemauert, wobei in jeder dritten Fuge ein dünnes Bandeisen an der Innenseite — also an der Zugseite — eingelegt wurde, um jedes Feld als biegungssteife Platte ansprechen zu können. Dadurch konnte auch die Windbelastung

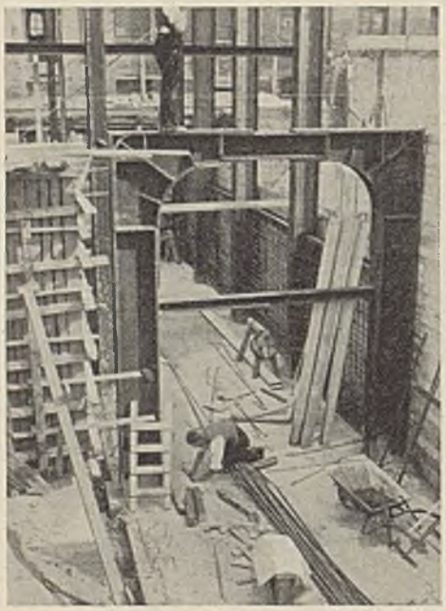


Abb. 8. Rahmen über dem Becherwerkskanal.

Binderrahmen auch die gesamte Windbelastung eines Binderfeldes zugeteilt: aus Wind auf die Gebäudelängswand sowie den Schornstein- und Entlüftungsbau. Bei einer größten auftretenden Beanspruchung von 1600 kg/cm² konnte der gesamte Rahmen aus Peiner Breitflanschträgern gebildet werden, wobei bemerkenswert ist, daß auf Grund der aufgestellten überschläglichen Berechnung der 18,8 m lange Pfosten aus I P 55 in einem Walzstück bestellt werden konnte.

Abb. 5 zeigt den Aufbau des Hallenbinderrahmens mit dem biegungssteifen Anschluß zwischen Heizerstandriegel und Pfosten für

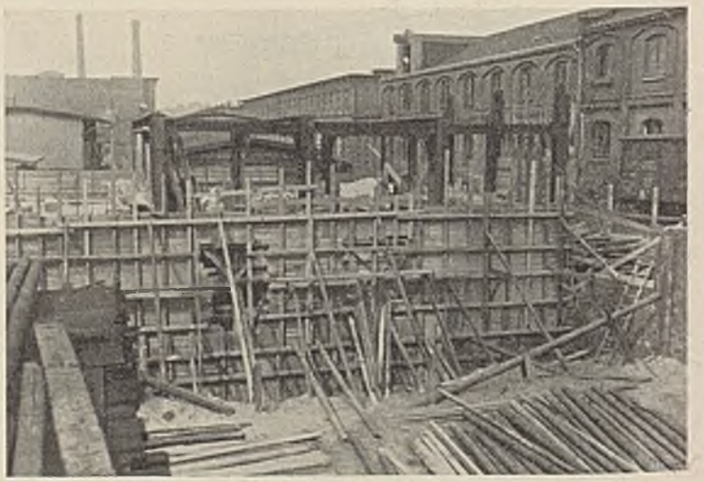


Abb. 10. Bunkerrahmen, aufgestellt.

Abb. 11. Montage des Pfostens vom Hallenbinderrahmen.

eines Binderfeldes wirklich als auf die Rahmen übertragen angenommen werden.

Die notwendige Verankerung der Pendelstütze des Heizerstandriegels beim Windangriff ist durch die Auflasten aus Decken- und Fundamenteigengewicht geschaffen worden.

Der Abschluß des Kesselhauses nach der Erweiterungsseite zu geschah durch einen Ortbinder neben der behelfmäßigen Giebelwand, die später bei der Erweiterung auch die endgültige Abschlußwand sein wird. Sie ist in sich so gegliedert und mit dem Ortbinder verbunden, daß die Loslösung und Versetzung ohne große Schwierigkeiten durchgeführt werden kann, wobei bemerkenswert ist, daß diese Giebelwand erst nach der Aufstellung des Fachwerks für die Erweiterung abgebrochen werden soll. Für die Windbelastung dieses Giebels wurde die freitragende Länge der Ständer durch gelenkartige Auflagerung auf untere Windböcke erheblich verkürzt, so daß das ganze Stahlgerippe der Giebelwand mit seiner großen Windfangfläche für die Beschauer einen leichten Eindruck hinterläßt. Abbild. 6 zeigt die konstruktive Lösung der Windbockunterstützung der Giebelwandstiele in Verbindung mit der Stütze der Hochbunkeranlage. Die obere Stützung der Giebelwand übernahm der im ersten Binderfelde in der Dachebene angeordnete Windverband, der seine waagerechten Auflagerkräfte auf das in den Gebäudelängswänden vorhandene Verbandsystem abgeben kann. Das letztere, bestehend aus einem waagerechten Fachwerkriegel im obersten Gefach der Längswände und aus senkrechten Aussteifungen zwischen je zwei gekoppelten Binderpfosten, ergab die Möglichkeit, eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte aus der windseitigen Giebelwandbelastung durchzuführen. Der waagerechte Verbandriegel dient gleichzeitig zur Aufnahme der Wandlast aus dem obersten Gefach, da sich hierzu die aus architektonischen Gründen grundsätzlich geforderten flachkant liegenden Riegel aus ⊏ 30 als ungeeignet erwiesen. Die senkrechten Verbände, mit einem Viertel der waagerechten Kräfte belastet, wurden durch die Fensteröffnungen linienmäßig aus dem Dreieckverband umgeformt, so daß die Zwischenbinderstiele zwischen den einzelnen waagerechten Gefachen biegungssteif ausgebildet werden mußten (Abb. 7).

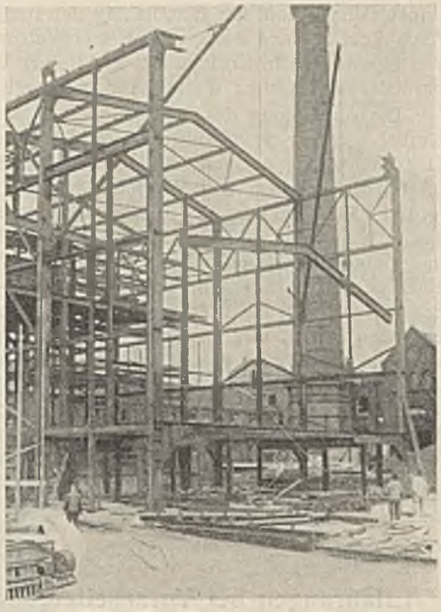


Abb. 12. Montage des Riegels vom Hallenbinderrahmen.

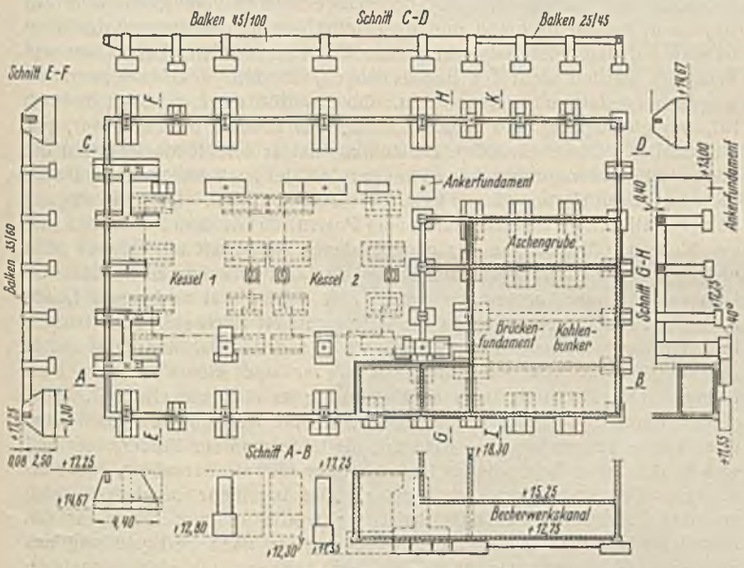
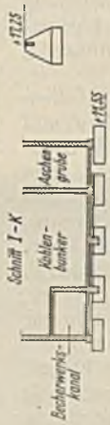


Abb. 13. Fundamentplan.



In der Ebene der in 1 Stein Dicke ausgemauerten Fachwerktrennwand zwischen dem Kesselhaus und dem Stockwerksbau wurde von dem beratenden Ingenieur ein voller Hallenbinderrahmen vorgeschlagen, weil nur hierdurch ein zusammenhängender Übergang zwischen Hallen- und Geschoßbau gewährleistet wurde. Hieraus ergab sich die Notwendigkeit, die Auflagerung dieses Trennwandbinders über dem Becherwerkskanal durch einen Zweigelenkrahmen vorzunehmen, dem gleichzeitig die waagerechten Auflagerkräfte des Binderrahmens übertragen werden konnten. Abb. 8 zeigt diesen Rahmen im Bauvorgang. Sein konstruktiver Aufbau aus Peiner Breitflanschträgern ist ähnlich dem des großen Hallenbinders und wird durch Abb. 9 erläutert.

Der Stockwerksbau, der in seinen oberen Geschossen normale Gliederungen aufweist, mußte für den größten Teil seiner Grundfläche über dem 8 m hohen Tiefbunker errichtet werden. Um die Standsicherheit dieses Gebäudeteiles hinsichtlich waagerechter Kräfte aus der Windbelastung trotz der vorhandenen aussteifenden Betondecken sicherstellen zu können, wurden die Wandstützen der Längs- und Aschengrubentrennwand auf Portalrahmen gestellt, die einerseits die waagerechten Stützenkräfte auf die Fundamente ableiten konnten, anderseits durch die waagerecht bewehrten Eisenbetonbunkerwände alle übrigen waagerechten Kräfte aus Erddruck-, Kohlen- und Aschenbelastung erfaßten. Abb. 10 zeigt die aufgestellten

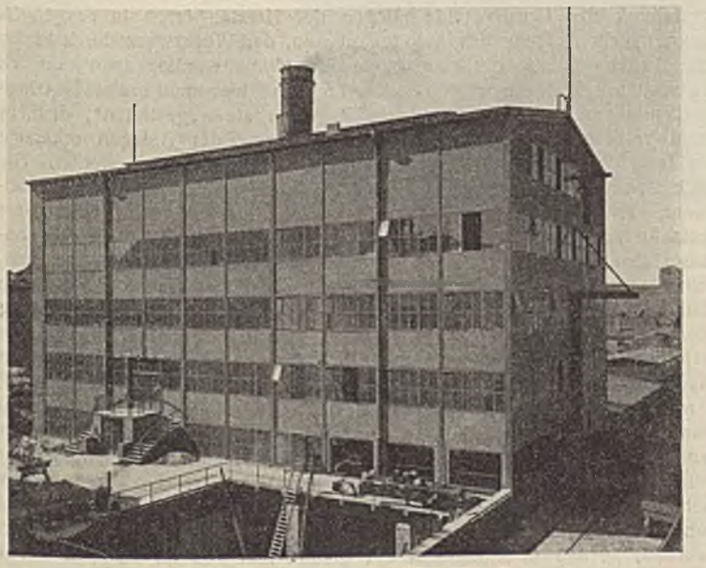


Abb. 14. Ansicht der Hauptfront.

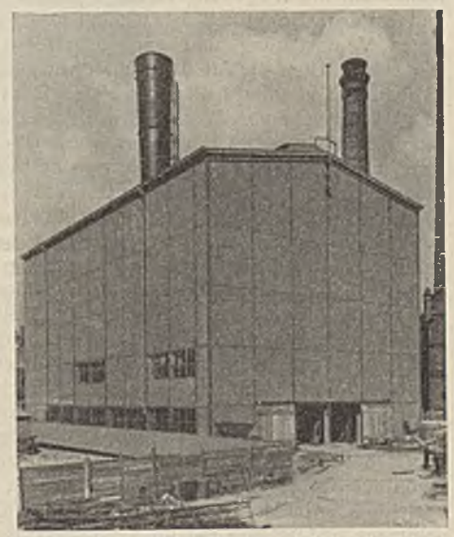


Abb. 15. Giebelwand des Kesselhauses.

Bunkerrahmen mit der Einschalung der Bunkerwände in der Längsfront. Auch diese Rahmen wurden aus Peiner Walzprofilen zusammengeschweißt, wie überhaupt die Erzeugnisse des Peiner Walzwerkes auf Grund ihrer besonderen statischen Werte stark bevorzugt worden sind.

Die Aufstellung des Stahlgerippes ist besonders beachtenswert, weil hierbei von der Stahlbaufirma zum Teil neue Wege gegangen wurden. Ohne Benutzung der sonst üblichen auf den Erdboden gestellten Montagemaste, die bei dem vorliegenden Neubau eine Höhe von über 25 m erfordert hätten, vollzog sich der Montagevorgang, von dem Stockwerksbau aus fortschreitend auf den Hallenbau. Wie Abb. 11 u. 12 zeigen, wurden nur kleinere stählerne Schwenker benutzt, die — in halber Binderhöhe eines gestellten Hallenrahmens angebracht — zuerst die Pfosten bis zum Eckstoß mit den Fachwerkwandteilen einrichteten, dann das Riegelstück einsetzen halfen, und so einen neuen Binder durch die Dachpfetten fest mit dem vorherigen verbanden. Nach Aufstellung des Stahlskeletts für den Stockwerksteil trat durch die Ausführung der Eisenbetonarbeiten für den Tiefbunker und die Aschengrube eine kurze Unterbrechung ein; nach Wiederaufnahme der Eisenarbeiten konnte die Aufstellung der gesamten Hallenbinder ohne große Schwierigkeiten in rd. 25 Arbeitstagen durchgeführt werden. Die Montage des stählernen Schornsteins mit 3 m oberem und 2,5 m unterem Durchmesser wurde von der Dachebene des fertiggestellten Stahlskeletts der Halle ohne umständliche Vorkehrungen durchgeführt.

Die gesamte Gründung des Neubaues erforderte durch die unzähligen Fundamente für die Stahlkonstruktion, die Kesselanlage nebst Becherwerkskanal und Aschengrube sowie besonders durch die verschiedenen Höhenlagen der einzelnen Fundamentglieder zueinander große Sorgfalt in der Vorbereitung und Ausführung. Abb. 13 läßt erkennen, daß allein diese Teilaufgabe schon ein Stück besonderer Ingenieurarbeit war.

Aus Abb. 14 u. 15 ist ersichtlich, daß ein Industriebau wie der hier behandelte auch architektonisch einwandfrei gestaltet werden kann, wenn Architekt und Ingenieur in verständnisvoller Zusammenarbeit die gegenseitigen Belange miteinander in Übereinstimmung bringen.

Entwurf und Bauleitung lagen in Händen der Hochbau-Abteilung der Hamburgischen Electricitätswerke unter Leitung des Chefarchitekten Felix Herold, die technische Beratung für alle Fragen der Berechnung und Konstruktion wurde vom Büro des Zivilingenieurs Franz Hammerstein, Hamburg, durchgeführt, die Stahlkonstruktion lieferte einschließlich Montage die Firma J. Jansen Schütt G.m.b.H., Hamburg, alle Eisenbetonarbeiten führte Hochtief AG, Hamburg, aus.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Talsperrendämme im Harz.

Erfahrungen bei Vorarbeiten, Gestaltung, Bau und Betrieb des Söse- und Oderwerkes der Harzwasserwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und den bei den einzelnen Abschnitten genannten Mitarbeitern.

(Schluß aus Heft 15.)

F. Formgestaltung der Bauwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Fischer, Hannover, und
Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover.

1. Grundsätzliche Einstellung zur Aufgabe.

Neben der technischen Gestaltung der Bauwerke war die Eingliederung der neuen Anlagen in eine Landschaft, deren Schönheit und Eigenart weit und breit bekannt ist, und die Formgestaltung der Bauten frühzeitig zu überlegen.

Schon nach den ersten Holzungsarbeiten im Sösetal war es offensichtlich, daß sich das Landschaftsbild von Grund auf verändern und einem neuen Platz machen würde. Bisher wanderte man durch Laub- und Nadelgehölz, durch hohe Bestände und junge Aufforstung, man erfreute sich an den dauernd neuen, wenn auch etwas gleichartigen Bildern, die sich darboten; man gab sich dem Zauber des Hochwaldes hin, also altvertrauten Stimmungen. Jetzt trifft man auf weite Räume, auf grotesk geschwungene kahle Hänge und spiegelnde Wasserflächen. Der über 1,5 km² große Stausee steigert den Eindruck der Täler und Höhen, läßt sie im Gegensatze zu der Ruhe des Wasserspiegels erst recht zur Geltung kommen. Der fast 0,5 km lange und 60 m hohe Damm des Sösewerkes betont in seiner geraden strengen Linienführung den Eingriff des Menschen in die Natur. An Stelle verträumter naturhafter Landschaft tritt herbe Größe. Es konnte hier nicht die Aufgabe sein, Werkanlagen schamhaft zu verstecken oder mit romantischem Zierat zu verkleiden, vielmehr mußte das Neue bewußt so herausgearbeitet werden, daß seine Elemente zwar ebenfalls formvoll, jedoch in anderer Art zusammenklingen; es galt, Natur und Menschenwerk zu neuer Harmonie zu vereinen.

Daß auch von einem Ingenieurbau, wie er hier vorliegt, Rücksichtnahme auf die Umgebung verlangt werden muß, war und ist immer betont worden. Schon seit Jahrzehnten gibt es Gesetze und Verordnungen gegen Verunstaltung und zum Schutze landschaftlich hervorragender Gegenden. Über die Art und Weise, wie geschützt werden kann, war und ist man sich allerdings oft nicht einig. Das Urteil über gut und schlecht hängt ja zu sehr vom Wechsel des Zeitgeschmackes und von der persönlichen Einstellung des Beurteilers, die rück- oder vorwärtsschauend sein kann, ab. Auch in diesem Falle gab es viel Für und Wider. Da diese Frage auch heute noch oder heute erst recht für den gestaltenden Ingenieur ebenso wie für den gestaltenden Architekten große Bedeutung hat, soll auch die grundsätzliche Seite beleuchtet und damit die für die Harztalsperren gewählte Bauweise begründet werden.

Alte Ingenieurbauten passen sich wundervoll in die Umgebung ein; das kann man an jeder alten Mühle oder Steinbrücke, wie an den alten Hüttenanlagen des Harzes immer wieder feststellen. Man sah seinerzeit im Nutz- oder Ingenieurbau kein besonderes Problem und ging an die gestellte Aufgabe mit den auch sonst üblichen Mitteln und Baustoffen. Man blieb dabei bescheiden zurückhaltend und löste die Aufgabe in altgewohnter Weise etwa so, wie man sie bei einem Stall oder einer Scheune zu lösen gewohnt war; daß diese alten Nutzbauten auch heute noch sehr schön aussehen, beruht darauf, daß man in Bauart und Baustoff selbstverständlich von der Umgebung nicht abwich. Daß der der Gegend entnommene und deshalb mit ihr harmonierende Baustoff an sich dabei sehr wesentlich, oft entscheidend ist, hat man später vergessen.

Mit dem Wachsen der Industrie und der Vorherrschaft der „freien Wirtschaft" wurde die bodenständige alte Bauweise in den Hintergrund gedrückt. Es bauten nicht nur ortsfremde Firmen vom Rhein oder aus Bayern in Norddeutschland und umgekehrt, sondern es begann der Wettbewerb auf dem Materialmarkt entscheidend zu werden; Bauweisen und Baustoffe wurden nicht des Bauens wegen, sondern des Massenverkaufs wegen hergestellt und angepriesen. Ob das Bild der Landschaft dadurch litt, war gleichgültig und nebensächlich; wer anderer Meinung war, galt als veraltet. Diese einseitige Einstellung hat seinerzeit als Reaktion die Heimatschutzbewegung auf den Plan gerufen, der auch die oben erwähnten Gesetze gegen Verunstaltung usw. zu verdanken sind. Diese Bewegung kämpfte allerdings auf fast verlorenem Posten, da sie dem kraftvollen und geschlossenen Vordringen der ungebundenen Wirtschaft ein Ganzes nicht entgegenstellte und gegen den Strom der Zeit schwimmen mußte. So kam es, daß man, anstatt der neuen Zeit neue Form und neues Leben zu geben, ins Einzelne und in die Vergangenheit flüchtete. Man landete in der Stilarchitektur des ausgehenden vergangenen Jahrhunderts und in einem schwächlichen Nachahmen ländlicher und kleinstädtischer Bauformen. Das überstelte Dach als Erinnerung an die gute alte Zeit, Spitzgiebel, künstliche Dachverschneidungen, in Putz ausgeführte Schlußsteine über Türen zeugen davon. Man tat, als lebte man im Biedermeier und wollte die neue Zeit, die mit elementarer Gewalt heraufzog, nicht erkennen. Der Kampf war aussichtslos. Der Ingenieur beschränkte sich auf das Technische und Wirtschaftliche; wollte er besonderes für die Formgestaltung seiner Bauten tun, so zog er nach Fertigstellung des Rohbaues den Architekten heran mit dem Auftrage, für eine festgelegte Summe „etwas Kunst" daran zu machen.

Keine dieser beiden entgegengesetzten Richtungen kam für die Formgestaltung der Bauten und Anlagen der Harztalsperren in Frage. Es konnte nicht Aufgabe des Architekten sein, den Werkzweck durch kleine Mittel in irgendeiner Form zu tarnen oder Monumentallösungen künstlich zu suchen. Es durfte anderseits der Ingenieur hier nicht brutale Nützlichkeit allein walten lassen. Bauen bedeutet stets „gestalten", d. h. es muß versucht werden, die Zweckbestimmung der Anlagen erkennen zu lassen und das Gesamte harmonisch in die Natur zu stellen. Die technische Zielsetzung der Bauwerke ließ dabei nur einen gewissen Spielraum. Es kam darauf an, das Wesentliche zu erkennen, Grundsätze aufzufinden, die immer wiederkehren können, einen „Leitakkord" anzuschlagen, der das Ganze wechselnd und doch gleichtönend durchzieht. Eine äußerliche, gewollte Architektur wäre falsch gewesen; nur einfache Linien, klare Gliederung und harmonisch wirkende Materialbehandlung konnten richtigen Maßstab und Ausdruck geben. Vor allem war es aber erforderlich, daß Ingenieur und Architekt nicht nur äußerlich, sondern auch innerlich zusammenarbeiteten, so daß nicht „eine Anlage mit Architektur", sondern ein einheitliches Ganzes als Ergebnis gemeinsamer Arbeit entstand, bei dem man die gestaltende Hand des einen von der des anderen nicht trennen konnte. Hemmend war dabei vor allem die leidige Geldfrage; Mittel für diese Zwecke waren damals sehr schwer locker zu machen. Bedauerlicherweise ist auch, besonders am Sösewerk, Zielsetzung und Bauprogramm wiederholt umgestoßen worden, so daß in Anbetracht der gerade hier äußerst knappen Mittel in verschiedenen Fällen das gemeinsam gesehene Ziel nicht verwirklicht

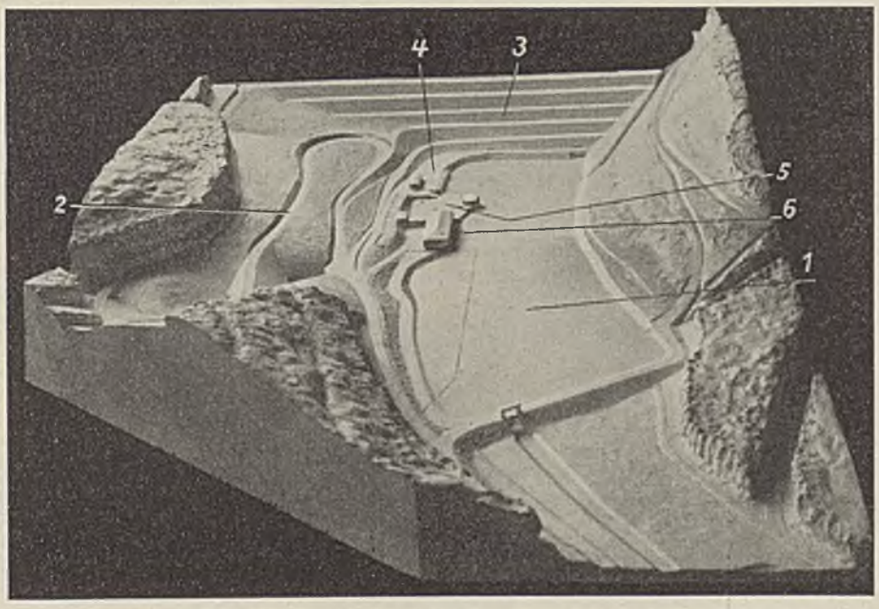
werden konnte, sondern mancher dem Ganzen abträgliche Kompromiß geschlossen werden mußte. Darauf werden wir später noch zurückkommen.

Aus dem Gesagten ist jedenfalls zu ersehen, daß eine falsche Romantik abgelehnt wurde und die Aufgabe neben einer Ordnung der Einzelanlagen im Raum und einer Einordnung des Ganzen in die Natur vor allem in der Einzelausbildung und einer klaren, einfachen Gliederung zu suchen war; da auch der Baustoff Beton und Eisenbeton, Glas und Stahl durch die Bestimmung der Anlagen gegeben war, konnte es sich nicht darum handeln, durch Verkleidung oder Verblendung zu maskieren, sondern nur darum, auch hier wieder durch Gliederung, Form und vor allem Farbe das einzelne Bauwerk seiner Bedeutung entsprechend vom Ganzen aus gesehen zu gestalten und einzugliedern.

Diese Auffassungsweise entspricht auch der Art, wie man heute an die Dinge herangeht, nachdem die „freie Wirtschaft" an sich selbst zugrunde gegangen ist. Wie wir politisch und wirtschaftlich unter übergeordneten Bindungen und Gesichtspunkten leben, so müssen wir auch lernen, bei der Formgestaltung des Ingenieurbaues nicht mehr von Einzeldingen und vom Einzelbau, sondern vom Gesamtwerk auszugehen. Man wird lernen müssen, nicht nur das einzelne Bauglied im gesamten Bauwerk zu sehen und dieses wieder in der Gesamtanlage, sondern die gesamte Anlage und die Umgebung als zusammengehöriges Bild. Man baut nicht mehr nach rein wirtschaftlichen oder rein technischen Überlegungen und überläßt es der Umgebung, sich damit abzufinden; man denkt wieder daran, daß sich auch eine Gestaltung, die den Zweck der Anlagen und Bauwerke offen erkennen läßt, harmonisch dann in die Natur einfügt, wenn eine übergeordnete Bindung zwischen dem Neuen und dem Alten gefunden wird. Nur damit werden Lösungen gefunden und gestaltet werden können, die denen früherer Zeit gleichwertig sind, nicht aber dadurch, daß man die Formen und die Denkweise einer vergangenen Zeit in die ganz anders geartete Gegenwart verpflanzt, die doch die Kraft besitzen müßte, sich eigene Form zu schaffen.

Nach dieser Idee wurde beim Söse- und Oderwerk in engster Gemeinschaftsarbeit zwischen Ingenieur und Architekt zu arbeiten versucht. Im einzelnen müssen wir uns darauf beschränken, einige Gesichtspunkte herauszuheben und an Hand weniger Bilder zu zeigen, wie die Lösung der Aufgabe gedacht war.

Abb. 128. Sösetalsperre. Übersicht von Nordosten.
Vordergrund: Serpentinen der Straße, Wirtschaftsgebäude mit Terrasse. Wasserwerk im Bau, Unterwasserbecken. Mitte: Sperrdamm mit Hochwasserentlastung. Hintergrund: Talsperrensee mit Randstraßen.



1 Unterwasserbecken, *2* Straßenserpentine, *3* Hauptsperrdamm, luftseits, *4* Wirtschaftsbetrieb, *5* Wirtschaftshof, *6* Wasserwerk und Kraftwerk.

Abb. 129. Bauprogramm für die Sösetalsperre.

2. Die Verbindung Wasser—Damm—Straßen mit der Landschaft.

Nachdem die während des Baues mehrfach geänderte konstruktive Ausbildung der Hauptanlagen (Sperrdämme und Straßen) festlag, wurden jeweils die Gedanken festgelegt, nach denen das „Bauprogramm" im einzelnen entwickelt werden sollte. Insbesondere an der Sösetalsperre ließ sich dieser Plan infolge wiederholter Änderungen des Bauzieles in der ursprünglich gedachten Form nicht verwirklichen. Richtunggebend blieb jedoch: die geschlossene Einheit der in zwei Stufen übereinander liegenden Stauseen (Hauptbecken und Unterwasserbecken) mit ihren Bauwerken und Betriebseinrichtungen muß als geschlossenes Ganzes zur Wirkung kommen. Diesem Ziel war alles andere unterzuordnen. Es hieß also, die Dämme und Seen mit der Umgebung so zu verbinden, daß sie zwar als gewaltige Werke menschlichen Schaffens erscheinen, daß sie anderseits sich bescheiden und fast selbstverständlich in die großartigen Formen der Natur der Täler einpassen. — Die Lösung wurde verschieden gewählt, da die Talgestaltung an der Söse ganz anders ist als an der Oder.

An der Sösetalsperre waren im weiten Umkreis um die eigentliche Anlage die schlagfähigen Holzbestände niedergelegt. Dadurch ergab sich unterhalb der Talsperre ein besonders nach Norden weitausbiegender Kessel, an dessen Hang sich die neue Straßenanlage in zwei mächtigen Serpentinen heraufwindet. Es entstand ganz von selbst eine terrassenmäßige Gliederung dieses Hanges, die oben vom Sperrenspiegel begrenzt, nach unten durch die Betriebsanlagen fortgesetzt im Spiegel des Unterwasserbeckens ihr Ende fand. Um die Einheit des Ganzen zu wahren, war diese Terrassenbildung mit dem senkrecht dazu stehenden Damm in Verbindung zu bringen; die Abstufungen des Dammes mußten von den Straßen und Wegen unterhalb irgendwie aufgenommen werden, so daß die Linien des Dammes sich in den Linien der Straßenterrasse fortsetzten (s. Abb. 128). Leider war es zu spät, die hier gegebenen Möglichkeiten voll auszunutzen, da der Bau bei Festlegung dieser Grundsätze schon zu weit fortgeschritten war; eine völlige Eingliederung des Dammes in die Terrassengestaltung hätte auch umfangreiche Erdarbeiten auf der Luftseite des Dammes gefordert, wozu die Mittel fehlten.

Auf dem linken Steilufer ließ sich eine solche Eingliederung überhaupt nicht durchführen, weil die Voraussetzungen dazu fehlten. Hier laufen alle Linien schräg aufwärts zur Dammkrone (Abb. 129). Der Anschluß an dieses Ufer wirkt also etwas schroff. Er wurde deshalb bewußt als eine Art Widerlager der Gesamtanlage im Zusammenhang mit der Hochwasserentlastung betont und ausgebaut. An dieser Stelle ist auch der Kern mit einem besonderen Aufbau versehen, der organisch mit der Brücke über dem Hochwasserüberlauf verbunden ist (Abb. 130). Ein etwas massiveres Bauwerk wäre hier möglich, auch wohl wünschenswert gewesen, um diesen Anschluß an den Hang besonders hervorzuheben. Da aber seinerzeit die Zweckmäßigkeit derartiger Aufbauten noch nicht erkannt war und überflüssige Mittel nicht zur Verfügung standen, wurde darauf verzichtet. Am rechten Hang schließt sich die Kernbrüstung zwanglos an einen Parkplatz und mit einer Treppe an die Straße an. Der Ausbau der Treppe wurde mit einer kleinen, an die Böschung angelehnten Erfrischungshalle in Verbindung gebracht. Die Krone des Dammes wurde durch eine einfache Brüstung aus Beton, die durch erkerartige Ausbauten in gleichmäßigen Abständen unterbrochen wird, abgeschlossen. Diese Betonbrüstung ist weiß gekalkt und schließt das Seenbecken wirkungsvoll ab. Den Zusammenhang zeigen Abb. 130 u. 131.

Die luftseitige Böschung mit einer Fläche von etwa 70 000 m² ist durch Bermen mit Entwässerungsgräben in fünf nicht gleich hohe Abschnitte unterteilt. Aus technischen und betrieblichen Gründen darf diese Böschung nur mit Rasen bepflanzt werden, tritt also als Bauwerk mit

großen Linien beherrschend in Erscheinung. Um diese große gestaffelte Fläche mit ihrer Umgebung in Zusammenhang zu bringen, sind die luftseitig anschließenden Stufen der Randterrassen ebenfalls mit Rasen und nur an wenigen Stellen mit Buschwerk bepflanzt. Auf dem südlichen Ufer wurde die gleiche Vorschrift für den zwischen Damm und Schußrinne liegenden Zwickel gegeben, während der übrige Teil der freigeholzten Flächen forstmäßig behandelt wird. Die vorgesehenen Pflanzungen sind wegen des verhältnismäßig rauhen Klimas durchweg als Jungpflanzungen angelegt, werden also erst in einigen Jahren das Bild zeigen, das beabsichtigt war. Der Hochwald faßt diesen Kessel als Ganzes wie ein großer Rahmen ein.

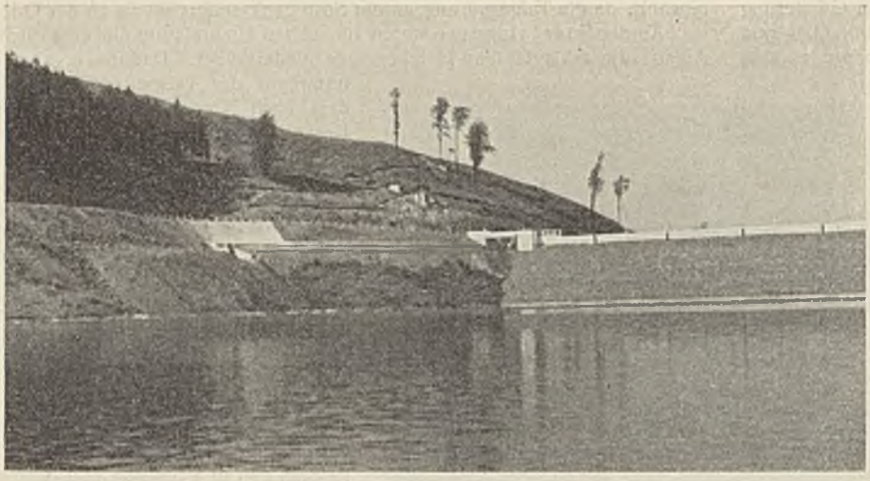


Abb. 130. Sösesperre. Wasserseitiger Blick auf Kernbrüstung und Hochwasserentlastungsanlage.

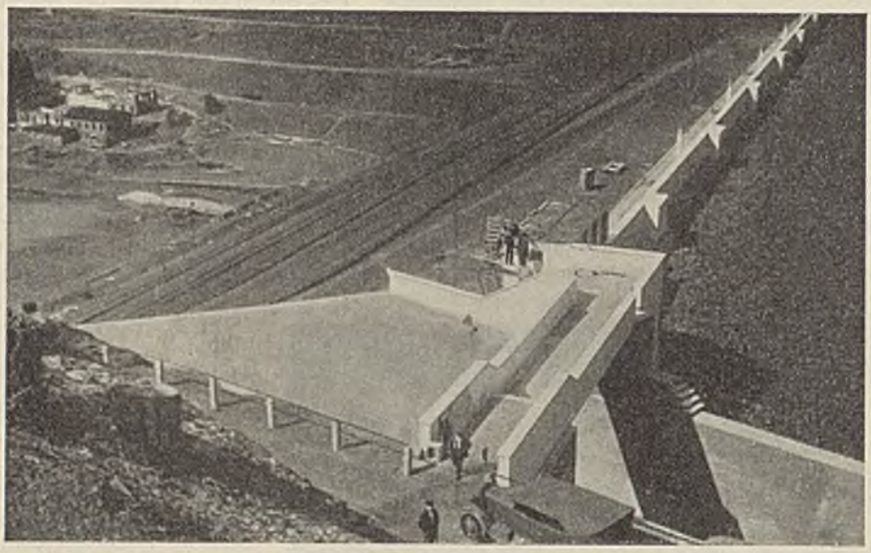


Abb. 131. Sösesperre. Dammkronenausbildung, Brücke über Hochwasserentlastungsrinne am linken Hang; oben links Fabrik Mariental im Abbruch.

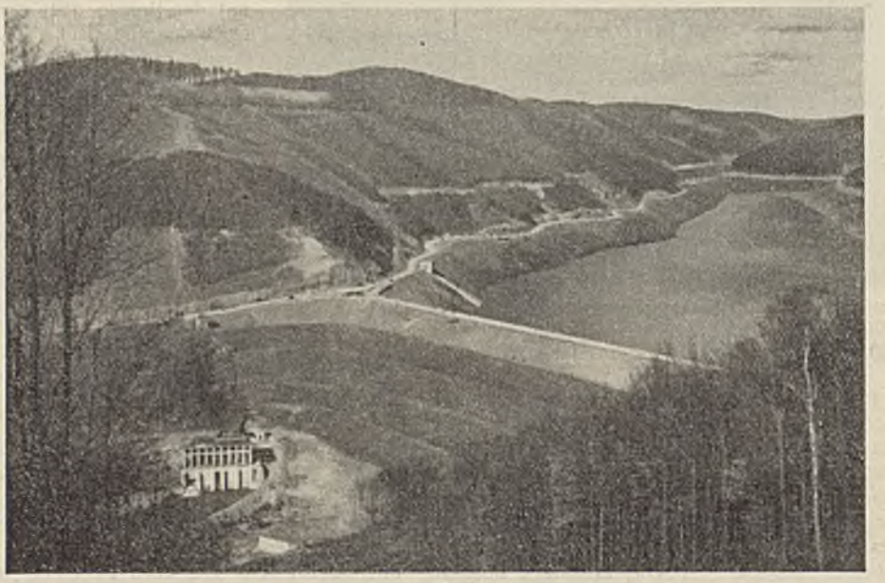


Abb. 132. Odersperre. Überblick von Südosten.
Vordergrund: Krafthaus kurz vor Fertigstellung. Unterwasserbecken nicht gefüllt.
Mitte: Talsperrendamm mit Windenhaus und Rollbahn. Randstraße am rechten Ufer.

Während an der Sösetalsperre eine Einengung des Landschaftsbildes unterhalb der Sperre durch hochstämmige Bestände vermieden wurde, ergab sich bei dem wesentlich engeren Odertal von selbst eine ganz andere Lösung. Der Kessel liegt hier oberhalb des Dammes, die Talsperre also an einem günstigen Engpaß mit steilen Hängen, sie ist vor allem von oben zugänglich. Die völlig anderen Verhältnisse forderten um so mehr Berücksichtigung, als auch erreicht werden konnte, daß der Hochwald bis hart an das Bauwerk selbst erhalten blieb. So entstand ein vielleicht imposanteres, jedenfalls ganz anderes Bild als an der Söse (Abb. 132). Im übrigen wurde nach gleichen Grundsätzen verfahren wie dort; hier war es besonders einfach, den Damm in die Hänge einzuleiten; am linken Ufer stützt er sich gewissermaßen auf die Hochwasserentlastung (Abb. 133). An beiden Enden des Dammes wurden größere Aufbauten errichtet. Am rechten Ufer stellen sie den Anschluß an die dort etwas überliegende Straße her, während am linken Ufer ein turmähnlicher Aufbau erforderlich wurde, um die Hochwasserentlastungsanlagen an den Damm und seine Brüstung anzuschließen. Dies wird durch Abb. 13 u. 134 dargestellt.

Schwierigkeiten machte anfänglich die Ausbildung des Talsperrenfußes. An der Söse waren kleine Schieberhäuser als Aufbauten auf der untersten Dammberme vorgesehen. Selbst wenn man sie weit über das erforderliche Maß ausgebaut hätte, wären sie immer noch durch die riesigen Ausmaße des Dammes erdrückt worden. Deshalb wurde ganz auf sie verzichtet und die Einrichtung unterirdisch vorgesehen, so daß also tunnelartige Ausläufe am Dammfuß entstanden, deren Flügelmauern allein sichtbar sind. Die Notwendigkeit des Böschungschutzes gegen den schwankenden Wasserspiegel des Unterwasserbeckens ergab an beiden Talsperren von selbst einen Schotterbewurf bzw. eine Pflasterung von etwa 3 m Höhe, die nun als helles Band sockelartig den Sperrdamm nach unten hin abschließt (s. Abb. 128).

Nächst der Ausbildung und Einfügung des Dammes war es nötig, dem Talsperrensee selbst Aufmerksamkeit zu schenken. Hier ist durch die den See entlangführenden Randstraßen ein Bindeglied zwischen Wasserspiegel und Landschaft geschaffen, das zugleich dem Werk den Rahmen gibt. An der Sösetalsperre mußte zwischen dem höchsten Stauspiegel und der Randstraße (wegen der Verwendung dieser Talsperre zur Trinkwasserversorgung) ein mindestens 50 m breiter Schutzstreifen stehenbleiben, der einzuzäunen und zu bepflanzen war. Aus verschiedenen Gründen wurde ein Wildgatter aus Draht, Stacheldraht und Holzpfosten gewählt, das mit dornentragenden Schlinggewächsen, insbesondere Rosen und Brombeeren, eng bepflanzt wurde, in der Hoffnung, daß sich nach dem Verfall des Zaunes eine natürliche Dornenhecke bilden wird. Im übrigen wurde dieser Zwischenstreifen licht aufgeforstet, soweit nicht eine natürliche Verjüngung sowieso stattfand. Es ist geplant, innerhalb dieses Schutzstreifens durch Einschlag einen stets gleichbleibend hohen und lockeren Baum- und Buschbestand zu erhalten, wodurch dann auch der schöne Ausblick von der stark gewundenen Randstraße auf den See und die Bauanlagen gewahrt bleibt. — An der Odertalsperre, wo einschränkende Bedingungen nicht vorlagen, ist die Randstraße etwa 2 m über dem höchsten Wasserspiegel angeordnet. Die Böschungen nach dem See sind, wie Abb. 132 zeigt, mit Geröll überstürzt worden. Da die Böschungen verhältnismäßig steil sind, wird das unschöne Bild, das von halbgefüllten Talsperren bekannt ist, hier kaum entstehen. Die Straße, die auf der Bergseite von felsigen Böschungen eingefaßt ist, gibt der ganzen Talsperre selbst einen eigenartigen Rahmen.

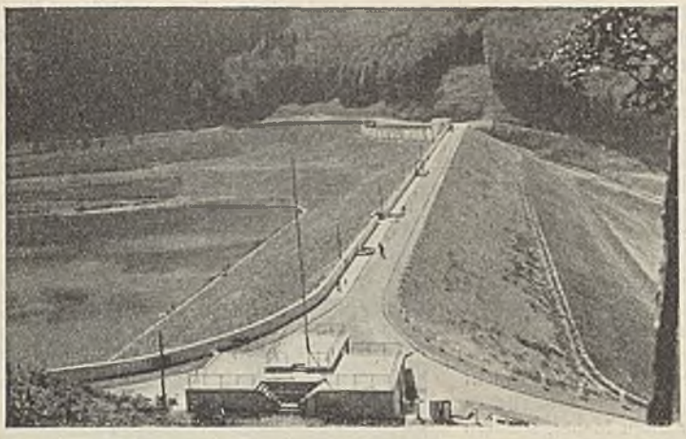


Abb. 133. Odersperre. Kronenausbildung des Dammes und Anschluß an Provinzstraße (Vordergrund) und Hochwasserentlastung (Hintergrund).

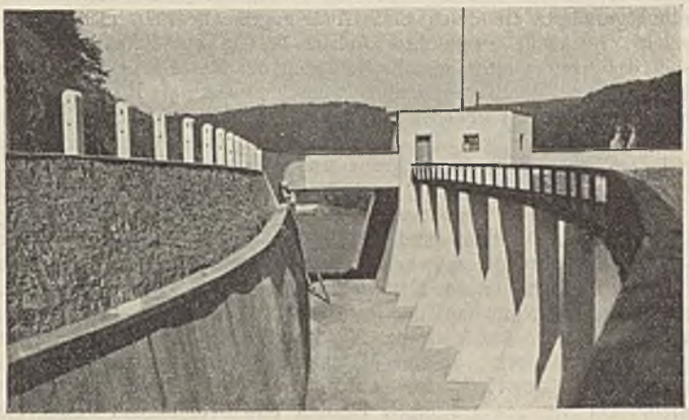


Abb. 134. Odersperre. Hochwasserentlastung und deren Anschluß an die Kernbrüstung.

3. Die Eingliederung der Hochbauten in das Werk der Betriebsanlage.

Ein Gesamtbild der Anordnung, wie sie an der Sösetalsperre beabsichtigt war, zeigt das Gipsmodell Abb. 129. Die alte halbverfallene Fabrik Mariental (s. a. Abb. 131) sollte zu einer großen Terrasse umgestaltet werden, an die sich ein Badestrand mit dem dazugehörigen Betrieb anschließt. Oberhalb der Terrasse war ein Wirtschaftsgebäude als einfache Gaststätte vorgesehen. Völlig getrennt hiervon, aber ebenfalls mit den Terrassen des rechten Hanges in Verbindung gebracht, sollte das Wasserwerk und Kraftwerk angeordnet werden. Zu diesem Zwecke war vorgesehen, vor dieser Anlage einen Hof in das Unterwasserbecken halbinselartig einspringen zu lassen und im übrigen die am Hang vorgesehenen Werkwohnungen durch einen Querbau mit dem Wasserwerk in Verbindung zu bringen. Dieser Plan ist nicht zur Ausführung gekommen, da, wie bereits erwähnt, während des Baues die Parole gegeben war, daß die Wasserleitung und damit das Wasserwerk keinesfalls zur Ausführung kommen würden. Da damit auch erhebliche Mittel für den Ausbau dieses Bauabschnittes gestrichen wurden, beschränkten wir uns auf eine sehr einfache Ausgestaltung eines kleinen Kraftwerkes und ließen die vorgesehenen Ufermauern und den in den See hineingebauten Pavillon fallen, ebenso den Badestrand und die dazugehörigen Nebenanlagen. Auch das Wirtschaftsgebäude wurde in verringertem Umfange gebaut und zur Unterbringung von zwei Werkwohnungen genutzt (Abb. 135). Als dann nachträglich das Wasserwerk doch gebaut wurde, mußte aus Kostengründen darauf verzichtet werden, den ursprünglich gefaßten Plan durchzuführen; das Wasserwerk wurde im Anschluß an das Kraftwerk errichtet und die Nebenanlagen in einem unmittelbar an das Wasserwerk angeschlossenen Hof untergebracht (Abb. 136). Damit wurde die Gliederung natürlich wesentlich nüchterner, es wurde auf manche Wirkung

Abb. 135. Sösesperre. Wirtschaftsgebäude am Fuß des Dammes.

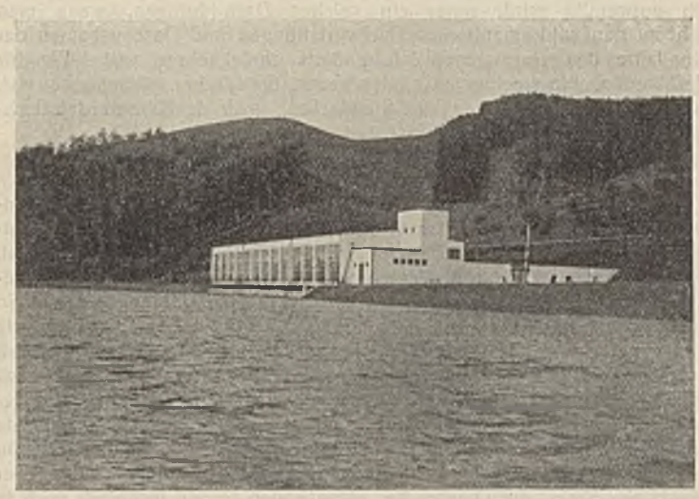


Abb. 136. Sösesperre. Wasserwerk mit Werkhof von Talsperre aus gesehen.

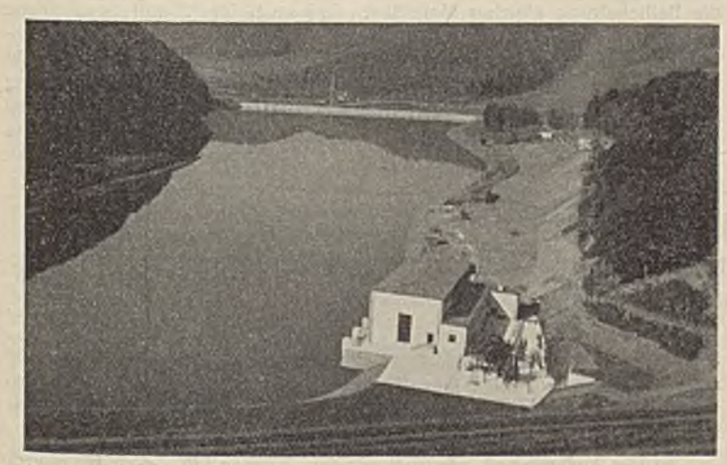


Abb. 137. Odersperre. Kraftwerk vom Sperrdamm gesehen. Hohes Gebäude Maschinenhaus. Anbau Schalthaus; davor Freiluftschaltanlage. Hintergrund Damm. Unterwasserbecken leer.

Abb. 138. Odersperre. Krafthaus vom Unterwasserbecken gesehen. Der über dem ersten Feld stehende Kran hat seinen normalen Stand seitlich.

verzichtet, die der ursprüngliche Plan in sich barg. Der leitende Gestaltungsgrundsatz ist durch diese Änderungen allerdings nicht berührt worden. Auch die ausgeführte Anlage besteht aus Beton und Glas, wobei das letztere nicht nur der Helligkeit der Maschinenräume wegen, sondern auch in übertragenem Sinne wünschenswert war: Ein öffentliches Wasserwerk muß als Lebensmittelbetrieb derart sauber geführt werden, daß es dem Einblick jedes Passanten offensteht, zumal eine Besichtigung des Innern eines Wasserwerks grundsätzlich verboten werden muß.

Aus ähnlichen Gedankengängen heraus wurde auch das Kraftwerk an der Odertalsperre entwickelt. Diese Anlage (Abb. 137 u. 138) liegt unmittelbar am Dammfuß und besteht aus dem Kraft- und Schalthaus und einer Freiluftanlage zwischen den Hochbauten, dem Damm und dem Talhang. Da Licht in das Kraftwerk nur von der Wasserseite her gebracht werden konnte (auf der Rückseite ist das Schaltwerk angebaut), war auch hier eine Auflösung der Wand in Glas und Pfeiler das Nächstliegende, um so mehr, als die Maschinen aus konstruktiven Gründen tief im Schacht des Krafthauses unter dem höchsten Unterwasserspiegel stehen. Da der aus mächtigen Pfeilern und Betonflächen bestehende Unterbau der Anlage bei niedrigem Wasserstande zu sehen ist, mußten die Säulen besonders kräftig wirken. Diese Wirkung wurde dadurch verstärkt, daß die unteren Fenster an der Innenseite der Säulen angeschlagen wurden, während im oberen Teile die Glasflächen nach außen rücken, um für die Gleitbahn eines Laufkranes Platz zu schaffen.

Viel bekrittelt wurden die bei den beiden Talsperren gewählten flachen Dächer. Diese Dächer sind nicht aus einem Stilgrundsatz so gestaltet und mit Kupfer abgedeckt worden, sondern weil ein steiles Dach hier sinnlos war und zu den technischen Bauwerken nicht paßte: Der durch ein steiles Dach entstehende Bodenraum kann nicht genutzt werden; vor allem aber ist festzuhalten, daß bei einem Ingenieurbau auf Veränderungsmöglichkeit, auf Anbau- und Ausbaufähigkeit von vornherein Bedacht genommen werden muß. Hier hat sich gezeigt, daß schon während der Bauausführung Veränderungen vorgenommen werden mußten, und zwar auch Veränderungen an bereits begonnenen Anlagen. Das Steildach verlangt aber klaren Grundriß. Anbauten und Ausbauten müssen sich dem Hauptdach einfügen. Es läßt sich nicht alles, was wirtschaftlich notwendig wird, unter ein solches Dach bringen, wenn man nicht zu den wildromantischen Dachverfallungen und Dachausbauten der 80er Jahre des vergangenen Jahrhunderts zurückkehren will. Wer für Werkbauten, wie sie hier zu planen waren, Steildächer wünscht, beweist, daß er weder das Wesen des Steildaches, noch das Wesen des flachgedeckten Baukörpers begriffen hat.

4. Einzelform und Farbe.

Es ist hier nicht der richtige Ort, auf diese Fragen genauer einzugehen. Sie können aber auch nicht übergangen werden, da sie entscheidenden Einfluß auf das Aussehen der Bauten haben. Wesentlich ist, daß die einmal gewählten Elemente und Maßstäbe immer wieder aufgenommen werden, besonders wo Bauwerke zusammengehören. So wiederholen sich die Säulenabmessungen, die Flächenteilung ebenso wie z. B. Form und Farbe der Abdecksteine. Welche Wirkungen dabei mit einfachsten Mitteln erzielt werden können, zeigt Abb. 139, aber auch Abb. 134 u. 135. Die Abdeckplatten sind dabei in dunklerer Farbe gehalten, kaum 10 cm dick, nur gering geneigt und wenig überstehend, da alle Überschreitungen dieser Maße zwecklos, technisch falsch und unschön sind. Besonders wichtig war die Behandlung der Außenflächen. Der ortsübliche Stein, die Grauwacke, eignete sich weder technisch noch in bezug auf den Farbton als Verkleidungsmaterial. Eine Verkleidung der großen Konstruktionsflächen wäre auch recht kostspielig gewesen. Anderseits konnten die Betonflächen nicht unbehandelt bleiben. Aus diesem Grunde wurden alle Flächen, die nicht vom Wasser bespült sind, mit Weißkalk geschlämmt, nachdem die Betonflächen nach Entfernen der Schalung roh geglättet waren. Eine Kalkschlämme, wie sie hier verwendet wurde, muß, wie jeder Kalkanstrich, bei trübem Wetter auf möglichst nassen Untergrund aufgebracht werden. Sie muß ganz langsam abbinden, um zu halten. Zusatz von etwas Öl und etwas Salz ist gut. — Es ist selbstverständlich, daß der Farbton im Laufe der Zeit nachläßt, daß ein Teil der Kalkfarbe verschwindet. Es bleibt aber immer noch genug zurück, um den eigenartigen Glanz der Fläche zu wahren, der so außerordentlich gut zum Grün der Umgebung und der Wasserfläche steht. Auch alte gekalkte Bruchsteinmauern, z. B. Reste alter Stadtmauern, behalten durch Jahrhunderte ihren Reiz. Wie schön sie trotz des Verfalls noch immer sind, erkennt man besonders am Kontrast, wenn einzelne Stellen mit Zement ausgebessert wurden. Das bessere Aussehen liegt wirklich nicht an dem Altertümlichen der alten Mauer, sondern an dem gemeinen Aussehen des Zementputzes. Man halte nur einen Blumenstrauß vor das eine und das andere.

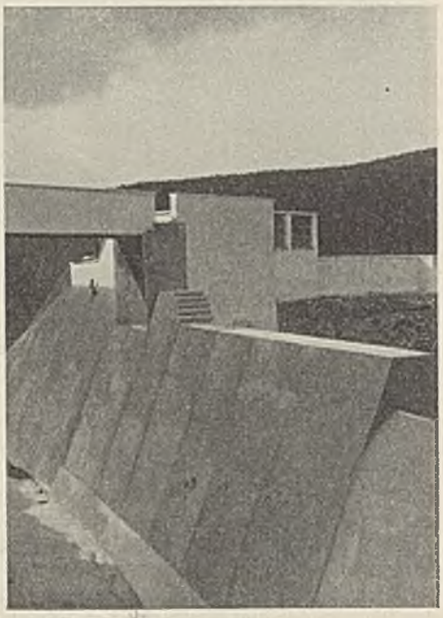


Abb. 139. Sösesperre. Brücke über Hochwasserentlastung.

Zusammenfassung.

Wenn wir die Erfahrungen der Zusammenarbeit rückschauend überblicken, dann kommen wir einmal zu der Forderung, daß sich Ingenieur und Architekt gar nicht früh genug zusammenfinden können, um gemeinsam an der Gestaltung eines Ingenieurbaues zu arbeiten. Nur dann aber, wenn sie sich innerlich zusammenfinden, werden sie Gemeinsames aus einem Gusse schaffen können, sonst wird immer der vom Ingenieur geschaffene Körper irgendwie, je nach dem Geschmack des Architekten, aufgeputzt sein. Nicht auf das Überziehen eines fremden Kleides kommt es an, sondern auf gemeinsames Gestalten. Eine solche Zusammenarbeit ist um so mehr erforderlich, weil sich beim Ingenieurbau das dem Architekten sonst geläufige feste Bauprogramm kaum feststellen und festhalten lassen wird, da es eben aus der gemeinsamen Arbeit beider Kräfte erst entwickelt werden kann. Entscheidend ist, daß bald ein Leitgedanke gefunden wird, der Änderungen des Bauprogramms überdauert und beiden Kräften gewisse Beweglichkeit läßt. Man darf sich zunächst also nicht in Einzelheiten verlieren, sondern muß einen Rahmen schaffen, der das ganze Werk als Ingenieurbau in die Natur eingliedert. In diesem Rahmen sind die Einzelbauten und Anlagen zu entwickeln. Hier den richtigen Maßstab zu finden ist die Kunst, die diese Aufgabe voraussetzt. Dabei ist es verfehlt, Monumentalbauten künstlich schaffen zu wollen. Meist ist die Anlage an sich schon monumental genug. Bescheidene Zurückhaltung kann hier bessere Wirkung und Harmonie auslösen als aufdringlicher Gestaltungsdrang. Monumentalität deckt sich nicht mit Anhäufung von Masse. Fast wichtiger als die Formen eines Ingenieurbaues ist für die äußere Gestaltung die Farbe, überhaupt die Art des Materials, das die Außenhaut bildet. Wichtig ist ferner die Entwicklung und Festlegung wiederkehrender Konstruktionselemente und -formen und die Beibehaltung gleicher Maßstäbe. Daß auch hierfür nur bescheidene einfache Bildungen in Frage kommen, daß keine wesensfremden „Stilformen" am Platze sind, versteht sich von selbst. Zuletzt ist aber nicht zu vergessen, daß auch die bescheidensten Mittel der Formgestaltung Geld kosten und daß rechtzeitig auch hierfür ausreichende Summen bereitgestellt werden müssen, eine Forderung, die heute auch durch die Regierung unterstützt wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche und Erläuterungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit.

Bericht erstattet von Otto Graf und Kurt Walz, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 29.)

Allgemein gültige Anweisungen für die Auswahl des Zements nach seiner Art und Zusammensetzung lassen sich z. Z. noch nicht geben. Es wurde bisher gefunden, daß die Dichtungsfähigkeit eines Zements unabhängig von der Zementart von Werk zu Werk sehr verschieden sein kann. Wenn für bestimmte Aufgaben verschiedene Zemente zur Wahl stehen, kann man den geeignetsten Zement durch einfache Versuche bestimmen: Aus Flußsand, der nach Sieblinie B der DIN 1045 zusammengesetzt ist, werden Mörtelplatten 20 × 20 × 4 cm aus 1 G.-T. Zement und 5 G.-T. Sand hergestellt. Der weich ausgemachte Mörtel[21]) ergibt im allgemeinen bei weniger geeigneten Zementen durchlässige Platten, während bei geeigneten Zementen selbst unter 7 kg/cm² Wasserdruck undurchlässige Platten entstehen.

[21]) Das Ausbreitmaß, ermittelt mit dem kleinen Rütteltisch für Mörtel soll gleich groß sein und rd. 190 mm betragen. Der hierzu erforderliche Wasserzusatz ergibt gewöhnlich einen Wasserzementwert, der bei 0,6 bis 0,7 liegt (abhängig von der Zement- und Sandbeschaffenheit).

Bei der Güteprüfung, bei der die Probeplatten aus dem Bauwerksbeton hergestellt werden, ist es zwekmäßig, bei der Herstellung und bei der Prüfung ebenso zu verfahren wie bei der Eignungsprüfung. Wird zur Vereinfachung der Arbeit abgewichen, so ist der Vergleich mit anderwärts nach den Richtlinien ausgeführten Versuchen unmöglich.

§ 1. Form und Herstellung der Probekörper.

1. Form und Anzahl. Als Probekörper werden quadratische oder runde Platten verwendet*). Bei Korngrößen der Zuschlagstoffe bis zu 40 mm beträgt die Kantenlänge oder der Durchmesser a der Platten 20 cm, die Plattendicke $h = 12$ cm und der Durchmesser D der dem Druckwasser auszusetzenden Prüffläche 10 cm. Bei Korngrößen über 40 mm ist $a = 40$ cm, $h = 20$ cm und $D = 15$ cm. Ist der Anteil der Korngrößen über 40 mm nicht erheblich, so können diese größeren Körner ausgeschieden und die kleineren Platten verwendet werden.

Von jeder zu untersuchenden Betonmischung sind mindestens drei Platten herzustellen.

Die gewählte Dicke der Platten von 12 cm entspricht bei Zuschlägen mit dem Größtkorn von 40 mm dem dreifachen Korndurchmesser. Dieses Maß dürfte die untere Grenze der Plattendicke darstellen, die noch angängig erscheint. Man muß bei dieser Probendicke bereits in Kauf nehmen, daß sich örtlich begrenzte Unregelmäßigkeiten im Durchflußquerschnitt in der Durchlässigkeit bemerkbar machen. Auch findet bei der kleinen Masse dieser Proben beim Herstellen eine verhältnismäßig größere Einwirkung auf den Beton durch Stochern und Stampfen statt, als dies im Bauwerk der Fall ist. Größere Proben, die weniger streuende Ergebnisse liefern und bei deren Herstellung eher nach den praktischen Verhältnissen verfahren werden kann, bringen durch ihre Unhandlichkeit eine nicht unbedeutende Erschwerung bei der Prüfung. Große Streuungen der Einzelwerte können auch dahin gedeutet werden, daß die Mischung unter den vorliegenden Verhältnissen nicht gut verarbeitbar ist. Gut verarbeitbare Mischungen lassen sich gleichmäßiger einbringen; damit entstehen gleichmäßig beschaffene Platten, die wenig unterschiedlichen Wasserdurchgang ergeben. Ursprünglich war eine größere Probendicke vorgesehen; sie ist mit Rücksicht auf die vielen früher beschafften Prüfeinrichtungen der Deutschen Reichsbahn verlassen worden.

Enthält der Zuschlag Korngrößen über 40 mm, so sind Platten 40 × 40 × 20 cm herzustellen. Entsprechend den Verhältnissen bei der 12 cm dicken Platte können dabei Zuschläge mit 60 bis 70 mm Größtkorn verwendet werden, was für die meisten Bauaufgaben ausreichend sein dürfte. Noch größere Zuschläge erfordern die Herstellung noch größerer Proben[22]). Um eindeutige Verhältnisse zu erhalten, wird man für solche Proben ebenfalls Platten wählen[23]).

Dem Vorschlag, den Zuschlag über 40 mm auszuscheiden, um kleine Platten herzustellen, darf nur gefolgt werden, wenn der ausgeschiedene Zuschlag in kleiner Menge verwendet ist. Das Betongefüge, das bei der Prüfung auf Wasserdurchlässigkeit noch wichtiger ist als bei der Druckfestigkeit, kann hierdurch wesentlich verändert werden[19]). Wenn der zu entfernende Anteil der Körnung über 40 mm (für Beton zu Platten 20 × 20 × 12 cm) oder der Körnung über 60 mm (bei Platten 40 × 40 × 20 cm) nicht größer als 10 % ist, kann dem Vorschlag ohne weiteres gefolgt werden.

Weiterhin empfehlen wir, die groben Stücke nur dem fertigen Beton zu entnehmen, damit die Beschaffenheit des Mörtels nicht geändert wird.

Mit Rücksicht auf die bereits erwähnten Streuungen der Ergebnisse sind mindestens drei Probekörper für jede Prüfung herzustellen.

2. Herstellung. Für das Mischen und die Entnahme des Betons und für die Arbeitsstelle gilt sinngemäß Teil D der Best. — DIN 1048 — §§ 1 u. 2. Der Ort der Herstellung ist so zu wählen, daß die im § 2 Ziff. 2 dieser Richtlinien geforderten Verhältnisse eingehalten werden können.

Die Platten sind in nichtabsaugenden dichten Formen**) herzustellen. Die Formwände dürfen nur leicht geölt werden. Werden bei der Herstellung stehender Platten (s. unten) Holzformen verwendet, so müssen die Innenflächen gehobelt sein. Holzformen sollen vor Gebrauch einige Zeit feucht gehalten werden..

Die Platten werden in der Regel stehend hergestellt, liegend nur dann, wenn der Wasserdruck beim Bauwerk etwa gleichlaufend zur Einfüllrichtung wirkt. In Zweifelfällen sind die Platten stehend herzustellen.

Beim Einbringen des Betons in die Form ist möglichst wie beim Bau zu verfahren (Stochern u. dgl.). Bei den liegend hergestellten Platten muß die obere Fläche nach dem Erhärten eben und bündig mit den oberen Formkanten sein. Deshalb muß so viel Beton in die Form gegeben werden, daß er über den Rand der Form übersteht. Der überstehende Teil ist nach etwa einer Stunde mit einem Lineal abzuziehen.

Bei der Herstellung der Platten ist besonders dafür zu sorgen, daß nur Durchschnittsproben des Betons verarbeitet werden. Beim Einbringen des Betons in die Formen und beim Verdichten soll möglichst die Arbeitsweise wie beim Bau, also z. B. Stochern, Stampfen u. ä., angewandt werden.

Holzformen sind nach Abb. 1 einfach zu beschaffen.

In der Regel sollen die Platten stehend hergestellt werden, weil hierbei die Verhältnisse der Praxis am ehesten wiederzugeben sind. Der Wasserdruck wirkt dann bei der Prüfung rechtwinklig zur Einfüllrichtung und gegebenenfalls zur Stampfrichtung und damit gleichlaufend zu möglichen Schichtungen und Fugen. Wie bereits früher nachgewiesen wurde, wird der Wasserdurchgang im allgemeinen bei dieser Art der Prüfung größer. Durch die Eigenschaften der Mischung bedingte Mängel, die in der Praxis zu erwarten sind, werden bei stehend hergestellten Platten besser aufgezeigt. Plattige Zuschläge legen sich flach; bei nässeren Mischungen bilden sich unter groben Zuschlägen durch Wasseransammlungen oft Hohlräume, so daß das Druckwasser, das gleichlaufend mit den Flachseiten der Zuschläge eindringt, weniger Widerstand findet, als wenn es senkrecht auf die flachliegenden Zuschläge auftrifft.

Werden bei Stampfbeton die Proben in stehenden Formen zweischichtig hergestellt, so kommt die gewöhnlich durchlässigere Fuge ebenfalls in Richtung des Wasserdrucks zu liegen. Mängel, die bei weniger gut verarbeitbaren Mischungen, z. B. durch schlechtes Anbinden der Schichten, entstehen, werden bei dieser Art der Herstellung angezeigt.

Bei liegend hergestellten Platten ist zu berücksichtigen, daß die dem Druckwasser unmittelbar ausgesetzte obere Schicht anders beschaffen sein kann als der Durchschnittsbeton (u. a. weil oben durch Ansammeln von Wasser oder Mörtel ein geringwertiger Beton entstehen kann); der Durchflußquerschnitt wird also ungleiche Beschaffenheit erhalten; der Einfluß der oberen Schicht wird bei den verhältnismäßig dünnen Proben größer sein als im Bauwerk.

3. Vorbereitung für die Prüfung. Die dem Wasserdruck auszusetzende Fläche vom Durchmesser D ist sofort nach dem Entformen, also etwa nach 24 Stunden, mit einer Drahtbürste aufzurauhen (vgl. Abb. a u. b).

Meist handelt es sich bei der Eignungsprüfung und bei der Güteprüfung nur um die Feststellung, ob der Beton bei einem bestimmten Wasserdruck undurchlässig ist. Bei Versuchen, bei denen außerdem die Menge des durchtretenden Wassers festzustellen ist (Durchlässigkeitsmessung vgl. § 3 Ziffer 2 Abs. 4), müssen die Platten nach Abb. b so vorbereitet sein, daß das Wasser nur an der Prüffläche (vgl. Ziff. 1) eintreten und an der Beobachtungsfläche austreten kann. Dies geschieht zweckmäßig durch die Prüfungsstelle. Die Beobachtungsfläche erhält die gleiche Größe wie die Prüffläche.

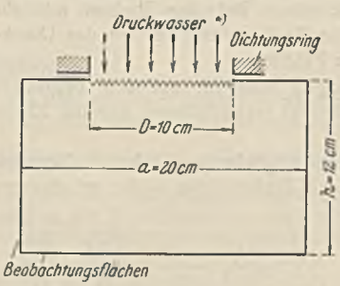


Abb. a. Anordnung für Eignungs- und Güteprüfung.

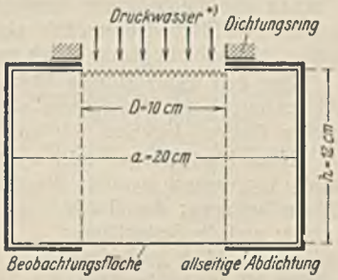


Abb. b. Anordnung für Durchlässigkeitsmessung.

*) Das Druckwasser kann auch von unten wirken.

An der dem Druckwasser auszusetzenden Fläche wird die Zementhaut durch leichtes Abbürsten mit einer Drahtbürste nach rund einem Tag entfernt. Wird eine Ummantelung des Probekörpers benutzt, so sind alle Flächen, ausgenommen die Beobachtungsfläche, zwecks besserer Haftung der Dichtungsschicht aufzurauhen. Die Bezeichnung der Proben kann dann auf der Beobachtungsfläche mit Rotstift aufgebracht werden, der Beginn des Wasseraustritts läßt sich auf der nicht gerauhten Beobachtungsfläche leichter feststellen.

Durch das Aufrauhen der dem Wasserdruck auszusetzenden Fläche soll der Einfluß der je nach der Mischung mehr oder weniger ausgeprägten Zementhaut an der Prüffläche ausgeschaltet werden. Abb. 16 läßt im

[22]) Beim Boulderdamm wurden bis 22,5 cm große Bruchsteine eingebaut. Die untersuchten Probezylinder hatten bis 45 cm Durchm. bei 45 cm Höhe. Allgemein wurde dort festgestellt, daß der Wasserdurchtritt mit Zunahme der Korngröße zunimmt.

[23]) Die Vorschläge, bei Beton mit besonders großen Zuschlägen den Wasserdruck im Innern von Würfeln oder Zylindern wirken zu lassen, bedingen noch größere Körper, da allseitig von dem in Körpermitte liegenden Hohlraum bis zur Außenfläche mindestens ein Abstand vom dreifachen Größtkorndurchmesser vorhanden sein sollte. Bei der Prüfung solcher Körper wird allerdings keine Einspannvorrichtung benötigt, weil die Druckwasserleitung unmittelbar an ein einbetoniertes Rohr angeschlossen wird, vgl. u. a. Grimm, Zement 1928, S. 1724 ff.

*) Bei Neubeschaffung empfiehlt es sich, Prüfgeräte für quadratische Platten zu wählen.

**) Für die Herstellung quadratischer Platten können die für die Herstellung von Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge üblichen Formen (vgl. Best. Teil D § 5) benutzt werden. Die Formen sind bis auf die erforderliche Plattendicke auszufüttern.

Einklang mit anderen Feststellungen erkennen, daß die Durchlässigkeit etwas größer wird, wenn die Zementhaut entfernt ist.

Über die zweckmäßige Ausführung der Abdichtung der Seitenflächen vgl. unter A, IV, 8.

§ 2. Lagerung der Probekörper und Prüfungsalter.

1. Jede Platte ist deutlich und dauerhaft zu bezeichnen (z. B. mit Herstelltag und laufender Nummer).

2. Während des Abbindens sind die Platten vor schädlichen Erschütterungen, z. B. bei der Beförderung, zu schützen. Nach genügender Erhärtung, in der Regel frühestens 24 Stunden nach der Herstellung, werden die Platten vorsichtig entformt und auf einen Lattenrost gelegt. Die Proben sind in einem geschlossenen, vor Zugluft geschützten Raum mit einer Lufttemperatur von + 12° bis 25° zu lagern. Sie sind bis zum Alter von 28 Tagen mit Tüchern zu bedecken, die dauernd feucht zu halten sind. Sollen die Platten vor dem 28. Tag versandt werden, so empfiehlt es sich, sie in feuchtes Sägemehl zu packen.

3. Die Prüfung der Platten beginnt in der Regel im Alter von 28 Tagen.

Die bei der Lagerung der Proben herrschenden Feuchtigkeitsverhältnisse üben einen wesentlichen Einfluß auf die spätere Durchlässigkeit aus. Feucht gelagerte Proben sind weniger durchlässig als solche, die vor der Prüfung austrocknen können. Im allgemeinen kann man für das Bauwerk Verhältnisse annehmen, die einer Feuchtlagerung nahekommen, weil im Bauwerk oft nur eine verhältnismäßig dünne Schicht zeitweise auszutrocknen vermag oder überhaupt keine Austrocknung möglich ist.

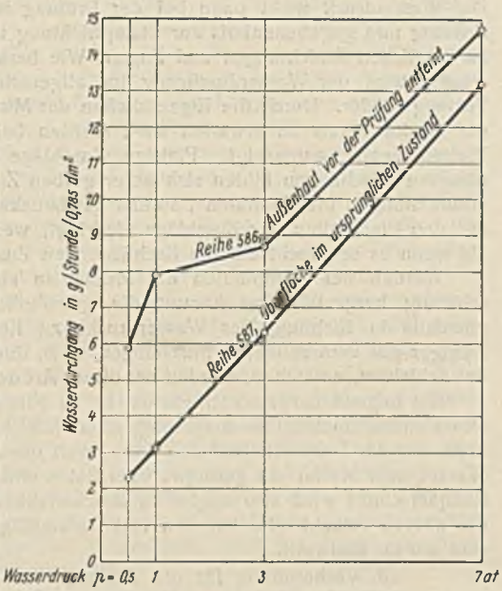


Abb. 16. Wasserdurchlässigkeit von 4 cm dicken Mörtelplatten in Abhängigkeit von der Beschaffenheit der dem Druck ausgesetzten Oberfläche.

Aus „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton", Heft 65.

Wegen der Prüfung der Platten im früheren Alter sei auf die Ausführungen zu Ziffer 2 der Vorbemerkung verwiesen.

§ 3. Prüfung der Probekörper.

1. Prüfgerät. Als Prüfgerät kann jede Einrichtung verwendet werden, mit der sich der beschriebene Prüfvorgang durchführen läßt und in die der Prüfkörper nach Abb. a u. b eingesetzt werden kann.

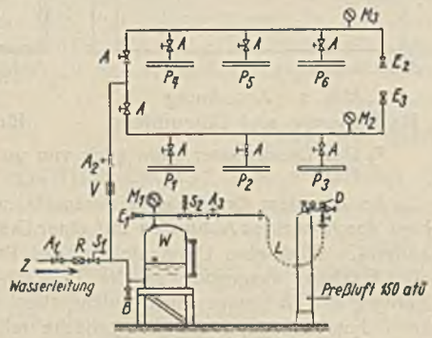
Bei der Prüfung soll das Druckwasser auf eine Fläche von 10 bzw. 15 cm Durchm. wirken. Bei nicht abgedichteten Proben müssen die übrigen Flächen der Beobachtung zugänglich sein. Bei den Proben mit abgedichteten Flächen beschränkt sich die Beobachtung auf die der Druckfläche gegenüberliegende gleich große Fläche.

Zur Zeit gebräuchliche Einrichtungen sind oft auf eng begrenzte Abmessungen der Probekörper abgestimmt; meist können nur die 12 cm dicken Platten eingebaut werden.

Neue Einrichtungen sollten für eine möglichst weitgehende Verwendung vorgesehen werden; die mögliche Plattendicke sollte mindestens 20 cm betragen; die Durchmesser und die Seitenlängen sollten erheblich größer sein dürfen, als sie in den Richtlinien verlangt sind.

Ferner soll die Möglichkeit bestehen, die Vorrichtung auf einfache Weise so umzubauen, daß das Druckwasser auf Flächen von 10 cm oder 15 cm Durchm. wirkt.

Eine verhältnismäßig einfache Prüfeinrichtung dieser Art wurde in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart entwickelt. Diese Einrichtung hat sich in der nachstehend beschriebenen Art auch auf der Baustelle bewährt (Abb. 17).



P_{1-6} Prüfstellen, B Auslaufhahn, M Druckanzeiger, S Sicherheitsventil, R Rückschlagventil, D Druckminderungsventil, L Schlauchleitung, W Windkessel, E Entlüftung, A Absperrhahn, V Rohrbruchventil.

Abb. 17. Prüfeinrichtung für sechs Proben.

Der Druck wird durch Preßluft aus einer Druckluftflasche erzeugt; er wirkt über ein Druckminderungsventil D auf das im Windkessel W befindliche Wasser. Der Windkessel W wird aus der Zuleitung Z bei geöffneten Hähnen A_1 und E_1 zur Hälfte mit Wasser gefüllt. Dann werden die Hähne A_1 und E_1 geschlossen. Am Minderungsventil D wird der gewünschte Prüfdruck eingestellt und die Verbindung zwischen Druckluftflasche und Windkessel durch Öffnen des Hahns A_3 hergestellt. Das Sicherheitsventil S_1 steht um höchstens 1 kg/cm² höher als der jeweilige Prüfdruck, um zu vermeiden, daß bei Versagen des Minderungsventils D die Proben überbeansprucht werden. Zur weiteren Sicherung der gesamten Anlage ist das Sicherheitsventil S_2 auf einen Druck eingestellt, der um rd. 2 kg/cm² höher ist als der höchstens vorkommende Prüfdruck. Durch das Rückschlagventil R wird bei irrtümlich offengelassenem Hahn A_1 die Wasserleitung gegen höhere Drücke aus dem Windkessel gesichert.

Nach dem Einbau der Proben in die sechs Prüfstellen P_1 bis P_6 ist bei offenem Absperrhahn A und offenen Entlüftungshähnen E_2 und E_3 langsam der Hahn A_2 zu öffnen. Die Hähne E_2 und E_3 werden geschlossen, sobald die Luft aus der Leitung entwichen ist. Der Druck wird nunmehr am Manometer M_1 verfolgt und wenn nötig am Minderungsventil D berichtigt. Die Manometer M_2 und M_3 dienen zur Kontrolle der beiden Leitungsstränge.

In Abb. 18 finden sich Einzelheiten über die Einspannung der Proben, links für eine nicht ummantelte Platte 20 × 20 × 12 cm, rechts für eine ummantelte Platte 40 × 40 × 20 cm.

Die Probekörper ruhen zwischen Gummiringen G. Oben liegt die Platte A_3; sie schließt den Druckraum ab und trägt das Zuleitungsrohr für das Preßwasser.

Unten liegt der Gummiring G auf der Platte A_2 und diese auf der Ringplatte A_1 und den Winkeleisen T_u.

Die lose aufgelegte Betonplatte wird mittels der vier Spannschrauben S gegen die obere Platte A_3 gezogen. Platte A_3 ist mit entsprechenden Rillen wie die Platte A_2 zur Aufnahme der Gummiringe G (25/12 mm) versehen. Handelt es sich um große Proben, so wird die Platte mit dem unteren Teil der Einrichtung auf einem besonderen Hubtisch bereitgestellt und unter die Prüfstelle gefahren.

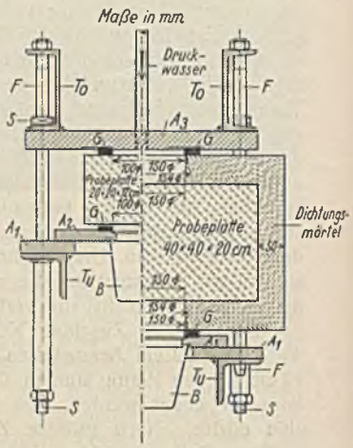


Abb. 18. Prüfeinrichtung.

Zur Erleichterung des Einspannens sind zur Führung der unteren Träger T_u an den Trägern T_o zwei Führungsstangen F angebracht.

Die Gummiringe G werden mit einer Klebemasse (z. B. Bitumen) vor dem Einbringen des Probekörpers an die Platten A_2 und A_3 geklebt. Die Becher B werden mit einem Federbügel in die vorgesehenen Rillen der Platten A_2 gedrückt.

2. Prüfvorgang. Die Platten sind so in das Prüfgerät einzubauen, daß der Wasserdruck auf die Prüffläche vom Durchmesser D wirkt.

Zunächst wirkt 48 Stunden lang ein Druck von 1 kg/cm², dann wirken nacheinander je 24 Stunden lang Drücke von 3 kg/cm² und 7 kg/cm². Um den Durchlässigkeitsgrad eines Betons ausreichend beurteilen zu können und Unterlagen für den Vergleich der beim Versuch gefundenen und der am Bauwerk beobachteten Wasserdurchlässigkeit*) zu schaffen, empfiehlt es sich, sämtliche Druckstufen anzuwenden, auch wenn das Bauwerk einem geringeren Wasserdruck ausgesetzt wird.

Bei allen Prüfungen ist festzustellen, unter welcher Druckstufe und nach welcher Zeit die freien Betonflächen feucht werden (Bildung glänzend feuchter Stellen, Tropfenbildung, Tropfenabfall, Wasserablauf). Die Stelle, an der das Wasser am stärksten austritt, ist zu bezeichnen. Nach dem Versuch sind durch Aufspalten der Platte die Eindringtiefe und die Verteilung des Wassers im Plattenquerschnitt festzustellen.

Bei wissenschaftlichen Untersuchungen und bei eingehenden Versuchen für wichtige Bauaufgaben wird außerdem bei jeder Platte das in meßbaren Mengen durchtretende Wasser für jede Druckstufe festgestellt und in g je 24 Stunden angegeben (Durchlässigkeitsmessung vgl. § 1 Ziff. 3).

Der Prüfvorgang ist für Platten jeden Alters gleich.

Über Herstellung, Behandlung und Aufbewahrung der Platten und über die Ergebnisse der Prüfung sind schriftliche Aufzeichnungen zu machen.

*) Wie zur Erläuterung bemerkt wird, kann angenommen werden, daß Beton, der bei der Prüfung wenig Wasser austreten läßt, im Bauwerk bei entsprechend kleinerem Wasserdruck und größerer Wanddicke praktisch undurchlässig ist. Solcher Beton kann aber in den äußeren, vom Wasser stärker durchdrungenen Schichten des Bauwerks bei ungenügender Festigkeit durch Frost gefährdet werden.

Die Prüfdauer der Platten beträgt insgesamt vier Tage, wobei der Wasserdruck von 1 kg/cm² auf 7 kg/cm² gesteigert wird. Eine längere Prüfdauer ist in der Regel nur möglich, wenn viele Prüfeinrichtungen bereitgestellt sind und wenn mindestens eine zweite Druckanlage zur Verfügung steht. Bei der in den Richtlinien gewählten Prüfung muß man beachten, daß sie zu kurzfristig ist, um unter den einzelnen Druckstufen einen Beharrungszustand zu erlangen. Abb. 19 zeigt den kennzeichnenden Verlauf des Wasserdurchgangs bei einer langdauernden Prüfung. Einem unter jeder Druckstufe anfänglich großen Wasserdurchgang folgt ein allmählicher Rückgang. Der Rückgang kann so groß sein, daß bei Drucksteigerung der vorausgegangene Höchstwert der niederen Druckstufe nicht mehr erreicht wird. Der Rückgang der Durchlässigkeit wird als Selbstdichtung bezeichnet und ist auf Quellvorgänge sowie auf chemische und nicht zuletzt auf mechanische Anlagerungen in den Poren zurückzuführen[24]).

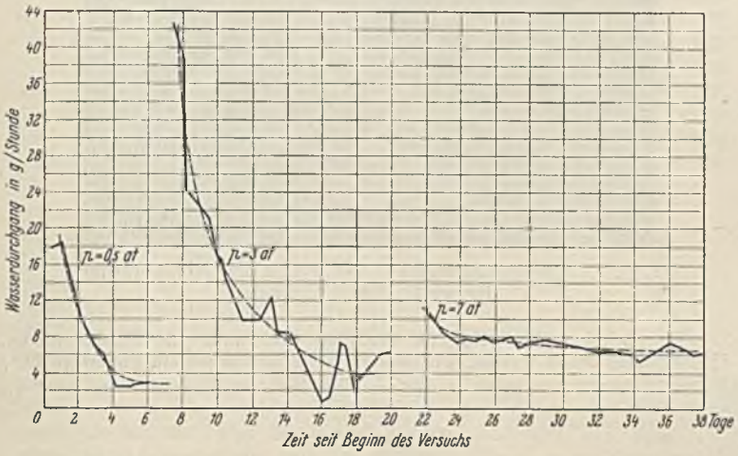


Abb. 19. Abhängigkeit des Wasserdurchflusses von der Prüfdauer.
Aus „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton", Heft 65.

Eine Prüfdauer von zwei Tagen, wie sie verschiedentlich vorgeschlagen wurde, ist bei wenig durchlässigem Beton oft zu kurz, weil das Wasser die Probe in dieser Zeit nicht durchdringen kann. Es ist deshalb für Vergleiche wichtig, immer alle vorgesehenen Druckstufen und die vorgesehene Wirkungsdauer anzuwenden.

Oft werden sich bei wenig durchlässigen Proben Unterschiede in der Durchlässigkeit verschiedener Mischungen erst unter höherem Druck ergeben. Bei einer Kurzprüfung von nur 7 bis 12 Stunden, wie sie ebenfalls vorgeschlagen wurde, wäre aus den angeführten Gründen eine Beurteilung der tatsächlichen Durchlässigkeit des Betons noch schwieriger. Weitere Druckstufen als 1, 3 und 7 kg/cm² anzuwenden, erscheint nicht nötig, da Platten, die unter 7 kg/cm² Druck noch nicht durchlässig sind, erst bei viel höheren Drücken deutliche Unterschiede in der Durchlässigkeit ergeben.

In den meisten Fällen empfiehlt es sich, die Platten nach der Prüfung aufzuspalten, um bei undurchlässigen Platten die Eindringtiefe des Wassers zu bestimmen oder um bei durchlässigem Beton festzustellen, ob ein gleichmäßiges Durchströmen des Querschnitts stattgefunden hat[25]).

In Abb. 20 ist die Bruchfläche einer aufgespaltenen Platte wiedergegeben. Der Beton der Probeplatte ist gleichmäßig durchfeuchtet. Das Druckwasser ist in den Mantelmörtel nur wenig eingedrungen.

Sollen außer der Feststellung der Druckstufe, unter der Wasserdurchgang eintrat, Angaben über den Grad der Durchlässigkeit gemacht werden, so ist die Probe allseitig abzudichten und das an der Beobachtungsfläche austretende Wasser durch Becher (Becher *B* in Abb. 18) aufzufangen und zu messen.

Wenn irgendmöglich wird zur besseren Beurteilung der Durchlässigkeit immer eine Abdichtung der Flächen empfohlen, da es möglich ist, daß selbst unter niederen Drücken schwach durchlässige, nicht abgedichtete Proben undurchlässig erscheinen, wenn die Prüfung in einem trockenen Raum geschieht und austretendes Wasser sofort verdunsten kann. Bei abgedichteten Proben wird die Verdunstung durch den Mantel und an der Beobachtungsfläche durch den untergehängten Becher verhindert (vgl. *B* in Abb. 18).

Abb. 20. Aufgespaltener Probekörper unmittelbar nach der Prüfung auf Wasserdurchlässigkeit.

Schlußbemerkung.

Als Ergänzung zu den vorstehenden Ausführungen, die in erster Linie der Einführung, dann auch der Weiterentwicklung des Prüfverfahrens dienen mögen, sind Feststellungen erwünscht, die erkennen lassen, wie sich der Beton bei der Eignungsprüfung, bei der Güteprüfung und im Bauwerk verhalten hat. Mit solchen Feststellungen sollen im Laufe der Zeit Erfahrungswerte entstehen, aus denen die Forderungen für bestimmte Bauaufgaben allgemein gewählt werden können.

[24]) Deshalb ist es zweckmäßig, bei der Prüfung die Beschaffenheit des Wassers mit in die Beurteilung der Ergebnisse einzubeziehen.

[25]) Das Aufspalten geschieht am einfachsten in einer Presse. An den Druckstellen der Probekörper liegt ein Rundeisen von 2 bis 3 cm Durchm. Beim Spalten der Platten muß die ursprünglich dem Druckwasser ausgesetzte Fläche unten liegen. Die Feststellung der Eindringtiefe des Wassers muß sofort nach dem Aufspalten durchgeführt werden.

Vermischtes.

Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau (DIN 1050). Runderlaß des Preuß. Finanzministers v. 7. Juli 1937 — Bau $\frac{2111}{5}$ 7. 7. —.

Die mit Erlaß vom 19. 9. 1934 — V. 19. 6200 d/20 —[1]) eingeführten Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau haben in der Zwischenzeit mehrfache Änderungen und Ergänzungen erfahren. Hiervon sind einige bereits durch Sondererlasse bekanntgegeben worden. Ich verweise besonders auf die Runderlasse vom 16. 12. 1935 — V. 19. 6200 d/51 —[2]), vom 1. 4. 1936 — Bau $\frac{2111}{5}$ 21. 3. —[3]) und vom 16. 2. 1937 — Bau $\frac{2111}{5}$ 15. 2. —[4]). Darüber hinaus sollen nunmehr außer einigen Umstellungen im Wortlaut der Bestimmungen auch noch die Vorschriften über die Knicklänge in § 11, Ziff. 1 und über die rechnerische Durchbiegung der Träger in § 13, Ziff. 4 geändert werden.

Zur besseren Verwendbarkeit in der Praxis habe ich eine alle Ergänzungen und Änderungen berücksichtigende Neufassung der Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau vorgenommen. Die Fassung entspricht im allgemeinen der Neuausgabe von DIN 1050. Diese Bestimmungen gelten vom 1. August 1937 ab für den Hochbau als maßgebende Konstruktionsvorschriften im Sinne des § 11 der nach der Einheitsbauordnung aufgestellten Bauordnungen.

Zum gleichen Zeitpunkt werden die vorerwähnten Runderlasse vom 16. 12. 1935, vom 1. 4. 1936 und vom 16. 2. 1937, Absatz 1, aufgehoben. Desgleichen werden in dem Runderlaß vom 28. 12. 1936 — Bau $\frac{2111}{5}$ 14. 12. —[5]) über die Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen die Schlußabsätze, beginnend mit den Worten: „In den Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau . . ." aufgehoben.

Der Erlaß vom 19. 9. 1934 — V. 19. 6200 d/20 — behält mit Ausnahme der ersten drei Absätze Geltung. Das gleiche gilt für die hierzu ergangenen Erlasse vom 15. 1. 1936 — V. 19. 6200 d/52 —[6]) und vom 10. 2. 1937 — Bau $\frac{2111}{5}$ 7. 1. —[7]), auf die noch besonders hingewiesen wird.

Die im vorletzten Absatz des Erlasses vom 19. 9. 1934 erwähnten Schnee- und Winddrucklasten vom 24. 12. 1919 sind inzwischen bezüglich der Schneebelastung durch Runderlaß vom 15. 3. 1937 — Bau $\frac{2111}{4}$ 24. 2. a —[8]) geändert worden.

Im Auftrage: Dr. Schindowski.

Die neuen „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau" sind erschienen als sechste Beilage des Ztrlbl. d. Bauv. 1937, Heft 28; Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 0,60 RM, Partiepreise billiger.

[1]) Ztrlbl. d. Bauv. 1934, S. 607.
[2]) Ebenda 1936, S. 23; Bautechn. 1936, Heft 1, S. 18.
[3]) Ztrlbl. d. Bauv. 1936, S. 334. — [4]) Ebenda 1937, S. 206.
[5]) Ztrlbl. d. Bauv. 1937, S. 95. — [6]) Ebenda 1936, S. 110.
[7]) Ebenda 1937, S. 238. — [8]) Ebenda 1937, S. 338.

Erhöhung der zulässigen Spannungen der Stahleinlagen bei massiven Brücken. Nach einem Runderlaß des Reichs- und Preuß. Verkehrsministers vom 16. 6. 1937 — W 2 T 3. 185 —[1]) hat der Arbeitsausschuß I im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton am 3. Juni 1937 mit Rücksicht auf die Notwendigkeit der Stahlersparnis zu empfehlen beschlossen, daß die nach DIN 1075 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken — § 14, Ziff. 1 zulässigen Spannungen der Stahleinlagen gemäß der folgenden Tafel erhöht werden:

Stahlsorte	Durchmesser der Bewehrungseisen	Mindestwürfelfestigkeit des Betons $W_{b\,28}$	$\sigma_{e\,zul}$ Plattendicke $d < 18$ cm	$\sigma_{e\,zul}$ Plattendicke $d \geqq 18$ cm	$\sigma_{e\,zul}$ Balken, Plattenbalken und sonstige Querschnitte
	mm	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
Handelseisen	—	160	1200	1200	1200
Handelseisen	≦ 26	225	1200	1400	1200
Hochwertiger Betonstahl	—	225	1500	1800	1500

Dabei dürfen jedoch Spannungen von mehr als 1200 kg/cm² nur angewandt werden, wenn die Bedingungen des 4. Absatzes von § 14, Ziff. 1 erfüllt sind.

In Tafel 3 von DIN 1075 empfiehlt der Ausschuß, an Stelle des Absatzes 2 von a) entsprechend der Fassung von § 29, Ziff. 5b) Absatz 1 der Eisenbetonbestimmungen Teil A und den Bestimmungen der AMB zu setzen:

„Bei Straßenbrücken erhöhen sich im Bereich der negativen Momente für Platten als Hauptträger und für Stege von Plattenbalken die vorstehenden Werte auf

$$\sigma_{b\,zul} = \frac{W_{b\,28}}{2{,}8}, \text{ jedoch höchstens auf } 90 \text{ kg/cm}^2.\text{“}$$

Eine Empfehlung der Verwendung von Bewehrungen mit Sonderstählen im Brückenbau vermag der Ausschuß vor dem Abschluß entsprechender Versuche nicht auszusprechen.

Da mit Sicherheit angenommen werden kann, daß die vorstehende Empfehlung vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton zum Beschluß erhoben wird, werden die vorstehend bezeichneten Spannungserhöhungen hiermit unter den angegebenen Bedingungen für den Bereich der Reichswasserstraßenverwaltung eingeführt.

Elektroschwingungsrüttler. Um den Elektrostampfer[2]) nicht nur zum Stampfen von Beton in den Schalungen oder zum Festlegen von kleineren, ebenen Flächen, sondern auch beim Betonstraßenbau zum Verdichten des Oberbetons verwenden zu können, sind von Robert Wacker Sonderformen dieses Gerätes geschaffen worden, bei denen der Stampfstiel weggefallen ist.

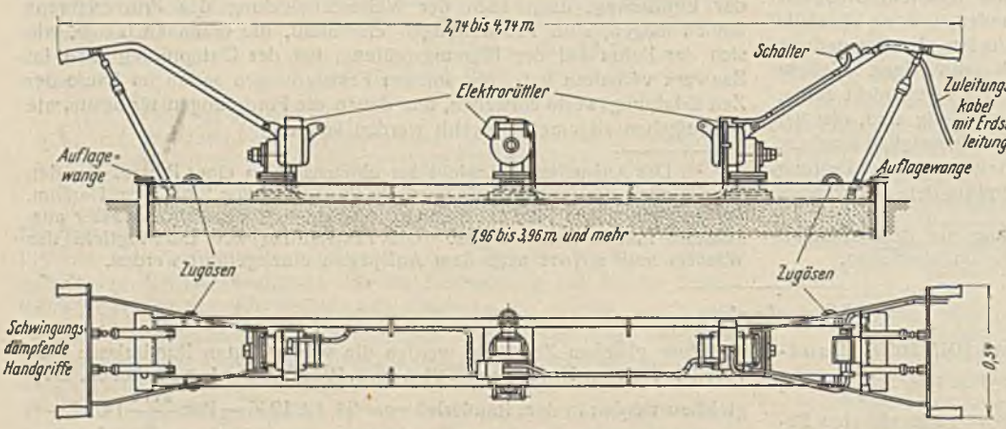


Abb. 2. Elektroschwingbohle mit drei Einkolbenrüttlern, Bauweise Robert Wacker.
Energiebedarf 0,45 bis 0,85 kW, Gewicht 120 bis 200 kg.

Zum Verdichten kleinerer Flächen und für den Eisenbetonbau wurde der elektrisch angetriebene Schwingungserzeuger auf einer Grundplatte aufgebaut und mit Führungs- und Traggriffen auf jeder Seite versehen (Abb. 1). Für den Betonstraßenbau sind auf eine Bohle je nach der Breite zwei oder drei Rüttler aufgesetzt (Abb. 2), deren Antriebmotoren durch nur eine Zuleitung mit elektrischer Energie gespeist werden. Damit sich die Schwingungen bei beiden Formen nur gedämpft auf die Arme der Bedienungsleute übertragen, sind die Tragholme gelenkig an den Rüttlern angesetzt und durch verstellbare Stangen mit der Platte oder Bohle verbunden.

In den Zylindern der Rüttler bewegen sich mit hoher Schwingungszahl (durch den Elektromotorantrieb) ein oder zwei Kolben auf und ab, deren Schwing- und Schlagenergie auf das gekapselte Rüttlergehäuse und die Grundplatte oder Bohle übertragen wird.

Die Schwingbohle für das Verdichten von Oberbeton braucht nicht von Hand in der Straßenlängsachse bewegt zu werden. Es können auch an den Ösen an der Bohle Seile befestigt werden, die das Gerät ziehen. Bei Feldbreiten über 5 m (gewöhnlich bis 3,96 m) sind eine Fahrvorrichtung und Verlegen auf Schienen nötig.

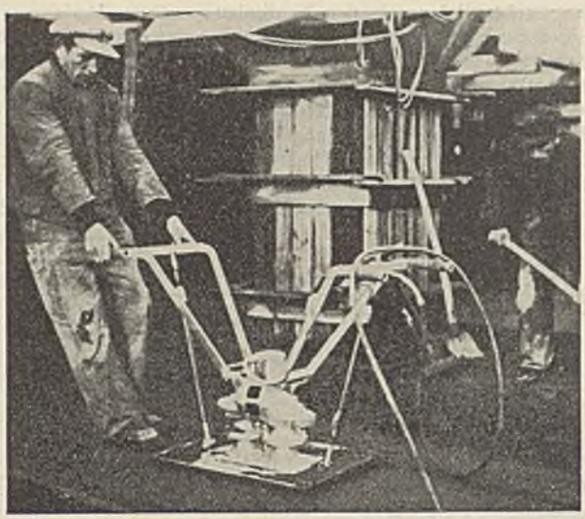
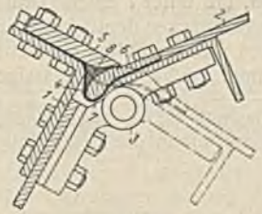


Abb. 1. Elektroschwingplatte mit einem Zweikolbenrüttler, Bauweise Robert Wacker.

Für Schalungsbauweise im Hochbau setzt man die Rüttler (ohne Grundplatte) durch Ketten, wie andere Rütteleinrichtungen, außen an der Schalung an. R. —

Patentschau.

Gelenkfugendichtung für Aufsatzklappen von Wehrkörpern. (Kl. 84a, Nr. 610 095 vom 4. 5. 1933 von Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau.) Um beim Umlegen der Aufsatzklappe das Verwerfen des Dichtungsstreifens und das Einklemmen zwischen den sich bewegenden Teilen zu verhindern sowie um die durch Gelenkbänder *3* schwenkbar gelagerte Aufsatzklappe gegen den Wehrkörper *1* in allen Stellungen dieser Teile abzudichten, ist ein biegsamer Dichtungsstreifen *4* aus Metall vorgesehen, dessen Längskanten einerseits am Wehrkörper *1* durch eine mit einem unterschnittenen Rand versehene flache Einspannleiste *5* und anderseits an der Aufsatzklappe *2* durch eine Einspannleiste *6* eingespannt sind; die Leiste *6* ist nach der Gelenkfuge hin mit einem im Querschnitt daumenartig geformten, unter dem unterschnittenen Rand der Einspannleiste *5* gleitenden Verlängerungsstück *7* versehen, dessen



Rückenfläche einen Teil der Mantelfläche eines Zylinders mit der Klappendrehachse als Mittelachse bildet. Der Raum zwischen Dichtungsstreifen *4*, Einspannleiste *5* und der Rückenfläche des Verlängerungsstückes *7* wird mit einer Dichtungsmasse *8* ausgefüllt.

Personalnachrichten.

Bayern. Der Führer und Reichskanzler hat die Regierungsbauräte Wilhelm Kleinmaier am Landbauamt Donauwörth, Dr.-Ing. Karl Zahn an der Regierung von Schwaben und Neuburg, Gustav Oppenländer am Landbauamt Aschaffenburg und Karl Simon an der Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg zu Regierungsbauräten I. Klasse ernannt.

Sachsen. Der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Langemegger beim Landbauamt Leipzig wurde unter Ernennung zum Oberregierungsbaurat mit der Leitung des Amtes betraut.

INHALT: Ein neues Kesselhaus der Hamburgischen Electricitätswerke. — Die neuen Talsperrendämme im Harz. (Schluß.) — Versuche und Erläuterungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit. (Schluß.) — Vermischtes: Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau (DIN 1050). — Erhöhung der zulässigen Spannungen der Stahleinlagen bei massiven Brücken. — Elektroschwingungsrüttler. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

[1]) Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 28, S. 712.
[2]) Bautechn. 1936, Heft 54, S. 794; 1935, Heft 35, S. 481.