

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 24. September 1937

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

## Unterfahrung des Verwaltungsgebäudes des Mitteleuropäischen Reisebüros am Potsdamer Platz und des Eckhauses Voßstraße, Berlin. Nordsüd-S-Bahn.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Krämer, W. V. V.

### Aufgabe und grundsätzliche Lösung.

Für die Linienführung einer städtischen U-Bahn wählt man im allgemeinen die vorhandenen Straßenzüge. Einmal schmiegt sich so die neue Verkehrsader in den bestehenden Verkehrsstrom am besten ein; zum anderen bietet die Straße, auch wenn der Straßenverkehr aufrechterhalten werden muß, einen verhältnismäßig guten Bauplatz. An einzelnen Stellen jedoch muß die U-Bahn auch bebauten Gelände unterfahren, und zwar ist dies vor allem bei Kurven der Fall. Hier kann die Bahn dem scharfen Winkel der Straße nicht folgen. Weiterhin genügt für eine Bahnhofsanlage die Straßenbreite bisweilen nicht, so daß man in der Längsrichtung bebauten Gelände anschnitten muß. Außer einigen Hausunterfahrungen an Straßenecken und den sehr ausgedehnten Bahnhofunterfahrungen war beim Bau der Nordsüd-S-Bahn die umfangreichste Unterfahrung am Potsdamer Platz durch eine zu geringe Straßenbreite bedingt (Abb. 1).

Der zukünftige unterirdische Bahnhof Potsdamer Platz ist viergleisig und hat zwei Bahnsteige. Die rd. 40 m breite Gesamtanlage mußte nun mit ihrer Linienverzweigung in den Raum des Potsdamer Platzes eingepaßt werden. An den meisten Stellen gelang dies, so daß an den Hausecken nur Fundamentvertiefungen erforderlich wurden. Da die Straßenbreite zwischen dem Verwaltungsgebäude des Mitteleuropäischen Reisebüros, dem früheren Palasthotel, und dem Columbushaus nur rd. 28 m beträgt, mußte der Bahntunnel unter das Gebäude geführt werden (Abb. 2).

Bei solchen Unterfahrungen werden die Hauslasten grundsätzlich auf besondere vom Tunnel unabhängige tiefe Fundamente gesetzt und so gegen Schall und Erschütterungen aus dem Bahnbetrieb geschützt. Bisher handelte es sich hierbei fast immer um ein- oder zweigleisige Tunnel, die vom Abfangbauwerk, das beiderseitig auf Parallelwänden auflag, vollkommen überbrückt wurden. Teilweise waren noch Mittelstützen vorhanden.

Bei den hier vorliegenden Verhältnissen konnte nur eine Parallelwand im Osten des breiten Bahnhofstunnels angeordnet werden. Ein Aufteilen des Tunnels durch eine weitere Parallelwand war unmöglich, da dann der Bahnsteigquerverkehr unterbrochen worden wäre. Es mußte also in Bahnsteigmitte eine vom Tunnel unabhängige Stützenreihe mit einem Unterzug vorgesehen werden. Um die Maße dieser Isolerstützen (Abb. 2, Schnitt a—a) gering zu halten, wurde als Baustoff Stahl gewählt. Diese so gegebenen baulichen Verhältnisse verlangten nun besondere statische Überlegung. Bei bisherigen Unterfahrungen hatte man die Parallelwände wie bei Fundamentvertiefungen 2 m oder höchstens 3 m dick ausgeführt. Ihre Sohle sollte nur die senkrechten Lasten übertragen. Den Erddruck gab die Wand als senkrechter Balken auf zwei Stützen im Fuß und in den endgültigen Abfangträgern ab, wo er dann durch den Gegendruck der anderen Seite aufgenommen wurde. Dieses Gleichgewicht der Erddruckkräfte war hier

jedoch nicht zu erzielen. Die Abfangkonstruktion mußte also gegen einseitigen Erddruck standsicher sein. Ein Abstützen gegen den Tunnel sollte auch vermieden werden, um einmal die Dichtung nicht zu gefährden und um keinerlei Schwingungen aus dem Bahnbetrieb in das Haus weiterzuleiten. Außerdem mußte mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß später einmal außerhalb der Mauer parallel zur S-Bahn eine städtische U-Bahn von Neukölln nach Moabit durchgeführt wird. Auf diese verschiedenen Belastungsfälle war bei der statischen Untersuchung und bei der Ausbildung der Mauer Rücksicht zu nehmen.

Für die grundsätzliche Lösung wurden zwei Systeme in die engere Wahl gezogen (Abb. 3a u. 3b). Der Übergang der Parallelmauer zu

den Abfangträgern konnte durch Anker oder durch eine steife einbetonierte Stahlkonstruktion starr ausgebildet werden, so daß hier eine steife Ecke entstand. Mit der Pendelstütze in Bahnsteigmitte konnte man das Ganze als Dreigelenkrahmen auffassen, wobei allerdings die Flächenauflagerung der Mauer vernachlässigt war. Zum anderen konnte die Mauer als Schwergewichtsmauer ausgebildet werden, und die Abfangträger konnten als Träger auf zwei Stützen auf Mauer, und Pendelstützen aufliegen. Bei der Lösung nach Abb. 3a wurde der Mauerquerschnitt günstiger, so daß sich hier beim Abteufen der Schächte Vorteile ergeben hätten. Dagegen war die bauliche Durchbildung der steifen Ecke vor allem im Hinblick auf das stückweise Ausführen der Mauer recht fragwürdig. Weiterhin er-



Abb. 1. Ansicht der Gesamtbaustelle bei Beginn der Rammarbeiten auf der Straße.  
Die Tunnelaußenkanten sind besonders angedeutet.

hielten die Abfangträger Durchbiegungen aus dem Erddruck, die sich aber erst auswirken konnten, nachdem der eigentliche Tunnel ausgeschachtet war. Vorher waren dann aber die Hauswände bereits abgesetzt, und es mußten durch die neuen Durchbiegungen Risse entstehen. Aus diesen Erwägungen wurde die Ausführung Abb. 3b gewählt. Hierbei war allerdings eine sehr breite Bodenfuge der Mauer nötig. Die ungünstige Einwirkung auf die Hilfsabfangungen wurde dadurch vermieden, daß der Mauerschaft schmaler gehalten wurde (Abb. 2). Der Fuß wurde durch Unterschneiden hergestellt. Die Eisenkonstruktion erhielt nun nur Biegungen durch die Hauslasten, die bei der Lastübertragung durch Pressen erzeugt werden und daher Risse vermeiden.

Für die bauliche Durchführung dieses grundsätzlichen Systems waren umfangreiche geologische Untersuchungen angestellt worden. Der Baugrund besteht danach aus Sanden verschiedenster Körnung und enthält eine wechselnd mächtige Mergelschicht (i. M. 4 m) mit der Unterkante auf rd. 19,00 m über NN. Da die Gründung der Unterfahrung mindestens 1 m unter der Tunnelsohle liegen muß, also mindestens rd. + 20,00, konnte die dünne Mergelschicht nicht mehr unter der Bodenfuge gelassen werden. Auch die unmittelbar darunterliegende Schwemm- und Feinsandschicht mußte durchfahren werden. Es wurde mithin + 18,50 als Gründungskote gewählt.

**Bauliche Durchführung.**

Die im Mittel 3,70 m dicke Schwergewichtsmauer (Abb. 2) vom Leipziger Platz bis zur Voßstraße wurde in 53 einzelne rd. 1,60 m breite Abschnitte aufgeteilt. Jeder Abschnitt wurde von der Kellersohle des Hauses als Schacht in Berliner Kanalbauweise abgeteuft (Abb. 4). Die Langseite von 3,70 m wurde dreimal gesteuft, während die Bohlen der Schmalseite sich hinter die der Langseite legten. Beim Betonieren blieben die Bohlen fest im Boden und wurden später an den Langseiten vom Nachbarschacht aus, an einer Schmalseite von der Tunnelbaugrube aus gewonnen. Nur eine Schmalseite ging verloren. Aus diesem Aussteifsystem ergibt sich, daß beim Nachbarschacht der Stoß der kurzen Bohlen an der Betonseite freiliegt und durch Längsstreifen besonders gehalten werden muß (s. Abb. 6, Schnitt e). Die Bohlen wurden mit äußerster Sorgfalt eingezogen, um Bodenverluste zu vermeiden. In der Mergelstrecke wurden die zwangsläufig entstehenden Hohlräume besonders hinter den verlorenen Bohlen der Rückwand mit Sand oder Mörtel gefüllt. Dies verhindert Bodenverluste und damit Setzungen in den Hausfundamenten durch Einspülen von Sand bei dem später anstehenden Grundwasser.

Die Verbreiterung des Fußes bedeutete ein Unterschneiden der Schmalseiten des Schachtes um je 0,70 m. Hierbei konnte angenommen werden, daß der obere senkrechte Schachtteil durch Bodenreibung so gehalten war, daß er keinerlei senkrechte Drücke ausübte, er also nicht unterstützt werden mußte. Die Verbohlung der schrägen Wände wurde durch eiserne Kanaldielen (Profil Krupp KD 1) hergestellt. Die 2,5 m langen Dielen wurden, nachdem der Ausschacht die Oberkante des Fußes erreicht hatte, durch Preßlufthammer eingeschlagen. Dies ließ sich verhältnismäßig günstig bewerkstelligen. Das Rammen für beide Seiten eines Schachtes dauerte je nach dem vorgefundenen Boden 24 bis 184 Std. An einzelnen Stellen jedoch blieben die eisernen Bohlen sogar stecken, und die Löcher der Verbohlung mußten nachträglich geschlossen werden. Für den Fuß kam nun außer der im oberen Teil ausgeführten

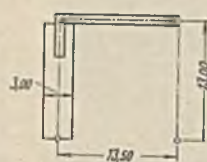


Abb. 3a. Skizze eines nicht ausgeführten Vorschlages für die Aufnahme des Erddrucks hinter der Parallelmauer.



Abb. 3b. Skizze der Ausführung.



Abb. 4. Blick von oben in einen Schacht für die Parallelmauer. Die Sohle (1) ist bereits erreicht. Der schräg ausgeweitete Fuß ist durch eiserne Spindelsteifen (2) ausgesteuft. Der obere Schachtteil ist durch eine hölzerne Mittelsteifung (3) und hölzerne Außensteifung (4) gesichert.

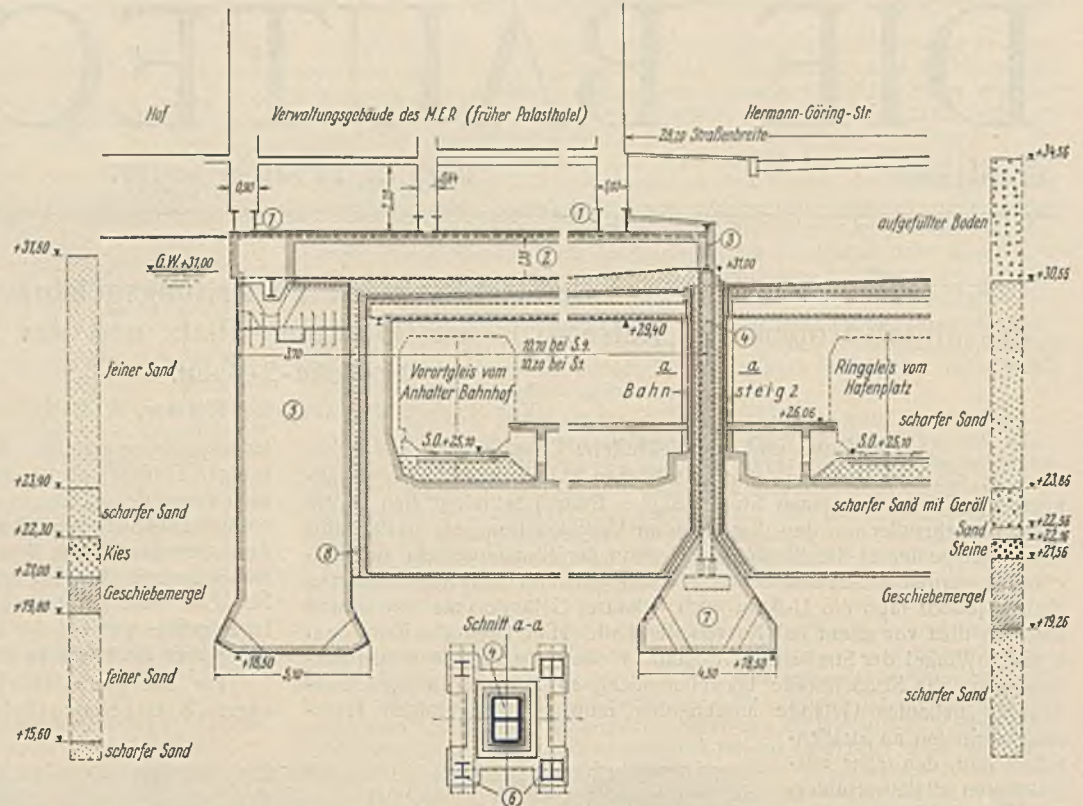


Abb. 2. Querschnitt durch Tunnel und Verwaltungsgebäude des MER im endgültigen Zustande.

Die Hauslasten werden durch die Stelchträger (1) an die Hauptabfangeträger (2) abgegeben und über den Unterzug (3) und die eisernen Stütze (4), die als Isolierstütze ausgebildet ist, zu den Fundamenten (7) in Bahnsteigmitte geleitet. Hinter dem Tunnel liegt eine Parallelwand (5) als Stützmauer ausgebildet. Zwischen Tunnel und Abfangbauwerk ist eine besondere Isolierung (8) vorgesehen. Die gleiche Ausbildung (Schnitt a) bei Stütze (4), daneben vier Stützen (6) für den Tunnel selbst.

Versteifung der Langseiten eine solche der Schmalseiten hinzu (Abb. 5). Sie bestand der großen Spannweite wegen aus eisernen Spindelsteifen, die durch Brusthölzer die Kanaldielen hielten. Diese Steifen mußten besonders gegen Herausschlagen durch herabfallende Gegenstände gesichert werden. Denn einmal fehlte der sonst vorhandene Schutz der darüberliegenden Steifenreihe, und weiterhin gab die Erweiterung nach unten eine Möglichkeit zum Abgleiten. Die Kopfplatten der Spindeln erhielten deshalb angeschweißte Knaggen, und die Kanthölzer lagen auf Rundelsendornen von 30 mm Durchm. auf. Diese waren durch gebohrte Löcher in den Kanaldielen hinreichend tief in den Erdboden geschlagen. Die äußerst sorgsam durchgeführten Arbeiten führten trotz der großen Schachtmessungen und der Unterschneidung zu einem vollen Erfolg.

Als Pendelstützen für die Lastaufnahme in Bahnsteigmitte sind neun eiserne Stützen mit rd. 7,22 m Abstand vorhanden. Sie haben eine Knicklänge von rd. 9 m und sind als geschweißtes Kastenprofil ausgebildet (Abb. 7). Der Querschnitt besteht aus fünf Breitelsen, und zwar 2  $\varnothing$  540 · 80, 2  $\varnothing$  370 · 30 und 1  $\varnothing$  240 · 50. Alle 1,45 m ist ein waagrechtes 30 mm dickes Schott angeordnet. Der Kopf hat zur mittigen Auflagerung des Unterzuges ein Stahlguß-Kipp-lager erhalten. Der Fuß ruht auf einem starken Trägerrost aus I45. Bei der mittleren Auflast von 700 t wurde eine Fundamentfläche von 4,50 · 4,20 m erforderlich. Auch diese Gründung war vorweg von der Höhe der Kellersohle aus herzustellen. Es wurde hier für jede Stütze ein Schacht ähnlich denen der Parallelmauer abgeteuft (Abb. 6a).



Abb. 5.

Blick in den schrägen Fuß des Schachtes. Er zeigt die schräg eingerammten Kanaldielen (1). Diese werden durch die stählernen Spindelsteifen (2) mit ihren Fußplatten (4) und den Brusthölzern (6) gehalten. Sohle des Aushubes (3).

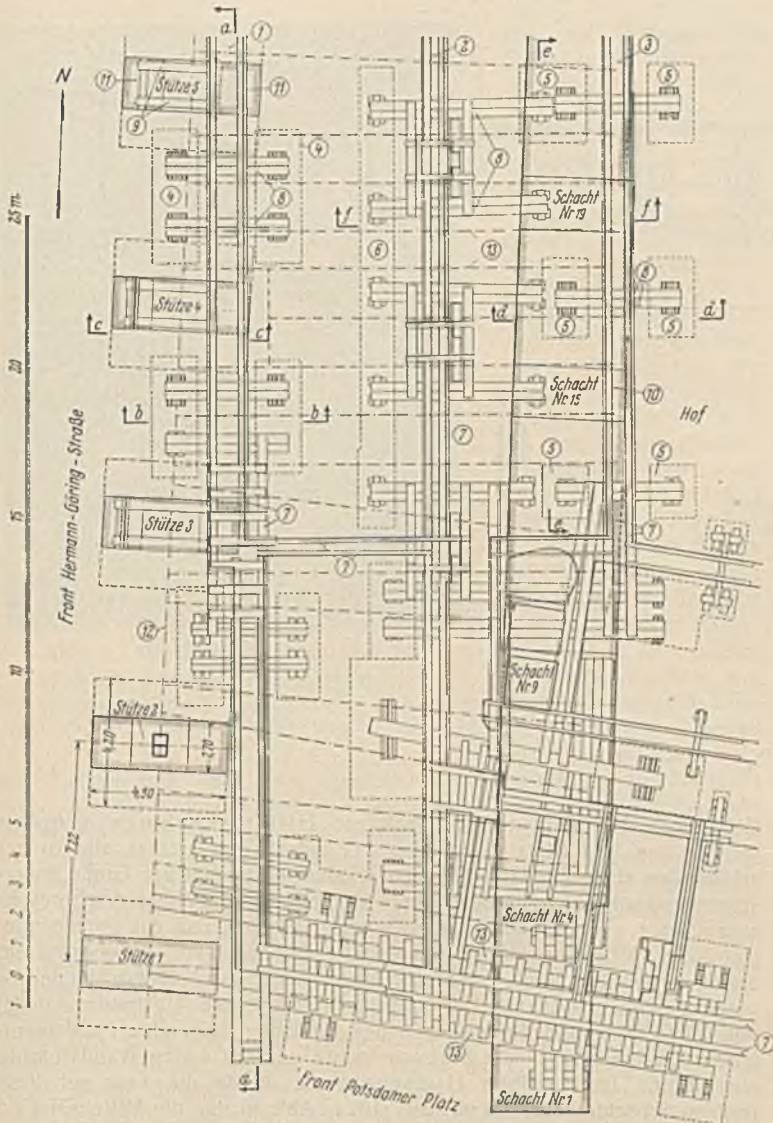


Abb. 6. Teilgrundriß des unterfahrenen MER-Gebäudes.

Hauptsächlich waren die Frontwand (1), Mittelwand (2) und die Hofwand (3) abzufangen. Im 1. Hilfszustand waren die Hilfsfundamente (4) und (5), im 2. Hilfszustand (6) notwendig. Die Mauerlasten wurden durch Streichträger (7) und Hilfsunterzüge (8) übertragen. Im 2. Hilfszustand lag die Frontwand durch die Unterzüge (9) auf den Hilfspfellern (11) auf. Von der endgültigen Konstruktion sind die Unterzug (12) und die Hauptabfangeträger (13) zu sehen.

Der Schacht selbst erhielt eine Länge von 4,20 m und eine Breite von 1,70 m gegenüber der Fundamentbreite von 4,50 m. Diese Einschnürung erleichterte die Aussteifung des recht großen Schachtes wesentlich und ermöglichte zum anderen überhaupt erst das Herstellen der erforderlichen Hilfsfundamente. Die Fundamentfläche mußte deshalb auch hier durch eine

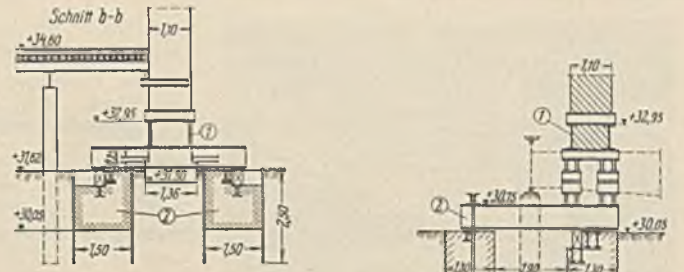


Abb. 6b. Querschnitt durch den 1. Hilfszustand.  
Siehe Erläuterung zu Abb. 6c.

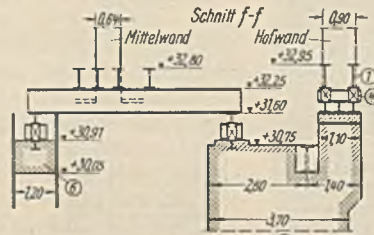


Abb. 6f. Querschnitt durch den 2. Hilfszustand einschließlich Mittelwand.

Die Streichträger (1) ruhen mit Unterzügen auf den Hilfsfundamenten (2). Im Schutze dieser Abfangung wurden die ersten Schächte (3) hergestellt und durch die Futterkonstruktion (4) mit der Hofwand belastet. Die Mittelwand ruht im 2. Hilfszustand ebenfalls auf den fertigen Schächten und zum anderen auf besonderen Hilfsfundamenten (6).

Abb. 6c. Querschnitt durch den 2. Hilfszustand.

Die Frontwand ruht mit den Streichträgern (1) auf den Hilfsfundamenten (2). Der Schacht durch die Frontwandstützen ist im oberen Teil (3) in Holz ausgebohrt, im schräg erweiterten Fuß mit eisernen Kanaldiehlen (4). Im 2. Hilfszustand ruhen die Streichträger mit den Unterzügen (5) auf den Hilfspfellern (6), die auf den endgültigen Stützenfundamenten (7) aufbetoniert sind. (8) Unterzug der endgültigen Abfangkonstruktion, (9) Abfangeträger, (10) eiserne Stütze.

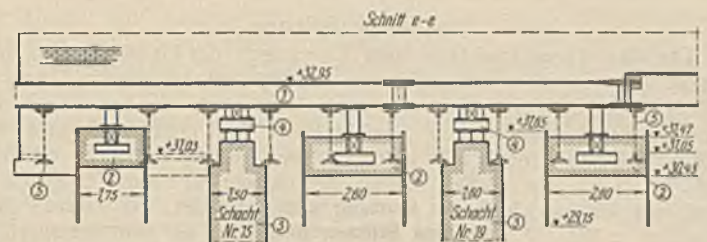


Abb. 6e. Längsschnitt an der Hofmauer.  
Siehe Erläuterung zu Abb. 6f.



Abb. 6d. Querschnitt durch den 1. Hilfszustand.  
Siehe Erläuterung zu Abb. 6f.

Unterschneidung des oberen Schachtes erreicht werden.

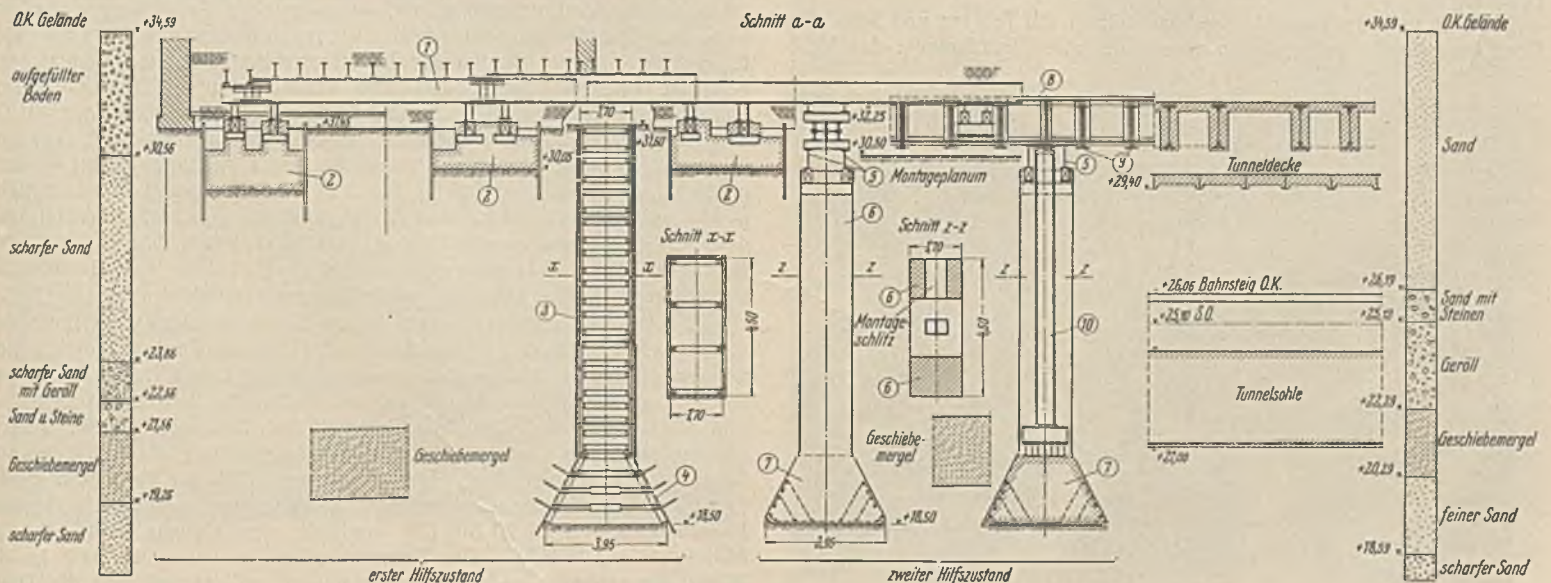


Abb. 6a. Längsschnitt durch die Abfangung der Frontwand.  
Siehe Erläuterung zu Abb. 6c.

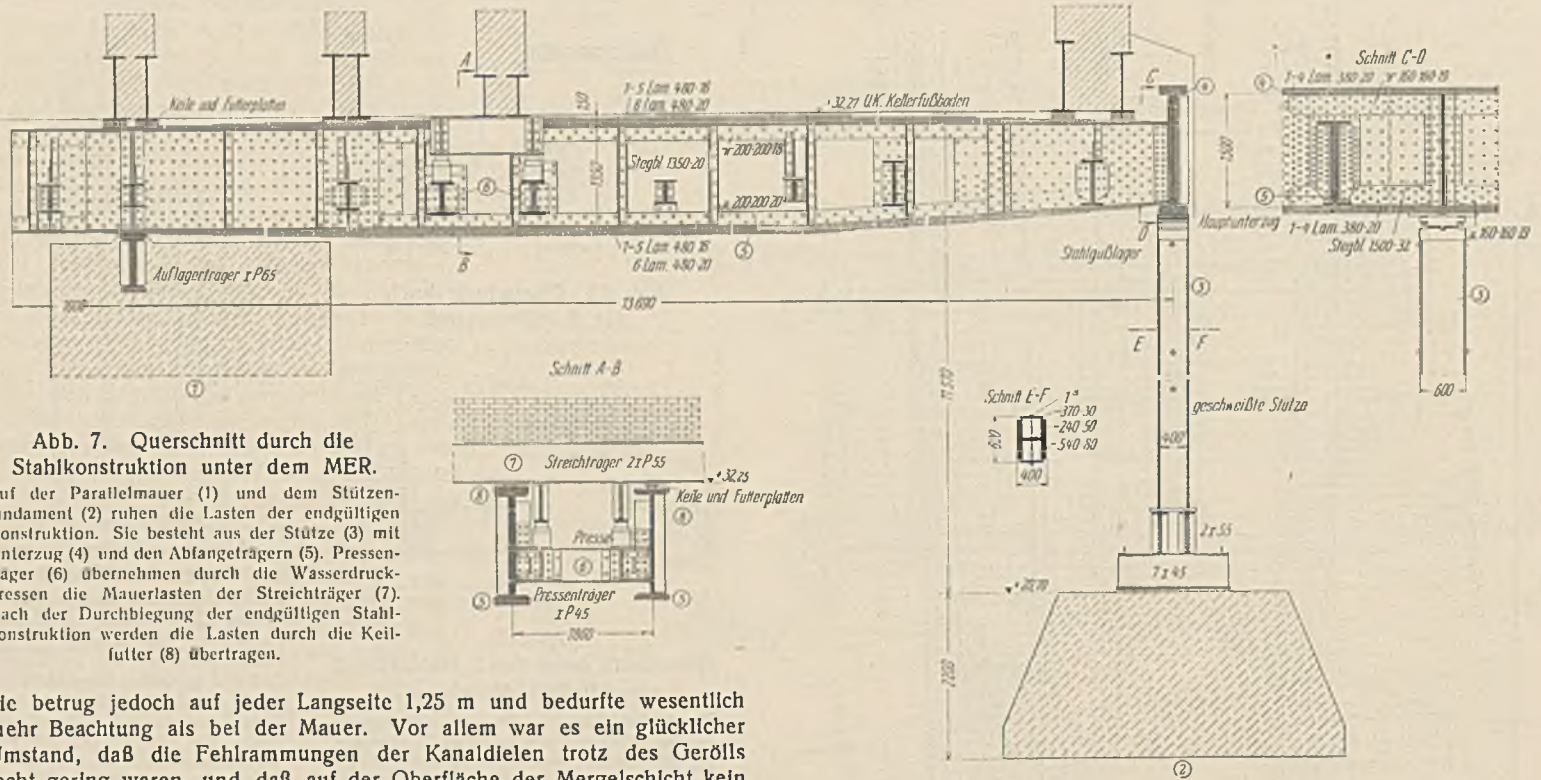


Abb. 7. Querschnitt durch die Stahlkonstruktion unter dem MER.

Auf der Parallelmauer (1) und dem Stützenfundament (2) ruhen die Lasten der endgültigen Konstruktion. Sie besteht aus der Stütze (3) mit Unterzug (4) und den Abfanträgern (5). Pressen-träger (6) übernehmen durch die Wasserdruckpressen die Mauerlasten der Streichträger (7). Nach der Durchbiegung der endgültigen Stahlkonstruktion werden die Lasten durch die Keil-futter (8) übertragen.

Sie betrug jedoch auf jeder Langseite 1,25 m und bedurfte wesentlich mehr Beachtung als bei der Mauer. Vor allem war es ein glücklicher Umstand, daß die Fehlrammungen der Kanaldielen trotz des Gerölls recht gering waren, und daß auf der Oberfläche der Mergelschicht kein Restwasser wie an anderen Stellen des Potsdamer Platzes angetroffen wurde. Die Einzelheiten der Schachtaussteifung entsprechen denen der Parallelmauer. Sie ließen sich auch hier einwandfrei durchführen.

Stahlkonstruktionen.

Die Stahlkonstruktion zum Übertragen der Hauslasten auf der Strecke von rd. 58 m besteht außer den Stützen aus einem Unterzug und 31 Abfanträgern. Hinzuzurechnen sind noch die bereits bei der Hilfsabfangung erforderlichen Streichträger. Der Unterzug mußte bei 7,22 m Stützweite ein 1,5 m hohes, 32 mm dickes Stegblech erhalten (Abb. 7). Durch die großen Lasten des Hauses (45 t auf 1 lfdm Frontwand) wurden jedoch in der Gurtung außer den 2 L 160 · 160 · 19 fünf Lamellen  $\varnothing$  380 · 20 über den Stützen und zwei im Feld erforderlich. Die Höhe der Abfanträger war durch die Lage der Tunneldecke und die Forderung möglichst großer Nutzhöhe im Hauskeller beschränkt. Bei rd. 13,50 m Stützweite konnte das 20 mm dicke Stegblech nur 1,35 m hoch werden. Dabei ergab sich die Gurtung im allgemeinen zu 2 L 200 · 200 · 18 und 4  $\varnothing$  480 · 16. Zum Anschluß am Unterzug wurde die Höhe des Stegbleches aus konstruktiven Gründen auf 1 m verringert.

Die gesamte Stahlkonstruktion wurde zum Schutze gegen Rosten mit einem dichten Traß-Zement-Beton ummantelt. Gleichzeitig wurde hierbei die zukünftige Kellersohle als Eisenbetondecke zwischen den Trägern ausgebildet (Abb. 6a). Gegen aufsteigende Feuchtigkeit wurden die Untersichten außerdem noch durch einen dichten Bitumenanstrich geschützt.

Wo diese endgültige Abfangekonstruktion mit Trägern und Schächten ihren Platz finden sollte, lagen vorerst die alten Fundamente des MER-

Gebäudes. Es mußten also geeignete Hilfsmaßnahmen getroffen werden, um hier Platz zu schaffen. Grundsatz war hierbei, alle zu beseitigenden alten Fundamentflächen mindestens in gleicher Größe zu ersetzen und alle Umlagerungen durch Vorbelasten mit Wasserdruckpressen auszuführen. Nur so konnte gewährleistet werden, daß das gerade vom Hotel zur MER-Verwaltung umgebaute Gebäude vor nennenswertem Schaden bewahrt blieb. Hauptsächlich waren zwei Hilfszustände zu unterscheiden. Im ersten Hilfszustande trugen die Hilfsfundamente (4) und (5) (Abb. 6) und die zwischen den Schächten liegenden Fundamente. Hierbei wurden die Stützenschächte und die ersten Wandschächte ausgeführt. Im zweiten Hilfszustande wurde die Last auf diese fertigen Schächte abgesetzt ((9) und (10) in Abb. 6) und die Mittelwand (3) auf die Hilfsfundamente (6) gelagert. Nun war schon die gesamte Last, wenn man von dem Anteil der Hilfsfundamente (6) abieht, auf die endgültigen Bodenlugen bei Kote 18,50 aufgebracht. Jetzt konnte die gesamte Stahlkonstruktion montiert werden.

Bauteil zwischen den Frontwandstützen 3 und 5.

Diese Grundsätze sollen nun an dem Bauteil zwischen den Frontwandstützen 3 und 5 als normalem Bauteil erläutert und in der Ausführung gezeigt werden.

Auf der Straße unmittelbar um das Haus waren keinerlei Möglichkeiten für Arbeitsplätze vorhanden, und es konnten auch keine Öffnungen zum Hereinschaffen der schweren Eisenteile hergestellt werden. Es wurde daher der Entschluß gefaßt, die eigentliche Tunnelbaugrube oberhalb der Hausfundamentsohle als Vorbaugrube auszubilden (Abb. 6b). Es mußten also vor Beginn der Unterfangungsarbeiten die Rammtträger gerammt und die zwischenzeitliche Fahrbahn aus Holz und Eisen eingebaut werden. Anschließend wurde dann bis Kote rd. 31,60 ausgeschachtet. Da die zwischenzeitlichen eisernen Träger den sehr unregelmäßigen Verhältnissen des Hausgrundrisses genau angepaßt werden mußten, war eine Bearbeitung in der Werkstatt praktisch unmöglich, zumindest zu umständlich. Auf der gegenüberliegenden Straßenseite vor dem Columbushaus wurde daher ein Werkplatz (Abb. 8) für das Bearbeiten dieser Träger vorgesehen und ein Portalkran zum Herablassen der schweren Lasten (Abb. 15) in die Baugrube errichtet.

Die Arbeiten am Haus begannen mit dem Vermauern der Öffnungen, soweit sie nicht für den Materialtransport gebraucht wurden. Gleichzeitig wurden die Streichträger eingebaut (Abb. 6). Diese Träger sind paarweise längs der Wände angeordnet und sollen die Wandlasten verteilen und als Anker den festen Zusammenhalt im Mauerwerk geben. Durch die verschiedenen Lastzustände ist die Beanspruchung dieser Träger auf Biegung sehr verschieden. Das Trägerpaar z. B. für die 1,10 m dicke Frontwand wurde für die größte Stützweite von rd. 7 m im zweiten Hilfszustande als IP 70 bis 100 ermittelt, das kleinste Profil in der Mittelwand war IP 55. Die Träger wurden nacheinander halb in die Wand eingestemmt und wieder vermauert, so daß jederzeit die Tragfähigkeit der Wand gesichert war. Da die Auflagerpunkte ständig wechselten und auch der guten Ankerwirkung wegen, wurden die Träger



Abb. 8. Werkplatz für die Stahlkonstruktion der zwischzeitlichen Abfangung.



Abb. 9. Der Hauptabfangeträger (3) wird mit dem Unterzug (2) vernietet. Der Streichträger (1) hat an dieser Stelle einen biegefesten Fuß mit unbearbeiteten Schrauben erhalten.

alle mit biegefesten Stößen untereinander verbunden (Abb. 9). Allerdings wurden als Verbindungsmittel nur handelsübliche (schwarze) Schrauben verwendet, was dem Zweck vollkommen genügte. Die Streichträger übertrugen auch die Mauerlasten im Endzustande zwischen den Abfangeträgern und bleiben mithin dauernd mit dem Bauwerk verbunden. Soweit erforderlich, z. B. bei den Pfeilerlasten der Mittelwand, sind oberhalb kurze Stichträger eingebaut (s. Abb. 6a).

Anschließend wurden die Hilfsfundamente hergestellt. Ihre Aufgabe war, fortfallende Fundamentflächen zu ersetzen. Ihre Gründungstiefe war so einzurichten, daß sie bei späteren Arbeiten nicht unterschritten werden

konnte und daß eine ausreichende Lastverteilung gewährleistet war. An der Hofmauer mit den geringeren Lasten lagen die flachsten Hilfsfundamente auf Kote 30,50 (Abb. 6c u. d). Die Hilfsfundamente (6) an der Mittelwand mußten während der Eisenmontage bestehen bleiben und kamen dadurch auf Kote 30,00 (Abb. 6f). Die gleiche Gründungstiefe war an der Frontwand wegen der hohen Lasten erforderlich. Die Hausmauern lagen je nach dem Verwendungszweck des Kellers auf rd. Kote 30,50 bis 31,50. Dies besagt, daß die Baugrubensohle für die Hilfsfundamente fast immer darunter lag. Bei der großen Nähe beider Bautelle war bei üblicher Ausführung mit Holzbohlen Bodenentzug unter den noch tragenden Hausfundamenten zu befürchten. An den gefährdeten Stellen wurden daher 2,5 m lange Kanaldielen gerammt und, soweit möglich, gegenseitig unter der Mauer verankert. Der Kopf der Hilfsfundamente hatte zwei Auflagerstellen (Abb. 6d). Einmal für den Hilfsunterzug und dann für die Preßpunkte. Nun wurden Schlitzlöcher durch die Mauern gestemmt und die Hilfsunterzüge eingebaut. Ihre Abmessungen waren der unregelmäßigen Stützweiten und Lasten wegen sehr verschieden. Im allgemeinen genügten IP 50 bis 70. Bis hierher ruhte das Haus noch ausschließlich auf den vorhandenen Fundamenten. Jetzt wurde durch das Einsetzen von Wasserdruckpressen der erste Hilfszustand herbeigeführt. Der Pressendruck wurde zu 80% des Hauselngewichts gewählt, so daß ein Anheben des Gebäudes bestimmt vermieden war. Während des Aufbringens der Preßlast auf das Hilfsfundament drückte sich der Boden darunter um rd. 2 mm zusammen.

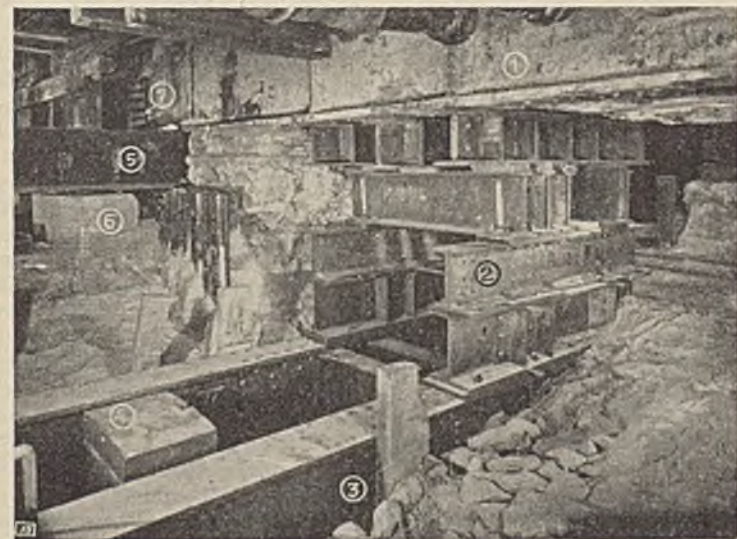


Abb. 11. Hilfszustände an der Frontwand.

Vom 2. Hilfszustand sind Streichträger (1), Unterkonstruktion (2) und Hilfsunterzug (3) zu erkennen. Die endgültige Stütze (4) ist bereits eingebaut. Im Hintergrunde ist noch der 1. Hilfszustand mit seinem Unterzug (5) und dem Hilfsfundament (6) belastet. Darüber ein biegeester Stoß (7) des Streichträgers.

Nachdem die Unterzüge am Auflager mit eisernen Keilen festgelegt waren, wurden die Stellringe der Pressen festgezogen (es wurden nur so ausgerüstete Pressen verwendet). Nach sechs Stunden hatte sich die Spannung in der Bodenfüge etwas ausgeglichen, so daß nicht mehr die erreichte Last vorhanden war; das Hilfsfundament war noch etwas nach unten ausgewichen. Das Haus jedoch stand ja noch auf seinen Fundamenten und blieb von dieser Bewegung unberührt. Die Preßlast wurde nun wiederhergestellt, wobei weitere 2 mm Einsenkung gemessen wurden. Nach weiteren sechs Stunden wurde das Spiel wiederholt, bis das Hilfsfundament nach dem zweiten bis vierten Pressen in

Ruhe blieb. Durch diesen Vorgang wurde das Haus umgelagert, ohne daß die hierbei erforderliche Einsenkung der Hilfsfundamente von insgesamt rd. 4 mm Schaden verursachen konnte.

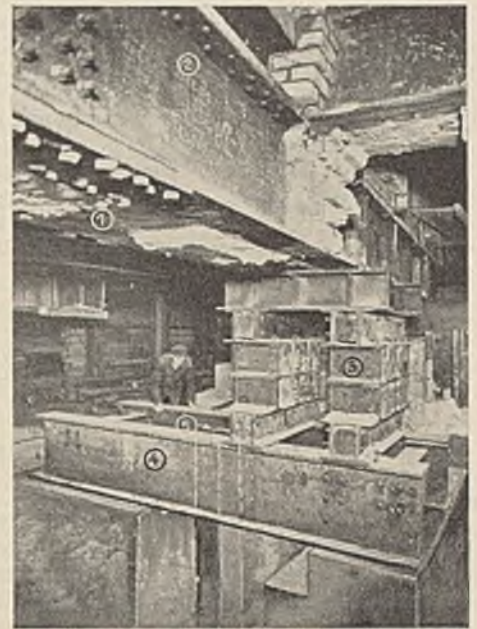


Abb. 10. 2. Hilfszustand an der Frontwand. Die Frontwand (1) mit den Streichträgern (2) ruht auf den Hilfsunterzügen (4). Dazu die Futterkonstruktion (3). Endgültige Stütze (5).

#### Frontwand.

Unter der Frontwand (Abb. 6a) waren die Hilfsstützpunkte zwischen den vorgesehenen endgültigen Stützen angeordnet, und zwar in rd. 3 m Abstand. Diese Entfernung war erforderlich, um so zwischen Fundament (2) und Schacht genügend Boden zu behalten, daß eine wesentliche Beeinträchtigung der Tragfähigkeit nicht eintreten konnte. Hierbei wurden je zwei Auflagerpunkte zu einem Hilfsfundament zusammengefaßt. Quer zur Hausfront (Abb. 6b) lagen die Fundamente unmittelbar neben der Hausmauer, um so möglichst geringe Stützweiten für die ohnehin recht hohen Hilfsunterzüge zu erhalten. Dazwischen wurden nun, wie bereits erläutert, die Schächte für die endgültigen Stützenfundamente hergestellt. Die Hilfsfundamente wurden nach einer Schachttiefe von rd. 6 m noch einmal abgepreßt und zeigten neue Setzungen bis 2 mm; vielleicht ein Zeichen dafür, daß durch geringe Verformung der Schachtaussteifung eine gewisse Entspannung des Bodens unter dem Fundament eingetreten war.

Für die spätere Montage waren die Hilfsfundamente hinderlich und mußten deshalb durch eine andere Auflagerung der Hausmauer ersetzt werden. Weiterhin war es, um Risse am Haus zu vermeiden, am günstigsten, wenn die lastübertragende Bodenfüge so bald wie möglich tief gelegt wurde. Für diese zweite Hilfsauflagerung wurden auf die endgültigen Stützenfundamente seitlich im Schacht vorläufige Hilfspfeiler (6) (Abb. 6a u. c) betoniert. Dazwischen blieb noch genügend Raum für die eiserne Stütze und ihren Rost. Beide Pfeiler wurden oben durch zwei Hilfsunterzüge (Abb. 10, 11 u. 12) wiederum seitlich der Stütze überbrückt. Die Höhenlage dieser Träger war so gewählt, daß sie die endgültige Montage nicht behinderten, sie mußten also unter dem Hauptunterzug liegen. Dadurch ergab sich zwangweise

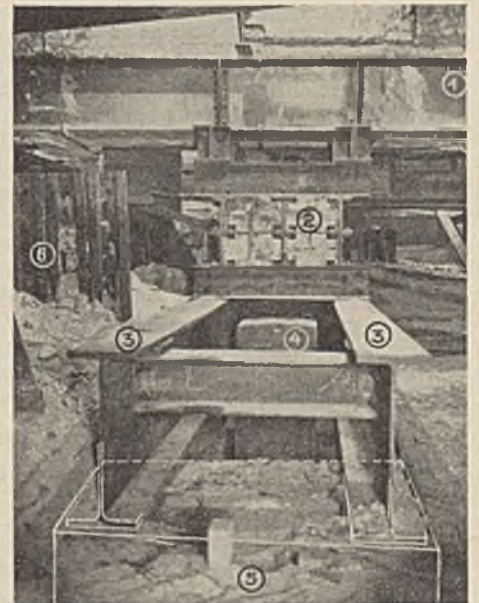


Abb. 12. 2. Hilfszustand an der Frontwand.

Streichträger (1), Futterkonstruktion (2), Hilfsunterzug (3), endgültige Stütze (4), Hilfspfeiler (5), Kanaldielen (6) als Reste der Baugrubenumschließung für die Hilfsfundamente.

ein großer Abstand bis zu den Streichträgern. Dieser wurde durch eiserne Futter ausgeglichen. Die Streichträger erhielten hierbei ihre größte Stützweite von über 6 m. Die Lastaufnahme wurde wieder durch Pressen herbeigeführt. Da die Hausmauer hauptsächlich über einem Hilfspfeiler lag (Abb. 6c), wurde nur an diesem gepreßt und durch Anker verhindert, daß der Unterzug sich am anderen Pfeiler abhob. Setzungen wurden bei diesem Vorgang kaum beobachtet. Die zweite Hilfszustand war nun erreicht, die Frontwandlasten wurden durch die Streichträger über die Hilfspfeiler auf die endgültige Bodenfuge übertragen. Die eiserne Stütze wurde schon vorher durch einen später geschlossenen Montageschlitz im straßenseitigen Hilfspfeiler schräg in die Tiefe gelassen und aufgestellt (Abb. 6a).

**Hofwand.**

Ähnlich, doch wesentlich einfacher waren die Arbeiten an der Hofwand, über der Parallelmauer. Zwischen den zum Ausgleich ver-

lorengender Fundamentfläche angeordneten Hilfsfundamenten (2) (Abb. 6e) wurden die ersten Schächte für die Mauer hinuntergetrieben (z. B. Nr. 15 u. 19). Auf dem fertigen Schacht wurde dann die Hofwand durch eine Futterkonstruktion (4) abgesetzt (Abb. 6f). Die Streichträger übertrugen nun die Hauslasten von Schacht zu Schacht; der zweite Hilfszustand war erreicht, die endgültige Bodenfuge belastet.

Die Hilfsfundamente konnten nun wieder abgebrochen werden. Dadurch war erst die Möglichkeit gegeben, die übrigen Schächte herzustellen. Zwei Schachtbreiten blieben im allgemeinen zur Sicherheit zwischen zwei Arbeitsstellen, und nur einige Restschächte wurden als Doppelschächte rd. 3,20 m x 3,50 m groß ausgeführt. Die so entstehenden einzelnen Betonpfeiler wurden durch senkrechte und waagerechte Verzahnung und durch eiserne Träger als Dübel zur einheitlichen Parallelmauer verbunden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

**Hochwasser-Abwehr durch gestaffelte Rückhaltebecken.**

Von o. Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

In der Studie „Verwendung von Hochwasser-Rückhaltebecken zur Nutzraumvergrößerung eines Talsperrenbeckens“<sup>1)</sup> hatte ich bereits die Möglichkeit nachgewiesen, die Energieausbeute eines Staubeckens ohne nennenswerte Baukosten in geeigneten Fällen beträchtlich zu steigern. Das ist überall dort möglich, wo oberhalb des Staubeckenraumes talaufwärts noch ein von Siedlungen freies Tal vorhanden ist, in dem sich Rückhaltebecken errichten lassen. Nach Errichtung von geeigneten Rückhaltebecken kann<sup>2)</sup> der bisher vom Wasser stets frei gehaltene Hochwasser-Schutzraum im Staubecken ohne Bedenken ständig zur Wasserspeicherung benutzt werden. Dies ist aber in wasserwirtschaftlicher Hinsicht um so wertvoller, als sich der Beckenraum gerade oberhalb des bisher für den Kraftwerkbetrieb innegehaltenen Stauzieles außerordentlich vergrößert, was aus der parabelartigen Beckeninhaltlinie zu entnehmen ist. Ferner bringt die Ausnutzung des bisher stets frei gelassenen Hochwasser-Schutzraumes für die Speicherung eine volkswirtschaftlich sehr wertvolle Steigerung der Energieausbeute im Kraftwerk, da bei der Füllung des Staubeckens bis dicht an die Mauerkrone (Überlauf) die in den Turbinen ausgenutzte Druckhöhe unter Umständen um 10% und mehr gegen den bisherigen Betriebszustand vergrößert wird, was aber eine gleich große Steigerung des Energiegewinnes gegen den bisherigen Zustand zur Folge hat. Die bekannte Beziehung *N*

$$(Leistung\ in\ PS) = \eta \cdot \frac{1000}{75} \cdot QH$$

läßt erkennen, daß 1 m<sup>3</sup> Wasser für den Energiegewinn bei den verschiedenen Höhenlagen des jeweils durch den Kraftwerkbetrieb abgemahlten Wasserspiegels ganz verschiedene Wertigkeit annehmen kann. Die jeweils verfügbare Beaufschlagungswassermenge *Q* (m<sup>3</sup>/sek) für die Turbinen ist z. B. für die Energiegewinnung bei einem Wasserstande in der Nähe der Mauerkrone offenbar doppelt so wertvoll als bei einem Wasserstande des Beckens in halber Mauerhöhe.

Aber auch für die Landwirtschaft in den Flußniederungen können Rückhaltebecken von großem Werte sein, wenn sie den Hochwasserlauf zeitlich so verzögern, daß die Höhe der Hochwasserwelle erniedrigt und damit die Ausdehnung der Überschwemmungen vermindert wird. Es ist einleuchtend, daß bei einer Überschwemmung von wertvollen Ländereien und unter Umständen auch von Gehöften jede Senkung des Hochwasserstandes die Größe des vom Wasser angerichteten Schadens fühlbar verringern kann. Selbst eine Erniedrigung des Hochwasserstandes von vielleicht nur einem halben Meter kann Verluste an Vieh, ja selbst an Menschenleben vermeiden helfen. Nicht nur die Überschwemmung wird geringer, sondern auch die zerstörende Wucht der ankommenden Hochwasserwelle, die gegebenenfalls große, gemauerte Gebäude und Brücken zum Einsturz bringt. Es läßt sich nachweisen, daß diese zerstörende Kraft des Wassers ungefähr mit der dritten Potenz der Hochwasserwellen-Höhe anwächst bzw. abnimmt.<sup>3)</sup> Die Änderung der Wasserführung sei *q* (in m<sup>3</sup>/sek) gegenüber der sonst vorhandenen Wasserführung, und die Höhe der dadurch bedingten Schwallwelle über dem sonst vorhandenen Wasserstande sei *z*; die Schwallwelle eilt mit einer mittleren Schnelligkeit *c* zu Tal; die Oberflächenbreite sei *B*. Dann ist  $z = \frac{q}{Bc}$

Ferner ist  $q = f(v - v_0) = zBc$ , mithin  $v \approx \frac{Bc}{f} \cdot z$ , sofern die anfängliche Fließgeschwindigkeit *v*<sub>0</sub> als klein gegen *v* vernachlässigt werden darf.

Die Stoßkraft der Schwallwelle ist  $P = Mv = \frac{\gamma}{g} \cdot qv \approx \frac{\gamma}{g} \cdot Fv^2$ . Hier ist *F* die Querschnittsfläche von der Flußsohle bis zum Wellenscheitel,

sie ist demnach von *z* abhängig, etwa  $F = f + B_m z \approx B_m z$ . Hierin bedeutet *B*<sub>m</sub> die mittlere Breite des vergrößerten Querschnitts. Werden diese Werte von *v* und *F* in der Beziehung für *P* eingesetzt, so folgt

$$P \approx \frac{\gamma}{g} \cdot B_m z \left(\frac{Bc}{f}\right)^2 z^2 \approx a z^3.$$

Wird z. B. die Wellenhöhe auf  $\frac{3}{4}$  verringert, so vermindert sich demnach die Zerstörungskraft der Welle auf  $(\frac{3}{4})^3 = \frac{27}{64} = 0,42$ , also um mehr als die Hälfte.

An einem Beispiele möge nun dargelegt werden, wie dieses vorgenannte Ziel, die Hochwasserwelle zu erniedrigen und zu verflachen, durch Rückhaltebecken erreicht werden kann. Im Gegensatz zu Talsperren bleiben die Rückhaltebecken in normalen Zeiten frei von Wasser und können daher landwirtschaftlich voll ausgenutzt werden; der Talfluß fließt auch nach Errichtung der Beckensperren wie sonst in seinem alten Bette. Der Durchlaß in der Sperrmauer ist gerade so groß, daß das *MQ* des Flusses noch ungehindert hindurchfließen kann. Betriebseinrichtungen sind nicht vorhanden, daher ist auch eine Bedienung der Sperren nicht erforderlich.

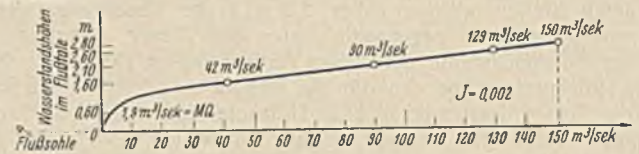


Abb. 1. Abflaumengen-Linie im Flußtal.

Die Abbildungen und Berechnungen mögen das Weitere erläutern. In einem Flußtale, dessen Querschnitt durch Abb. 2 dargestellt wird, fließt ein kleiner Fluß im Gefälle *J* = 0,002; bei Mittelwasser hat er 5,6 m Breite und 0,6 m größte Tiefe und führt (s. Abb. 1) rd. 1,9 m<sup>3</sup>/sek.

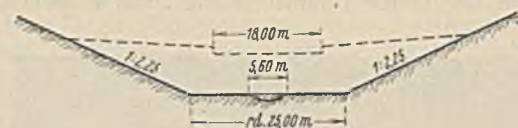


Abb. 2. Flußtalquerschnitt.

Am Talaustrang fließt in diesen Fluß ein Bach hinein, der gewöhnlich etwa 1 m<sup>3</sup>/sek führt, bei Hochwasser aber bis auf 60 m<sup>3</sup>/sek anschwillt, während

alsdann gleichzeitig der Fluß 90 m<sup>3</sup>/sek als *HHQ* zu Tal schießt, so daß an der Mündung der beiden Vorfluter durch Summierung der Wassermengen 90 + 60 = 150 m<sup>3</sup>/sek ein Schadenhochwasser entsteht. Es soll nun versucht werden, im Flußtale die Hochwasserwelle des Größtabflusses zu verflachen und dabei zugleich eine zeitliche Verzögerung des Größtabflusses zu erreichen, so daß die Hochwasserwelle des Baches schon wieder im Abflauen ist, wenn an der Mündungsstelle der Scheitel der umgestalteten Hochwasserwelle des Flusses eintrifft; die beiden Hochwasserscheitel folgen alsdann zeitlich nacheinander und überlagern sich deshalb nicht mehr.

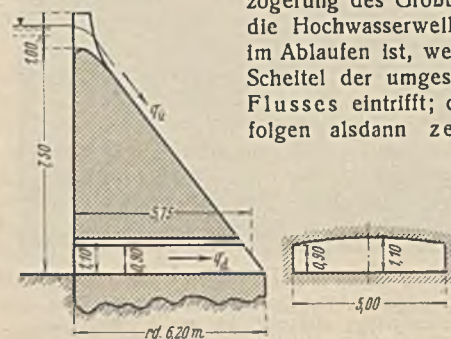


Abb. 3 Mauerquerschnitt und Durchlaß.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt durch eine Sperrmauer und den Durchlaß für den Fluß. Wie Abb. 2 zeigt, hat die Mauer einen Überlauf in 7,5 m Höhe über der Flußsohle von

<sup>1)</sup> Bauing. 1935, S. 107 bis 109 u. 170.

<sup>2)</sup> Vgl. a. a. O. S. 108.

<sup>3)</sup> Vgl. Winkel, Grundlagen der Flußregelung; Berlin 1934, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, s. insbesondere Gl. 24, S. 53.

18 m Breite; von dem Überfall aus steigt die Mauerkrone mit schwacher Neigung nach den Talhängen hin etwas an. Das Überlaufwasser  $q_u$  läßt sich bei gut abgerundeter Krone angenähert nach der Beziehung  $q_u = 2/3 \mu b h \sqrt{2gh}$  mit  $\mu \approx 0,68$  und  $\sqrt{2g} = 4,43$ ,  $q_u \approx 2 b h \sqrt{h}$ , er rechnen:  $b = 18$  m,

$$\begin{aligned} h &= 0,25 \text{ m} & q_u &= 4,5 \text{ m}^3/\text{sek} \\ &= 0,5 \text{ " } & &= 12,5 \text{ " } \\ &= 1,0 \text{ " } & &= 36,0 \text{ " } \end{aligned}$$

Diese Werte sind in Abb. 4 links aufgetragen worden. Bei Anstau im Becken wird durch den Durchlaß eine Wassermenge  $q_d$  hindurchgeschickt. Nach bekannter Beziehung ist bei der Rohrlänge  $l = 5,75$  m und dem Querschnittshalbmesser  $R = \frac{F}{U} = \frac{5}{12} = 0,417$  m sowie mit  $\lambda = 0,025$

$$q_d = 5 \cdot 4,43 \sqrt{\frac{h}{1,1 + \frac{0,0025 \cdot 5,75}{4 \cdot 0,417}}} = 20 \sqrt{h},$$

demnach bei

$h = 0,25$ m	$q_d = 10,0$ m <sup>3</sup> /sek	$h = 5,0$ m	$q_d = 44,8$ m <sup>3</sup> /sek
1,0 "	20,0 "	6,0 "	49,0 "
2,0 "	28,2 "	7,0 "	53,0 "
3,0 "	34,7 "	8,0 "	55,6 "
4,0 "	40,0 "	9,0 "	60,0 "

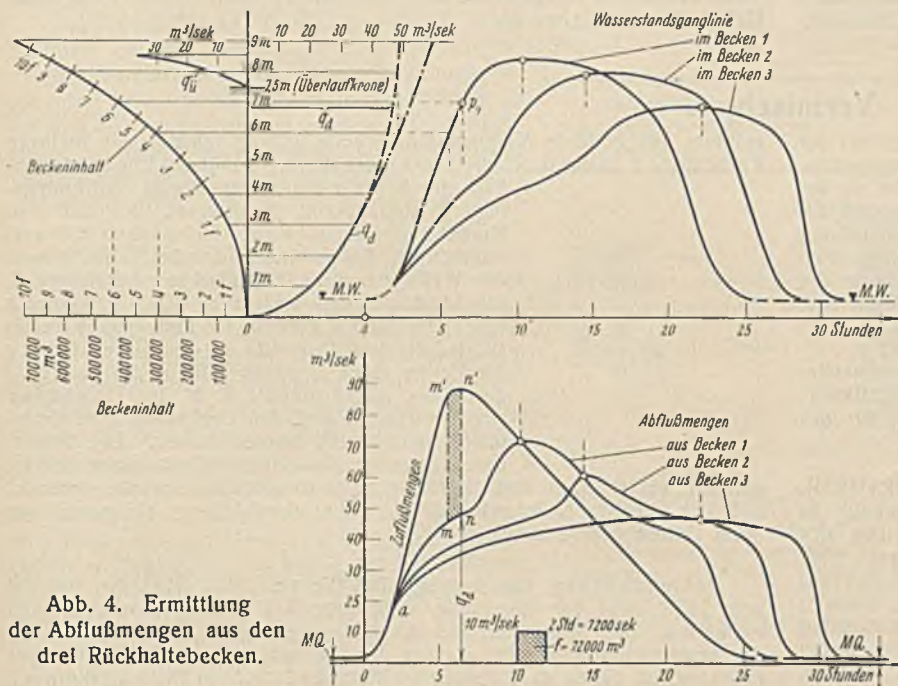


Abb. 4. Ermittlung der Abflußmengen aus den drei Rückhaltebecken.

Diese Werte sind in Abb. 4 oben eingetragen worden. Nun ist aber noch zu beachten, daß bei zunehmender Abflußmenge sich das Flußtal mehr und mehr füllt, so daß also  $h$  nicht vom OW zum MW im Flußtale, sondern vom OW bis zum jeweiligen Füllwasserstande im Flußtale zu rechnen ist. Abb. 1 gibt die Abflußmengen-Pegellinie des Flußtales an, die mit Benutzung des Nomogrammes<sup>4)</sup> bestimmt wurde:

$z$  ist die Wasserstandshöhe über Flußsohlenmitte (Pegelstand<sup>5)</sup>);

- (1)  $z = 0,6$  m;  $F = 5/7 B T = 5/7 \cdot 5,6 \cdot 0,6 = 2,4$  m<sup>2</sup>;  $U \approx B = 5,6$  m;  $R = F/U = 0,43$ ,  $J = 0,002$ ;  $v$  (aus  $R$  und  $J$ ) =  $0,77$  m/sek;  $q = 0,77 \cdot 2,4 = \text{rd. } 1,9$  m<sup>3</sup>/sek;
- (2)  $z = 1,0$  m +  $0,6$  m;  $F = 2,4 + 25 \cdot 1 + (2,25 \cdot 1) 1 = 29,65$  m<sup>2</sup>;  $U \approx 25 + 4,5 + 0,2 = 29,8$  m;  $R = 1,0$  m;  $v = 1,4$  m/sek und  $q = \text{rd. } 42$  m<sup>3</sup>/sek;
- (3)  $z = 2,0$  m +  $0,6$  m;  $F = 2,4 + 25 \cdot 2 + (2,25 \cdot 2) 2 = 61,4$  m<sup>2</sup>;  $U \approx 25 + 9 + 0,6 = 34,6$  m;  $R = 1,78$  m;  $v = 2,1$  m/sek und  $q = \text{rd. } 129$  m<sup>3</sup>/sek.

Diese ( $Q, z$ )-Werte sind in Abb. 1 aufgetragen worden. Man erkennt, daß für Wassermengen, die etwa 40 m<sup>3</sup>/sek übersteigen, der  $h$ -Wert um 1 bis 2 m geringer zu wählen ist, als der Höhenunterschied zwischen OW und MW des Flusses beträgt. Dies ist in Abb. 4 bei der Eintragung der  $q_d$ -Linie berücksichtigt. Die gestrichelte Linie entspricht ungefähr dem mittleren Abflusse aus dem Mauerdurchlasse, die von der strichpunktierter Linie — für die der Wasserstand des Flusses unverändert gedacht ist — ungefähr um das vorerwähnte Maß abweicht.

<sup>4)</sup> s. Fußnote 3, a. a. O., S. 14, Abb. 7.

<sup>5)</sup> R. Winkel, Flußquerschnitt und Profillradius. Bautechn. 1936, S. 721 bis 723.

Der Verlauf der im Flußtale ankommenden HW-Welle wird in Abb. 4 unten durch die Zuflußmengenlinie gekennzeichnet. Der Höchstwert 90 m<sup>3</sup>/sek wird etwa 6 Std. nach Eintreffen der HW-Welle erreicht, und nach etwa 25 Std. sinkt der Abfluß wieder bis auf  $MQ = \text{rd. } 1,9$  m<sup>3</sup>/sek herab. Ein Teil der Wassermenge wird im Becken gleichsam abgefangen, gespeichert und erst beim Abfließen des Wassers wieder freigegeben, wie es die Abflußmengenlinien der Abb. 4 erkennen lassen. Um diese Linien zu gewinnen, ist noch die Beckeninhaltslinie erforderlich, die in Abb. 4 oben links eingetragen ist. Sie wurde nach der Beziehung: (Beckeninhalt bei der

Füllhöhe)  $z = (1/J) \left( \frac{B z^2}{2} + \frac{p z^3}{3} \right)$  errechnet<sup>6)</sup>; bei einem gegebenen Tale in der Natur wird statt dessen der Inhalt nach den Höhengschichten-Linien oder nach Queraufnahmen ermittelt. In unserem Falle ist  $J = 0,002$ ,  $B = 25$  m und  $1:p = 1:2,25$ . Damit ergeben sich die in Abb. 4 eingetragenen Werte. Die Abflußmengenlinien sowie die Wasserstandsganglinien in den Rückhaltebecken werden unter Benutzung der  $q_d$  (bzw.  $q_d + q_u$ )-Linie sowie der Beckeninhaltslinie ermittelt. Es sind die Rückhaltebecken mit je 7,5 m bzw. 8,5 m hoher Mauer (Abb. 2 u. 3) angenommen worden. Jedes Becken hat mindestens die Länge  $l = \frac{7,5 + 1}{J} = 500 \cdot 8,5$

= 4250 m = 4,25 km. Bis zur Füllung des im Scheitel 1,1 m hohen Durchlasses bleibt der Abfluß noch ungefähr so groß wie der Zufluß, das ist bis rd. 20 m<sup>3</sup>/sek — nach der  $q_d$ -Linie — der Fall. Punkt  $a$  entspricht dieser Grenze. Bei einer größeren Zuflußmenge als rund 20 m<sup>3</sup>/sek steigt der Wasserstand im Becken an, z. B. bei 33 m<sup>3</sup>/sek auf + 3 m über Durchlaßsohle. Dabei füllt sich das Becken, und zwar bis zu der Raumgröße, die an der Beckeninhaltslinie angegeben wird (bei 3 m z. B. rund 70 000 m<sup>3</sup>).

Durch schrittweises Weitergehen wird die Abflußmengenlinie des Beckens 1 gewonnen. Hierbei ist zu beachten, daß der Unterschied zwischen der Zuflußmengenlinie und der Abflußmengenlinie der gespeicherten Wassermenge oder dem gefüllten Beckeninhaltsraum entsprechen muß. Man nimmt den  $q_d$ -Wert, der dem erreichten Wasserstande im Becken entspricht, in den Zirkel und trägt ihn (Abb. 4 unten) von der waagerechten Zeitachse aus lotrecht so an, daß beispielsweise die Fläche  $mm'n'n$  gleich der entsprechenden Raumzunahme des Beckens bis zum erreichten Beckenwasserstande ist. Damit hier eine schnelle Nachprüfung möglich ist, empfiehlt es sich, mit mm-Papier zu arbeiten und eine Vergleichsfläche  $f$  (Abb. 4 unten) einzuführen. Wird z. B.  $f$  so gewählt, daß die Höhe der Ordinate 10 m<sup>3</sup>/sek und die Breite der Zeit 2 Std. = 7200 sek entspricht, so stellt offenbar die Fläche  $f$  den Raumwert 10 m<sup>3</sup>/sek · 7200 sek = 72 000 m<sup>3</sup> dar. Dieser  $f$ -Wert und seine Vielfachen  $2f \dots, 3f \dots$  usw. sind auf der Beckeninhaltslinie durch Quermarken vermerkt. War z. B. die letzte erreichte Beckenhöhe 6 m, so war  $mm'$  der Unterschied der Abflußmengenlinie gegen die Zuflußlinie, der dreieckartige Flächenbetrag  $a mm'$  ist alsdann, wie es die Beckenlinie zeigt,

gleich  $4f = 288 000$  m<sup>3</sup>; soviel Wasser hat das Becken bei einer Füllung von 6 m über Durchlaßsohle zurückgehalten. Legen wir nun die Füllung von 7 m als nächsten Wert zugrunde, so ergibt die Beckeninhaltslinie dafür  $6f = 432 000$  m<sup>3</sup>. Der Raumzuwachs ist demnach 432 000 — 288 000 = 144 000 m<sup>3</sup> oder =  $2f$ , wir müssen mithin den  $q_d$ -Wert so von der Zeitachse aus senkrecht bis zum Punkte  $n$  auftragen, daß  $mm'n'n = 2f$  ist. Das ist bei der Benutzung von mm-Papier schnell nachzuprüfen. Ist  $mm'n'n < 2f$ , so muß  $n$  etwas nach rechts gerückt werden, und umgekehrt, wenn  $mm'n'n > 2f$  ist, nach links. Auf diese Weise läßt sich die Abflußmenge des Beckens zuverlässig bestimmen. Gleichzeitig gewinnt man auch die Wasserstandsganglinie des Beckens, wenn man den Punkt  $p$ , der den gleichen Zeitwert wie Punkt  $n$  hat und auf der Höhe 7 m liegt, vermerkt. Die Verbindungslinien aller so erhaltenen Punkte  $p$  liefert die Wasserstandsganglinie des Beckens; diese hat ihren Höchstpunkt zur gleichen Zeit wie der Schnittpunkt der Zufluß- und Abflußmengenlinie.

Die Abflußmengenlinie aus Becken 1 bildet nun für das Becken 2 die Zuflußmengenlinie. Die Untersuchung für das Becken 2 wird sinngemäß wie zuvor durchgeführt; ebenso die für Becken 3<sup>7)</sup>.

Die Abflußmengenlinie aus dem letzten talwärts gelegenen Becken, in unserem Beispiel aus Becken 3, ist nun entscheidend für den Erfolg.

<sup>6)</sup> Vgl. Bauing. 1935, S. 107.

<sup>7)</sup> In Abb. 4 ist die zeitliche Verschiebung der Ganglinien und der Abflußmengenlinien gegeneinander unberücksichtigt gelassen. Die

Wellenschnelligkeit ist  $c = \sqrt{9,8 \cdot \frac{29,65}{29} + 0,77} = \text{rd. } 3,9$  m/sek; ein Becken ist 4250 m lang, wird also in 4250 m : 3,9 m/sek = 1090 sek = rd. 18 min von der Welle durchlaufen. — Die Höchst-Wasserstände in den einzelnen Becken stehen in keiner besonderen zeitlichen Beziehung zueinander.

In Abb. 5 wird nun der durch die drei Rückhaltebecken erreichte Erfolg dargestellt. Die gestrichelte Linie zeigt den zeitlichen Verlauf der aus dem letzten Rückhaltebecken abfließenden Wassermengen (vgl. Abb. 4, Becken 3), die sich an der Mündungsstelle des Baches in den Fluß mit dem Bachhochwasser, das im zeitlichen Verlauf durch die strichpunktlierte Linie gekennzeichnet ist, vereinigen. Beide Abflüßmengen addieren sich; so entsteht durch die Summierung der gleichzeitig vorhandenen Wassermengen der beiden vorgenannten Kurven die in ausgezogener Linie dargestellte Abflüßmengenkurve an der Vereinigungsstelle beider Gewässer. Diese hat als Größtwert  $90 \text{ m}^3/\text{sek}$ , während dort der Höchstabfluß bislang  $90 + 60 = 150 \text{ m}^3/\text{sek}$  war. Aus der Linie der Abb. 1 kann ent-

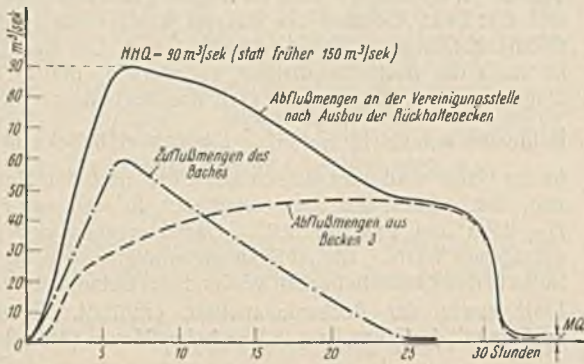


Abb. 5. Die Auswirkung der drei Rückhaltebecken auf das Flußtal unterhalb der Bacheinmündung.

nommen werden, daß bei  $150 \text{ m}^3/\text{sek}$  das Flußtal einen  $2,8 \text{ m}$  über der Flußsohle oder  $2,8 - 0,6 = 2,2 \text{ m}$  über MW liegenden Wasserstand hat, bei  $90 \text{ m}^3/\text{sek}$  dagegen nur  $2,1 \text{ m}$  bzw.  $2,1 - 0,6 = 1,5 \text{ m}$  über MW. Durch die drei Rückhaltebecken wird also der Hochwasserstand um  $70 \text{ cm}$  gesenkt, was ohne Zweifel die Überschwemmungen außerordentlich vermindert und auch die Gefahr der Zerstörung von Brücken u. a. unter Umständen völlig beseitigt. Wie eingangs dargelegt wurde, ist die zerstörende Kraft  $P = a z^3$ ; hier ist  $z = 2,2$  bzw.  $1,5 \text{ m}$ . Die Gefahr wird demnach auf ungefähr  $\left(\frac{1,5}{2,2}\right)^3 = 0,32$ , d. h. auf rd.  $\frac{1}{3}$  gegen früher verringert, was ein sehr beachtenswerter Erfolg der Wirkung der Rückhaltebecken ist.

Zusammenfassend sei hervorgehoben, daß durch Rückhaltebecken der Landwirtschaft kein nutzbares Gelände verlorengeht, da in normalen Zeiten die Becken ständig frei von einer Wasserfüllung bleiben und wie sonst nur vom Flusse im alten Bette durchflossen werden.

Das durchgerechnete Beispiel beweist, das gegebenenfalls schon mit wenigen und verhältnismäßig niedrigen Sperrmauern, deren Baukosten gegenüber den sonst entstehenden Hochwasserschäden verschwindend gering sind, eine Hochwassergefahr sehr wirkungsvoll abgewehrt werden kann, die insbesondere die Landwirtschaft bedroht. Es wäre zu begrüßen, wenn von dieser Möglichkeit in geeigneten Flußtälern recht weitgehend Gebrauch gemacht würde.

## Vermischtes.

**Bestimmungen zur Ausführung von Eisenbetonhohldielen** hat der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton zunächst als Entwurf bekanntgegeben. Der genaue Wortlaut dieses Entwurfs findet sich veröffentlicht in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ 1937, Heft 18, S. 303. Änderungs- und Ergänzungsvorschläge — zur Erleichterung der geschäftlichen Behandlung in doppelter Ausfertigung und einseitig geschrieben — bittet der Ausschuss bis zum 1. Oktober 1937 einzureichen; sie sind zu richten an die Geschäftsstelle des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Berlin W 8, Wilhelmstr. 80, Reichsverkehrsministerium.

**Bergakademie Freiberg (Sachsen).** Dem Regierungsbaumeister Dr.-Ing. habil. A. Scheidig, wissenschaftlicher Assistent am Erdbau-Laboratorium Freiberg, wurde die Lehrbefugnis (Dozentur) für das Fach „Baugrundlehre und Ingenieurgeologie“ verliehen.

**Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik (DVM).** Am 8. Oktober, vorm. 10 Uhr, findet in der Städtischen Tonhalle in Düsseldorf, Schadowstraße, die öffentliche Hauptversammlung des Verbandes statt. Es sprechen: Prof. Dr.-Ing. E. Siebel, Stuttgart, über „Brennende Fragen aus der Werkstoffprüfung der Metalle“; Dr. R. Lepsius, Berlin, über „Werkstoffe aus Kohle (Öl, Kraftstoffe, Kunststoffe, Buna)“; Dr.-Ing. M. Moser, Essen, über den „2. Kongreß des Internationalen Verbandes für Materialprüfung 1937 in London“. Am 7. Oktober treten die Arbeitsgruppen des DVM zusammen, und zwar Gruppe A, Metalle, Gruppe B, Nichtmetallische anorganische Stoffe, Gruppe C, Organische Stoffe und Gruppe D, Sachfragen von allgemeiner Bedeutung, zu Vorträgen, in denen über die Einzelarbeiten des Verbandes berichtet wird. Vorträge in Gruppe B werden halten Prof. Otto Graf, Stuttgart, Dr.-Ing. K. Stöcke, Berlin-Dahlem, Dr. Hans Hecht, Berlin, Dr.-Ing. K. Hummel, Berlin-Dahlem, und Forstrat Dr.-Ing. R. Trendelenburg, München. Einladungen versendet die Geschäftsstelle des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40.

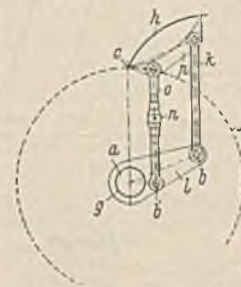
**Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau.** Am 4. bis 6. Oktober 1937 hält in den Räumen der Versuchsanstalt, Berlin NW 87, Schleuseninsel im Tiergarten, der Internationale Verband für Wasserbauliches Versuchswesen seine erste Tagung der Mitglieder ab.

Aufgabe des Verbandes ist, die internationale Zusammenarbeit auf dem Gebiete des wasserbaulichen Versuchswesens zu fördern und Gelegenheit zum Austausch von Erfahrungen und Kenntnissen zu bieten. Zu diesem Zweck werden auf der ersten Tagung — außer der Behandlung von geschäftlichen Dingen, wie Feststellung der Satzung u. dgl. — Vorträge gehalten und eine Reihe von Versuchen vorgeführt werden.

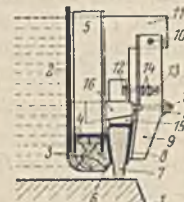
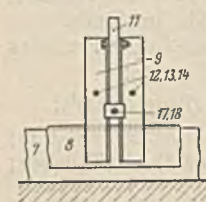
## Patentschau.

**Steuerung für die Aufsatzklappe eines beweglichen Wehres.** (Kl. 84a, Nr. 614 307 vom 20. 8. 1931 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG. in Nürnberg, Zusatz zum Patent 590 463.<sup>1)</sup> Um eine weitere Entlastung des Drehgelenkes der Aufsatzklappe herbeizuführen, soll das Klappengelenk auch vom Auflagerdruck tunlichst entlastet werden. Zu diesem Zwecke wird eine zweite, an der Aufsatzklappe angreifende Hubstange vorgesehen, die parallel zur ersten Hubstange verläuft und von dem Kurbelarm unmittelbar oder mittelbar gesteuert wird. Eine im Innern des Wehrverschlusses  $f$  angeordnete, als verdrehungsfester Hohl-

zylinder ausgebildete Klappenantriebswelle  $g$  trägt einen oder mehrere Kurbelarme  $l$ . In der durch die Achse  $a$  der Welle  $g$  gehenden Ebene ist oberhalb der Achse  $a$  die biegungs- und verdrehungsfeste Stauklappe  $h, p$  gelagert, die mit den Kurbelarmen durch je zwei Hubstangen  $k, o$  verbunden ist, die parallel zu der durch die Achse  $a$  der Welle  $g$  und die Gelenkachse  $c$  der Klappe  $h, p$  gehenden Ebene verlaufen. An der Klappe  $h$  bzw. dem Steg  $p$  greifen die Hubstangen derart an, daß die Angriffspunkte mit dem Gelenkpunkt  $c$  die Ecken eines Dreiecks bilden, das mit dem durch die Angriffspunkte  $b, b'$  der Hubstangen am Kurbelarm  $l$  und den Drehpunkt  $a$  bestimmten Dreieck völlig übereinstimmt. Die zweite, innen liegende Hubstange ist mit einem Spannschloß  $n$  versehen, so daß die Hubstangen so eingestellt werden können, daß sich die Klappe  $h, p$  bei der Drehung der Welle  $g$  freitragend um ihren Gelenkpunkt  $c$  dreht.



**Sohlendichtung für bewegliche Wehre.** (Kl. 84a, Nr. 616 169 vom 26. 1. 1933 von Vereinigte Stahlwerke AG in Düsseldorf.) Um zu vermeiden, daß Störungen und Beschädigungen der Dichtung als Folge der beweglichen Verbindung einer der Dichtungen mit dem Wehrkörper eintreten, ist neben dem starren Dichtungsbalken  $3$  ein Dichtungskörper  $7$  aus elastischem Baustoff angeordnet, dessen Unterkante tiefer liegt als die Unterkante des starren Dichtungsbalkens. Oberhalb der Wehrschwelle  $1$  ist die starre Sohlendichtung  $3$  in Form eines Holzbalkens in einem U-Eisen  $4$  an der durch ein Eisen  $5$  ausgesteiften Stauwand  $2$  des Wehres befestigt. Auf der Unterwasserseite des Bohlenbalkens  $3$  ist ein Flacheisen  $6$  angebracht; die elastische Dichtung  $7$  wird auf der Unterwasserseite durch ein Winkeleisen  $8$  eingespannt. Zur sicheren Befestigung der Dichtung  $7$  am Wehr dienen Winkeleisen  $9$ , die mittels des Bolzens  $10$  drehbar an einer Platte  $11$  aufgehängt sind und mittels der



Schraube  $12$  und Mutter  $13$  und der Federplatt  $14$  fest an das Winkeleisen  $8$  angepreßt werden. Mit dem Eisen  $8$  ist eine Platte  $15$  verbunden; ein Keil  $16$  ist zwischen der Platte  $15$  und der Unterkante der Platte  $11$  eingeschoben und wird mittels eines Gewindeansatzes  $17$  und einer Mutter  $18$  verstellbar. Durch Anziehen der Mutter kann der Keil  $16$  nach Unterwasser vorgezogen werden; das Winkeleisen  $8$  und damit die Dichtung  $7$  wird hierbei nach unten gedrückt, ohne daß die Schraubenverbindungen  $12, 13$  gelöst werden müssen, da die Feder  $14$  das Nachgeben der Einspannwinkel  $9$  gestattet.

**INHALT:** Unterfahung des Verwaltungsgebäudes des Mitteleuropäischen Reisebüros am Potsdamer Platz und des Eckhauses Voßstraße, Berlin. — Hochwasser-Abwehr durch gestaffelte Rückhaltebecken. — Vermischtes: Bestimmungen zur Ausführung von Eisenbetonhohldielen. — Bergakademie Freiberg (Sachsen). — Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik (DVM). — Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. — Patentschau.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1935, Heft 31, S. 446.