

BEMERKENSWERTE ARBEITEN AN FRANZÖSISCHEN TALSPERREN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe.

1. Nachträgliche Dichtung einer Gewichtsstauwand durch einen Dichtungsmantel aus nichtrostendem Stahl.

M. Grelot und M. Chalot berichten in den „Annales des Ponts et Chaussées“¹ über interessante Dichtungsmaßnahmen, die für eine wasserdurchlässige französische Gewichtsstauwand geplant sind. Gemäß Abb. 1 soll ein Dichtungsmantel aus nicht-

stehenden Stauwand und Dichtungskörper ein Besichtigungs- und Entwässerungsstollen, von dem aus die Fugen durch Beobachtungsschächte begangen werden können.

Die Fugen sind entsprechend der Blechbreite der Stahltafeln in 10 m Abstand vorgesehen. Ihre konstruktive Durchbildung ist in einzelnen aus Abb. 2 ersichtlich. Die Stahldichtungsdecke ist

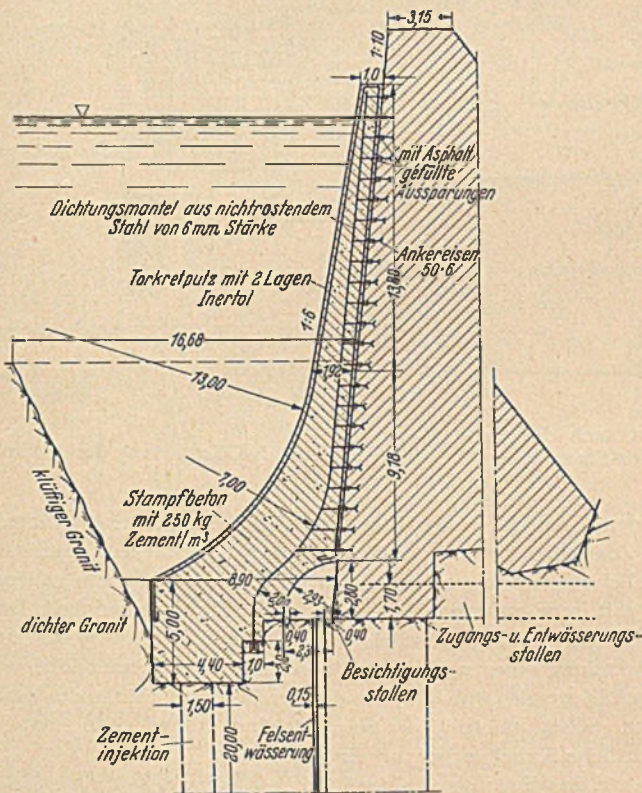


Abb. 1. Bruchsteinmauer mit Stahldichtungsmantel.

rostendem Stahl von 6 mm Stärke, der in eine Betondecke eingebettet ist, die Stauwand vollkommen gegen eine Durchströmung aus dem Staubecken abschließen. Der Dichtungsmantel soll aus Blechen von 10 m Breite auf der Baustelle zusammengeschweißt werden; hierfür ist eine Elektroschweißung ohne Zugabematerial mit Hilfe von Graphitelektroden in Aussicht genommen. Um die freie Beweglichkeit des Dichtungskörpers auf der Gewichtsstauwand zu gewährleisten, wird deren Außenfläche zunächst mit einem Putz versehen, auf den eine Lage Goudronpapier aufgebracht wird. Ferner sind die Ankereisen 50 × 6, die den Dichtungsmantel in Abständen von 1 m mit der Bruchsteinmauer verbinden, an der Wasserseite mit Hilfe kleiner Aussparungen in Asphalt verlegt. Hierdurch wird nicht nur die gegenseitige Beweglichkeit gewährleistet, sondern auch ein Abscheren der an den Dichtungsmantel angeschweißten Ankereisen verhindert.

Der Bettungsmantel, der an beiden Randflächen durch Stab-eisen von 50 × 20 bewehrt ist, endet unten in einer kräftigen Herd-mauer, unter der eine doppelte Zementinjektion in 1,50 m Abstand angeordnet ist. Der Dichtungsmantel endet in einer Aussparung im Felsen, die mit Asphalt vergossen ist, um einen dichten Ab-schluß zu bilden. Am wasserseitigen Mauerfuß befindet sich zwi-

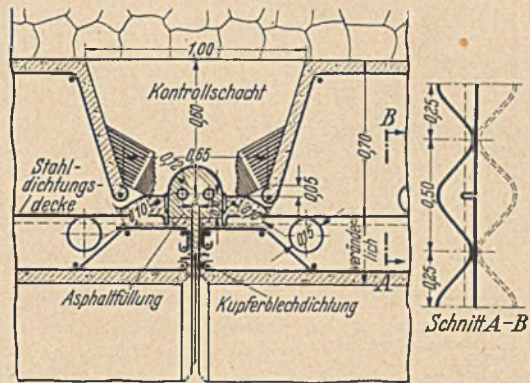


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung der Fugen.

über den Fugen mit einem zylindrischen Deckblech verschweißt, dessen Form hinreichende Gewähr für den Ausgleich von Längs-
verformungen bietet. Es ist im Innern mit Asphalt ausgegossen, der gleichzeitig den Fugenspalt des Eisenbetondichtungskörpers bis zur Kupferblechdichtung mitverschließt. Durch den Asphalt-körper sind zwei Rohre hindurchgeführt, mit deren Hilfe eine jederzeitige Erwärmung und Neueinschmelzung des Asphalts mög-
lich ist.

Die hier in Aussicht genommene neuartige Dichtung einer Bruchsteingewichtsstauwand durch Stahlplatten stellt eine ver-

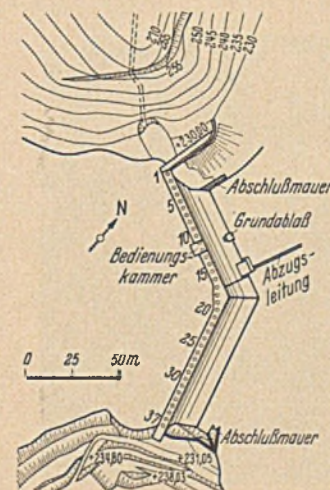


Abb. 3.

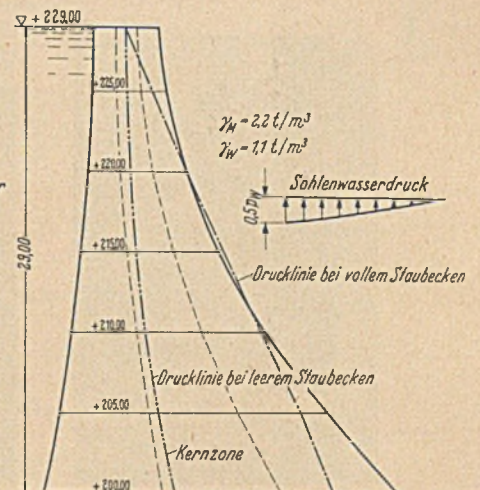


Abb. 4. Verlauf der Drucklinien vor der Cheurfas-Stauwand. Grundriß. Verstärkung der Cheurfas-Stauwand.

hältnismäßig einfache und bei sachgemäßer Ausführung sehr zu-verlässige Dichtungsmaßnahme dar, da bei den großen Fortschrit-ten der Schweißtechnik eine einwandfreie und dichte Verbindung der einzelnen Stahlbleche unbedingt gewährleistet ist und eine Rostgefahr bei Verwendung nichtrostenden Stahles nicht mehr be-fürchtet zu werden braucht.

¹ Ann. Ponts Chauss. 105 (1935) t. II S. 177.

2. Verstärkung von Gewichtsstau Mauern durch Zuganker in der Nähe der Wasserseite.

Im gleichen Heft² beschreibt M. Drouhin eine sehr interessante Verstärkung der Grands-Cheurfas-Staumauer in Algerien. Es handelt sich um eine von 1880 bis 1882 erbaute Gewichtsmauer in Bruchsteinmauerwerk von 30 m Höhe, deren eine Hälfte im Jahre 1885 infolge Hangrutsches einem Hochwasser zum Opfer fiel und der man dann zur Verstärkung eine abgeknickte Linienführung gab (Abb. 3). In dieser Form befindet sich die Staumauer seit 1892 in Betrieb.

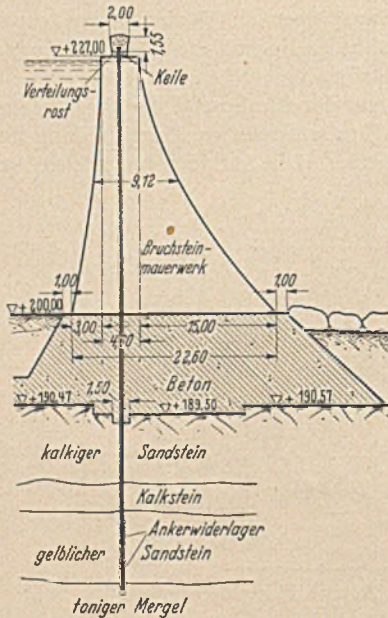


Abb. 5. Verstärkung der Cheurfas-Staumauer nach Coyne.

Als im Jahre 1927 die Fergoug-Staumauer in Algerien unter einem sehr starken Hochwasser zusammenstürzte, wurde die Aufmerksamkeit der Öffentlichkeit wieder auf die Cheurfas-Staumauer gelenkt. Die daraufhin angestellten Untersuchungen führten zu dem wenig erfreulichen Ergebnis, daß das Querschnittsprofil (Abb. 4) zu schwach war, die Hochwasserentlastungsanlage bei weitem nicht ausreichte und der Anschluß der Staumauer an die

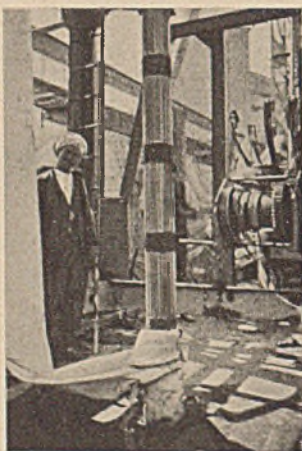


Abb. 8. Umwicklung der Kabel.



Abb. 9. Kabel, fertig zum Ablassen.

Hänge ungenügend war. Dazu kam noch, daß sich die Hänge als undicht erwiesen und am Mauerfuß Verwitterungserscheinungen zu beobachten waren.

Der oben angeführte Bericht beschränkt sich auf die Verstärkung der Staumauer, die nach einem Vorschlag von M. C o y n e durchgeführt wurde (Abb. 5), nach welchem das Mauerwerk in Ab-

² Ann. Ponts Chauss. 105 (1935) t. II. S. 253.

ständen von 4 m (Abb. 3) durch wasserseitige Zugkabel mit dem Baugrund verankert werden sollte. Die Anker erhielten in der mittleren Mauerzone eine Vorspannung von 1000 t, was einer künstlichen Belastung von 250 t pro lfdm Mauerlänge entspricht. Aus Abb. 6 ist die hervorragende Wirkung der Verankerung ersichtlich. Man konnte nicht nur die Drucklinie ständig im Kern halten, sondern sogar den Stauspiegel noch um 3 m gegenüber dem früheren Stande heben.

Gemäß Abb. 7 bestehen die Anker aus ummantelten Stahlkabeln, die auf Grund eingehender Voruntersuchungen hergestellt

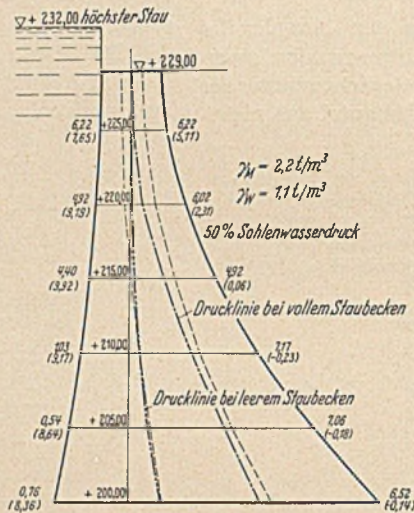


Abb. 6. Verlauf der Drucklinien nach der Verstärkung der Cheurfas-Staumauer.

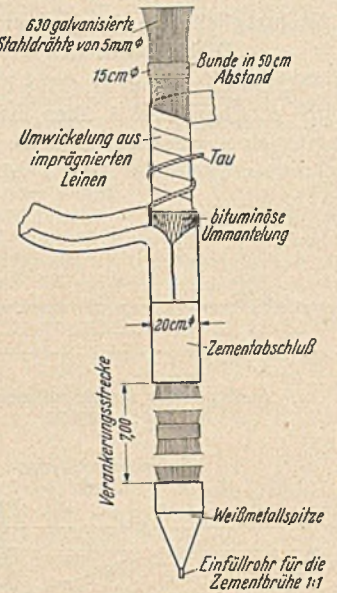


Abb. 7. Konstruktive Gestaltung der Zuganker.

wurden. Um ein in der Mitte befindliches Rohr zum Einpressen von Zementbrühe sind 630 Drähte aus 5 mm starkem Sonderstahl parallel zueinander verlegt und in Abständen von 50 cm gebündelt und mit imprägniertem Leinen schraubenförmig umwickelt. Daran schließt sich eine 5 cm starke bituminöse Schutzmasse, die unter Verwendung einer nach außen abschließenden Leinenhülle warm eingefüllt wurde (Abb. 8). Um die gleichmäßige Stärke des bituminösen Schutzmantels zu gewährleisten, umwickelte man das eigentliche Kabel vorher mit einem Tau, um das die äußere Leinenhülle herumgelegt wurde.

Die Drähte enden oben in einem Ankerkopf aus Eisenbeton, während sie unten in einer Spitze aus Weißmetall zusammengeschmolzen sind. Über dieser Spitze liegen die Drähte auf einer Strecke von 7 m frei, um sie später mit Hilfe von Zementbrühe mit dem Felsen zu verankern. In der entsprechenden Aussparungen in der gelben Sandsteinschicht sind aus Abb. 5 ersichtlich. Um die Verankerung besonders wirkungsvoll zu gestalten, wurden die Drähte auf die Einbindungsstrecke von 7 m nur einmal gebündelt (Abb. 9).

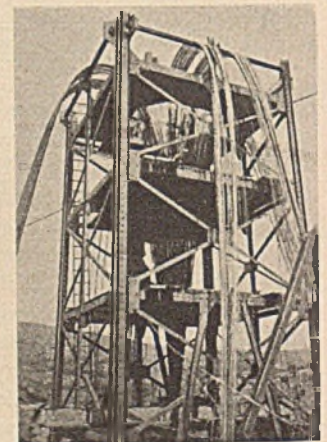


Abb. 10. Turmkranz zum Führen der Drähte.

Die Kabel wurden auf der Baustelle vollständig hergerichtet. Nicht einmal die Drähte bezog man fertig, sondern richtete eine Drahtzieherei ein, um den Durchmesser und die erwünschte Festigkeit genau kontrollieren zu können. Die letztere betrug 11000 bis 13000 kg/cm². Sämtliche Drähte wurden galvanisiert. Das Niederbringen der Kabel erfolgte mit Hilfe besonderer Turmkrane, die drei Plattformen besaßen, um die Drähte sauber zu führen (Abb. 10).

Um die 20 cm starken Kabel herunterbringen zu können, mußten entsprechende Schächte von 25 cm Durchmesser aus dem Mauerwerk und dem darunterliegenden Felsen herausgearbeitet werden, was mit Hilfe von Schrottdrehern durchgeführt wurde. Vor dem Auszementieren füllte man zunächst mit Hilfe einer Injektionspumpe den Zwischenraum zwischen Kabel und Lochwand von unten her durch das Seelenrohr mit Wasser und brachte dann die eigentliche Zementbrühe im Mischverhältnis 1 : 1 ein, bis sie am Kabelkopf austrat. Durch die Ummantelung des Kabels (Abb. 7) wurde die Verankerung mit dem Felsen auf die 7 m lange und 37 cm breite Aussparung in der gelben Sandsteinschicht beschränkt. Auf den übrigen Felsstrecken sowie in der Staumauer

Abb. 13 den fertig bewehrten Kopf mit den 630 Ankerdrähten, die durch besondere Führungseisen sorgfältig über den Trichter verteilt sind. Die von den Pumpen bzw. Keilen auf das Mauerwerk übertragenen Kräfte wurden durch einen aus Abb. 14 ersichtlichen Rost in geeigneter Weise verteilt.

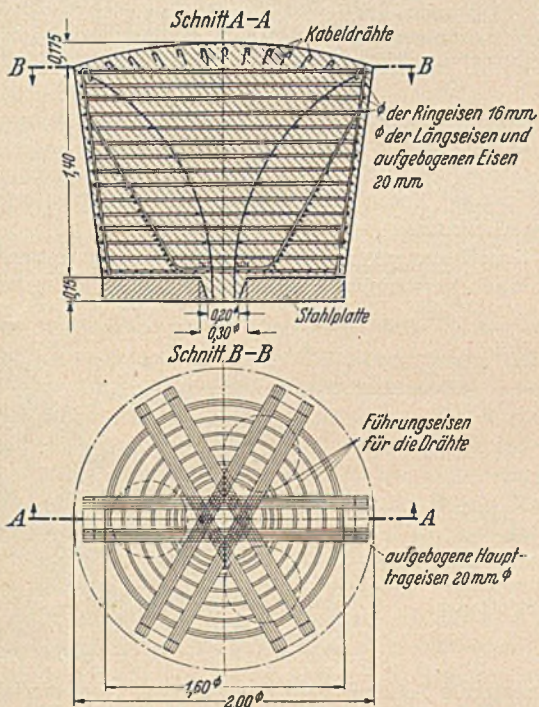


Abb. 11. Eisenbeton-Ankerkopf der Zugkabel.

ruht das Kabel in seinem 5 mm starken Bitumenmantel, der die freie Beweglichkeit der Drähte gewährleistet.

Den Ankerkopf aus Eisenbeton zeigt Abb. 11. Er endet unten in eine Stahlgußplatte von 15 cm Dicke und 160 cm Durchmesser, die auf drei um 120° versetzten hydraulischen Pressen ruht. Nachdem die Anker unter die gewünschte Vorspannung gesetzt waren,

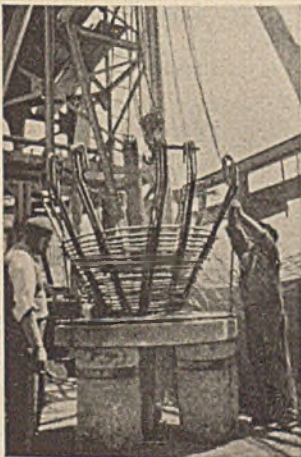


Abb. 12.
Ankerkopf, Haupttrageisen.

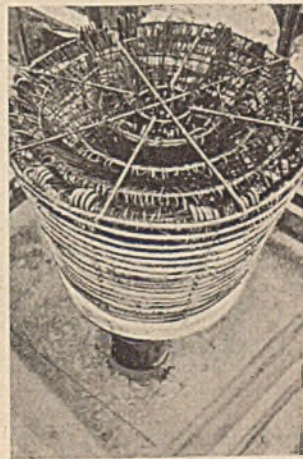


Abb. 13.
Ankerkopf, fertig bewehrt.

schob man mittig zwischen die Pressen, d. h. um 60° gegen diese versetzt, Keile ein, um die Pressen entlasten zu können. Durch diese Anordnung kann jederzeit die Zugkraft in den Ankern nachgeprüft bzw. verändert werden. Abb. 12 zeigt die Haupttrageisen,

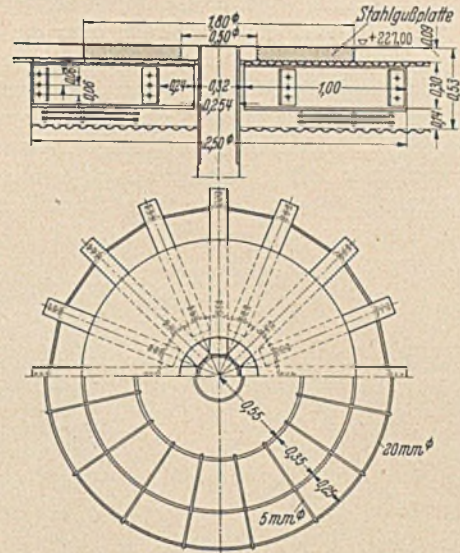


Abb. 14. Verteilungsrost unter den Ankerköpfen.

Es ist wohl das erste Mal, daß der schon oft erwogene Gedanke einer wasserseitigen Verankerung von Gewichtsstaumauern in die Tat umgesetzt wurde. Es versteht sich von selbst, daß man bei der Schwierigkeit eines solchen Unternehmens mit allergrößter Vorsicht zu Werke ging. Aus den verschiedenen Kontrollversuchen, die nach Inbetriebnahme der Anker angestellt wurden, ist zu entnehmen, daß sich die getroffenen konstruktiven Maßnahmen in jeder Weise bewährt haben. Dies ist um so beachtenswerter, als der Gründungsfelsen verhältnismäßig brüchig und von Verwerfun-

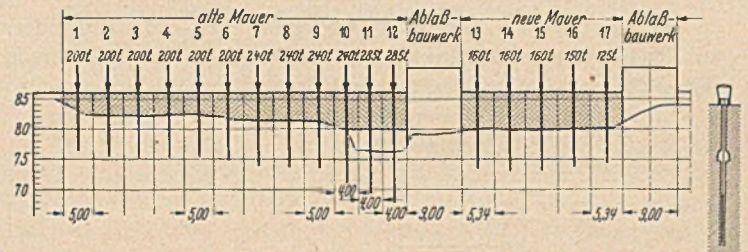


Abb. 15. Verstärkung der Fergoug-Staumauer durch Zuganker.



Abb. 16. Wiederherstellung der Fergoug-Staumauer und Verstärkung durch Zuganker.

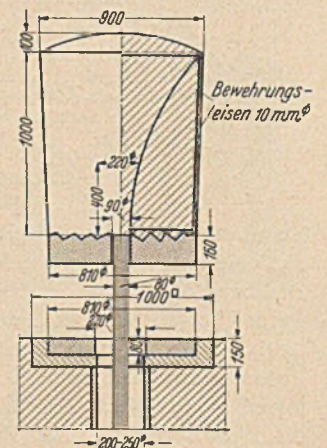


Abb. 17. Ankerkopf und Zuganker. Fergoug-Staumauer.

gen durchzogen war. Man darf hieraus den Schluß ziehen, daß die nachträgliche Verstärkung von Gewichtsmauern durch wasserseitige Zuganker bei geeigneten Gelände- und Gründungsverhältnissen in befriedigender Weise gelöst werden kann. Im Falle der

Cheurfas-Staumauer konnte die Verstärkung unter einem Kostenaufwand von rd. 800000 RM durchgeführt werden, wodurch, gegenüber verschiedenen anderen Verstärkungsvorschlägen, eine Ersparnis von etwa 1,4 Mill. RM erzielt wurde.

Ein weiteres interessantes Beispiel für die Verstärkung von Gewichtsmauern durch Zuganker ist die Wiederherstellung der eingestürzten Fergoug-Staumauer in Algerien, über die M. Drouhin in dem gleichen Heft³ — der „Annales des Ponts et Chaussees“ berichtet. Abb. 15 zeigt die Staumauer mit den eingebauten Zugankern im Längsschnitt, Abb. 16 die Verbindung der neuen Mauerteile mit den alten im Querschnitt. In den neuen Mauerteilen sind die Schächte vorher in Beton ausgespart, wie es aus Abb. 17 ersichtlich wird. Ein Bild von der fertigen Staumauer vermittelt Abb. 18.

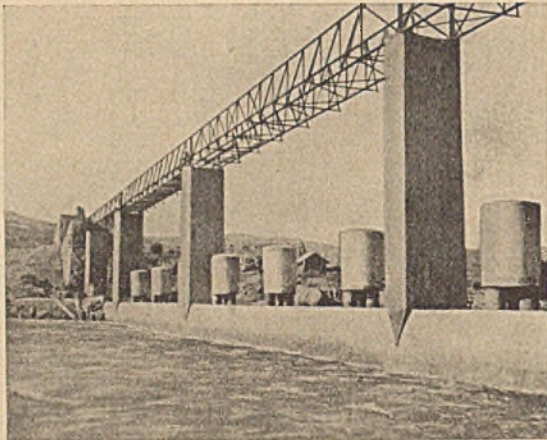


Abb. 18. Cheurfas-Staumauer nach der Wiederherstellung.

3. Ausgezeichnetes Verhalten einer Eisenbeton-Dichtungsdecke gelegentlich der Inbetriebnahme des Bakhada-Steindammes (Algerien).

M. Drouhin berichtet⁴ weiterhin über die Erfahrungen mit der Eisenbeton-Dichtungsdecke des Staudammes von Bakhada. Wie der Querschnitt (Abb. 19) zeigt, handelt es sich hier um einen

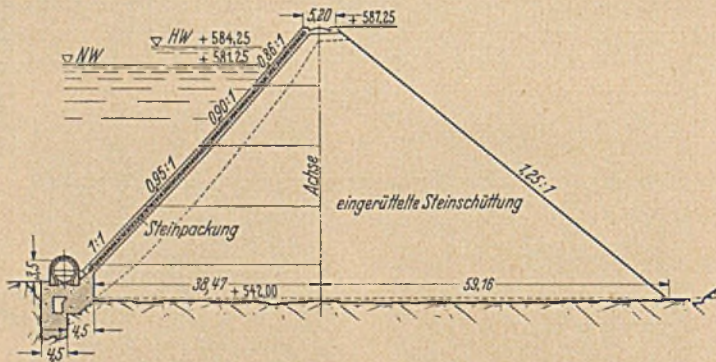


Abb. 19. Bakhada-Staudamm. Querschnitt.

Staudamm aus eingerütteltem, großblockigem Steinmaterial von 45 m Höhe, der an der Wasserseite durch eine doppelte Eisenbeton-Dichtungsdecke auf kräftiger Steinpackungsunterlage gesichert werden sollte. Hierbei diente die untere Dichtungsdecke als vorläufige Abdeckung, die zunächst dem unvermeidlichen Setzen und Zusammenpressen des Schüttmaterials nach Inbetriebnahme folgen sollte. Nach Ausgleich der Dammbewegungen sollte dann die zweite Decke unter Zwischenschaltung einer Kieslage aufbetoniert werden und den Dichtungskörper im eigentlichen Sinne darstellen.

Die untere Dichtungsdecke von 30 cm Stärke, deren Durchbildung insbesondere in den Fugen und am unteren Widerlager aus

³ Seite 274 bis 280.

⁴ Ann. Ponts Chauss. 105 (1935) t. II. S. 283.

nahme der Talsperre in so vorzüglicher Weise erfüllt, daß die Frage auftauchte, ob das Aufbringen einer zweiten Dichtungsdecke überhaupt noch notwendig sei.

Die Dichtungsdecke wurde aus Kiesbeton mit 25 mm größtem Korn unter Beachtung der von Bolomey empfohlenen Kornzusammensetzung unter Zugabe von 300 kg Zement und 9 kg

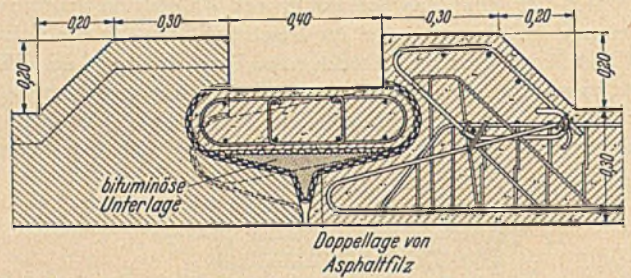


Abb. 20. Bakhada-Staudamm. Fugenausbildung der Eisenbetondichtungsdecke.

Kieselgur pro m³ Beton hergestellt. Das Einbringen erfolgte mit Hilfe von Gießrinnen (vgl. Abb. 22).

Auf Grund sehr sorgfältiger Messungen wurde festgestellt, daß die horizontale Verschiebung an der Mauerkrone 30 cm betrug und

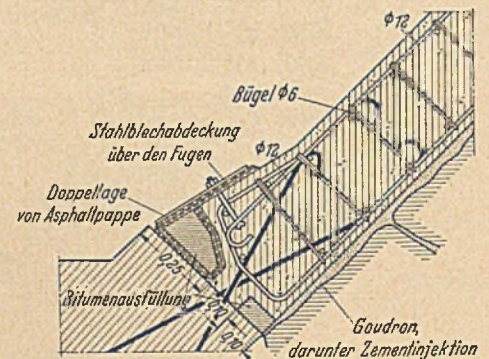


Abb. 21. Bakhada-Staudamm. Anschluß der Eisenbetondichtungsdecke an das Widerlager.

daß die vertikale Setzung etwa den gleichen Wert erreichte. Der gesamte Sickerwasserverlust ergab sich zu 15 l/sec, von denen aber in Anbetracht der Durchlässigkeit des Untergrundes nur ein geringer Teil durch den eigentlichen Staukörper hindurchgegangen sein kann.

Nach dem Leeren des Staubeckens stellte man fest, daß trotz der beträchtlichen Verschiebungen keinerlei Rißbildungen in der

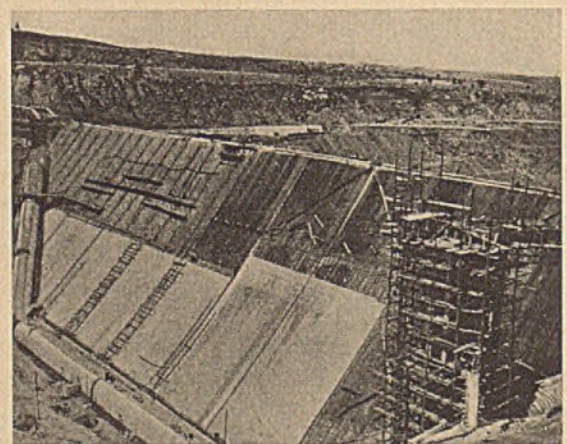


Abb. 22. Bakhada-Steindamm. Herstellung der Eisenbetondichtungsdecke.

Eisenbetondecke entstanden waren. Auch Schwindrisse waren nicht festzustellen, woraus geschlossen werden kann, daß der Fugenabstand, der zwischen 15 und 21 m lag, ausgereicht hat.

Zum Schluß gibt M. Drouhin noch einige Erfahrungen bekannt, die mit verschiedenen Staudämmen in Algerien gesammelt wurden. Er weist darauf hin, daß es besonders wichtig ist, daß das Dammaterial nicht lediglich geschüttet, sondern eingerüttelt wird.

Bei Bakhada, wo man mit Blöcken von 5 t Gewicht einen Hohlraumprozentsatz von etwa 32% erhielt, belief sich das Setzmaß auf etwa 1% der Dammhöhe. Bei den Dämmen von Bou-Hanifia und von Grib gelang es durch Steigerung des Blockgewichtes auf 10 t, den Hohlraumprozentsatz auf 26—27% herunterzudrücken.

Als ein großer Feind der Eisenbetondecke hat sich stets ihre Steifigkeit erwiesen, so daß man mehr und mehr dazu übergegangen ist, dünne Eisenbetondecken für die Abdeckung zu wählen. Auch die horizontalen Fugen hat man allmählich auszuschalten versucht, da die Kreuzungspunkte mit den Dehnungsfugen sich in konstruktiver Hinsicht als schwierig und empfindlich erwiesen haben. Zur Zeit wird sehr stark daran gearbeitet, eine Decke aus bituminösem Beton zu finden, die auch für größere Neigungen als 1 : 1 brauchbar ist, hinreichend auf der Unterlage haftet und einen genügenden Wärmeschutz gewährt. Der Weg dorthin scheint aber noch lang und mühsam zu sein.

Die günstigen Erfahrungen, die mit dünnen Eisenbetondecken in Algerien wie auch in Amerika gesammelt wurden, scheinen darauf hinzuweisen, daß sie — bei sachgemäßer Herstellung der Schüttungen und geeigneten Vorkkehrungsmaßnahmen hinsichtlich der zu erwartenden Setzungen — ein sicheres und zuverlässiges Dichtungselement in neuzeitlichen Steindämmen darstellen.

4. Die 126 m hohe Sautée-Bogenstaumauer bei Grenoble.

Eines der bemerkenswertesten Stauwerke und größtes seiner Art in Europa ist die kürzlich fertiggestellte 126 m hohe Sautée-Staumauer in den französischen Alpen, über die R. A. S u t h e r l a n d in „Engineering News-Record“ 115 (1935) S. 706/709, eingehend berichtet. Sie liegt im Flußgebiet des Drac, eines Nebenflusses der Isère. Durch die Sautée-Staumauer ist ein Staubecken von 130 Millionen m³ entstanden, von denen rd. 100 Millionen m³ in einer Kette von sieben Kraftwerken jederzeit für die Stromerzeugung nutzbar gemacht werden können.

Das Zuflußgebiet der Talsperre beläuft sich auf etwa 1100 km² und steigt bis auf über 3700 m an. Bei einer mittleren jährlichen Regenhöhe von 1520 mm ergibt sich ein mittlerer Zufluß von 33 m³/sec, der sich auf etwa 17 m³/sec im Winter vermindert und auf 71 m³/sec während der sommerlichen Schneeschmelze erhöht.

Die größte bisher gemessene Hochwasserwelle beträgt an der Staustelle rd. 800 m³/sec. Demgegenüber vermag die mit der Sautée-Staumauer verbundene Hochwasser-Entlastungsanlage das Doppelte dieser Wassermenge abzuführen und stellt mit ihren 1600 m³/sec eine der größten Hochwasser-Entlastungsanlagen in Europa dar.

Die Hochwasser-Entlastungsanlage ist aus Abb. 23 im einzelnen ersichtlich. Während der Bauzeit wurde das Dracwasser mit Hilfe

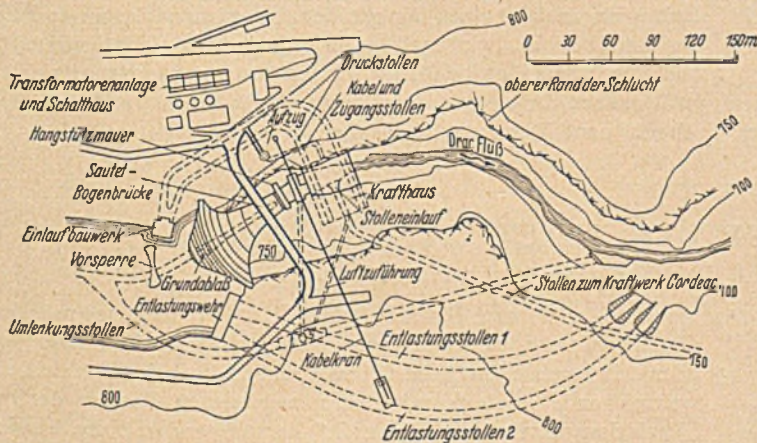


Abb. 23. Sautée-Talsperre. Hochwasserentlastungsanlage.

einer Vorsperre und eines Umlenkungsstollens in der üblichen Weise von der Staustelle ferngehalten. Der Umlenkungsstollen wurde für den späteren Talsperrenbetrieb als Grundablaß ausgebaut. Für die Hauptentlastung sind in Höhe der Mauerkrone vier Hochwassereinläufe (Abb. 24) vorgesehen, an die sich zwei mächtige Abführungstunnel von 4,3 m Durchmesser anschließen. Am linken

Hang befindet sich das Einlaßbauwerk (Abb. 24) für das hinter der Staumauer angeordnete Krafthaus mit sechs Turbo-Generatoren, die durch zwei getrennte Druckstollen gespeist werden (Abb. 25).

Bei der Enge des Tales mußte das Krafthaus zur Hälfte im Tunnel angeordnet werden. Das Saugrohrwasser wird in zwei Querkanälen zusammengefaßt und unmittelbar dem Cordeac-

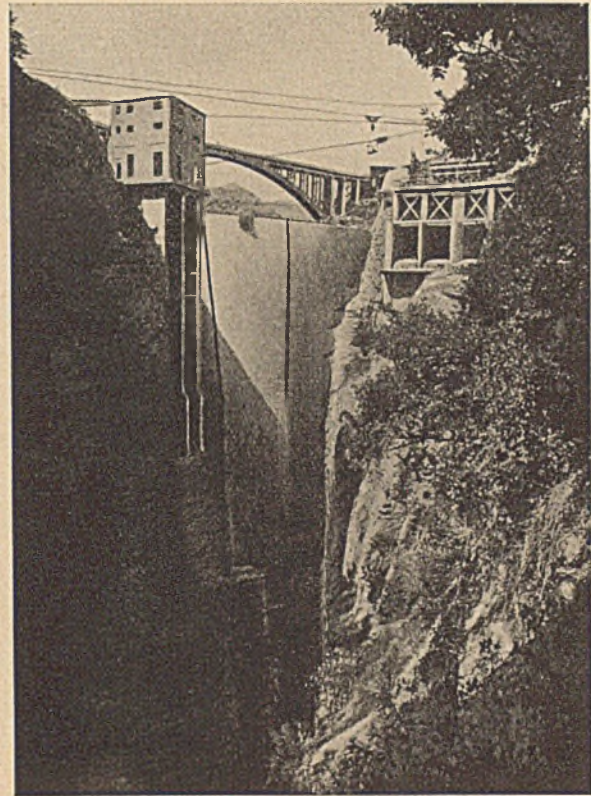


Abb. 24. Sautée-Staumauer mit Hochwassereinläufen und Einlaßbauwerk.

Stollen zur Speisung der nächsten Kraftwerksstufe zugeführt. Die Turbinen sind Francis-Doppelturbinen von 13 000 PS.

Die Staumauer ist neben ihrer großen Höhe dadurch besonders bemerkenswert, daß sie eine eigenartige Kombination von Bogen- und Gewichtsmauer darstellt. Ursprünglich sollte sie nach dem bekannten Vorschlage von Mesnager als Bogenmauertreppe

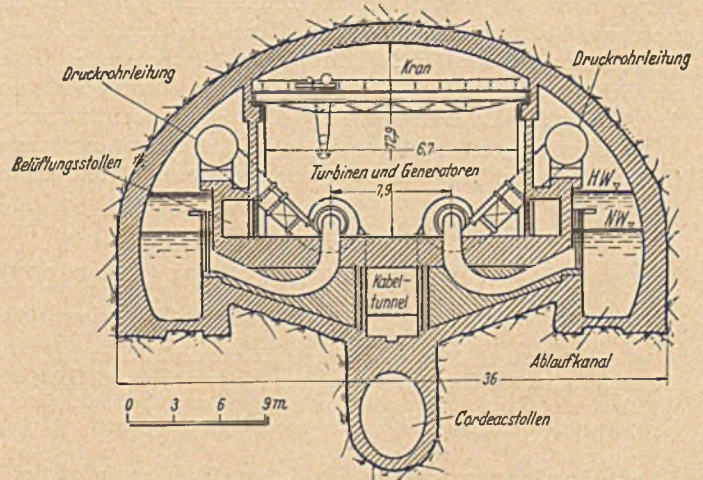


Abb. 25. Sautée-Talsperre. Krafthaus im Stollen.

ausgeführt werden. Beim Auflassen der Baugrube stellte sich jedoch heraus, daß der linke Hang stellenweise derartig frei überkragte, daß ein Abstürzen von Felspartien vor oder hinter den dünnen Gewölben in den Kreis der Betrachtung gezogen werden mußte, wodurch die Sicherheit in Frage gestellt war.

Man half sich in der Weise, daß man auf die Staumauertreppe

verzichtete und eine einzige Bogenstaumauer mit veränderlichem Radius (Jorgensen-Prinzip) vorsah. Der Gefahr des Abstürzens des überkragenden Hanges begegnete man dadurch, daß hinter der tragenden Bogenmauer eine im Querschnitt (Abb. 27) der Gewichtsmauer ähnelnde Magerbetonausfüllung zwischen den Hängen vor-



Abb. 26. Sautée-Staumauer mit Talübergang und Hangstützung.

gesehen wurde. Da die letztere lediglich der Hangstützung dient, wurde sie unmittelbar gegen die Hänge betoniert und die Anordnung radialer Lagerfugen auf die eigentliche tragende Bogenstaumauer beschränkt. Bei dem großen Unterschied in dem Elastizitätsmodul von Bogenmauer und Magerbetonausfüllung kann die letztere sich nur in geringem Maße an der Kraftübertragung beteiligen.

Zwischen Krafthaus und Staumauer wurde zur Stützung der Hänge noch eine weitere Magerbetonausfüllung erforderlich, die man aus Abb. 26 erkennt. Diese zeigt auch die elegante Lösung des Talüberganges sowie das Zuflußgebiet im Hintergrunde. Unten in der Schlucht erkennt man das Krafthaus, während rechts oben der Aufzug für die Bedienung des Krafthauses sichtbar ist.

Trotz ihrer großen Höhe von 126 m hat die ganze Staumauer einschließlich der Hangstützung nur 100 000 m³ Beton erfordert,

die sich zu 27 000 m³ auf die eigentliche Tragmauer, zu 35 000 m³ auf den Fundamentblock und zu 38 000 m³ auf den Füllmagerbeton verteilen. Bei der Kronenlänge von nur 80 m genügte es, die Staumauer in drei Blöcken hochzuführen, zwischen denen, ähnlich wie bei der Grimsel-Staumauer, Spalten von 1,2 m Breite freigelassen wurden (Abb. 24), die man später ausfüllte.

Ganz besondere Beachtung verdient die Dichtung der Hänge und der Felspartien in der Umgebung der Entlastungs- und Zuführungsstollen. Durch ein umfangreiches Injektionsnetz (Abb. 27) gelang es, die Kalkbänke im Bereiche der Staumauer vollständig dicht zu machen. Insgesamt wurden 6000 m Injektionslöcher gebohrt, die man unter 35 at mit Zementbrühe ausspritzte. Hierfür wurden rd. 3000 t Zement benötigt.

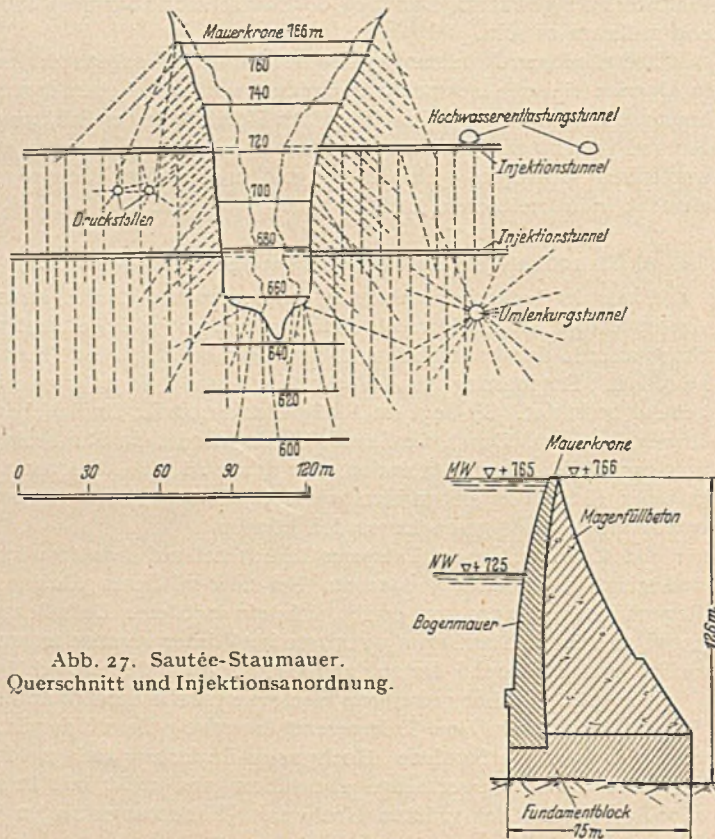


Abb. 27. Sautée-Staumauer. Querschnitt und Injektionsanordnung.

Die Sautée-Talsperre stellt mit ihrer gewaltigen Stau- und Entlastungsanlage eines der größten Ingenieurwerke unserer Zeit dar und beweist, wie auch unter schwierigen Verhältnissen die höchsten Stauhöhen bewältigt werden können, wenn man sich der großen Fortschritte der Gründungstechnik bedient und sich nicht scheut, neue Wege zu beschreiten.

ÜBER DIE MINIMALPRINZIPE DER ELASTIZITÄTSTHEORIE.

Von Prof. Dr. Theodor Pöschl VDI, Karlsruhe, Techn. Hochschule.

Übersicht: Erklärung der verschiedenen Formen des Prinzips in energetischer Auffassung, je nachdem, ob es sich um Gleichgewichtsaufgaben oder Knickaufgaben (Eigenwertprobleme) handelt. Geometrische Deutung der Aussagen in den verschiedenen Fällen.

1. Vorbemerkung. In dieser Mitteilung wird der Versuch gemacht, die Minimalprinzipie der Elastizitätstheorie, deren praktische Bedeutung in der letzten Zeit durch die zunehmende Verwendung von Näherungsmethoden noch erheblich gewachsen ist, in einer geometrisch-anschaulichen Weise darzustellen, die gegenüber der sonst üblichen Auffassung gewisse Vorteile zu haben scheint. Man findet auf diesem Wege, daß das Prinzip in verschiedenen Formen ausgesprochen werden muß, je nachdem es sich um gewöhnliche Aufgaben des elastischen Gleich-

gewichts oder um Knickaufgaben handelt und je nachdem, ob man nur mit den Spannungen oder nur mit den Verschiebungen oder mit gemischten Ausdrücken rechnet. Dabei stellt sich eine weitreichende Analogie mit den verschiedenen Formen der sog. „Variationsprinzipie der Dynamik“ heraus, wodurch die Einsicht in die Bedeutung der verschiedenen Formen der für die Elastizitätstheorie gültigen Prinzipie vertieft wird. Von dieser Auffassung habe ich in meinem in Druck befindlichen kleinen Lehrbuch über „Elementare Festigkeitslehre“¹ mannigfache Anwendungen gegeben, sie dürfte aber auch darüber hinaus ein gewisses grundsätzliches Interesse bieten.

¹ Pöschl, Th., Technische Mechanik, II. Bd. Berlin: Julius Springer 1936.

2. Beziehung zum Prinzip der kleinsten potentiellen Energie. Das Castiglianosche Prinzip. Es ist aus der Statik der starren Körper bekannt, daß für die Gleichgewichtslagen die potentielle Energie V extreme Werte annimmt. Für konstante Kräfte P (etwa für Schwerkkräfte), ist V von der Form $\sum Pu$, und allgemein ist sie — sofern sie existiert — (bis auf eine additive Konstante) dadurch definiert, daß die negativen partiellen Ableitungen nach den Koordinaten u, \dots die Komponenten der eingepprägten Kräfte in diesen Richtungen bedeuten.

Diesem Satz entspricht im Gebiete der Elastizitätstheorie das „Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit“, das, wenn der Name schlechthin zutreffen würde, die Form haben müßte, daß für das wirklich auftretende Gleichgewicht (d. h. für die in der Gleichgewichtslage anstrebenden Spannungen und Verzerrungen) die Formänderungsarbeit einen kleinsten Wert annimmt:

$$(1) \quad A_i = \text{Min.}$$

Unter Voraussetzung des Hookeschen Gesetzes setzt sich A_i aus Integralen über Glieder von einer der Formen $\sigma^2/2E$, oder $E\varepsilon^2/2$, oder $\sigma\varepsilon/2$ zusammen; allgemein ist A_i eine quadratische Funktion, die in der angedeuteten Weise entweder in den Spannungen σ , in den Verzerrungen ε , oder in der gemischten Form (bilinear) geschrieben werden kann.

Um dem Prinzip einen Sinn zu verleihen, muß klar ausgesprochen werden, wie die Funktionen beschaffen sein müssen, unter denen jene herausgesucht werden soll, die A_i einen kleinsten Wert erteilen. Außerdem erkennt man, daß das Prinzip in der angegebenen Form — ohne Zusatz — schon deshalb unvollständig sein muß, weil nicht zum Ausdruck kommt, in welcher Weise die äußeren Kräfte — die Lasten —, von denen doch das Gleichgewicht abhängt, in die Betrachtung eingehen. Gewöhnlich geht man so vor — und dies ist die Form, in der das Prinzip gewöhnlich zur Lösung der sog. statisch-unbestimmten Aufgaben verwendet wird —, daß man die statischen Gleichgewichtsbedingungen hinzunimmt und in A_i einführt; in diese Gleichgewichtsbedingungen gehen dann die sog. „überzähligen“ Größen X_k ($k = 1, 2, \dots, n$) ein. Das A_i selbst wird bei Vorhandensein von Zug- oder Druckkräften durch diese, bei Biegung durch die Biegemomente ausgedrückt (usw.) und wird dann eine nicht-homogene quadratische Form dieser überzähligen Größen. Nun wird verlangt, unter allen möglichen Werten dieser Größen jene herauszusuchen, für die A_i einen extremen Wert annimmt. Es werden also die Gleichungen angesetzt

$$(2) \quad \frac{\partial A_i}{\partial X_k} = 0, \quad (k = 1, 2, \dots)$$

Dies sind lineare, nicht-homogene Gleichungen in den Größen X_k , deren Zahl gerade gleich ist der Anzahl der X_k .

Aus der Bedingung, daß A_i nur positiver Werte fähig (positiv definit) ist, folgt, daß der gesuchte extreme Wert ein Minimum sein muß. In dieser Form ist das Prinzip unter dem Namen Castiglianosches Prinzip bekannt; es treten darin nur die Kräfte (bzw. Spannungen) auf. — Diese Form ist nicht ohne weiteres auf kontinuierliche Systeme übertragbar.

3. Zweite Form des Prinzips. Einer rein energetischen Auffassung des Prinzips besser angepaßt ist ein zweiter Weg, der im folgenden Vorgange besteht: Es wird zu dem Prinzip nach (Gl. 1) als Nebenbedingung die Aussage hinzugenommen, daß bei der Belastung des elastischen Tragwerks die Umsetzung der Lastsenkungsarbeit A_a (Arbeit der äußeren Kräfte) verlustfrei oder konservativ erfolgt, also gemäß der Bedingung $A_i = A_a$. Wir erhalten demnach für das Prinzip die Form (wobei die Art des Extremums — ob Maximum oder Minimum — vorderhand noch unbestimmt bleibt)

$$(3) \quad A_i = \text{Extr.}, \quad \text{mit der Nebenbedingung } A_i = A_a$$

In dieser Form ist das Prinzip besonders geeignet, wenn in die Lösung des elastischen Problems die Verschiebungen eingeführt werden, was oft außerordentlich vorteilhaft ist. Es wird

damit auch ein engerer Zusammenhang mit dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen hergestellt, bei dem dieselbe Bedingung: Arbeit der äußeren Kräfte = Arbeit der inneren Kräfte für alle mit den Bedingungen der Aufgabe verträglichen oder virtuellen Arbeiten gefordert wird.

Man drücke A_i durch die Verschiebungen u_k aus, A_i wird dann eine homogene quadratische Funktion von der Gestalt

$$(4) \quad A_i = \frac{1}{2} \sum \sum a_{kl} u_k u_l$$

Ferner drücke man die Arbeit der äußeren Kräfte A_a — die Lastsenkungsarbeit — in der gemischten Form aus, d. h. man setze

$$(5) \quad A_a = \frac{1}{2} \sum P_k u_k$$

wobei die P_k — die Lasten — weiterhin als feste Größen anzusehen sind. — Diese Form ist anzunehmen, wenn die Lasten (vorher) allmählich und langsam von null wachsend aufgebracht werden, um alle Massenwirkungen (Stöße und Schwingungen) von vornherein auszuschalten. A_a ist also eine lineare Funktion der u_k .

Nach dem in der Lehre von den extremen Werten von Funktionen mit Nebenbedingungen üblichen Verfahren, das in der Mathematik als „Lagrangesche Methode“ bekannt ist, hat man jetzt so vorzugehen: Man bilde mittels eines sog. Lagrangeschen Faktors λ eine neue Funktion durch den Ansatz

$$(6) \quad A^* = A_i + \lambda (A_i - A_a) = (1 + \lambda) A_i - \lambda A_a$$

Die Eigenart des vorliegenden Ansatzes besteht darin, daß in der Nebenbedingung $A_i = A_a$ die ursprüngliche Funktion A_i selbst wieder vorkommt.

Die Bestimmungsgleichungen für die unbekanntenen Funktionen u_k und λ ergeben sich dann durch die Bedingung

$$(7) \quad A^* = \text{Extr.}$$

d. h. durch die Gleichungen

$$(8) \quad \frac{\partial A^*}{\partial u_k} = 0, \quad (k = 1, 2, \dots)$$

die zusammen mit der Nebenbedingung $A_i = A_a$ die richtige Anzahl von Gleichungen zur Bestimmung der u_k und von λ ausmachen. Es ist nun bemerkenswert, daß man für die angegebenen Formen von A_i und A_a den Wert des Lagrangeschen Faktors λ unmittelbar angeben kann. Hierzu schreibt man die Gl. (8) unter Berücksichtigung von (6) ausführlicher und erhält

$$(9) \quad \begin{cases} \frac{\partial A^*}{\partial u_1} = (1 + \lambda) \frac{\partial A_i}{\partial u_1} - \lambda \frac{\partial A_a}{\partial u_1} = 0, \\ \frac{\partial A^*}{\partial u_2} = (1 + \lambda) \frac{\partial A_i}{\partial u_2} - \lambda \frac{\partial A_a}{\partial u_2} = 0, \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

Nun multipliziere man diese Gleichung der Reihe nach mit u_1, u_2, \dots und addiere sie; dann erhält man

$$(11) \quad (1 + \lambda) \left[u_1 \frac{\partial A_i}{\partial u_1} + u_2 \frac{\partial A_i}{\partial u_2} + \dots \right] + \lambda \left[u_1 \frac{\partial A_a}{\partial u_1} + u_2 \frac{\partial A_a}{\partial u_2} + \dots \right] = 0.$$

A_i ist eine homogene Funktion zweiten Grades der u_k und A_a eine lineare Funktion dieser Größen, daher ist nach dem Eulerschen Lehrsatz über homogene Funktionen

$$(12) \quad \begin{cases} u_1 \frac{\partial A_i}{\partial u_1} + u_2 \frac{\partial A_i}{\partial u_2} + \dots = 2 A_i \\ u_1 \frac{\partial A_a}{\partial u_1} + u_2 \frac{\partial A_a}{\partial u_2} + \dots = A_a \end{cases}$$

Damit folgt nach Gl. (11)

$$(1 + \lambda) 2 A_i - \lambda A_a = 0,$$

und daraus weiter wegen der Nebenbedingung $A_i = A_a$,

$$(13) \quad \lambda = -2.$$

Das Prinzip nach Gl. (7) erhält daher die Form

$$(14) \quad A_1 - 2 A_a = \text{Min.}$$

ohne Nebenbedingung, u. zw. handelt es sich hier für die gesuchten Werte von u_k tatsächlich um ein „Minimum“. Die partiellen Ableitungen dieser Funktion nach den u_k gleich null gesetzt, also die Gleichungen

$$(14) \quad \frac{\partial (A_1 - 2 A_a)}{\partial u_k} = 0, \quad (k = 1, 2, \dots)$$

stellen dann die zur Bestimmung der Verschiebungen u_k nötigen Gleichungen dar; diese Gleichungen sind in den u_k linear und nicht homogen.

4. Geometrische Deutung. Um eine Einsicht in die Bedeutung der angegebenen Formulierung zu erhalten, gehen wir vom einfachsten Fall aus, in dem A_1 und A_a nur von einer Veränderlichen u abhängen. Es ist dann

$$(14) \quad A_1 = \frac{1}{2} a u^2, \quad A_a = \frac{1}{2} P u;$$

dann ist

$$(15) \quad -A^* \equiv A_1 - 2 A_a \equiv \frac{1}{2} a u^2 - P u = \text{Min.}$$

In Abb. 1 sind A_1 und A_a in Abhängigkeit von u aufgetragen; A_1 wird dann durch eine Parabel, A_a durch eine gerade Linie dargestellt. Die Gl. $A_1 - 2 A_a \equiv \frac{1}{2} a u^2 - P u$ bedeutet dieselbe Parabel, parallel zu sich selbst verschoben, die wieder durch 0 hindurchgeht. Der gesuchte Wert der Verschiebung ist dann durch die Abszisse u_m des Minimums der Funktion $A_1 - 2 A_a$ gegeben; es ist noch bemerkenswert, daß der Wert dieses Minimums nicht gleich Null ist.

Selbstverständlich wird für eine Veränderliche u die Lösung auch unmittelbar durch die Gl. $A_1 = A_a$ geliefert, was auch in Abb. 1 zum Ausdruck kommt. Genau so ist in der Dynamik für einen Freiheitsgrad die Bewegung durch die Energiegleichung $T + U = h$ bestimmt, sofern eine solche existiert.

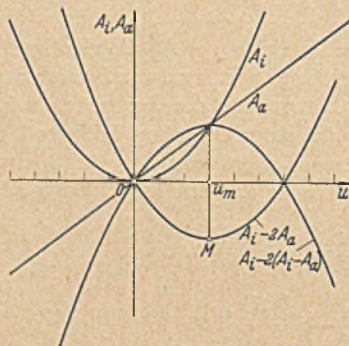


Abb. 1. Geometrische Deutung für Gleichgewichtsaufgaben.

Die Verallgemeinerung der angegebenen Deutung auf beliebig viele u_k liegt auf der Hand.

5. Übertragung auf kontinuierliche Systeme. Die in 3. angegebene Formulierung behält auch ihre Gültigkeit, wenn es sich um kontinuierlich ausgedehnte Systeme, also um Stäbe, Platten, Behälter, Schalen u. dgl. handelt, wofür unten ein Beispiel angegeben ist. Dann ist A_1 ein einfaches (oder mehrfaches) bestimmtes Integral über einen homogenen quadratischen Ausdruck, in der jetzt eine Funktion $u(x)$ einer unabhängigen Veränderlichen x (oder deren mehrerer) und deren Ableitungen vorkommen; bei den technischen Anwendungen kommen hier nur Ableitungen bis zur zweiten Ordnung (Biegung!) vor. Im allgemeinen ist A_1 für ein eindimensionales Gebiet der Länge l also von der Form

Platten, Behälter, Schalen u. dgl. handelt, wofür unten ein Beispiel angegeben ist. Dann ist A_1 ein einfaches (oder mehrfaches) bestimmtes Integral über einen homogenen quadratischen Ausdruck, in der jetzt eine Funktion $u(x)$ einer unabhängigen Veränderlichen x (oder deren mehrerer) und deren Ableitungen vorkommen; bei den technischen Anwendungen kommen hier nur Ableitungen bis zur zweiten Ordnung (Biegung!) vor. Im allgemeinen ist A_1 für ein eindimensionales Gebiet der Länge l also von der Form

$$(16) \quad \left\{ \begin{aligned} A_1 &\equiv \int_0^l F(u, u', u'', \dots) dx \\ &= \frac{1}{2} \int_0^l (a u^2 + 2 b u u' + c u'^2 + \dots f u''^2 + \dots) dx, \end{aligned} \right.$$

wobei das Integral über ein gewisses Gebiet (Länge eines Stabes, Fläche einer Platte u. dgl.) zu erstrecken ist und die Größen a, b, \dots Funktionen von x sein können. A_a ist ein ebensolches Integral über eine lineare Funktion dieser Größen [in den Anwen-

dungen tritt dabei meist nur das eine Glied $Pu(x)$ allein auf], also

$$(17) \quad \left\{ \begin{aligned} A_a &\equiv \int_0^l G(u, u', u'', \dots) dx \\ &= \frac{1}{2} \int_0^l (P u + Q u' + R u'' + \dots) dx \dots \end{aligned} \right.$$

Das Prinzip in der ursprünglichen Formulierung besteht wieder in der Forderung

$$(18) \quad A_1 = \text{Extr.}, \text{ mit der Nebenbedingung } A_1 = A_a.$$

Man wird dadurch auf eine Aufgabe geführt, die nicht mehr der Lehre der gewöhnlichen Maxima und Minima sondern der sog. Variationsrechnung angehört. Dort handelt es sich nur um die extremen Werte von Funktionen einzelner Veränderlicher, hier um die Bestimmung des ganzen Verlaufs von Funktionen wie $u(x)$ in einem gegebenen Intervall. Der Vorgang, wie man hier zur Aufstellung der Bestimmungsgleichung für diese Funktionen — die hier naturgemäß Differentialgleichungen sein müssen — gelangt, ist ganz ähnlich wie in jenem einfacheren Falle: Man bilde eine Funktion

$$(19) \quad F^* \equiv F + \lambda (F - G) = (1 + \lambda) F - \lambda G,$$

und setze die sog. „Lagrangesche Ableitung“ dieser Funktion F^* gleich Null; diese tritt an die Stelle der früheren partiellen ersten Ableitung. Wenn man Ableitungen von F^* nach einer Veränderlichen durch einen angesetzten Zeiger bezeichnet, so erhält man für die unbekannte Funktion $u \equiv u(x)$ die Bestimmungsgleichung

$$(20) \quad L(F^*) \equiv \frac{d^2 F_{u''}^*}{dx^2} - \frac{d F_{u'}^*}{dx} + F_u^* = 0,$$

oder ausgeschrieben

$$(21) \quad (1 + \lambda) \left[\frac{d^2 F_{u''}}{dx^2} - \frac{d F_{u'}}{dx} + F_u \right] - \lambda \left[\frac{d^2 G_{u''}}{dx^2} - \frac{d G_{u'}}{dx} + G_u \right] = 0.$$

Auch hier ist es möglich, den Wert von λ allgemein anzugeben, ohne über die Funktion F und G andere als die bereits eingeführten Annahmen zu machen. Hierzu multipliziert man die letzte Gleichung mit u und integriert über das betrachtete Gebiet, also über x von $x = 0$ bis $x = l$. Man erhält

$$(22) \quad \left\{ \begin{aligned} (1 + \lambda) \int_0^l \left[\left(\frac{d^2 F_{u''}}{dx^2} - \frac{d F_{u'}}{dx} + F_u \right) u \right. \\ \left. - \lambda \left(\frac{d^2 G_{u''}}{dx^2} - \frac{d G_{u'}}{dx} + G_u \right) u \right] dx = 0. \end{aligned} \right.$$

Die ersten und zweiten Glieder in jedem Integrande man durch Produktintegration um; man erhält

$$\begin{aligned} - \int_0^l u \frac{d F_u}{dx} dx &= - [u F_u]_0^l + \int_0^l u' F_u dx, \\ \int_0^l u \frac{d^2 F_{u''}}{dx^2} dx &= \left[u \frac{d F_{u''}}{dx} \right]_0^l - [u' F_{u''}]_0^l + \int_0^l u'' F_{u''} dx. \end{aligned}$$

Auf diesem Wege ergeben sich gleichzeitig die zu dem betrachteten Problem gehörigen sog. „natürlichen Randbedingungen“, die so beschaffen sein müssen, daß die außerhalb der Integrale stehenden Glieder wegfallen; sie bedeuten gewisse geometrische Aussagen (Auflagerung $u = 0$ oder Einspannung $u' = 0$) oder mechanische Aussagen (Verschwinden des Biegemomentes $u'' = 0$, oder der Querkraft $u''' = 0$, bei freier Auflagerung bzw. bei freiem Ende). Man erhält dann aus Gl. (22)

$$(23) \quad \left\{ \begin{aligned} (1 + \lambda) \int_0^l (u F_u + u' F_{u'} + u'' F_{u''}) dx \\ - \lambda \int_0^l (u G_u + u' G_{u'} + u'' G_{u''}) dx = 0. \end{aligned} \right.$$

Wendet man jetzt wieder den Eulerschen Lehrsatz und die Nebenbedingung $A_1 = A_a$ an, so erhält man

$$(24) \quad 2(1 + \lambda) A_1 - \lambda A_a = 0, \quad \text{also} \quad \boxed{\lambda = -2}$$

wie zuvor. Auch hier ergibt sich also das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit in der Form

$$(25) \quad \boxed{A_1 - 2 A_a = \text{Min.}}$$

ohne Nebenbedingung.

Als Beispiel wählen wir die Aufgabe, die Differentialgleichung für die Gleichgewichtsform einer zylindrischen Behälterwand unter Wasserdruck aufzustellen¹. In diesem Falle ist

$$(26) \quad \left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} \int_0^H (1 - \nu^2) \frac{M^2}{E J} dx = \frac{1}{2} \int_0^H \frac{E J}{1 - \nu^2} u''^2 dx + \frac{1}{2} \int_0^H E \delta \left(\frac{u}{a} \right)^2 dx \\ A_a &= \frac{1}{2} \int_0^H \gamma x u dx. \end{aligned} \right.$$

Das Prinzip $A_1 - 2 A_a = \text{Min.}$ liefert für u die Differentialgleichung

$$(27) \quad \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{E J}{1 - \nu^2} u'' \right) + E \delta \frac{u}{a^2} - \gamma x = 0.$$

In derselben Weise sind auch die Ausdrücke für A_1 und A_a beim Stab auf nachgiebiger Unterlage anzusetzen.

6. Die Formulierung des Prinzips für Knickaufgaben. Die naheliegendste Auffassung des Knickvorganges eines geraden Stabes geht von der folgenden Fragestellung aus: für welche Werte der Kraft P eines auf Druck belasteten Stabes ist eine von der Geraden verschiedene Form als Gleichgewichtslage möglich? Wenn die ausgebogene Form des Stabes durch $u \equiv u(x)$ gegeben ist, so ist die innere Energie bekanntlich

$$(28) \quad A_1 = \frac{1}{2} \int_0^1 E J u''^2 dx,$$

der Integrand ist also eine quadratische Form von u'' ; im allgemeinen wird man A_1 als eine homogene quadratische Form von u und dessen Ableitungen anzunehmen haben. Woher stammt nun diese Energie in der ausgebogenen Lage? Sie wird offenbar dadurch geliefert, daß die sonst zusammengedrückte gerade Form des Stabes in die gekrümmte übergeht; dadurch wird ein Energiebetrag frei, der so groß sein kann, daß durch ihn die für die Biegung erforderliche Energie gedeckt wird. Wenn P der Wert der Druckkraft ist, bei dem ein solcher Übergang (eine „Verzweigung“ des Gleichgewichts) möglich ist, so ist der dabei frei werdende Energiebetrag in der Form anzusetzen

$$(29) \quad A_a = P \int_0^1 (ds_1 - ds) = P \int_0^1 \left\{ \sqrt{1 + u'^2} - 1 \right\} dx \approx \frac{1}{2} P \int_0^1 u'^2 dx.$$

A_a ist jetzt also ebenfalls ein quadratischer Ausdruck in u' und wird allgemein ebenfalls als homogene quadratische Form in u und dessen Ableitungen angesetzt werden müssen. Der rechts auftretende Faktor $\frac{1}{2}$ rührt hier nicht aus der Bildung einer elastischen Arbeit durch allmählich anwachsende Belastung, sondern von der Entwicklung der Quadratwurzel her; die Kraft P ist vielmehr während des ganzen Vorgangs in gleicher Stärke wirksam und die Arbeit A_a ist hier als eine „virtuelle Arbeit“ anzusehen.

Wenn wir jetzt den früheren Weg versuchen und das Prinzip in der Form $A_1 = \text{Extr.}$ mit der Nebenbedingung $A_1 = A_a$ anwenden würden, müßten wir zunächst wieder einen Ausdruck

$$(30) \quad A^* = A_1 + \lambda (A_1 - A_a) = (1 + \lambda) A_1 - \lambda A_a$$

bilden; wenn aber sowohl A_1 als auch A_a , d. h. die als Integranden

¹ Pöschl, Th., Berechnung von Behältern, 2. Aufl. 1926, S. 148 ff. und die dort gegebenen Bezeichnungen und Literaturangaben. Berlin: Julius Springer.

auftretenden Funktionen homogen und quadratisch sind, so würde sich für λ kein endlicher Wert ergeben.

Man muß daher einen andern Weg einschlagen. Zunächst beachte man, daß die Forderung $A_1 = \text{Extr.}$ wegen der Nebenbedingung $A_1 = A_a$ jetzt auch in der Form $A_a = \text{Extr.}$ mit der gleichen Nebenbedingung aufgefaßt werden kann. Da aber A_a außer der unbekanntem Funktion u auch noch von P abhängt, das gleichfalls unbekannt ist und auf dessen Bestimmung es gerade ankommt, so muß man eine Einschränkung der zum Vergleich (oder wie man sich ausdrückt: „zur Konkurrenz“) zugelassenen Funktionen vornehmen; dies geschieht in der Weise, daß man nur solche Funktionen $u = u(x)$ zuläßt, die der „geometrischen Nebenbedingung“

$$(31) \quad \int_0^1 u'^2 dx = 1 \quad (\text{oder einer anderen Konstanten})$$

genügen. Man nennt diese eine „Normierungsbedingung“ und die Funktionen u' , die ihr genügen, „normiert“. Die Bedingung $A_1 = A_a$ nimmt jetzt die Form an

$$(32) \quad \boxed{A_1 - A_a \equiv \frac{1}{2} \int_0^1 E J u''^2 dx - \frac{1}{2} P \int_0^1 u'^2 dx = 0.}$$

Halten wir diese Bedingung zusammen mit der Forderung $A_1 = \text{Min.}$, so folgt aus dem eben Gesagten, daß auch die Funktion $A_1 - A_a$ für die gesuchte Funktion ein Minimum aufweisen muß, und daß im vorliegenden Falle dieses Minimum gerade den Wert Null hat.

Um auch für diesen Sachverhalt eine geometrische Deutung zu geben, nehmen wir an, daß die gesuchte Funktion $u'(x)$ als lineare Kombination aus irgendeiner Anzahl von bekannten Funktionen $u'_1(x), u'_2(x), \dots$ mit irgendwelchen Beiwerten a_1, a_2 usw. darstellbar sei; nehmen wir nur zwei solche Funktionen an, so setzen wir

$$(33) \quad u' = a_1 u'_1(x) + a_2 u'_2(x);$$

diese Funktionen $u'_1(x), u'_2(x)$ sollen selbst normiert sein. Die Gesamtheit der zuzulassenden Funktionen besteht bei dieser speziellen Deutung aus der Mannigfaltigkeit der Funktionen u , die in dieser Form darstellbar sind. Geht man mit dem Ansatz (33) in die Ausdrücke A_1 und A_a ein, so nehmen diese die Form an

$$(34) \quad \left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} (\alpha_1 a_1^2 + 2\beta_1 a_1 a_2 + \gamma_1 a_2^2), \\ A_a &= \frac{1}{2} (\alpha_2 a_2^2 + 2\beta_2 a_1 a_2 + \gamma_2 a_2^2), \end{aligned} \right.$$

wobei die $\alpha_1, \dots, \gamma_2$, die bei der Integration auftreten, bestimmte Zahlen sind. Die Nebenbedingung (31) nimmt die Form an

$$(35) \quad \alpha_2 a_1^2 + 2\beta_2 a_1 a_2 + \gamma_2 a_2^2 = 1.$$

Trägt man nun a_1, a_2 als zwei Koordinaten in der Ebene und die Werte von A_1 und A_a senkrecht zu dieser Ebene auf, so stellt $A_1 \equiv A_1(a_1, a_2)$ ein elliptisches Paraboloid dar (Abb. 2); von diesem kommen nur jene Werte in Frage, die der Nebenbedingung (35) genügen, die also auf dem durch diese Gl. (35) dargestellten elliptischen Zylinder liegen. Die Durchdringung dieses elliptischen Zylinders mit jenem hyperbolischen Paraboloid ergibt eine Raumkurve vierter Ordnung, die zwei tiefste Punkte hat, die gleich hoch über der a_1, a_2 -Ebene liegen. Diese Höhe stellt ohne weiteres $P/2$ dar. Aus dem Verlauf dieser Kurve ist auch die Minimaleigenschaft der Funktion $A_1 - A_a$ für diese Stelle zu ersehen und auch die Tatsache, daß dieses Minimum tatsächlich den Wert Null hat.

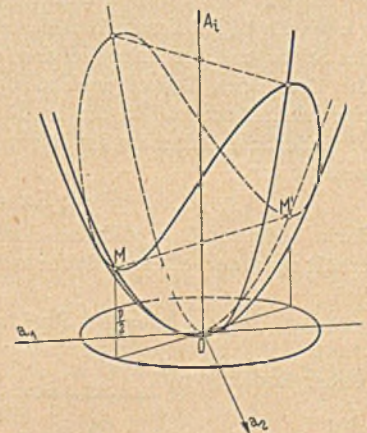


Abb. 2. Geom. Deutung für Knickaufgaben.

Auf diese Weise ist eine geometrische Deutung des hier vorliegenden

Sachverhaltes gewonnen, die man sich naturgemäß entsprechend verallgemeinert zu denken hat, um die hier angenommene spezielle Darstellung der gesuchten Funktion in der Form (33) auszuschalten.

7. Angenäherte Berechnung der Knicklasten. Auf Grund der gefundenen Minimaleigenschaft ist es nun leicht, die Knicklast eines belasteten Stabes zu berechnen, was insbesondere dann von Bedeutung ist, wenn der genaue Wert mit elementaren Mitteln nicht erhalten werden kann. Hierzu schreibe man die Gl. (32) in der Form

$$(36) \quad P = \frac{\int_0^l E J u''^2 dx}{\int_0^l u'^2 dx}$$

und setze in die rechts auftretenden Integrale für u eine Funktion, die den Randbedingungen genügt und im Innern des Intervalls den erwarteten Verlauf einigermaßen wiedergibt, z. B. keine Nullstellen aufweist, wenn solche nicht zu erwarten sind, die zu erwartenden Symmetrien aufweist usw. Wegen der Minimaleigenschaft wird man dann für P immer etwas zu Großes erhalten, wird aber meist schon mit ganz einfachen Ansätzen befriedigende Ergebnisse erhalten. Die einfachsten Ansätze, die man hier wählen kann, sind Polynome; schon einige wenige Glieder durch die man alle Randbedingungen oder fast alle befriedigen kann, werden meist hinreichen, um die Knicklast mit ausreichender Genauigkeit zu erhalten. Wir geben die Ausführung an Hand einiger Beispiele.

a) Knickung eines Stabes, dessen Enden gelenkig gelagert sind. Die Randbedingungen lauten in diesem Falle, wenn in der Funktion $u \equiv u(x)$ die unabhängige Veränderliche jetzt von der Mitte des Stabes aus gezählt wird,

$$u\left(\frac{l}{2}\right) = u\left(-\frac{l}{2}\right) = u''\left(\frac{l}{2}\right) = u''\left(-\frac{l}{2}\right) = 0.$$

Das einfachste Polynom, das diesen Bedingungen genügt, hat die Form

$$u(x) = 1 - \frac{24}{5} \frac{x^2}{l^2} + \frac{16}{5} \frac{x^4}{l^4}.$$

Geht man mit diesem Ansatz in die Gl. (36), so erhält man, da

$$u' = -\frac{48}{5} \frac{x}{l^2} + \frac{64}{5} \frac{x^3}{l^4}, \quad u'' = -\frac{48}{5} \frac{1}{l^2} + \frac{192}{5} \frac{x^2}{l^4},$$

nach leichter Rechnung für P den Wert

$$(37) \quad P = 9,882 \dots E J / l^2.$$

Der genaue Wert des Beiwertes ist bekanntlich $\pi^2 = 9,869 \dots$

Besonders vorteilhaft ist diese Methode der angenäherten Berechnung, wenn der Querschnitt des Stabes stetig oder absatzweise veränderlich ist; dann zeigt sich die Vereinfachung, die in der Rechnung erzielt wird, besonders augenfällig.

b) Knickung eines Stabes unter Eigengewicht. In diesem Fall besteht die Aufgabe darin, die Länge des Stabes zu berechnen, bei dem ein Knicken eintreten kann (oder die Größe des Gesamtgewichtes, was aber für die Rechnung auf eins hinauskommt. In diesem Fall ist die Längskraft des Stabes veränderlich und zwar ist, wenn x vom oberen freien Stabende gezählt wird,

$$P = \gamma F x = G x / l;$$

darin bedeutet $G = \gamma F l$ das Gewicht des ganzen Stabes. Für A_1 erhält man denselben Ausdruck wie früher und für A_2

$$A_2 = \frac{1}{2} \int_0^l P u'^2 dx = \frac{1}{2} \frac{G}{l} \int_0^l x u'^2 dx.$$

Daher findet man

$$(38) \quad G = \frac{\int_0^l E J u''^2 dx}{\int_0^l x u'^2 dx}.$$

Wir wählen für $u(x)$ ein Polynom, das den folgenden Bedingungen genügt

$$u(l) = u'(l) = u''(0) = 0;$$

das bedeutet, daß das untere Ende des Stabes eingespannt ist und am oberen das Biegemoment Null ist. Das einfachste Polynom, das diese Bedingungen erfüllt, lautet

$$u(x) = 1 - \frac{3x}{2l} + \frac{x^3}{2l^3}.$$

Führt man diesen Ausdruck in die Gl. (38) ein, so ergibt sich nach kurzer Rechnung

$$(39) \quad G = 8 E J / l^2, \quad \text{oder} \quad l^2 = 8 E J / G.$$

Der genaue Wert statt der 8 beträgt 7,91 .., er ist aber nur mit erheblichem Rechenaufwand (durch die erste Nullstelle einer Besselschen Funktion) zu gewinnen. Wenn man als vierte Randbedingung auch das Verschwinden der Querkraft am oberen Ende, $u''' = 0$ einführen würde, so müßte man in $u(x)$ ein weiteres Glied hinzunehmen und würde einen von dem genauen erst in der dritten Dezimalen abweichenden Wert erhalten.

8. Beziehungen zu den Prinzipien der Dynamik. Die Bedeutung der im Vorstehenden gegebenen Auffassung der Minimalprinzipien der Elastizitätslehre tritt noch deutlicher zutage, wenn man sie in Beziehung setzt zu den Prinzipien der Dynamik, die in ähnlicher Weise wie jene zur Bestimmung der Verschiebungen und Spannungen für das elastische Gleichgewicht dazu dienen, die Bewegungsgleichungen aus den Minimaleigenschaften gewisser Funktionen herzuleiten. Hierzu geben wir die folgende Zusammenstellung:

Gebiet	Prinzip	hierzuNebenbedingung	Umformung	
Elastizitätslehre	$A_i = \text{Min.}$ (kleinste Formänderungsarbeit)	$A_i = A_a$ (Energiesatz)	Gleichgewichtsaufg. $A_i - 2 A_a = \text{Min.}$ (A_i v. 2. Gr., A_a v. 1. Gr.)	Knickaufgaben $A_i - A_a = \text{Min.}$ $= 0$ $A_i u, A_a v, 2. \text{ Gr.}$
Dynamik	$\int_{t_0}^{t_1} 2 T dt = \text{Min.}$	$T + U = h$	$\int_{t_0}^{t_1} (T - U) dt = M.$ (Hamiltonsches Prinzip)	
	(Eulersches Prinzip)	(Energiesatz)	kein Sonderfall	Schwingungsaufgaben $\omega^2 \bar{T} - \bar{U} = \text{Min.} = 0.$

Man erkennt daraus deutlich, wie die angegebenen Formen des Arbeitsprinzips der Elastizitätstheorie den verschiedenen Auffassungen der Prinzipien der Dynamik zugeordnet sind. Den Gleichgewichtsaufgaben, die in der gewöhnlichen Elastizitätstheorie den linearen Ansätzen des Hookeschen Gesetzes entsprechen, gehört in der Dynamik kein Sonderfall von gleichwertiger Bedeutung zu. Dagegen entspricht den Knickaufgaben genau die bei Schwingungsaufgaben verwendete Form des Hamiltonschen Prinzips, die aus diesem durch Einführung der periodischen Zeitfunktion für die Koordinaten

$$u(x, t) = u(x) \sin(\omega t + \alpha)$$

und Ausführung der Integration nach t hervorgeht. Auch dort erhält man für die Eigenfrequenzen der Schwingungen die Bedingung $\omega^2 \bar{T} - \bar{U} = \text{Min.}$ und dieses Minimum hat exakt den Wert Null. Auch in der Schwingungslehre erweist sich diese Minimaleigenschaft zur angenäherten Berechnung der Eigenfrequenzen von beliebigen schwingenden Systemen als sehr nützlich.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Gemeinsame Behandlung von häuslichem Abwasser und dem Abwasser einer Fleischkonservenfabrik in Cedar Rapids (U.S.A.).

Cedar Rapids, Iowa, ist eine Industriestadt (Fleischkonserven, Nahrungsmittelindustrie, Molkereien) mit 60 000 Einwohnern. Mit Ausnahme des Abwassers der Fleischkonservenindustrie gelangt das gesamte gewerbliche Abwasser in das städtische Kanalnetz. Der Zufluß beträgt 25 000 m³/Tag mit einem mittleren biochemischen Sauerstoffbedarf von 246 mg/l. Das Abwasser der Konservenfabriken hat dagegen einen Bsb von 2000 mg/l i. M. Die Wassermenge beträgt 4500 m³ im Tag. Die Vorbehandlung und mechanische Reinigung der beiden Abwasserarten erfolgt getrennt, die biologische Nachbehandlung gemeinsam.

Die Kläranlage für die Behandlung des städtischen Abwassers besteht aus einem Grobrechen mit 19 mm Stabweite, einer mit Schlammgas betriebenen Verbrennungsanlage für Rechengut (Verbrauch 226 m³ Gas/Tag), einem maschinell ausgeräumten Sandfang, einem mit Druckluft betriebenen Ölfänger, Bauart Imhoff, einem radial durchflossenen Absitzbecken, 4 weiteren rechteckigen Absitzbecken, sowie 8 Tropfkörpern mit 2 Nachklärbecken für die biologische Nachbehandlung. Außerdem ist eine Chloranlage vorhanden für den Fall, daß etwa auftretende Geruchsbelästigungen eine Chlorung des Wassers notwendig machen sollten. (Vgl. die Übersicht in Abb. 1.)

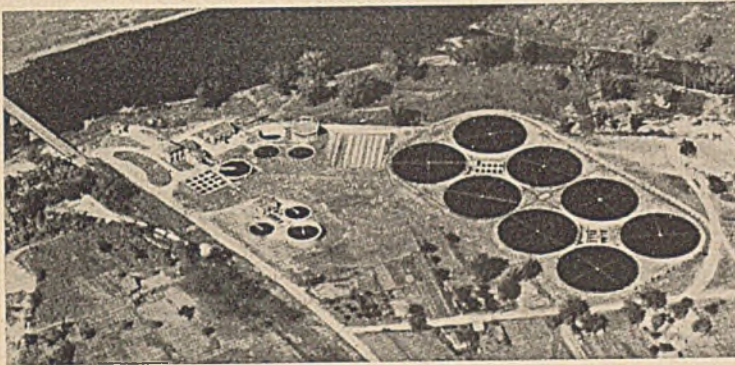


Abb. 1.

Sämtliche Absitzbecken sind mit Vorrichtungen zur selbsttätigen Beseitigung der Schwimmstoffe versehen. Der Grund weshalb zwei verschiedene Arten von Absitzbecken zur Anwendung kamen ist folgender: Der Anteil des gewerblichen Abwassers im Verhältnis zum rein häuslichen ist sehr hoch und schwankt außerdem sowohl hinsichtlich der Menge, wie auch der Konzentration sehr stark. Während der Zeiten mit geringem Zufluß, insbesondere während der Nachtstunden könnten sich leicht zu lange Aufenthaltszeiten, mit der Gefahr des Faulwerdens des Abwassers, ergeben. Der normale Zufluß wird daher in dem radial durchflossenen Absitzbecken entschlamm. Dieses Becken wird über 24 Stunden ganz gleichmäßig betrieben. Sobald der Zufluß über das normale Maß ansteigt, werden automatisch die 4 kleineren rechteckigen Absitzbecken in Betrieb genommen. Um zu lange Aufenthaltszeiten während der Nachtstunden zu vermeiden, kann der Inhalt dieser Becken nach Bedarf rückwärts dem Rohwasser beigemischt werden. Während der Tagesspitzen können die Becken dann wieder gefüllt werden.

Der Schlamm aus den Absitzbecken und Nachklärbecken wird in 4 Schlammfaulbehältern ausgefault. Die Faulbecken sind 8,2 m tief und haben einen Durchmesser von 18,3 m. Zwei davon haben schwimmende Gasdecken, eines eine feste Decke, während das vierte Becken offen ist. Der Gasanfall reicht aus um den Kraftbedarf für den Betrieb der ganzen Anlage zu decken. Der Überschußstrom wird in das städtische Netz gedrückt. Das mit den Abgasen der Gasmotoren erwärmte Kühlwasser dient zum Heizen der Faulräume. Der in den Schlammbehältern ausgefaulte Schlamm wird nach Behandlung mit Ferrichlorid und Kalk in einem Vakuumfilter entwässert. Das Filterwasser wird in den Zulaufkanal geleitet und dem Rohwasser beigemischt.

Das Abwasser der Fleischkonservenfabrik wird auf dem Fabrikgelände in einem Fettfänger und einem Feinsieb vorbehandelt und dann zur städtischen Kläranlage herübergepumpt. Die stoßweise anfallenden Abwassermengen werden in einem Ausgleichsbehälter weitgehendst ausgeglichen. Die weitere Behandlung des Abwassers erfolgt in einem mit Druckluft betriebenen Fettfänger, einem radial durchflossenen Absitzbecken, einer Dosierungsanlage, wo eine Zugabe von Schwefelsäure und Ferrisulfat erfolgt, einem Fällungsbecken und einem Nachklärbecken. Nachdem das Abwasser der Konservenfabrik auf diese Weise mechanisch gereinigt worden ist, erfolgt die biologische Weiterbehandlung gemeinsam mit dem städtischen Abwasser.

Die 8 kreisrunden Tropfkörper weisen ungewöhnlich große Abmessungen auf. Der Durchmesser beträgt nicht weniger als 51 m. Infolge der verschiedenen großen Reibungsverluste in den Zuleitungen ist das verfügbare Nettogefälle in den Säulen der einzelnen Drehsprenger verschieden groß. Um nun eine gleichmäßige Beschickung der Tropf-

körper zu erreichen sind die Entfernungen und Größen der Ausflußlöcher in den Armen der Drehsprenger verschieden groß gemacht worden. Die im Betrieb festgestellten Abweichungen in der Beschickung sind sehr gering und betragen i. M. 1,2%. Die Körper sind 2 m tief. Das Brockenmaterial besteht aus gebrochenen Kalksteinen von 38—63 mm Korngröße. Der gereinigte Abfluß von je 4 Tropfkörpern wird in einem Rechteckbecken nachgeklärt. Der Schlamm aus diesen Nachklärbecken wird zusammen mit dem Frischschlamm in den 4 Faulbecken ausgefault. (Nach Engng. News Rec. 115 [1935] S. 803.) Dr. R o h d e, Essen.

Der Stand der Bauarbeiten an der Talsperre im Colorado-Fluß (Boulder-Dam).

Seit dem 1. Februar 1935 wird hinter der Talsperre im Colorado-Fluß an der Grenze zwischen den Staaten Nevada und Arizona Wasser gespeichert, und damit ist das zweifellos größte Bauwerk seiner Art in Benutzung genommen worden, wenn auch die zu seinem vollen Betrieb nötigen Anlagen, die nicht unmittelbar mit der Speicherung des Wassers, sondern mehr mit seiner Nutzbarmachung als Kraftquelle im Zusammenhang stehen, noch unvollendet sind. Als Maß für die Größe der Talsperre, die erst den Namen Hoover Dam, jetzt aber den Namen Boulder Dam führt, sei zunächst die Höhe der Sperrmauer, 211,6 m, ihre größte Dicke, 198,25 m, und die Länge ihrer Krone, 381 m, an der die Dicke der Mauer immer noch 13,7 m beträgt, angeführt, es werden aber nachstehend noch einige Zahlen zu nennen sein, die zeigen, daß es sich wirklich um ein Bauwerk und ein Unternehmen von ganz ungewöhnlichen Abmessungen handelt¹.

Die begonnene Füllung des Staubeckens hat zur Folge gehabt, daß das Wasser des Colorado-Flusses, das vorher große Mengen von Sinkstoffen mitführte, auf 120 km oberhalb der Sperre und auf 16 km unterhalb klar, und zwar von schöner grüner oder blauer Farbe ist. Während früher beim Frühjahrshochwasser etwa 2800 m³ in der Sekunde abfließen, konnte im vergangenen Frühjahr bereits der Abfluß so geregelt werden, daß die in der Sekunde abfließende Wassermenge nur noch 425 m³ betrug.

Die Arbeiten zum Bau der Talsperre wurden im März 1931 an eine Unternehmung vergeben, deren Name, Six Companies, ihre Zusammensetzung andeutet. Der Vertrag schloß mit einem Betrag von fast 50 Millionen Dollar ab. Als Bauzeit waren sieben Jahre in Aussicht genommen, die Arbeiten waren aber um das Ende des Jahres 1935 so weit gediehen, daß nach einer Bauzeit von fünf Jahren die Kraftanlagen wenigstens teilweise in Betrieb genommen werden können.

Für die Zwecke des Baues mußte eine Stadt, Boulder City, gegründet werden. Als der Bau der Talsperre im Jahre 1931 begonnen wurde, war die Fläche, wo sich die Stadt jetzt erhebt, eine Einöde. Nach Jahresfrist hatte sie ein Netz von 25 km langen Straßen mit fester Decke, 800 Wohn-

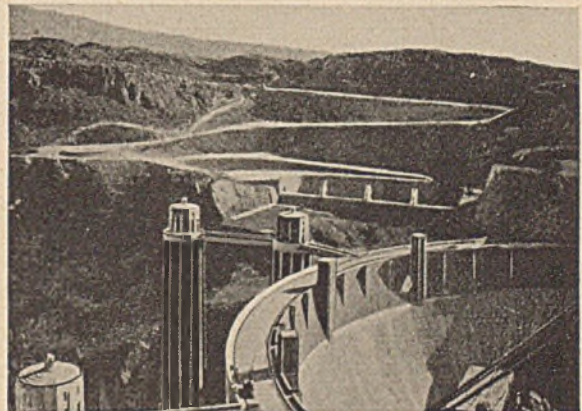


Abb. 1. Luftbild der Talsperre. Von der Luftseite.

häuser und Übernachtungsgebäude für 4000 Personen; die Stadt war mit Wasser und Elektrizität versorgt, für die Beseitigung der Abwässer bestanden die nötigen Anlagen, eine 35 km lange Zweigbahn schloß die Stadt an das Netz der amerikanischen Eisenbahnen an. Eine weitere Eisenbahn von 17 km Länge und eine 13,5 km lange Straße führt von der Stadt zur Baustelle, und andere Straßen und Gleise verbinden die verschiedenen Teile der Baustelle miteinander. Über 28 500 Eisenbahnwagen haben die nötigen Baustoffe, Geräte und Maschinen für den Bau angefordert; darunter waren 15 500 Wagenladungen Zement, 2220 Wagenladungen Stahl in Form von Blech, Einlagen für Eisenbeton und Walzeisen, 400 Wagenladungen Rohre, 700 Wagenladungen Maschinenteile, 2900 Wagenladungen Holz und 200 Wagenladungen Sprengstoffe.

Am 16. Mai 1931 wurden die ersten Sprengschüsse zum Bau der Umgehungsstollen abgefeuert, die das Wasser des Colorado-Flusses um

¹ Vgl. Bauing. 1932 (13) S. 97, 506; 1933 (14) S. 196, 354; 1934 (15) S. 106; 1935 (16) S. 38, 39, 112, 167, 169, 287.

die Baustelle der Sperrmauer herumführen mußten. Fast genau ein Jahr später waren diese vier Tunnel, zusammen 4,8 km lang, so weit fertiggestellt, daß mit ihrer Auskleidung, mit Beton begonnen werden konnte. Auch diese Arbeit dauerte rd. ein Jahr. Die kreisrunden 17 m weiten Tunnel erhielten eine 91 cm dicke Auskleidung, zu deren Herstellung gegen 230 000 m³ Beton verbraucht wurden. Am 13. November 1932 wurde das Wasser durch diese Tunnel geleitet, nachdem oberhalb und unterhalb der zukünftigen Sperrmauer Abschlußdämme errichtet worden waren, um die Baustelle trocken legen zu können.

Der obere dieser beiden Dämme enthält über 393 000 m³ erdige, rd. 72 600 m³ felsige Massen und 1830 m³ Beton; er wurde in vier Monaten hergestellt. Der untere Damm mit etwas weniger als der Hälfte der Schüttungsmassen des oberen nahm ebenfalls vier Monate Bauzeit in Anspruch. Der obere Sperrdamm war 146,5 m lang und bei 30 m Höhe am Fuße 230 m dick; beim unteren Damm waren die entsprechenden Maße 107 m, 20 m und 168 m. Vor dem unteren Sperrdamm lag noch ein Schutzdamm aus Felschüttung von 114 m Länge, 16,5 m Höhe und 61 m Dicke am Fuß. Um diese Schüttungsmassen anzufördern, waren 150 Lastkraftwagen mit Aluminium-Aufbauten für 12 m³ Ladung im Betrieb.

Während diese Arbeiten ausgeführt wurden, wurden auch die Kanäle für die Überläufe in den Wänden der Schlucht des Colorado-Flusses hergestellt; in diesen gegen 200 m langen, 45,8 m breiten und bis 51 m tiefen Felsenschnitten galt es, 459 500 m³ Massen, teils durch Sprengen, teils mit dem Löffelbagger, zu lösen.

Im Bette des Colorado-Flusses mußten, um den Fels freizulegen, angeschwemmte Massen in einer Menge von über 314 000 m³ gewonnen werden. Dazu kamen noch über 328 000 m³ Felsmassen, die an den Wänden der Schlucht beseitigt werden mußten. Für die verschiedenen Nebenanlagen der Talsperre, die Grundablässe, die Verbindungsstollen, die Aufzugschächte usw. waren weitere Erd- und Felsarbeiten in einem Umfang auszuführen, der allein schon diese Arbeiten als einen Großbau hätte erscheinen lassen; im Verhältnis zum ganzen waren sie aber Nebenarbeiten. Im ganzen sind an der Baustelle der Talsperre etwas über 6 Millionen m³ Massen beseitigt worden.

Am 6. Juni 1933 wurde mit den Betonarbeiten für die Sperrmauer begonnen. Im Laufe der nächsten 18 Monate wurden gegen 2,3 Millionen m³ Beton eingebaut, womit die Krone der Sperrmauer erreicht war. In den nächsten drei Monaten galt es, noch gegen 200 000 m³ Beton für die Brüstung, für die Aufzugtürme usw. einzubringen. Bei der Größe des Betonklotzes, den die Mauer bildet, war es nötig, diesen geringlich zu kühlen, obgleich für den Beton ein Zement mit möglichst geringer Abbindewärme ausgewählt worden war. Die Wärme im Beton stieg bis auf fast 60°, und einige Teile der Mauer wurden bis auf 6° abgekühlt. Dazu waren in die Mauer Kühlrohre von 937 km Länge eingebaut. Die Mauer war in einzelne Blöcke geteilt; zum Vergießen der Fugen zwischen diesen Blöcken wurden 33 477 Sack Zement (zu 42,7 kg) verbraucht; die Rohre zum Einfüllen des dünnflüssigen Dichtungsmörtel sind 290 km lang.

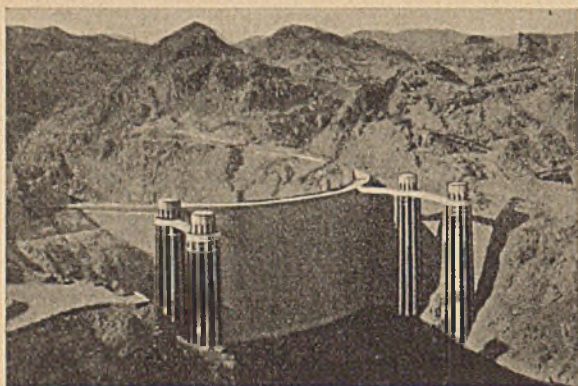


Abb. 2. Luftbild der Talsperre. Von der Wasserseite.

Die Überlaufkanäle der Talsperre sind seitlich mit einer 45 cm dicken Schicht Eisenbeton angekleidet, die Sohle mit einer 61 cm dicken Schicht, unter der noch ein 30 cm dickes Bett aus Magerbeton liegt. Die Überläufe können mit Trommelwehren, die je 227 t wiegen, abgeschlossen werden. Für die Überläufe und die anschließenden Kanäle wurden rd. 98 000 m³ Beton verbraucht.

Die Entnahmetürme der Talsperre haben eine Höhe von 103 m; über diese Höhe erhebt sich noch ein Aufzugschacht, der mit einem Aufbau 17,4 m hoch ist. Die Türme haben einen inneren Durchmesser von 9 m; der äußere Durchmesser beträgt am Boden 25 m und in Höhe des Aufzugschachts 19,3 m. Sie enthalten zusammen 71 567 m³ Beton und 6946 t Bewehrungsseisen. In jedem Turm bewegt sich ein 3 m hoher Schieber am Boden und ein ebensolcher Schieber in 45 m Höhe über dem unteren Schieber. Diese Schieber werden von den Aufzügen in den auf den Türmen sitzenden Aufbauten bewegt; sie wiegen zusammen 2675 t.

Ein Teil der Bauten war um die Wende der Jahre 1934/35, wie schon erwähnt, noch im Gange. Dazu gehörte auch das Kraftwerkgebäude, das 70 m hoch ist. Es besteht aus einem Mittelbau mit zwei vorgezogenen

Seitenflügeln, wodurch ein U-förmiger Grundriß entsteht. Mittelteil und Seitenflügel zusammen sind 503 m lang. In Höhe der Generatoren haben die Seitenflügel eine Tiefe von 45,7 m, der Mittelteil ist in Richtung des Flußlaufes 2,2 m größer.

Der Sand und Kies für den Beton der Talsperre mit all ihren Nebenanlagen wurde in einer Entnahmestelle 16 km oberhalb der Sperrmauer neben dem Flußbett gewonnen. Aus dieser Anlage wurden 143 244 Wagenladungen im Gewicht von 9 Millionen t teils unmittelbar nach der Verwendungsstelle, teils nach einer Aufbereitungsanlage abgefahren. In dieser wurden 7,7 Millionen t verarbeitet, die in 145 497 Wagenladungen abgefördert wurden.

Der Zement für den Beton wurde in Wagenladungen in loser Schüttung angeliefert. Es gingen bis 35 Wagen täglich und bis 973 Wagen in einem Monat ein. An den Zementlieferungen waren fünf Werke beteiligt.

Der Beton wurde an zwei Stellen gemischt. Die eine Mischanlage lag unten in der Schlucht, die andere oben. Die untere Anlage enthielt vier, die obere sechs Mischer mit 3 m³ Fassungsraum. In der unteren Anlage wurden vom 28. Februar 1932 bis zum 2. November 1934 rd. 1,6 Millionen m³, in der oberen Anlage in der Zeit vom 1. März 1933 bis zum 1. Dezember 1935 rd. 1,8 Millionen m³ Beton aufbereitet. Die Höchstleistung eines Tages waren 1880 m³ in der unteren und 2283 m³ in der oberen Anlage, beides bei achtstündiger Arbeitszeit. Im März 1934 wurde die höchste Monatsleistung mit 200 051 m³ Beton erreicht.

Auf der Sperrmauer liegt eine Straße, die sich zu beiden Seiten noch auf ungefähr 1 km Länge erstreckt und zu Schaltanlagen u. dgl. führt.

In einem Umkreis von etwa 80 km um die Talsperre im Black Canyon sind vom Vermessungsamt der Vereinigten Staaten genaue Geländeaufnahmen gemacht worden; sie sollen von Zeit zu Zeit überprüft werden, um festzustellen, ob infolge der Belastung des Bodens durch die im Stausee gespeicherten Wasser etwa in der Umgebung Bewegungen auftreten. Auch die Spannungen im Fels in der Umgebung der Talsperre, deren durch Wärmewechsel und Wasserdruck verursachte Bewegungen werden genau überwacht. (Engng. News-Rec. 1935 [115] S. 878.)

W e r n e k e , Berlin.

Eisenbeton-Behälter für Wasser oder andere Flüssigkeiten.

Eisenbeton-Flüssigkeitsbehälter gehören mit zu den interessantesten Aufgaben des Bauingenieurs, da sie die Lösung zahlreicher nicht alltäglicher Fragestellungen erfordern. Der nachfolgende Bericht, der einem Referat vor einer britischen Ingenieurvereinigung (Institution of Structural Engineers) entnommen ist, behandelt einige konstruktive Punkte, die mancherlei Anregungen geben dürften.

a) D e h n u n g s f u g e n. Die Bildung von Rissen wird verursacht durch Unterbrechungen beim Betonieren, durch Schrumpfen, wenn zu große Einzelabschnitte ohne Fugen betoniert werden, durch äußere Einflüsse wie Sichsetzen, Abweichungen in der Betongüte u. a. Die beiden erstgenannten Ursachen kommen am häufigsten vor. Schon beim Entwurf sollten die Stellen aller Dehnungsfugen festgelegt werden. Vielfach besteht die Ansicht, die Zahl solcher Fugen möglichst zu beschränken und etwa von der ausführbaren Betonierungsarbeit eines Tages abhängig zu machen. Man begegnet sogar dem Irrtum, bei Behältern auf Fugen ganz verzichten zu wollen. Die Empfehlung, die Dehnungsfugen in die Querschnitte der größten Druckspannungen zu verlegen, da solche Spannungen den Schrumpfspannungen entgegenwirken, ist zwar theoretisch richtig, in Wirklichkeit aber doch unzweckmäßig, da die Risse dann nicht dort, sondern bestimmt in den auf Zug beanspruchten Querschnitten auftreten. Um die zweckmäßigste Lage der Dehnungsfugen festzulegen, sollte man daher prüfen, welche Entfernung mit Rücksicht auf die Schrumpfspannungen zulässig ist, und an welchen Stellen die größten Zugspannungen infolge dieser Schrumpfung und der äußeren Lasten auftreten. Für erstere dürfte, wenn auf genauere Rechnung verzichtet wird, bei Eisenbetonwänden mit etwa 2,2% Bewehrung ein Abstand von etwa 8 m und dabei ein Spalt von 1 mm genügen. Hinsichtlich der letzteren sind natürlich die baulichen Verhältnisse maßgebend. Z. B. würden senkrechte Dehnungsfugen bei einem Beton-Wasserbehälter mit Stützpfelern im Zuge der Wandungen, die in bestimmter Höhe mit Erde hinterfüllt sind, in etwa 7 bis 8 m Abstand in der Mitte zwischen den Pfeilervorlagen notwendig sein, während bei freistehenden, auf Stützen ruhenden Behältern andere Querschnitte maßgebend sind. Außer solchen Dehnungsfugen sind dann noch in etwa 90 m Abstand freie Trennfugen erforderlich, die ungleiches Setzen oder sonstige Einflüsse ausgleichen sollen.

Die Ausbildung solcher senkrechter Dehnungsfugen zeigt Abb. 1, wobei hervorzuheben ist, daß keinerlei haftende Einlagen zwischen die gestoßenen Flächen eingebracht werden sollen. Andernfalls besteht die Möglichkeit, daß die Fugen nicht arbeiten, wenn sie zusammenkleben, und dann vielleicht an anderen Stellen die Risse, welche man vermeiden will, auftreten. Um Wasserdichtigkeit zu erlangen, werden bei einem Fugenabstand von 3 bis 4 m Blei- oder Kupferbleche eingesetzt und die Innenfugen mit einem elastischen Dichtungsstoff verstrichen.

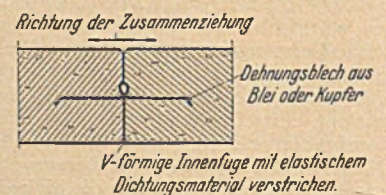


Abb. 1. Senkrechte Dehnungsfuge in einer Behälterwand.

Waagrechte Dehnungsfugen sollten bei Flüssigkeitsbehältern in senkrechten Abständen von etwa 1,5 m vorgesehen werden. Da die Bewegungen hierbei sehr gering sind, können Blecheinlagen zur Abdichtung entbehrt werden; es genügt ein Verstreichen der Fugen mit einem elastischen Dichtungsmittel. Die waagerechten Böden von Wasserbehältern, die unmittelbar auf gutem Baugrund gelagert sind, werden zweckmäßig in zwei Schichten mit schachbrettartig aufgeteilten quadratischen Platten, die in beiden Schichten gegeneinander versetzt sind, ausgeführt. Besondere Klebemittel zwischen den Schichten sind dabei unnötig. Die Grundplatten werden dicht an dicht, die oberen Deckplatten mit 12 mm Fugenspalten angeordnet; nachdem man letzteren Platten Zeit gelassen hat, ihre Schrumpfung zu beenden, werden die Spalten mit Zementmörtel vergossen. Abb. 2 zeigt den Anschluß eines solchen, in zwei

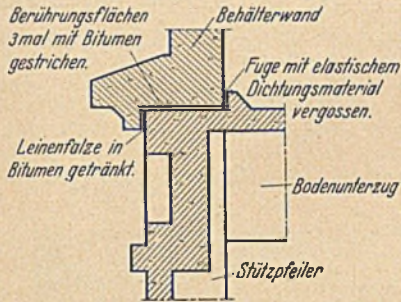


Abb. 2. Anschluß eines Behälterbodens an die Behälterwand.

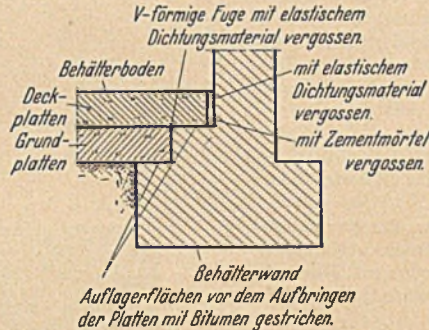


Abb. 3. Waagrechte Dehnungsfuge zwischen Behälter und Stützkonstruktion.

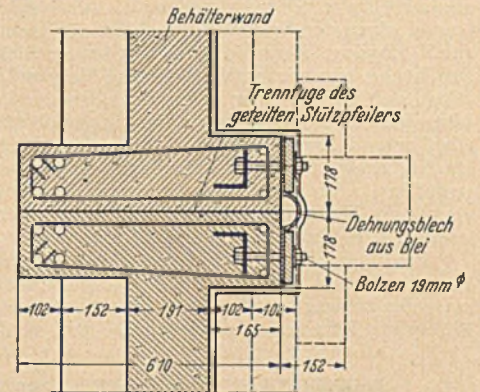


Abb. 4. Lotrechte Dehnungsfuge im Stützpfiler einer Behälterwand.

Schichten hergestellten Bodens an die umschließende Behälterwand. Die Ausbildung einer waagerechten Dehnungsfuge bei einem auf eine untere Stützkonstruktion aufgesetzten Behälters ist in Abb. 3, diejenige einer lotrechten Dehnungsfuge zwischen den beiden Hälften eines geteilten Stützpfilers einer Behälterwand in Abb. 4 dargestellt.

wiesen; ein Einzelbeispiel sei herausgegriffen. Abb. 6 gibt ein Bild des Behälters der Wasserwerke von Shrewsbury (Mittelengland) wieder. Der für die Wasserspeicherung bestimmte offene Behälter ist in der Mitte durch eine Trennwand in zwei Teile geteilt und hat ein gesamtes Fassungsvermögen von 18 000 m³; seine Innenabmessungen sind 64,16 × 51,97 × 5,64 m. Die Seitenwände mit den Stützpfilern sind nach der in Abb. 5 dargestellten Bauweise ausgeführt. Man erkennt deutlich die Dehnungsfugen im Boden und den Seitenwänden. Der im Hintergrund sichtbare Wasserturm ist gleichfalls mit starrer Bewehrung ausgebildet; er trägt einen zylindrischen Behälter von 22,25 m inneren Durchmesser mit 2300 m³ Fassungsvermögen. Die zwischen Unterkonstruktion und Behälter auf dem ganzen Umfang eingeschaltete Dehnungsfuge war in Abb. 3 dargestellt.

Abschließend ist noch darauf hinzuweisen, daß solche Eisenbetonkonstruktionen für Behälterbau zugleich die bestmögliche Sicherung gegen Beschädigungen infolge ungleichen Sichsetzens, Erdbeben und schließlich auch Luftangriffe bieten. (Nach „The Structural Engineer“, 13 [1935], S. 382 und 468.)
Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Dessau.

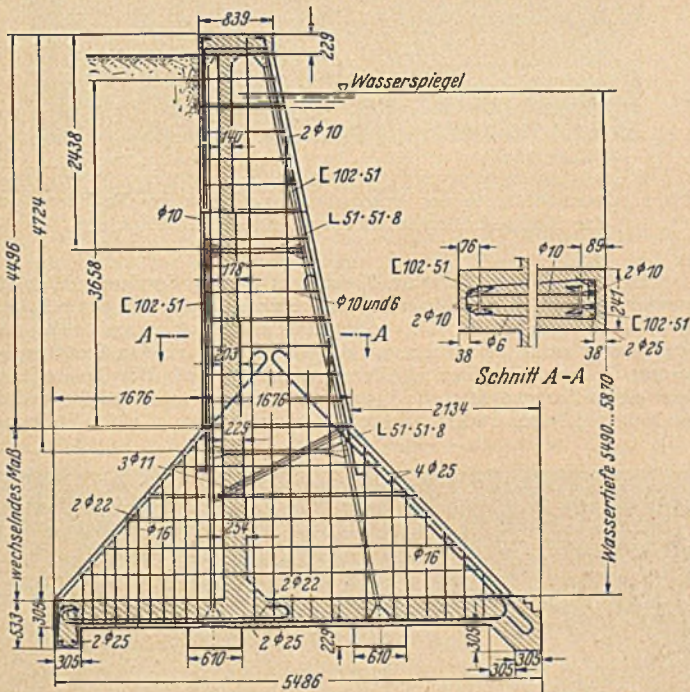


Abb. 5. Stützpfiler mit starrer Bewehrung in der Wand eines offenen Behälters.

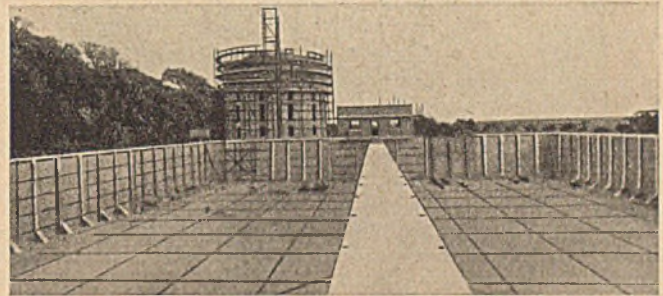


Abb. 6. Offener Behälter der Wasserwerke von Shrewsbury.

b) Die Bewehrung. Grundsätzlich ist zu sagen, daß nicht die normale Eisenbetonbauweise, auch nicht die Stahlbauweise, sondern die Verbindung beider die besten Lösungen verspricht. Die Vorzüge der Anwendung einer starren Bewehrung sind bekannt. Man denke z. B. an die Vereinfachung bzw. den Fortfall des Lehrgerüsts, die vereinfachte Anbringung der Schalungen, die Beschleunigung des Arbeitsfortschrittes, die sichere Festlegung der Bewehrung während des Betonierens gegen Verschiebungen, die Verminderung der Querschnittsabmessungen usw. Die Bewehrung wird also zweckmäßig aus einem starren Stahlgerippe aus Walzprofilen in I-, J- oder L-Form in Verbindung mit gewöhnlichen Rundstäben bestehen, wobei die Anwendung des Schweißverfahrens weitere Vorteile gewährt. Abb. 5 zeigt als Erläuterung hierzu die Ausbildung der starren Bewehrung eines Stützpfilers in der Wand eines offenen Behälters.

Die Anwendung obiger Konstruktionsregeln hat sich beim Bau zahlreicher jüngst fertiggestellter Behälter als sehr zweckentsprechend er-

Der Mersey-Tunnel.

Der größte Unterwassertunnel, der bei Liverpool eine Verbindung großer Bedeutung zwischen den durch die Mersey getrennten Städten und Gebieten herstellt, wurde in neunjähriger Bauzeit mit einem Kostenaufwand von £ 7077 800,— erbaut und 1934 dem Verkehr übergeben.

Die Länge des Tunnels zwischen den Hauptportalen beträgt 3425 m. An beiden Ufern kamen außerdem Abzweigungen zu den Docks (1195 m) zur Ausführung, so daß insgesamt 4620 m Tunnel herzustellen waren. Die Mersey wird dabei in einer Breite von 1153 m unterfahren. An der tiefsten Stelle liegt der Tunnel bei Flut rd. 52 m unter dem Meeresspiegel. Die beiden Rampen wurden mit einem Gefälle von 3 1/3% ausgeführt.

Der Querschnitt des unter dem Fluß liegenden Teiles des Tunnels ist kreisförmig mit einem Innendurchmesser von 13,41 m und einem Außendurchmesser von 14,10 m (Zum Vergleich: Rotherhithe-Tunnel unter der Themse 9,14 m Ø, Holland-Tunnel Newyork 8,99 m Ø). Die anschließenden Rampen haben gleichen Durchmesser, sind aber von annähernd halbkreisförmigem Querschnitt.

Die Fahrbahn liegt auf halber Höhe, so daß vorläufig nur die obere Hälfte des Tunnelquerschnittes ausgenutzt ist. Die untere Hälfte ist für die Ventilationskanäle und für zukünftige Erweiterungen bestimmt.

Der Tunnel trifft schon in kurzer Entfernung von den Portalen auf Fels (Buntsandstein). Über dem Scheitel des Tunnels verbleibt im allgemeinen eine Felsschicht von 10 m Mächtigkeit, die jedoch an einer Stelle infolge einer glazialen Erosionsrinne bis auf 0,93 m Stärke verschwächt wird. Über dem Fels liegen Kies- und Sandschichten geringer Mächtigkeit, die das Flußbett bilden.

Der Tunnel wurde an beiden Ufern von je einem Schacht aus angefahren. Für die Mittelstrecke wurden zwei übereinander liegende Richtstollen verwendet. Der Sohlstollen wurde jeweils vorausgetrieben

und von ihm aus wurden Sonden angesetzt, um das davor liegende Gestein zu erkunden. Besondere Sorgfalt war in der Nähe der erwähnten Erosionsrinne erforderlich, da nur ihre Existenz, aber nicht ihre genaue Lage bekannt war.

Da die Anwendung von Preßluft für die Wasserhaltung unmöglich erschien, wurde ein eigener Entwässerungsstollen mit 2,13 m Ø und 2‰ Gefälle gebaut, der vom tiefsten Punkt des Tunnels aus nach den beiden uferseitigen Schächten führte, die bis auf 60 m vertieft wurden, um als Pumpensumpf zu dienen. Im Maximum fielen rd. 300 l/sec Wasser an.

Mit dem Vollaussbruch wurde erst nach Fertigstellung der Richtstollen begonnen, und zwar an vielen Stellen gleichzeitig. Vor Inangriffnahme der Arbeiten an der unteren Tunnelhälfte wurde jeweils erst die obere Hälfte fertig ausgebrochen und verkleidet. Auf diese Weise stand immer einer der beiden Richtstollen für den ungehinderten Transport zur Verfügung. Beim Vollaussbruch kamen Sicherheitssprengstoffe unter Beachtung besonderer Vorsicht zur Verwendung. Schwierigkeiten ergaben sich nur an einer Uferstrecke, wo der Tunnel unter einer der belebtesten Straßen in geringer Tiefe schon oberhalb der Felsschichten verläuft und wo auch Senkungen auftraten. Hier wurde auf 335 m Länge ein halbkreisförmiger Schild (14,26 m Ø) verwendet, der auf Fahrgestellen läuft. Die Fahrbahn wurde in zwei kleinen Richtstollen im voraus auf Betonbanketten verlegt. 24 Pressen mit 2400 t Gesamtkraft standen für den Vorschub zur Verfügung.

Die Ausmauerung des Tunnels erfolgte unter Verwendung von gußeisernen Platten von rd. 1 t Einzelgewicht, die mit Hilfe einer Montagemaschine versetzt wurden. Die bearbeiteten Fugen wurden mit Blei, die Bolzen mit Bitumen mit Erfolg gedichtet. Auf der Außenseite wurde die



Mersey-Tunnel während des Vollaussbruchs.

Auskleidung mit Felsbrocken hinterpackt und dann unter 5 atü Druck injiziert. Die Innenflächen wurden durch Beton abgeglichen, mit Asphalt gestrichen und durch einen 2 cm starken Torkreputz auf Drahtgeflecht fertiggestellt.

Außerordentlich interessant sind auch die Hilfseinrichtungen des Tunnels. Neben den Entwässerungsleitungen und der mehrfach gesicherten Beleuchtungsanlage sind noch in Abständen von 45 m Nischen eingebaut, von welchen jede folgende Ausrüstung erhalten hat: Telefon, Feuermelder, Hydrant, zwei Sandkästen und ein Feuerlöscher. Für die Bewetterung sind sechs große Ventilationsschächte angelegt worden, über welchen sich riesige Türme mit den Ventilatoren erheben. 70 000 m³ Frischluft können in der Minute angesaugt und in die unter der Fahrbahn liegenden Kanäle gepreßt werden, von wo aus sie durch Öffnungen im Bordstein in den freien Tunnelquerschnitt austreten. In der Nähe der Ventilationsschächte wird die Luft dann wieder abgesaugt und durch die Ventilatortürme ausgestoßen. Die Anlage wurde so entworfen, daß bei einer stärksten Belastung von 4150 Fahrzeugen/Std. der Kohlenoxydgehalt der Luft den Wert von 0,3 ‰ nicht überschreitet, wobei vorausgesetzt wurde, daß jedes Fahrzeug pro Stunde 2,83 m³ Kohlenoxydgas erzeugt. Die Höhe der Ventilationstürme schwankt zwischen 28 und 64 m. Die Ventilatorgehäuse und -kanäle sind durchweg in Eisenbeton ausgeführt bei 23 cm Wandstärke. Für den Antrieb der Ventilatoren mußten Motore für 4790 PS eingebaut werden. Die Frischluft wird an der Spitze des Turmes eingesaugt, die verbrauchte dagegen in geringerer Höhe ausgestoßen.

Im ganzen betrachtet, stellt dieser Tunnelbau (vgl. Abb.) mehr wegen seiner außerordentlichen Größe als wegen der zu überwindenden baulichen Schwierigkeiten eine besondere Leistung dar. (Nach Travaux 19 [1935] S. 355).
Dr.-Ing. R ü s c h , Berlin.

Die Autobahn von Genua zur Po-Ebene.

Die Hafenstadt Genua ist von ihrem Hinterland, der Po-Ebene, durch den ligurischen Apennin getrennt. Der Übergang über das Gebirge, der Giovi-Paß, liegt 472 m über dem Meeresspiegel. Die Verbindung zur Po-Ebene bestand bis jetzt aus zwei zweigleisigen und einer eingleisigen Eisenbahnlinie, die an sich dem Güterverkehr bisher mengenmäßig genügten, und aus einer, in den Jahren 1810—1821 erbauten

Landstraße über den Giovi-Paß. Mit Rücksicht auf den Ausbau des Hafens von Genua wollte man ursprünglich eine neue, schnellere und bequemere Eisenbahnlinie („Direttissima“) für den Schnellgüter- und Personenverkehr vom Hafen nach der Po-Ebene bauen. Die starke Zunahme des Kraftwagenverkehrs, insbesondere des Güterverkehrs, zwischen Genua und seinem Hinterland in den letzten Jahren (mittl. tägl. Durchgangsverkehr auf der alten Landstraße 1928: 1700 t; 1932: 3200 t; 1933: 6000 t) und außerdem die verhältnismäßig geringen Entfernungen vom Hafen zu den wichtigsten Punkten der Po-Ebene (Mailand 155 km, Turin 178 km) führten jedoch zu dem Entschluß, an Stelle der geplanten neuen Eisenbahnlinie eine Autostraße zu bauen „für den Schnellgüterverkehr vom Hafenkai zum Fabriklager“, wie es in dem Bauerlaß Mussolinis heißt. Die erste Strecke dieser Autobahn, der Übergang über den Apennin, wurde 1932 begonnen und im Dezember 1935 dem Verkehr übergeben.

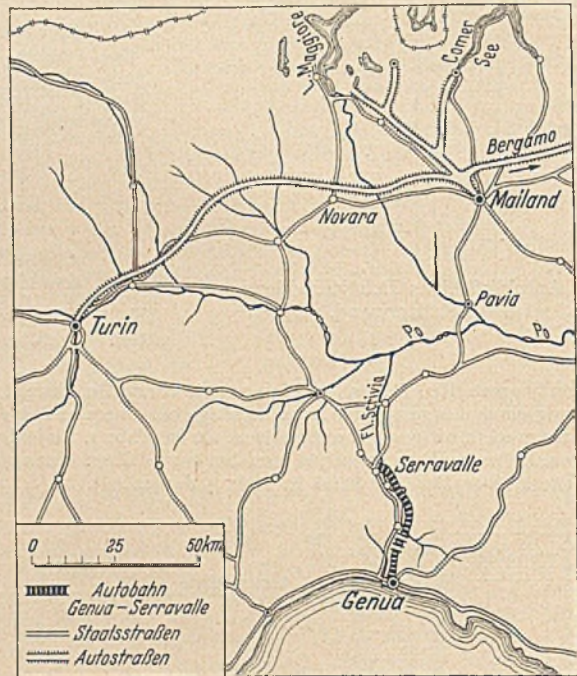


Abb. 1. Übersichtskarte der Autobahn von Genua zur Po-Ebene und der Hauptstraßen in Piemont und der Lombardei.

Die Autostraße beginnt im Hafen von Genua, durchschneidet den Apennin unweit des Giovi-Passes mittels eines Tunnels von 909 m Länge auf Ord. + 413,3 m ü.M. (also 60 m tiefer als die alte Landstraße) und endigt zunächst in Serravalle, wo die Verbindung zu den bestehenden Landstraßen nach Turin und Mailand hergestellt wird. Die Gesamtlänge dieser ersten Strecke beträgt rd. 50 km, der Höhenunterschied zwischen dem Bahnhof Genua und dem Scheitelpunkt rd. 390 m. Größte Steigung:

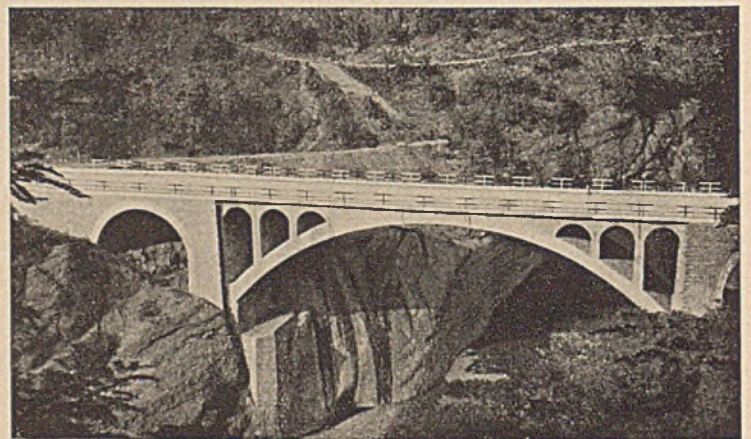


Abb. 2. Zweite Brücke über die Scrivia (1 Öffnung von 40 m, 2 Öffnungen von je 10 m).

4%, jedoch nur auf kurze Strecken in den Rampen, auf einer Gesamtlänge von 7 km, in den übrigen Strecken höchstens 2,5%, in den Tunnelstrecken höchstens 2%; kleinster Krümmungshalbmesser mindestens 100 m (an einer besonders schwierigen Stelle ausnahmsweise 80 m); Breite der Fahrbahn in den Dammsrecken 9 m mit einem beiderseitigen Bankett von je 0,50 m, in den Einschnittstrecken 10 m, über den Brücken

gleichfalls 9 m; die Gesamtlänge der Kurvenstrecken beträgt 21 km, also 42% der ganzen Strecke. Die alte Landstraße hatte demgegenüber: größte Steigungen von 9%, kleinste Krümmungshalbmesser in den Kurven von 14 m, eine Gesamtlänge von 54 km und eine Fahrbahnbreite von 6 m.

In Abständen von etwa 2 km sind auf der Autobahn besondere Halte- bzw. Abstellplätze in Form einer Straßenverbreiterung von 3,5 m und 20 m Länge angeordnet. Alle Kreuzungen mit bestehenden Verkehrswegen sind als Über- oder Unterführungen ausgebildet. An den fünf wichtigsten Stellen sind Verbindungen zu den bereits vorhandenen Straßen geschaffen.

Die Fahrbahndecke besteht auf insgesamt 42 km Länge aus einer Schotterdecke (20 cm gewalzte Packlage auf 10 cm Sandbett, darüber 15 cm Schotterlage), die zuerst mit einer Emulsion behandelt und dann mit einer Auflage aus Bitumen oder Asphaltpulver versehen ist. Nur 8 km haben eine Betondecke (18 cm stark, 400 kg Zement/m³ Beton), die nur über den Kunstbauten und in Einschnittstrecken mit festem Untergrund Verwendung fand; eine Ausnahme bildet eine kurze Zwischenstrecke zwischen zwei Kunstbauten, die im Auftrag liegt. Dort erhielt die Betondecke eine kreuzweise Bewehrung von 8 mm \varnothing mit je 20 cm Abstand. Die Betondecke ist durch Längs- und Quertugungen in Felder von je 3 m Breite und 4–6 m Länge geteilt.

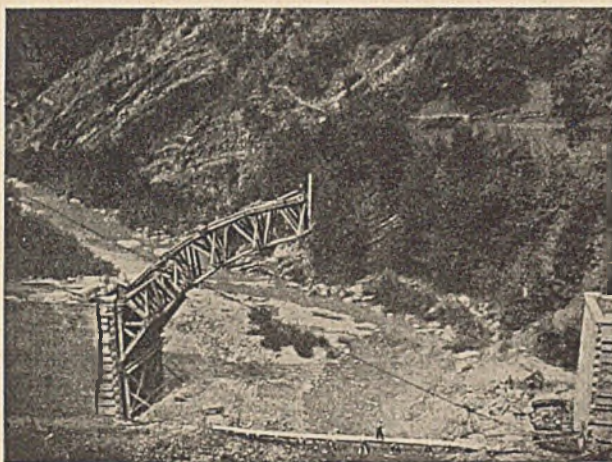


Abb. 3. Lehrgerüst für die erste Brücke über die Scrivia im Bau.

Als Gebirgsstraße weist die Strecke zahlreiche Kunstbauten auf: 30 größere Brücken und Talübergänge mit einer Gesamtlänge von rd. 3000 m, daneben eine Anzahl kleiner Durchlässe; 10 Unterführungen; 3002 lfd. m Tunnelstrecken; die Stütz- und Futtermauern haben eine Gesamtlänge von 37 km mit 240 000 m³ Mauerwerk und Beton. Besonders bemerkenswert ist die überwiegende Verwendung von Bruchstein- und Quadermauerwerk gegenüber dem Beton. Vor allem sind die Stütz- und Futtermauern fast ausschließlich aus Mauerwerk hergestellt, ebenso die meisten Brückenpfeiler, während die Tragwerke häufig aus Eisenbeton bestehen. Eiserne Brücken fehlen vollständig; Eisenbeton-Balkenbrücken sind selten, Gewölbe aus Eisenbeton überwiegen, nament-



Abb. 4. Talübergang bei Montanesi (6 × 25,5 m + 4 × 10 m).

lich bei größeren Spannweiten. Erwähnenswert sind zwei gewölbte Brücken über die Scrivia mit je 40 m Spannweite (Eisenbetonbögen) mit einem frei vorgebauten Holzfachwerkbogen als Lehrgerüst (Abb. 2 u. 3) und — als kennzeichnend für die Gestaltung der Talübergänge — die Brücke von Montanesi (Abb. 4), sechs Eisenbetonbögen von je 25 m Lichtweite und vier weitere Öffnungen von je 10 m. Die Lehrgerüste

bieten nichts wesentlich Neues, sie scheinen verhältnismäßig viel Holz erfordert zu haben. Wegen der großen Fahrbahnbreite sind die Bogenbrücken häufig als Doppelbogen ausgebildet; in diesen Fällen wurde das Lehrgerüst nach Fertigstellung des ersten Bogens in der Gewölbeachse zum zweiten Bogen hin verschoben.

Für den Bau der großen Talübergänge wurden Kabelkräne und Gießtürme verwendet, im übrigen häufig Derricks.

Für die Ausmauerung der Tunnelstrecken wurde ebenfalls fast ausschließlich Mauerwerk, und zwar vor allem Ziegelmauerwerk, gewählt. Die Stärke der Tunnel-Ausmauerung schwankt je nach dem Gebirgsdruck zwischen 0,94 m und 1,60 m im Scheitel und 0,67 m und 1,07 m für das Sohlengewölbe. In dem 909 m langen Scheitel-Tunnel und einigen anderen wurde unter der Fahrbahn ein Ventilations-Stollen vorgesehen, um im Falle der Notwendigkeit eine künstliche Belüftung durchführen zu können, die aber zunächst noch nicht als erforderlich angesehen wird (Abb. 5). In den übrigen, durchweg wesentlich kürzeren Tunnelstrecken glaubte man auf alle Fälle auf eine künstliche Belüftung verzichten zu können.

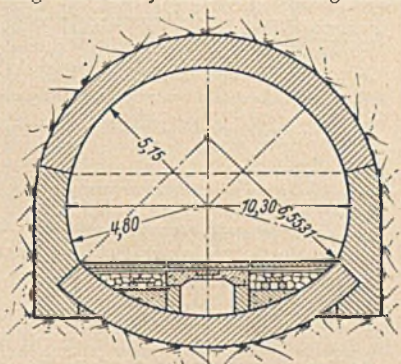


Abb. 5. Querschnitt des Scheitel-Tunnels mit Lüftungstollen.

Die beiden Endbahnhöfe (Genua und Serravalle) und die fünf Zwischenbahnhöfe sind mit Unterkunftsräumen und einer Küche ausgestattet, der Bahnhof von Genua auch mit Bädern und Dusch-Räumen. Der Bahnhof Genua nimmt eine Fläche von rd. 50 000 m² ein.

Die Gesamtkosten der Autobahn betragen 220 Millionen Lire. Nach Abzug der bedeutenden Kosten für die Bahnhof-Anlagen in Genua mit dem Abstieg zum Hafen, und die übrigen Bahnhöfe stellen sich die Kosten demnach auf rd. 3 Millionen Lire je Kilometer Straße einschließlich der Kunstbauten. (Nach „Annali dei Lavori Pubblici“, 73 [1935] S. 835.)
H. Simons, Hannover.

Rüttel-Beton.

Betrachtungen über die verschiedenen Verfahren zum Einrütteln von Beton.

In der Zeitschrift *Le Génie Civil* 107 (1935) S. 366 stellt Etienne Tréves Betrachtungen an über die verschiedenen Verfahren zum Einrütteln des Betons, über die nachstehend berichtet wird:

Ausgehend von der Feststellung, daß alle Verfahren zum Rütteln des Betons französischen Ursprungs sind, wird eine kritische Untersuchung derselben vorgenommen. Von den beiden Hauptverfahren, der äußeren und der inneren Einrüttlung ist das erstere, das auf der Einrüttlung des Betons unter Zwischenschaltung der Schalung beruht, das häufigste und älteste; bei richtiger Anwendung ist es auch das einfachste und oft auch das beste Verfahren.

Bei der äußeren Betonrüttlung kommen folgende Apparate zur Anwendung:

1. Drucklufthämmer und Rüttler, die von Hand entlang der Schalung bewegt werden. Von dieser Methode darf man nicht mehr verlangen, als ein mehr oder weniger gutes Anliegen des Betons an die Schalung; die Erhöhung der Festigkeit und Dichte des Betons wird als kaum merklich angesehen. Beim Hammer ist der Erfolg noch schlechter als beim Rüttler, da die Anzahl der Schläge des Hammers mit 1200–1600/min durchaus unzureichend ist, denn die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Schlagzahl von ausschlaggebendem Einfluß auf die Resultate ist. Das Verfahren ist auch zu sehr von der Willkür des Arbeiters abhängig.

2. Rütteltische, deren Anwendungsgebiet jedoch hauptsächlich auf die Herstellung von Betonfertigwaren beschränkt ist.

3. Pneumatische und elektrische Rüttler, die mit verschiedenen Vorkehrungen zur Befestigung an der Schalung versehen sind. Diese Rüttler sind in den letzten Jahren immer mehr verbessert worden. Neuere Ausführungen dieser Art geben 5400–21 000 Schwingungen/min; während das Gewicht eines solchen Rüttlers im Jahre 1926 noch 19 kg betrug bei einem Kolbengewicht von 1,95 kg, betragen diese Gewichte jetzt 7 kg bzw. 2,475 kg; das Verhältnis der schlagenden Masse zum Gesamtgewicht hat sich demnach von 0,14 auf 0,35 erhöht. Eine der Hauptschwierigkeiten besteht in der Befestigung der Rüttler an der Schalung, da sie einerseits fest, andererseits schnell veränderbar sein soll. Die Festhaltevorrichtung System Edmond, die zwingenartig ausgebildet ist, wird als besonders vorteilhaft bezeichnet.

Bei den elektrischen Rüttlern, die mit unausgeglichenem Rotor versehen sind, wird die Kraft tangential und nicht normal ausgeübt; zur Erzielung gleicher Wirkung müssen die Apparate schwerer und unhandlicher werden.

Zur Untersuchung der Wirkung der verschiedenen Betonrüttler wird eine einfache Vorrichtung benutzt, mit der man die beiden Faktoren vergleichen kann, welche das Kriterium für die Wirksamkeit der Erschütterung ausmachen, nämlich die notwendige Zeit zur Erzielung einer bestimmten Wirkung und den Wirkungsbereich (s. Abb. 1). Ein länglicher,

die Schalungsform darstellender Kasten, an dessen einer Stirnseite der zu untersuchende Rüttler befestigt wird, nimmt die Betonmasse auf. Metallische Hohlkugeln mit senkrechter Stabführung, die in bestimmten Abständen angeordnet sind, werden bei Beginn des Versuches unten in die Betonmasse eingelegt. Mit dem Fortschritt der Einrüttlung des Betons steigen die Kugeln ähnlich wie die Luftblasen im Beton hoch und zeigen somit den Fortgang der Verfestigung an; zum Vergleich werden auch die Festigkeiten untersucht. Das Prüfverfahren gibt in einfacher Weise gute Vergleichswerte. Die Menge des Anmachwassers spielt in erster Linie eine Rolle. Während z. B. bei einem Beton mit 130 l Wasser/m³ elektrische und Druckluft-rüttler die gleichen Ergebnisse lieferten, vermochte bei einem Beton mit 100–110 l Wasser/m³ der elektrische Rüttler keine Verdichtung zu erzielen, während dies mit dem Druckluft-rüttler gut gelangt.

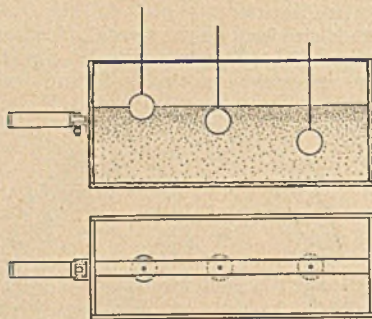


Abb. 1. Vorrichtung zur Prüfung der Betonrüttler.

Die elektrischen Rüttler, deren Nachteil in dem großen Gewicht und in der relativ geringen Wirksamkeit liegt, können gegebenenfalls doch mit Vorteil verwendet werden, wo Rücksicht auf geringen Lärm zu nehmen ist und wo billiger Strom zur Verfügung steht. Wenn jedoch zur Erzielung hoher Festigkeit trockener Beton verwendet wird und wo rasches Ausschalen verlangt wird, ist der pneumatische Rüttler dem elektrischen unbedingt überlegen. Beispielsweise hatte man bei der Herstellung großer und zahlreicher Eisenbetonrohre in Algier unter Verwendung eiserner Schalung ursprünglich mit Rücksicht auf den hohen Kraftbedarf der pneumatischen Rüttler die Verwendung elektrischer Rüttler gewählt, die Unmöglichkeit aber hiermit eine ausreichende Verdichtung zur sofortigen Entfernung der Schalung zu erzielen, führte dann zum Einsatz pneumatischer Rüttler.

Beim Bau einer Eisenbetonbrücke über eine Schlucht im Kanton Wallis spielte das Gewicht der Rüttler eine große Rolle; es konnten nur leichte und sehr handliche Rüttler verwendet werden. Man wählte Druckluft-rüttler von 4 kg Gewicht, mit denen eine sehr gute Verdichtung des Betons erreicht wurde; während sorgfältig gestampfte Probekörper eine Festigkeit von 350 kg/cm² ergaben, wurde mit dem gerüttelten Beton nach 7 Tagen eine Festigkeit von 503 kg/cm² erzielt.

Das Rüttelverfahren wird noch mit Vorteil angewendet zur Erzielung schöner Oberflächen der Betonkonstruktion, wobei die nachträgliche Behandlung mit Sandstrahlgebläse die gute Wirkung erhöhen kann.

Eine weitere Form des äußeren Betonrüttlers ist der Oberflächen-rüttler, der hauptsächlich zur Herstellung großer Flächen von geringer Stärke wie Straßendecken u. dgl. Verwendung findet, doch hat er auch bei der Verdichtung großer Betonmassen, so bei Befestigungsbauten und bei Talsperren Eingang gefunden. Zur Erzielung dichten Betons kann die Außenrüttlung an der Schalung genügen, zur Erhöhung

der Festigkeit des ganzen Betonkörpers muß die Wirkung der Oberflächen-rüttlung hinzukommen. Als zweckmäßiges Gerät wird der Oberflächen-rüttler System Bérenquier bezeichnet (s. Abb. 2). Den in den Vereinigten Staaten und in Deutschland am meisten verwendeten Stampfern mit quadratischer oder schwach rechteckiger Fußplatte wird der Nachteil zugesagt, daß der verfestigte Beton z. T. wieder hochgerissen und somit die beabsichtigte Wirkung wieder beeinträchtigt wird.

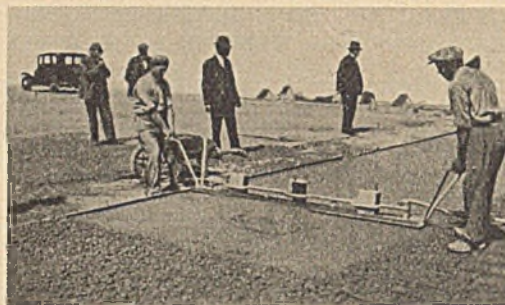


Abb. 2. Oberflächen-Rüttler (System Bérenquier).

Die verschiedenen Vorrichtungen für die innere Betonrüttlung, bei denen der Beton durch eingetauchte Apparate in Schwingung versetzt wird, können in zwei Gruppen eingeteilt werden: 1. Vorrichtungen, die mit der Hand gehalten und in den Beton eingelassen werden, 2. Vorrichtungen, die selbsttätig arbeiten. Die ersteren Apparate haben einen kleinen Wirkungsbereich, wodurch bei großen Betonmassen viel Handarbeit notwendig wird; sie sind jedoch bei sehr großen Eisenbetonquerschnitten mit sehr starker Bewehrung am Platz, wo außen angebrachte Apparate nicht mehr wirkungsvoll sind und wo die starke Bewehrung die Anwendung von Oberflächenrüttlern verbietet.

Im Gegensatz zu der von Hand gehaltenen Apparaten wirken die von Denian 1927 erfundenen sogen. schwimmenden Durchrüttler automatisch. In einer umhüllenden Form ist der pneumatisch oder elektrisch angetriebene Rüttler untergebracht. Beim Rütteln steigt der in den Beton eingebrachte Apparat unter Verfestigung der darunter liegenden Schicht hoch; der den Rüttler umgebende Beton verhält sich unter der Wirkung der Erschütterung wie eine Flüssigkeit, in der der Apparat einen Auftrieb erfährt. Diese Apparate eignen sich am besten für die Einrüttlung des Betons umschnürter Säulen.

Das Betonrüttelverfahren hat nach tastenden Versuchen jetzt überall Eingang gefunden; bedauerlicherweise muß aber die Feststellung gemacht werden, daß die Apparate auf den Baustellen nicht immer zweckmäßig verwendet werden. Das Vorhandensein der verschiedensten Erzeugnisse auf dem Markt macht es dem Gebraucher schwer, die richtige Wahl zu treffen, um so mehr als er selbst kaum Zeit hat, die Betonrüttlung gründlich zu studieren und eine zusammenfassende Vergleichsmöglichkeit auf Grund systematischer Versuche fehlt.

W. Lydtin, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Vor der Normung der Asbestzementdachplatten und Asbestzementtafeln.

Wiederholten Anregungen folgend hat der Deutsche Normenausschuß die Hersteller und Verbraucher von Asbestzementdachplatten und Asbestzementtafeln wegen einer Normung der genannten Erzeugnisse zusammengebracht. Als Ergebnis der bisherigen Beratungen liegt der Normblattenentwurf 1 Din E 274 vor. Er enthält die Begriffsbestimmung, die Formen und Abmessungen der Asbestzementdachplatten, der ebenen und gewellten Asbestzementtafeln, ferner die Güteeigenschaften (Raumgewicht, Wasseraufnahmefähigkeit, Frost- und Hitzebeständigkeit, Biegefestigkeit) sowie die allgemeinen Prüfbestimmungen und die Prüfverfahren zur Feststellung der Eigenschaften.

Der Entwurf kann vom Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, zum Selbstkostenpreis von RM 0,75 je Stück bezogen werden.

Richtlinien für die Höhe eines besonders schwierigen Sachverständigengutachtens.

In einem Prozeß drehte es sich darum, ob eine Heizungsanlage tadellos eingerichtet sei und richtig funktioniere. Es wurden drei Sachverständige gehört. Dann aber beschloß das Gericht noch ein Obergutachten einzuholen und zwar von einem Privatdozenten einer Technischen Hochschule. Die Rechnung desselben für das Gutachten war, namentlich im Hinblick auf das verhältnismäßig geringe Objekt des Prozesses, sehr hoch. Regelmäßig dürfen Sachverständige nach § 3 der Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige nur 3 RM für die Stunde berechnen. In besonders schwierigen Fällen kann das Gericht aber eine Vergütung bis zu 6 RM für die Stunde bewilligen. Die unterlegene kostenpflichtige

Partei meinte nun, hier habe kein besonders schwieriges Gutachten vorgelegen, und außerdem habe der Sachverständige bei Aufstellung seiner Gebührenrechnung darauf Rücksicht nehmen müssen, daß es sich um ein verhältnismäßig nicht sehr hohes Prozeßobjekt handle.

Das Oberlandesgericht Rostock wies aber diese Ansicht unter dem 16. Januar 1935, 1 W 9/35 mit folgender Begründung zurück: „Die Frage, ob ein Gutachten „besonders schwierig“ im Sinne des § 3 der Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige ist, ist objektiv zu entscheiden. Das Beschwerdegericht hat diese Frage bejaht mit Rücksicht darauf, daß der Sachverständige ein umfangreiches Obergutachten zu erstatten und sich in diesem mit drei vorhergegangenen Gutachten auseinanderzusetzen hatte, sowie daß zur Abgabe dieses Obergutachtens eine genaue Prüfung der umfangreichen Akten mit vielen widersprechenden Parteibehauptungen sowie eine gründliche Besichtigung der Heizungsanlage an Ort und Stelle erforderlich waren. Danach war der Rahmen für die Gebühr des Sachverständigen auf 6 RM je Stunde erweitert. Innerhalb dieses Rahmens waren auch subjektive Momente, vor allem die zur Abgabe des Gutachtens erforderliche wissenschaftliche Vorbildung des Sachverständigen zu berücksichtigen. Dem Beschwerdegericht erschien daher eine Stundengebühr von 6 RM als angemessen, wobei es von einer Zerlegung der Gutachtertätigkeit in Akte einfacheren und schwierigeren Grades abgesehen hat. Insbesondere kann auch das Aktenstudium nicht als Tätigkeit einfacherer Art bewertet werden. Nur die Vergütung für die auf die eigentliche Reise verwendete Zeit von rd. 5 Stunden hat das Beschwerdegericht mit 3 RM je Stunde abgekolten, weil es sich hier um eine bloß mechanische Vorbereitung des Gutachtens handelte. Danach ergibt sich als Gebühr ein Betrag von ... RM, dem die Auslagen mit ... RM hinzuzusetzen waren.“

Die Auffassung des Landgerichts, daß der Sachverständige verpflichtet war, auf die Höhe des Streitobjekts Rücksicht zu nehmen, ist

nicht zu billigen. Richtschnur des Sachverständigen war einzig und allein die Erstattung eines unbedingt zuverlässigen Gutachtens. Nur darauf kam es den Parteien und dem Gericht an. Daß die Zuziehung eines Privatdozenten der Technischen Hochschule besondere Kosten verursachen würde, lag auf der Hand. Die Kostenrechnung des Sachverständigen geht auch nicht über den für solche Gutachten üblichen Rahmen hinaus, so daß auch keine Verpflichtung für den Sachverständigen bestand, auf die Höhe der Kosten vorher hinzuweisen.“ Sommer, Godesberg.

Architektenhonorar für Baupläne bei Nichtausführung des Baues.

(Nichtigkeit des mündlichen Auftrags. Berechtigter Anspruch gegen die Auftraggeberin aus ungerechtfertigter Bereicherung.)

„Ein Rechtsgeschäft, welches der durch Gesetz vorgeschriebenen Form ermangelt, ist nichtig (§ 125 Satz 1 BGB.).“

Wie vorsichtig man beim Abschluß von Verträgen mit Gemeinden darauf achten muß, daß bestimmte gesetzliche Verwaltungsvorschriften erfüllt werden, zeigt ein Rechtsstreit, der unlängst das Reichsgericht beschäftigt hat.

Im Jahre 1929 beabsichtigte die Katholische Kirchengemeinde Altenbochum die Errichtung eines Schwesternhauses. Nachdem der Architekt R. in Bochum dem Kirchenvorstand Pläne dazu vorgelegt und sich bereit erklärt hatte, für 5% der Bausumme Projektarbeiten und Bauleitung zu übernehmen, wurde er im November 1929 von dem Pfarrer D. für den Kirchenvorstand mündlich mit den Planarbeiten beauftragt. In Aussicht genommen war zunächst ein Gebäude mit drei Stockwerken für eine Bausumme von 350 000 RM; später wurde noch ein viertes Stockwerk projektiert. Die Pläne fanden aber nicht die Zustimmung der städtischen Bauberatung, die insbesondere die viergeschössige Bauweise beanstandete. Ein weiterer Plan vom 1. März 1930 wurde gleichfalls verworfen. Aber am 25. April 1930 wurde ein Gebäude mit teilweise Ausbau des vierten Stockwerkes genehmigt. Zu diesen Plänen fertigte R. Finanzierungspläne usw. an, beaufsichtigte beginnende Ausschachtungsarbeiten und bemühte sich um die Beschaffung der Genehmigung der Kirchengemeindeaufsichtsbehörde. Diese Genehmigung wurde aus Bedenken gegen die Finanzierung verweigert, und am 15. Juni 1931 beschloß der Kirchenvorstand der Katholischen Kirchengemeinde von Altenbochum von dem Neubau ganz abzusehen. In der gegenwärtigen Klage verlangt der Architekt R. von der beklagten Kirchengemeinde für die geleisteten Arbeiten 31 585 RM von der errechneten Gesamtbauausgabe von 503 000 RM abzüglich bereits erhaltener 8980 RM. Die Beklagte bestreitet die Rechtsgültigkeit des abgeschlossenen Werkvertrages, da er nach § 14 Satz 2 des Gesetzes über die Verwaltung katholischen Kirchengemeindevermögens vom 24. Juli 1924 der Unterschrift des Vorsitzenden und zweier Mitglieder des Kirchenvorstandes, der Beidrückung des Amtssiegels und die Genehmigung der bischöflichen Behörde bedürftig habe, die Formvorschriften aber nicht erfüllt seien.

Das Landgericht Bochum stellte fest, daß der Vertrag mangels der gesetzlichen Form nach § 125 BGB. nichtig ist, verurteilte die Beklagte aber aus § 826 BGB. zur Zahlung weiterer 6951 RM. Das Oberlandesgericht Hamm als Berufungsinstanz lehnt die Verurteilung aus § 826 BGB. ab, weil die Beklagte nicht Schadensersatz zu leisten habe, sondern aus dem Rechtsgrund der ungerechtfertigten Bereicherung zur Zahlung verpflichtet sei. In diesem Sinne hat auch das Reichsgericht entschieden. Aus den reichsgerichtlichen Entscheidungsgründen ergibt sich zunächst, daß die vereinbarte Vergütung von 5% zwar rechtsungültig ist, aber als angemessen betrachtet wird. Die von der Beklagten beim Reichsgericht erhobene Revisionseinrede beruht auf der Erwägung, daß der Klagegrund der ungerechtfertigten Bereicherung rechtsirrig angewandt worden sei. Die Beklagte, welche die Pläne des Klägers nicht verwendet habe, könne gar nicht bereichert sein. Eine ungerechtfertigte Bereicherung setze sowohl Vermögensverlust auf der einen Seite (Kläger) wie Gewinn auf der anderen Seite (Beklagten) voraus. Der Kläger habe aber durch die Anfertigung der Pläne keinen Verlust erlitten und die Beklagte erst recht keinen Gewinn gehabt. Das Reichsgericht weist diese Einwände mit folgenden Ausführungen zurück:

Die Revision der Beklagten übersieht, daß die bis zum 4. Juni 1930 gefertigten Pläne und Zeichnungen des Klägers von der Beklagten der Bauaufsichtsbehörde und der Kirchengemeindeaufsichtsbehörde zur Genehmigung vorgelegt worden sind, daß also die Beklagte diese Arbeiten hingenommen und für sich verwertet hat. Da ein ernstliches Bauvorhaben bestand, wollte die Beklagte jenen Behörden die entsprechenden Pläne vorlegen und hätte es auch getan, wenn sie der Kläger nicht angefertigt haben würde. Die Beklagte hätte dann einen anderen Architekten damit beauftragt und hätte dafür mindestens Kosten in gleicher Höhe aufwenden müssen. Das OLG. hat deshalb ohne Rechtsverstoß angenommen, daß die Beklagte bei Entgegennahme der Pläne erkennen mußte und erkannt hat, daß der Kläger dafür eine Vergütung fordern würde. Sie hat also eine geldwerte Leistung entgegengenommen, die sie nicht ohne angemessene Vergütung erlangen konnte. Somit war sie auf Kosten des Klägers bereichert. Daran vermag der Umstand nichts zu ändern, daß sie nach Verweigerung der Genehmigung das Bauvorhaben wieder aufgegeben hat. „Reichsgerichtsbriefe“.

F. Mißlack.

Gläubigerbenachteiligung durch Lohn- und Gehalts-schiebung.

Das Reichs-Arbeitsgericht verlangt bessere Zahlungsmoral.

Zu den Bestrebungen, die in den früheren Jahren so stark gesunkene Zahlungsmoral zu heben, hat das Reichs-Arbeitsgericht durch die kürzlich ergangene Entscheidung RAG. 160/35 einen wertvollen Beitrag geleistet, indem es Lohn- und Gehalts-schiebungen zum Nachteil der Gläubiger, insbesondere in den Fällen der Unterhaltsansprüche unehelicher Kinder, weitgehend erschwert. Früher war es nichts Seltenes, daß der Mann im Geschäft seiner Frau oder der Sohn beim Vater gegen ein Taschengeld arbeitete, das in gar keinem Verhältnis zum wirklichen Wert und Umfang der Arbeitsleistung stand. Mann oder Sohn durften eben nach außen hin nichts verdienen, damit ihre Gläubiger nichts pfänden konnten. Dieser Lohn- und Gehaltsverschleierung schob die nationalsozialistische Gesetzgebung durch Schaffung des § 850 d. ZPO. einen Riegel vor: Arbeitet ein Schuldner gegen eine lächerliche Vergütung oder gar unentgeltlich bei jemandem, obwohl diese Arbeit und Dienste üblicherweise entlohnt zu werden pflegen, so ist einfach eine angemessene Vergütung zugrunde zu legen und der Gläubiger kann zugreifen.

Damit ist bezweckt, dem Gläubiger zur Befriedigung seiner Ansprüche gegen den Schuldner selbst in solchen Fällen zu verhelfen, in denen das dem Gläubiger nach bisher geltendem Recht nicht möglich war. Das ist vor allem dann gutzuheißen, wenn besondere Umstände vorliegen, die es nach allgemeinem gesunden Rechtsempfinden als grobe Unbilligkeit erscheinen lassen, daß der Gläubiger leer ausgeht, während sein Schuldner offensichtlich gut verdienen müßte, das aber durch Lohnverschleierung umgeht. Man denke nur an die Unterhaltsansprüche unehelicher Kinder gegen den einzigen Sohn, der im landwirtschaftlichen Betriebe seines Vaters angeblich nur gegen den Lebensunterhalt und ein Taschengeld arbeitet, weil dies nach der in seiner Gegend herrschenden Anschauung für den Anerben so üblich wäre. Nicht auf die Anschauung eines örtlich und beruflich begrenzten Teils der Bevölkerung kommt es an sondern auf die im ganzen Volke allgemein herrschende Anschauung darüber, ob bestimmte Arbeiten oder Dienste nur gegen angemessene Vergütung geleistet zu werden pflegen. Wäre man anderer Meinung, so würde die gute Absicht des Gesetzgebers durchkreuzt, Lohnverschiebungen und Lohnverschleierungen möglichst zu verhüten. „Reichsgerichtsbriefe“.

K. Mißlack.

Tuberkulose-Ansteckung im Betrieb — Schadensersatzpflicht des nachlässigen Betriebsführers!

Wichtige Reichs-Arbeitsgerichtsentscheidung.

Ein hochgradig schwindsüchtiger Gefolgsmann, der mit noch offener Tuberkulose aus der Heilstätte entlassen war, nahm seine Tätigkeit im alten Betriebe wieder versuchsweise auf. Bald hustete und spuckte er erneut sehr stark und steckte schließlich einen einige Meter von seinem Arbeitsplatz entfernten Arbeitskameraden an. Mit der Behauptung, dadurch in seiner Arbeitsfähigkeit erheblich beschränkt worden zu sein, verklagte der Angesteckte den Betriebsführer auf Grund Vertrages und unerlaubter Handlung auf Schadensersatz; der Streitwert betrug in letzter Instanz 35 000 RM. Damit hatte der Kläger vor dem Landesarbeitsgericht Düsseldorf teilweise und beim Reichs-Arbeitsgericht sogar vollen Erfolg, denn jetzt wurde zu seinen Gunsten unter folgenden bemerkenswerten Gesichtspunkten neuerliche Verhandlung angeordnet:

Der Betriebsführer hat seine Sorgfaltspflicht hinsichtlich der Gesundheit der Gefolgschaft fahrlässig verletzt, denn er wußte über den hohen Grad der Krankheit des tuberkulösen Gefolgsmannes Bescheid und sorgte nur in unzureichender Weise für Abhilfe durch Aufstellen eines Spucknapfes. Daß der Zustand des Lungenkranken dem Betriebsführer nicht in allen medizinischen Einzelheiten bekannt gewesen sein mag, ist unerheblich, jedenfalls wußte er, daß die Krankheit schwere Gefahren für die anderen Gefolgschaftsmitglieder in sich barg. Außer der Vertragshaftung (§ 618 BGB.) ist auch die Haftung aus unerlaubter Handlung (§ 823 Abs. 1 BGB.) begründet. Genau so wie ein Haushaltungsvorstand der Allgemeinheit gegenüber verpflichtet ist, Rücksicht auf Leben und Gesundheit derjenigen Personen zu nehmen, die mit den Familienangehörigen in Berührung kommen, trifft den Geschäftsinhaber eine entsprechende Pflicht. Wie die Frage zu beurteilen ist, ob Lungenkranke mit geringerer Ansteckungsgefahr mit Gesunden in einem Raum zusammenarbeiten dürfen, stand hier nicht zur Entscheidung. „Reichsgerichtsbriefe“.

K. Mißlack.

Ein Nachspiel zu dem Kantinenbrand der bayrischen Zugspitzbahn vor dem Reichsgericht.

Haftung des Baukonsortiums und des Bauleiters gegenüber dem Kantinenwirt.

Am 5. Dezember 1929 brach während eines Föhnsturms in einer bei dem „Fenster 4“ (technische Bezeichnung für einen Tunnelstollen) der bayerischen Zugspitzbahn eingebauten hölzernen Baracke, in welcher der

Kläger mit seiner Ehefrau eine Kantine betrieb, ein Brand aus. Auf Grund des § 823 BGB. nimmt der Kläger das Baukonsortium (zwei Stuttgarter Firmen und eine Münchener) und den Bauleiter als Gesamtschuldner für den Verlust seiner Wirtschaftsgeräte und die Sachen seiner Frau gemäß § 1380 BGB. auf Schadensersatz in Anspruch. Die Baracke, die ursprünglich als Unterkunftsraum für die Arbeiter gedient hatte, war von den Beklagten errichtet und unterhalten worden.

Im Gegensatz zum Landgericht haben Oberlandesgericht München und Reichsgericht den Anspruch des Klägers dem Grunde nach für gerechtfertigt erklärt. Aus den reichsgerichtlichen Entscheidungsgründen ergibt sich, daß nach der Feststellung des Oberlandesgerichts der Brand durch die Rauchrohrleitung der Küche entstanden ist und daß diese Rauchrohrleitung nach verschiedenen Richtungen hin zu beanstanden war. Abgesehen davon, daß sie im Gegensatz zu der Vorschrift in § 40 der bayerischen Bauordnung zu nahe an Holzteilen lag oder hing, war sie auch undicht. Die Rohrstücke hatten verschiedene Weiten und waren so zusammengesteckt worden wie es gerade gegangen war.

Jedenfalls ist nach den vom Oberlandesgericht getroffenen Feststellungen die Rauchrohrleitung höchst feuergefährlich gewesen; sie muß deshalb auf Grund der Sachverständigenutachten als Ursache des Brandes angesehen werden. Durch die Feuereinwirkung des Ofens, der Tag und Nacht geheizt wurde, sind die nicht genügend weit vom Ofen entfernten Holzteile ausgedorrt. Das Wasser, das sonst vom Felsen herabtropft und das Holz befeuchtet, war im Dezember gefroren und ausgeblieben. Aus den schlecht zusammengesteckten Rohrstücken konnten — so wird in den Entscheidungsgründen weiter ausgeführt — Funken und glühende Rußteile austreten und die in der Nähe befindlichen ausgedorrt Holzteile leicht in Brand setzen. Ganz abgesehen davon, daß auch in dem mit Ruß gefüllten Rohr selbst ein Brand entstehen und aus den schlecht übereinander passenden Rohrstücken auf die ausgedorrt Holzteile übergreifen konnte. Tatsachen durch welche die geschilderte Ursache des Feuers entkräftet würde, sind von den Beklagten nicht angeführt worden. Daraus folgt, daß für den Brand und den durch den Brand dem Kläger und seiner Ehefrau entstandenen Schaden die Beklagten nach §§ 823, 830, 840 BGB. als Gesamtschuldner verantwortlich sind, weil sie in grobfahrlässiger Weise eine ausreichende Organisation zur Sicherung des von ihnen zu unterhaltenden und zu beaufsichtigenden Gebäudes gegen Feuergefahr haben fehlen lassen. Als Verschulden muß ihnen auch angerechnet werden, daß sie nicht die zuständige Polizeibehörde um Genehmigung des Baues der Baracke ersucht haben. — Alle die von den Beklagten gegen das Urteil des Oberlandesgerichts erhobenen Revisionsangriffe konnten keinen Erfolg haben. „Reichsgerichtsbriefe“.

K. Mißlack.

Inflationsverluste befreien nicht von der Bindung.

Ein in Fachkreisen bekannter Bootsbauer verkaufte im März 1911 seine in Zeuthen und Niederlehme gelegenen Wertgrundstücke mit Inventar, sowie das von ihm betriebene Yacht-Baugeschäft zum Preise von 320 000 Mark an den Wertbesitzer N. in Berlin-Spandau. Zugleich wurde dem Käufer das Recht der Firmenfortführung mit oder ohne Zusatz eingeräumt. Der Vertrag enthielt zudem eine Wettbewerbsklausel, in welcher sich der Verkäufer verpflichtet, „keine Yachtwerft oder ähnliches Konkurrenzunternehmen neu zu gründen oder sich finanziell an einem solchen zu beteiligen, und zwar innerhalb des ganzen Deutschen Reiches“. Für den Fall jedoch, daß die Söhne des Verkäufers oder einer von ihnen nach Ablauf von 15 Jahren ein Konkurrenzgeschäft eröffnen sollten, wurde dem Verkäufer gestattet, das Unternehmen in jeder Weise zu unterstützen. Bei Zuwiderhandlungen sollte eine Vertragsstrafe von 50 000 Mark fällig werden, und auf Grund eines Nachtragsabkommens 5000 Mark für jeden einzelnen Fall. In der gegenwärtigen Klage behauptet der Käufer, daß der Verkäufer beide Wettbewerbsverbote verletzt habe. Und zwar soll der Beklagte im Jahre 1922 seine Brüder veranlaßt haben, ein früher von ihnen betriebenes Wertunternehmen zurückzukaufen und im Jahre 1926 soll er mit seinen Söhnen eine Yachtwerft betrieben und zur G. m. b. H. ausgebaut haben. Der Beklagte bestreitet jede Verletzung, beruft sich außerdem auf Nichtigkeit des Wettbewerbsverbotes wegen Verstoßes gegen die guten Sitten und Änderung der Verhältnisse durch die Nachkriegszeit.

Das Landgericht nahm eine Zuwiderhandlung des Beklagten an und verurteilte ihn unter Umwertung der 50 000 Mark betragenden Vertrags-

strafe zur einmaligen Zahlung von 5000 RM, das Kammergericht verurteilte ihn zur Zahlung von 10 000 RM. Auf die Revision des Beklagten hat das Reichsgericht das Urteil des Kammergerichts aufgehoben und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an einen anderen Senat der Vorinstanz zurückverwiesen. In grundsätzlicher Beziehung hält auch der höchste Gerichtshof das Wettbewerbsverbot für rechtswirksam. Bezüglich der Frage der Sittenwidrigkeit und der „örtlichen Beschränkung“ enthalten die reichsgerichtlichen Entscheidungsgründe u. a. die folgenden beachtlichen Ausführungen:

Das Kammergericht macht bei der Frage, ob das vereinbarte Wettbewerbsverbot gegen die guten Sitten verstößt, einen ersichtlichen Unterschied zwischen dem Wettbewerbsverbot, das einem Angestellten auferlegt wird, und einem solchen, das einem selbständigen Unternehmer beim Verkauf seines Geschäftes gegen einen hohen Kaufpreis übernimmt. Diese hierbei entwickelten Rechtsgrundsätze sind zu billigen. Der Beklagte stand zur Zeit des Vertragsschlusses im Besitz und Genuß eines Vermögens von 600 000 Mark und hatte es nicht mehr nötig, einer Erwerbstätigkeit nachzugehen. Er war auch in seiner wirtschaftlichen Bewegungsfreiheit keineswegs unbillig beschränkt. Der Kaufpreis der Werft von 320 000 Mark bedeutete eine so erhebliche Vermehrung seines ohnehin großen Vermögens, daß er um seine Zukunft gar keine Bedenken zu tragen brauchte. Auch durch die Inflation ist das ehemalige große Vermögen des Beklagten nicht völlig verloren gegangen, sondern nach seinen eigenen Angaben in Höhe von noch 80 700 GM erhalten geblieben. Die Nachkriegszeit hat somit das Verhältnis zwischen Kläger und Beklagtem nicht so verändert, daß dem Beklagten aus wirtschaftlicher Notwendigkeit zugestanden werden könnte, unter Nichtachtung des Wettbewerbsverbots sich wieder als Unternehmer zu betätigen. Wenn sein Vermögen zu dem Unterhalt für sich und die Seinen nicht mehr ausreichte, so ist doch nicht einzusehen, weshalb er sich trotz seines hohen Alters nicht als leitender Angestellter in einem fremden Unternehmen oder bei seinen Brüdern oder Söhnen entsprechend seinen Kräften und Fähigkeiten hätte betätigen können. Eine solche Betätigung wäre auch seiner sozialen Stellung nicht abträglich gewesen, ganz abgesehen davon, daß die Niedrigschätzung abhängiger Arbeit den heutigen Anschauungen vom Werte und Adel der Arbeit nicht mehr entspricht.

Ogleich nun das Reichsgericht gleich vor Vorinstanz eine Verletzung des Wettbewerbsverbotes in grundsätzlicher Beziehung für möglich hält, sieht es doch — im Gegensatz zum Kammergericht — den Beweis hierfür nicht als erbracht an; insbesondere in dem einen Falle nicht, in welchem der Beklagte sich im Jahre 1926 — also nach Ablauf der 15jährigen Frist — an dem Unternehmen seiner Söhne beteiligt habe. Zur weiteren Untersuchung über die tatsächliche Verletzung ist die Sache an die Vorinstanz zurückverwiesen worden. „Reichsgerichtsbriefe“.

Mißlack.

Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule Darmstadt.

Die Technische Hochschule Darmstadt begeht in der Woche vor Pfingsten die Feier ihres hundertjährigen Bestehens. Gleichzeitig mit dem Hochschulfest findet in Darmstadt die Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure (VDI) anlässlich seines 80jährigen Bestehens statt. Alle ehemaligen Studenten der Hochschule, ihre Freunde und Gönner sind zu diesem Feste herzlich eingeladen.

Anmeldungen zur Teilnahme sind baldigst bei dem Jubiläumsauschuß der Technischen Hochschule Darmstadt vorzunehmen.

Die Festfolge des Hochschuljubiläums, die zum Teil mit den Veranstaltungen des VDI zusammenfällt, lautet:

Mittwoch, 27. Mai, Nachmittags: Kleine Besichtigungsfahrten und Ausflüge. 16,30 Uhr: Hauptversammlung der Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule Darmstadt e. V. (Ernst-Ludwigs-Hochschulgesellschaft). 20 Uhr: Festabend in der Städtischen Festhalle, zusammen mit dem VDI.

Donnerstag, 28. Mai, 10,30 Uhr: Feierstunde der Technischen Hochschule. 13,30 Uhr: Festessen im Städtischen Saalbau. Nachmittags: Führungen durch Hochschul Institute mit kurzen Vorträgen; Ausstellungen. — Kleine Besichtigungs- und Ausflugsfahrten. 20,15 Uhr: Sommerfest im Schloßhof.

Freitag, 29. Mai. Rheinfahrt der Technischen Hochschule.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Ramdohr, Paul: Klockmanns Lehrbuch der Mineralogie. Mit 613 Abb. 11. Auflage. Stuttgart: Ferd. Enke 1936. 626 S. Lex. 8°. Preis brosch. RM 34,—, gebunden RM 36,80.

Das weit bekannte Buch ist von Ramdohr in trefflicher Weise auf den neuesten Stand gebracht worden. Dabei ist das Buch wie bisher auf die Bedürfnisse des Studierenden und des Nichtfachmanns zugeschnitten. Es wendet sich ausdrücklich an Chemiker, Berg- und Hütten-

leute, Bauingenieure, Sammler und Liebhaber, nicht an die zünftigen Mineralogen.

Das Buch ist in zwei Hauptteile gegliedert. Der erste Teil behandelt die allgemeine Mineralogie, also die Kristallformen, den Feinbau der Kristalle und seine Untersuchung, die Mineralphysik, die Mineralchemie und Kristallchemie, weiterhin die Mineralbildung, die Lagerstättenkunde und die technische Mineralogie. Im zweiten Teil, der als spezielle Minera-

logie oder Mineralbeschreibung bezeichnet ist, werden die Minerale nach Klassen geordnet und ausführlich und einheitlich besprochen, so daß auch der Fernersehende leicht und rasch über die Kennzeichen der Mineralien Auskunft bekommt. Vorzügliche Zeichnungen unterstützen die Darstellung. Im ganzen handelt es sich um ein Buch, das der Bauingenieur gerne als Nachschlagebuch benutzen wird. G r a f.

Neues Laboratorium für die Bauindustrie in Paris. (Les laboratoires du bâtiment et des travaux publics, Paris XV^e.) Mit zahlr. Textabb. und 32 Tafeln. Sondernummer der Zeitschrift „L'Entreprise française“, 5. Jg. Nr. 59 vom November 1935. Verlag Entreprise française, 9, Avenue Victoria, Paris IV^e, 1935. 195 S. 24,5 × 31 cm. Preis mit Porto 54,50 frs.

Anlässlich der Inbetriebnahme des vom französischen Ministerium für nationale Erziehung erbauten großen neuen Laboratoriums für die Bauindustrie in Paris, XV^e, Rue Brancion 12, das eine Grundfläche von 24 × 60 m² bedeckt und sehr gut eingerichtet ist, wurde das vorliegende Sonderheft der monatlich erscheinenden Zeitschrift „L'Entreprise française“ herausgegeben.

Das gut ausgestattete Sonderheft enthält den Wortlaut der bei der feierlichen Einweihung im Juni 1935 gehaltenen Reden, reich bebilderte Aufsätze über die bauliche Gestaltung und Raumeinteilung des Laboratoriums, die Geschichte der Laboratoriumsversuche insbesondere in Frankreich, die neuzeitlichen physikalischen und mechanischen Untersuchungsverfahren für feste Baustoffe und die zugehörigen Versuchseinrichtungen, eine Beschreibung der Abteilung für Baugrundforschung und Berichte über die Bedeutung des chemischen Laboratoriums in der Bauindustrie, sowie über Prüfung der Wasserdichtheit.

Bemerkenswert ist auch der 2. Teil des Heftes mit Erläuterungen über die Benutzung und den Geschäftsgang der neuen Baustoff-Prüfanstalt. An Hand einer Übersicht der geprüften Stoffe werden die je nach dem Verwendungszweck an den Baustoffen und in den Anwendungen durchgeführten normalen Untersuchungen aufgezählt, und die Festpreise dafür mitgeteilt, so daß man die Kosten für alle im Katalog aufgeführten Untersuchungen leicht selbst feststellen kann. Das ausgezeichnete organisierte neue Institut dürfte der französischen Bauwelt mancherlei Förderung bringen. Das vorliegende Sonderheft kann auch den deutschen Stellen, die mit Baustoffprüfung zu tun haben, beachtenswerte Anregungen bieten. Ferd. Schleicher, Hannover.

Schulze, Otto: Seehafenbau. Band III. Mit 479 Abb. Berlin: Ernst u. Sohn 1935. VIII, 366 S. Format 8^o. Preis geb. RM 30,00, brosch. RM 28,50.

Mit dem nunmehr vorliegenden Band III „Besondere Hafenbauwerke“ hat Geh. F. W. Otto Schulze die Trilogie des Seehafenbaues abgeschlossen und damit einen klaren und eindrucksvollen Überblick über das umfangreiche Gebiet geschaffen, dem man anmerkt, daß er aus Lust und Liebe zum Fach entstanden ist.

Der Band III umfaßt die besonderen Hafenbauwerke: Landungsanlagen — Seeschleusen — Werften und Docks — Bewegliche Brücken und Tunnels — Baggerungen — Seezeichen.

Es ist erfreulich, daß in diesem Band die neuesten Errungenschaften der Technik in ihrer Anwendung auf den Seehafenbau herausgestellt und die neuesten Anlagen neben den bewährten Bauwerken der früheren Epoche in besonderen Beispielen behandelt sind. Es ist gut, einmal die

Entwicklung sich immer wieder vor Augen zu führen, denn nur dadurch kann man organisch weiterbauen, zum anderen die neuesten Anlagen im In- und Auslande nebeneinander zu studieren, um immer wieder festzustellen, wie jede Anlage standortbedingt ist, und man nicht unbedenklich den Vorteil des einen Bauwerkes auf das andere verpflanzen kann.

Sehr zu begrüßen ist es, daß hier zum erstenmal das Seezeichenwesen in geschlossener und eingehender Form gebracht ist und damit dem bisherigen Mangel des Verstreutseins in vielen Aufsätzen abgeholfen wird.

Alles in allem ein Buch, das dem Seehafenbauer ein guter Helfer sein und bleiben wird. Verfasser und Verleger ist es zu wünschen, daß es weitgehende Verbreitung finden wird.

Prof. Dr.-Ing. A g a t z, Berlin.

Stahlbrücken. Denkschrift 1935 der Dortmunder Union Brückenbau A.-G. Dortmund. 32 Seiten Abbildungen. DIN A 4. Auf Wunsch kostenlos. (Dortmund, Teichstr. 1.)

Das hier vorgelegte Heft gibt eine Auswahl von Lichtbildern durch die Dortmunder Union allein oder in Arbeitsgemeinschaft erbauter Stahlbrücken des letzten Jahrzehnts. Es wird daraus einerseits der Einfluß des neuen Baustahles St 52 erkennbar und andererseits, wie weit die elektrische Lichtbogenschweißung vorgedrungen ist. Die Bilder beweisen die besonders gepflegte Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt. Die gelungene Werbeschrift läßt die große Leistungsfähigkeit des Werkes im rechten Licht erscheinen und wird doch jedem Bauingenieur Anregungen geben, der das Heft durchsieht.

Ferd. Schleicher, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Normblatt-Verzeichnis. Ausgabe 1936. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß Berlin. 304 S. DIN A 5. Beuth-Verlag Berlin 1936. Preis RM 3,75.

Schulungs-Vorträge, gehalten auf der fachwissenschaftlichen Schulungs- und Arbeitstagung am 25. Jan. 1936. Herausgegeben von W. Frank. Schriften des Preuß. Landesverb. der Haus- und Grundbesitzervereine Heft 2. Lage und Aufgaben des Hausbesitzers in Preußen, Referent: v. Detten, Preuß. Kirchensteuer und Grundeigentum, Referent: Dr. Scholz, Baurechtliche Zeitfragen, Referent: Oberverwaltungsgerichtsrat Vesper, Die Hausbockfrage im Jahre 1936, Referent: Dr. Franke. Berlin und München: Becksche Verlagsbuchhandl. 1936. 52 S. 16 × 23,5 cm. Preis RM 1,20.

Geschäftsbericht des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb, für das Jahr 1935. 10 S. 15 × 21 cm. Leitung Prof. Dr. Garbotz, Berlin-Charlottenburg.

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1936, 1. Jahrg., erscheint alle zwei Monate. Paris. Format 22 × 28 cm.

Nøkkentved, Chr.: Variation of the wind-pressure distribution on sharp edged bodies. The structural research laboratory royal technical college, Copenhagen. Report Nr. 7. 1936. 8 S. 18 × 26 cm.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 14 vom 2. April 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 157 274. Bamag-Meguini Akt.-Ges., Berlin. Dichtung für die Kolben von trockenen Gasbehältern. 6. IX. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. I 48 007. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Eiserner Grubenstempel. 23. IX. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. Sch 105 561. Alfred Schwesig, Buer i. W. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten mittels als einarmige Hebel ausgebildeter Klemmplatten. 10. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 19. O 21 753. Johann Otto, Niederneudorf, Osthaveland. Schienenstoßverbindung mittels zweiteiliger, in den Schienenkammern drehbar gelagerter kombinierter Flach- und Fußlaschen; Zus. z. Pat. 589 692. 29. III. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 9/10. H 136 088. Hauhinco Maschinenfabrik G. Hausherr, E. Hinselmann & Co., G. m. b. H., Essen. Brennkrafttramme, insbesondere für den Straßenbau. 29. IV. 33.
- Kl. 19 d, Gr. 3. I 83 104. Franz Heinrich Lehnert, Dresden. Abdichtung für Ingenieurbauwerke, insbesondere für Eisenbahnbrücken. 10. II. 33.
- Kl. 19 d, Gr. 5. D 69 484. Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund. Vorrichtung zur Entlastung des Gesamtantriebs von Klappbrücken bei Verkehrsbelastung. 5. I. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 18. N 37 909. Nammlooze Vennootschap Machinerieen-Apparaten-Fabrieken „Meaf“, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche u. Dipl.-Ing. F. Mathes, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung

- zum Beleuchten von Gegenständen großer Längenausdehnung, insbesondere Eisenbahnschranken. 18. III. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. A 65 327. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Flachgittermast. 10. III. 32.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. M 126 969. Ernst Maschkwitz, Berlin. Verbindungsflasche für Gerüsthölzer. 23. III. 34.
- Kl. 38 k, Gr. 5. G 88 888. Oliver Perry Morton Goß und Worth Cowing Goß, Seattle, Washington, V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zum Ausbessern von Bauhölzern. 5. X. 34.
- Kl. 42 f, Gr. 10. Sch 104 214. Carl Schenck Eisengießerei und Maschinenfabrik Darmstadt G. m. b. H., Darmstadt. Gleiswaage ohne Gleisunterbrechung. 14. V. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. L 87 136. Dr. Karl Letters, Köln-Braunsfeld. Verfahren zur Herstellung einer nicht auflockernden Emulsion für Mörteldichtungszwecke. 13. XII. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. V 27 456. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Stauwandträger für Schützenwehre mit mehreren Hauptlängsträgern und mindestens viereckigem Querschnitt. 29. X. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 86 437. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelradtiefbagger mit einem das Schaufelrad tragenden, an einem in waagerechter Ebene schwenkbaren Oberbau heb- und senkbar befestigten Ausleger. 21. VIII. 34.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. H 136 506. Max Heberling, Berlin-Friedenau. Leichtflüssigkeitsabscheider mit Sperrung des Durchflusses durch Luft. 9. VI. 33.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 9. April 1936, und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. II 142 682. Hüser & Weber, Sprockhövel-Niederstüter i. W. Bewehrungsschuh für eisernen Grubenausbau. 8. II. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. T 39 874. Alfred Thiemann, Dortmund. Verbindungsstück für Grubenausbauerteile; Zus. z. Pat. 620 993. 19. XI. 31.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. G 89 294. Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen a. d. Lippe. Nachgiebiger Grubenstempel. 5. XII. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 11. Sch 103 552. Hermann Schwarz Komm.-Ges., Watten-scheid. Einrichtung zum Durchfahren loser Schüttmassen. 26. II. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 30/01. K 133 436. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Gleis-stopfgerät mit durch schwingende Luftsäulen angetriebenen, in den Stopferzylindern frei geführten Schlagkolben. 8. III. 34.
- Kl. 20 a, Gr. 14. Sch 105 513. Schüchtermann & Kremer-Baum Akt.-Ges. für Aufbereitung, Dortmund. Selbsttätig wirkende Fang-vorrichtung für geneigte Förderbahnen mit endlosem Zug-glied. 3. XI. 34.
- Kl. 20 h, Gr. 4. V 30 130. August Thyssen-Hütte Akt.-Ges., Duisburg-Hamborn. Druckregler für hydraulisch betätigte Arbeits-maschinen, die von außen belastet werden, wie z. B. Gleis-bremsen. 20. XI. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 77 376. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Rechtsanwalt Dr. H. Wirth, Berlin W 50. Aufhängung für Fahrdrähte gleisloser Bahnen. 21. X. 35.
- Kl. 36 d, Gr. 5/01. L 86 028. Dipl.-Ing. Karl Ludwig, Hamburg. Lüf-tungsaufsatz. 12. VI. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. K 129 703. Kaloriferwerk Hugo Junkers G. m. b. H., Dessau. Verbundwellplatte für raumabschließende Bauwerks-teile, wie Dächer, Außenwände u. dgl. 4. IV. 36.
- Kl. 45 a, Gr. 55. K 134 140. Hans Kornmesser, Buchholz i. Sa. Vor-richtung zur festen Kuppelung von Drainröhren. 16. V. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/12. H 142 845. Dr.-Ing. Anton Hambloch, Lingen, Ems.

- Verfahren zur Herstellung von hydraulisch abbindenden Massen; Zus. z. Anm. H 132 849. 22. II. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 19/02. Sch 106 882. Dr. Otto Schmiedebach u. Siegfried Graaff, Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung von Leicht-bauplatten. 20. IV. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 105. B 163 433. Fa. Franz Bock, Köln-Klettenberg, u. Theodor Johannes de Groen, 's Gravenhage; Vertr.: Julius Höger, Duisburg, Werthausen Str. 64. Schiffsbeladeanlage mit einer Insel, an der die zu beladenden Schiffe ankern können. 7. XII. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 126. K 134 269. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Ab-raumfördergerät. 31. V. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 89 185. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lü-beck. Fahrgestellrahmen für Absetzer, Bagger o. dgl. mit bis zu 140° schwenkbarem Oberbau. 14. XI. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 128. M 125 201. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona. Einrichtung zum Einebnen des Entladeguts an Förderwagen mit Bodenklappen. 7. X. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 5/02. B 166 704. Baeumer & Loesch, Oppeln. Verfahren zum Aufbringen von bituminösen Sicherungs- und Dichtungs-belägen auf Kanal- und Dammböschungen. 1. IX. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 86 588. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lü-beck. Schaufelradbagger mit einem heb- und senkbaren, waagrecht schwenkbaren und längsverschiebbaren Schaufel-radausleger. 15. IX. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 127 926. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Fahrwerksantrieb für mehrere hintereinander-laufende, Kurven einstellbare und quer zur Fahrtrichtung ver-schiebbare mehrachsige Drehgestelle für Bagger, Absetzer und ähnliche schwere Geräte. 2. VII. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 5/02. L 86 935. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Bagger mit einem waagrecht schwenkbaren, in der Fahrtrichtung des Geräts fördernden und längs verschieb-baren Förderband. 12. XI. 34.

PERSONALNACHRICHTEN.

OTTO FRANZIUS †.

Mitten aus seinem Schaffen heraus riß der unerbittliche Tod am 29. März 1936 Otto Franzius, Ordinarius für Wasserbau und Leiter der Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau an der Technischen Hochschule Hannover, aus unserer Mitte.

Ihm war vom Schicksal be-stimmt, an großen Aufgaben sei-ner Zeit maßgebend mitzuarbei-ten. Während seiner Praxis lei-tete er u. a. die Wiederherstellung des Trockendocks und die Helling- und Schwebefährenbauten in Kiel, die Wiederherstellung der Schleuse in Hemelingen, mit der er für die Einführung des Gußbetons in Deutschland eintrat. Auch als Hochschullehrer blieb er der Praxis treu. Im Streit der Meinungen über die Fortführung des Mittel-landkanals zwischen Weser und Elbe siegte er mit der von ihm entworfenen und nun zur Ausfüh-rung gelangenden Mittellinie.

Nach dem Kriege bearbeitete er ferner den Vorentwurf für den Masch-See der Stadt Hannover, der im Laufe dieses Sommers dem Betrieb übergeben werden wird. Für die Wasserwirtschaft Nieder-sachsens setzte er sich mit sei-ner Wasserwirtschaftlichen Gesell-schaft, deren Mitbegründer und langjähriger Vorsitzender er ge-wesen ist, ein und bearbeitete die Pläne für Talsperren am Rhein und in der Eifel. 1929/30 war er Berater der chinesischen National-regierung in Nanking für die Auf-stellung von Entwürfen für die Re-gulierung des Hwang-ho, des Hwai-Ho, des Kaiserkanals und des großen Osthafens bei Hangtchow. Nach seiner Rückkehr ernannte ihn die Technische Hochschule Braunschweig zu ihrem Ehren-doktor. Bei internationalen Wett-bewerben trug er für den Ausbau des Hafens der Stadt Trelleborg und den Vorentwurf für die Schaffung eines Freihafens in Barcelona Preise davon.

Die zahlreichen Aufsätze und seine Bücher „Der Grundbau“ und

„Der Verkehrswasserbau“ nebst den vielseitigen Forschungsergebnissen seiner Versuchsanstalt legen auch Zeugnis von seinem wissenschaftlichen Wert ab. Als Hochschullehrer wurde er mit der Machtübernahme des Nationalsozialismus 1933 zum Rek-tor der Technischen Hochschule Hannover berufen.

Von der Vielseitigkeit seines Geistes zeugt seine Zugehörigkeit zur Akademie des Bauwesens, Aka-demie für Deutsches Recht, Deut-schen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, in denen er sich als der Gebende gezeigt hat.

Die persönliche Einstellung von Franzius zu seinem Leben und Wirken geht aus nichts besser hervor als aus seinem Wahlspruch: „homo sum!“ Nach bestem Wissen und Gewissen ging er an die Pro-bleme des Alltages wie seines Fachgebietes heran und meisterte sie in einer Form, die immer seine persönliche Note behielt. Auch ihm hatte die enge Berührung mit den Naturgewalten bei seinen Bauten an der Nord- und Ostsee-küste ihren Stempel aufgedrückt und ihn zum Kämpfer werden lassen, als der er sein Leben durchlebt hat.

Wenn er nun von uns gegang-en ist, so bleiben doch seine Bauten und seine wissenschaft-lichen Werke als Meilensteine auf dem Wege unserer fortschrei-tenden Erkenntnis im Grund- und Wasserbau bestehen.

So trauern um Otto Franzius mit seinen Hinterbliebenen die engeren und weiteren Fachkolle-gen. Seine Schüler, zu einem der ersten auch ich gehört habe, dan-ken ihm, daß er sie nicht totes Wissen, sondern die lebendige Einstellung zum Grund- und Was-serbau gelehrt hat. Wir Wasser-

bauer aber sind stolz auf ihn, daß er einer der Unseren gewesen ist, und daß der Herr Reichserziehungsminister Rust seiner Versuchs-anstalt den Namen gegeben hat: „Franzius-Institut für Wasserbau und Grundbau“.

A g a t z.



Phot. Transocean GmbH.