

# DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

## Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen.

Von Ing. Max v. Beyer-Desimon, Wien.

Die Entwicklung des neuzeitlichen Luftverkehrs verlangt betriebssichere Flugzeugtypen größtmöglicher Tragfähigkeit; dieser Anforderung Rechnung tragend, bringt die Industrie mehrmotorige Großflugzeuge heraus. Wir sind jedoch auf diesem Gebiete heute noch in einem Anfangsstadium und können in den nächsten Jahren eine beträchtliche Steigerung der Größenverhältnisse dieses Verkehrsmittels erwarten.

Dieses heute schon begonnene, in nächster Zukunft liegende Entwicklungsbild hat verschiedene Flughafenbauer zu Studien über die Unterbringung der Großflugzeuge veranlaßt und Vorschläge gezeitigt, die zwei grundsätzlich entgegengesetzte Richtungen erkennen lassen.

aber praktisch für ausgeschlossen, daß selbst bei mittleren Witterungsverhältnissen die Flugzeuge ständig im Freien verbleiben, es wird sich vielmehr eine zeitweilige Unterbringung dieser Maschinen zur Vornahme der täglichen strengen Kontroll- und Wartungsarbeiten in entsprechend ausgestatteten Revisionshallen als dringend nötig erweisen. Sind diese, oft auch während der Nachtstunden auszuführenden Arbeiten beendet, so wäre bei entsprechenden Flugzeugbauweisen nichts mehr gegen die Aufstellung und Festmachung der Apparate im Freien, auf besonders vorzusehenden Standplätzen einzuwenden. Auf Grund dieser Darlegungen gelangen nachstehend mehrere Entwürfe für Revisions- und Wartungshallen zur Besprechung.

### I. Entwurf A.

Wie aus den Abb. 1, 2 u. 3 ersichtlich, wurde dem Entwurf eine Halle in den Ausmaßen von  $42 \times 94$  m zugrunde gelegt und die seitliche Einschlebung der Flugzeuge in diese auf Schiebepöhlen oder mittels Traktoren vorgesehen. Die Anordnung im Halleninnern ist derart getroffen, daß stets zwei Flugzeuge, deren Flügellängen sich zur Rausersparnis auf einer Seite teilweise überdecken, darin gleichzeitig behandelt werden können.

#### 1. Die Haupthalle.

Die erwähnte Halle ist eine Eisenfachwerkkonstruktion mit Ziegelmauerung auf Betonfundamenten.

Die Dachkonstruktion besteht aus einem in der Hallenlängsachse liegenden Fachwerkträger, der von einer Mittelstütze und mehreren Hauptbindern von 41,60 m Stützweite getragen wird, und einem System von leichteren Zwischenbindern von 20,80 m Stützweite, die einerseits

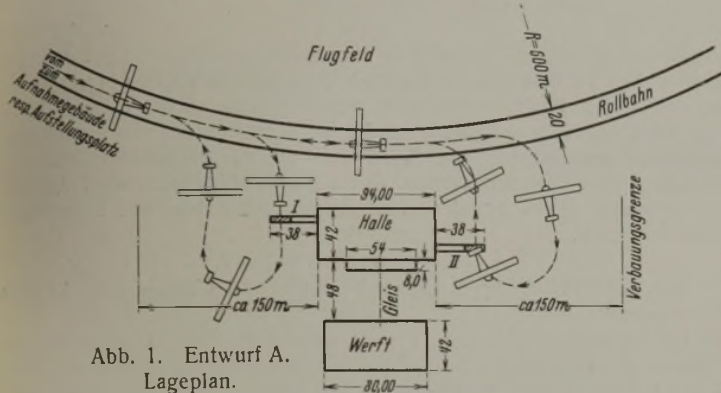


Abb. 1. Entwurf A. Lageplan.

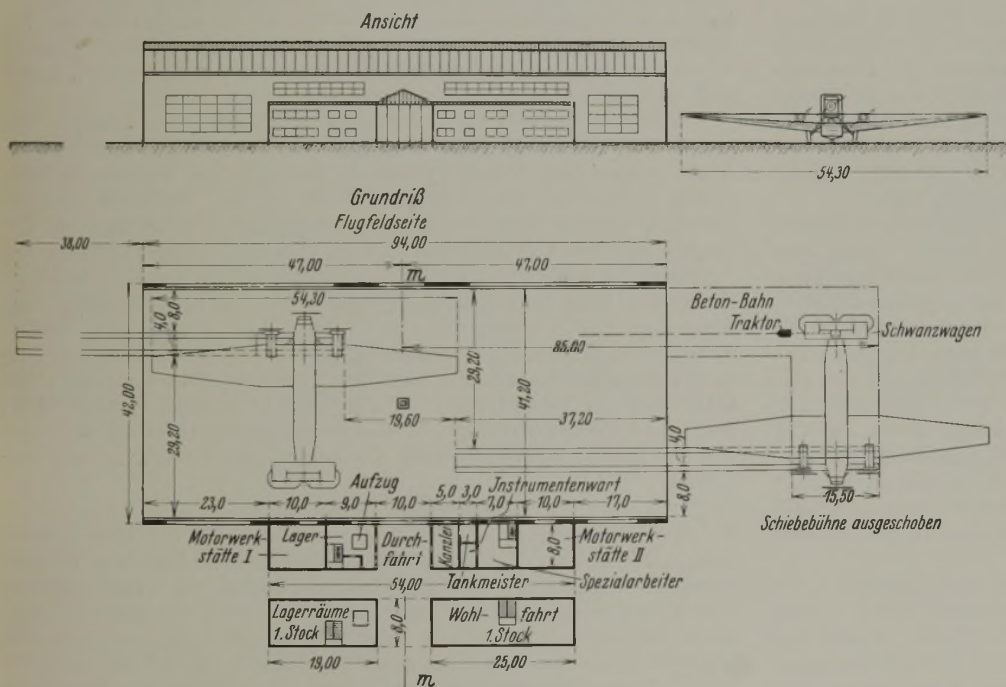


Abb. 2. Entwurf A. Ansicht und Grundriß.

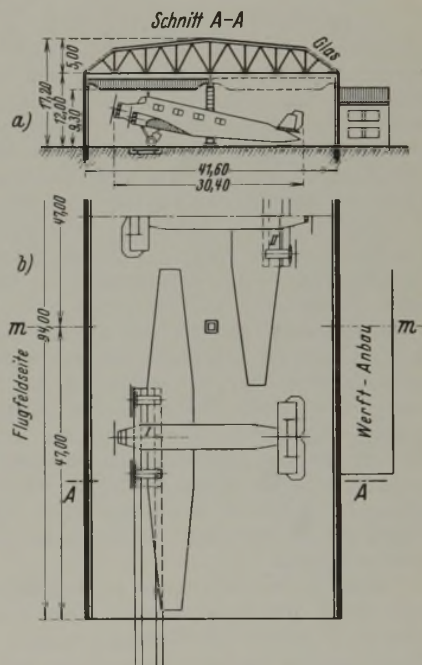


Abb. 3. Entwurf A. Hallengrundriß mit beiderseits eingeschobenen Flugzeugen.

Eine Seite vertritt die Ansicht, daß nun diesen Abmessungen entsprechende Großflugzeughallen für eine größere Anzahl von Apparaten zu entwerfen seien, und so ist auch eine solche Halle für den Zentralflughafen Tempelhof vorgeschlagen worden. Dazu im Widerspruche stehen jene Fachleute, die meinen, daß derartige Riesengebäude infolge ihrer hohen Kosten praktisch selten durchführbar seien und daß daher die Großflugzeuge, ähnlich Seeschiffen, stets im Freien verankert und nur zur Ausbesserung, womöglich zerlegt, in Werfthallen untergebracht werden müßten.

Beide gegensätzlichen Anordnungen können aber meiner Meinung nach nie den tatsächlichen Bau- und Betriebsverhältnissen entsprechen, denn einerseits werden wohl kaum alle, von Großflugzeugen angeflogenen Flughäfen solche Riesengebäude aufführen können, andererseits halte ich es

auf diesem Mitteltragwerk, dem eine größere Konstruktionshöhe zur Verfügung steht, und andererseits auf den Außenwänden gelagert sind, eine Anordnung, die eine für diesen Sonderfall günstigere Lastverteilung bringt und den Vorteil hat, daß der Untergurt dieses Mittelfachwerkes gleichzeitig beiderseits je eine Kranlaufbahn aufzunehmen vermag. Beide Kranlaufkatzen bestreichen das Feld über den Motoreinbauten der Flugzeuge und gestatten dadurch ein leichtes und rasches Ein- und Ausbauen der Motoren.

Der Teil von der Unterkante dieses Mittelfachwerkträgers bis zur Unterkante der Binder (vgl. Abb. 3a) bildet eigentlich den Untergurt des Trägers als gesondertes, engeres Fachwerk, während sich die weitere Hauptausfachung bis zum Obergurt in Firsthöhe der Halle erstreckt. Auf den Bindern ruhen in entsprechenden Abständen die eisernen Pfetten, zwischen



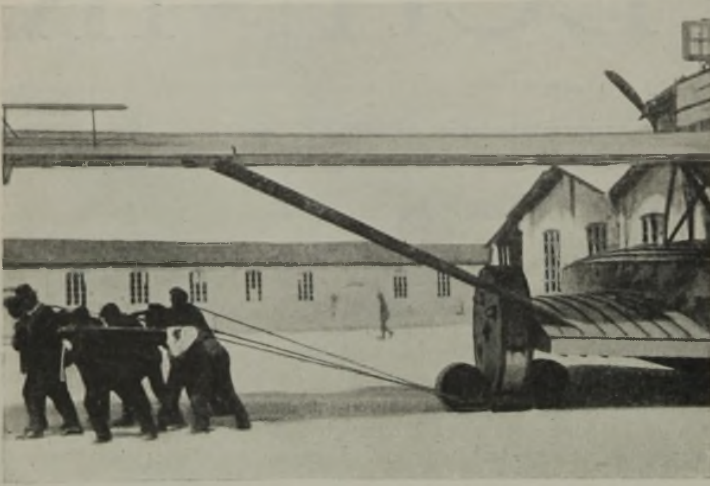


Abb. 4a.

Querbewegung eines Dornier-Wal-Flugbootes.

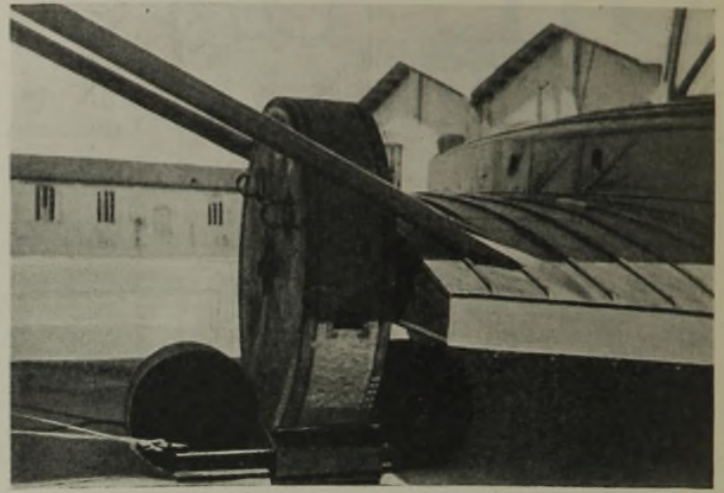


Abb. 4b.

(Photos der Dornier-Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen a. B.)

denen Hohlsteindecken eingebaut sind, die mit Zement abgeglichen und mit teerfreier Pappe abgedeckt werden.

Lichtbänder in der Dachhaut, Lichtflächen an den Giebelwänden und eine große Zahl von Fensteröffnungen in den Außenmauern ermöglichen eine günstige Tageslichtwirkung in der Halle, für deren praktische und ausreichende Beleuchtung zur Nachtzeit durch Installation entsprechender Vorrichtungen Vorsorge zu treffen ist.

Außer den beiden Haupttoren von  $10,00 \times 41,20$  m an den Giebelseiten ist noch je ein kleineres Nebentor an den Längswänden angebracht. Für alle diese Tore wäre als Torkonstruktion das Schiebefalttor der Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, vorzuschlagen, das gerade für größere Abmessungen vorteilhaft ist und sich bestens bewährt hat.

Der Hallenboden ist aus Stampfbeton auf Steinschlagunterlage herzustellen.

## 2. Der Zubau.

Anschließend an die Haupthalle, an der dem Flugfeld entgegengesetzten Seite, sind die erforderlichen Nebenräume in einem Zubau zusammengefaßt, der derart liegt, daß die Hinterwand der Haupthalle zugleich seine eine Längswand darstellt, wodurch neben einer wesentlichen Verbilligung auch eine günstige Verbindung der Arbeitsstellen ermöglicht wird. Der Anbau ist in zwei Stockwerke geteilt und die Raumauteilung so getroffen, daß unter Berücksichtigung der Erfordernisse des Betriebes sämtliche Räume möglichst zweckmäßig gelegt sind.

Diese Gruppe ist durch eine zwei Stock hohe, überdachte, 10 m weite Durchfahrt in zwei Teile geschieden, die ebenerdig Bureau, Lager, zwei Motorwerkstätten und Arbeitsräume für Spezialarbeiter, Instrumentenwart sowie Tankmeister und im ersten Stock Lager und Arbeiterwohlfahrtsräume enthalten. Eine tunlichst zentrale Lage des Bureaus sowie des Lagers wurde besonders angestrebt und durchgeführt. Das Lager hat eine Übernahmestelle mit Schalter und Tor gegen die Durchfahrt zu, um das Einfahren unter Dach und somit das geschützte Entladen der Lieferwagen zu gestatten. Ein Aufzug wie auch eine Stiege stellen die Verbindung mit den Lagerräumen im Oberstock her. Die Auslieferungsschalter des Lagers liegen gegen das Innere der Haupthalle zu. Die Motorwerkstätten I und II sind derart angeordnet, daß die Motoren vom jeweiligen Flugzeuge zur Werkstatt und zurück auf möglichst kurzem Wege befördert werden können.

Auch die zweite Gruppe der Nebenräume weist eine Stiege auf, die vom Raum für Spezialarbeiter zum ersten Stockwerk führt. Dieses Stockwerk enthält die Wohlfahrtsräume, also Aufenthalts-, Wasch- und Nächtigungszimmer der Angestellten und Arbeiter. Die Abmessungen dieses Teiles geben bis zu einem gewissen Grade Gelegenheit, etwa später noch erforderliche Dienststellen darin unterzubringen, wodurch der aus begreiflichen Gründen zu vermeidende Anbau von Hilfsbaracken, den wir bei vielen Hangaranlagen nur allzuoft beobachten können, vermieden werden kann.

Das Dach des Hallenbaues ist eben angenommen und kann mit Hohlsteindecke und Dachpappeindeckung wie bei der Haupthalle ausgeführt werden; nur über der Durchfahrt sind Dreieckfachwerkbinder verlegt, die, mit einer Wellblechhaut versehen, ein Satteldach über der Durchfahrt bilden.

## 3. Die Werfthalle.

Der Betrieb der ganzen Anlage erfordert eine naheliegende Werfthalle, wie solche stets auf allen größeren Flugplätzen vorhanden sind. Wie aus dem Lageplan (Abb. 1) zu ersehen ist, wäre die von mir vorgeschlagene, günstigste Lage einer Werfthalle an der Rückseite der Haupthalle in einer Entfernung von rd. 50 m von letzterer. Die Werfthalle, im

Entwurf mit  $42 \times 80$  m Grundfläche vorgesehen, braucht keine großen freien Spannweiten zu erhalten, da die ausbesserungsbedürftigen Flugzeuge nur zerlegt in die Halle eingebracht werden; daher wäre es auch leicht möglich, diese Halle entsprechend den Betriebserfordernissen in mehreren Baustadien auszubauen. Die Werft soll mit der Haupthalle durch ein Rollbahngleis verbunden werden, damit größere Einzelteile der Flugzeuge auf Rollwagen leicht zwischen beiden Bauwerken hin- und herbefördert werden können.

## 4. Der Betriebsvorgang.

Der Betriebsvorgang in dieser Kontroll- und Wartungshalle ist kurz der folgende:

Die gelandete Maschine I rollt nach Entladung (Traktor) auf der Rollbahn des Flugplatzes bis auf die Schiebebühne und wird in die Halle eingeschoben, ebenso Maschine II. Die Arbeitsgerüste, auf deren praktische Ausbildung größte Sorgfalt zu legen wäre, wie auch etwaige Beleuchtungsvorrichtungen werden eingestellt, worauf die Revision und Vornahme laufender, kleinerer Ausbesserungen beginnen. Sobald diese Arbeiten beendet sind, werden die Maschinen wieder ausgeschoben, getankt und nach dem Aufstellungsplatze gebracht.

Tritt aber der Fall einer erforderlichen, größeren Überholung ein, so werden erst die Motoren ausgebaut und in die Motorwerkstatt überstellt, sodann die Flügel abmontiert und der nun leichtere, schmale Rumpf sowie die Tragflächen-Einzelteile in die Werfthalle gebracht. Natürlich werden auch öfters Ausbesserungsfälle vorkommen, die eine längere Arbeitszeit beanspruchen, ohne aber eine völlige Zerlegung des Apparates zu erfordern. Dadurch könnte gegebenenfalls ein Stand der Haupthalle längere Zeit besetzt gehalten und die Leistungsfähigkeit der Anlage wesentlich herabgemindert werden. Aber dann wird es meistens tunlich sein, den ausbesserungsbedürftigen Teil abzumontieren, das Flugzeug auszuschieben und erst nach beendeter Teilausbesserung wieder auf kurze Zeit zur Fertigmontage in die Halle zu nehmen. Eine derartige, den jeweiligen Erfordernissen entsprechende Betriebsregelung wird jedenfalls dazu dienen, die großen Vorteile dieser Einrichtung voll auszuwerten.

## 5. Die Querbewegungsanlage.

a) Allgemeines. Bisher wurde stets von der seitlichen Einschlebung der Flugzeuge auf Schiebebühnen gesprochen, ohne näher auf diese Anlagen einzugehen, die einen Hauptbestandteil des Gesamtentwurfes bilden. Daher sollen diese Frage und deren Lösung nun eingehender erörtert werden. Die seitliche Einschlebung der Flugzeuge, also eine Querbewegung senkrecht zu ihrer Längsachse, hat bei Maschinen mit großen Flügelspanweiten den bedeutenden, einleuchtenden Vorteil, daß in diesem Falle die gegenüber der Flügelspannweite weit geringere Rumpflänge der Maschine als erforderliche freie Spannweite der Halle bzw. der Toröffnung in Rechnung zu stellen ist. Die seitliche Einbringung würde zwar an und für sich keine zwangläufige Führung der Schiebevorrichtung bedingen (vgl. Rollwagen der Dornier-Werke für Wal und Superwal (Abb. 4a u. 4b), doch bin ich bei Großflugzeugen unbedingt für eine zwangläufige, maschinell betriebene Einbringungsanlage, durch die auch natürlich das Problem der Querbewegung erleichtert wird. Dies nicht nur aus Gründen einer raschen, genauen und sicheren Durchführung des Einbringungsmanövers, sondern auch mit Rücksicht auf eine wirtschaftlichere Gestaltung des Betriebes der Kontroll- und Wartungshalle. Gerade die so gewaltig bemessenen Großflugzeuge laufen bei freibeweglicher Einbringung in knapp bemessene Hallen leicht Gefahr, beschädigt zu werden. Die Fortbringung durch Menschenkraft erfordert weiter eine große Zahl teurer, schwer kontrollierbarer Lohnstunden, deren



Summe eine beträchtliche Belastung des Betriebskontos der Unternehmung bedeutet, abgesehen von den großen Zeitverlusten, die natürlich die Leistung der Anlage sehr beeinträchtigen würden.

Diese Erwägungen haben dazu geführt, für den Entwurf der Kontroll- und Wartungshalle eine Querbewegung mittels Schiebebühnen vorzuschlagen. Die vielseitige Verwendung solcher Vorrichtungen in verschiedenen Zweigen der Industrie und des Verkehrswesens hat ihre Durchbildung derartig vervollkommenet, daß für ein regelmäßiges und klagloses Arbeiten dieser Anlagen volle Gewähr geleistet werden kann.

b) Schiebebühne und Traktor. Um nun die erforderlichen Schiebebühnen möglichst leicht und klein zu gestalten, wurde in erster Linie an eine Fortbringungseinrichtung gedacht, die eine Kombination zwischen Schiebebühne und Traktor unter Verwendung eines Rollwagens am Rumpfe darstellt. Das Flugzeug, dessen Rumpfe auf dem allseitig beweglichen Schwanzwagen ruht, wird mittels Traktors derart auf die Schiebebühne gezogen, daß das Fahrgestell des Apparates auf diese zu stehen kommt (s. Lageplan Abb. 1 u. Abb. 2b). Nun wird der erste Traktor abgekuppelt und durch einen zweiten Spezial-Elektrotraktor, dessen Fahrtrichtung parallel mit jener der Schiebebühne läuft, ersetzt. Schiebebühne und Traktor setzen sich daraufhin mit gleicher Geschwindigkeit gleichzeitig in Bewegung, was durch elektrische Regelung beider Antriebsmaschinen erreicht werden kann, und bringen das Flugzeug in die Halle ein. Diese Anordnung hat den Vorteil einer verhältnismäßig kleinen Schiebebühne von  $4 \times 12$  bis  $16$  m, weist aber den Nachteil auf, daß sie eben eine synchrone Bewegung von Bühne und Traktor verlangt. Jede dabei auftretende Unregelmäßigkeit würde nicht nur eine ungünstige Beanspruchung, sondern auch leicht eine Verschiebung des Flugzeuges und dadurch möglicherweise dessen Gefährdung oder mindestens eine Stockung der Einbringung zur Folge haben.

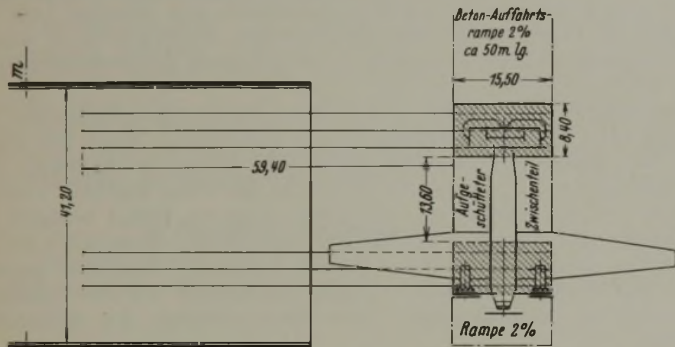


Abb. 5. Doppelschiebebühne.

c) Variante: Doppelschiebebühne. Zur Vermeidung dieser Nachteile soll die auf Abb. 5 dargestellte Variante dienen, bei der das Flugzeug auf zwei Schiebebühnen ruht (Abb. 5). Diese Schiebebühnen müssen dann, unter Berücksichtigung verschiedener Flugzeuglängen, Breiten von 8 bis 9 m erhalten. Derart breite Schiebebühnen können im Halleninnern nicht unterirdisch geführt werden, weil ihre Laufgruben den Verkehr in der Halle sehr behindern und die Zugänglichkeit mancher Teile der Apparate bedeutend erschweren würden. Daher können in diesem Falle nur oberirdisch laufende Bühnenanlagen Verwendung finden. Das Flugzeug wird dabei über eine sanft geneigte, betonierte Rampe von 2% Steigung auf die Schiebebühnen gezogen und gelangt derart zur Aufstellung, daß das Fahrgestell auf Schiebebühne 2, das Rumpfe auf Schiebebühne 1 ruht. (Bei Bedarf auch Umkehrung!) Der Zwischenteil zwischen den inneren Längsseiten der aufgeschobenen Bühnen ist auf Rampenbreite und bis zur Bauhöhe der Schiebebühnen (0,8 bis 1 m) aufgeschüttet, seitlich abgemauert und an der Oberfläche betoniert. Über diesen Zwischenteil rollen Flugzeug und Traktor beim Aufbringen oder Wegholen der Apparate von der Schiebebühnenanlage. Die Schiebebühnen laufen auf je drei Gleisen, deren Schienenoberkanten in Höhe des Hallenbodens liegen. Beide Bühnen besitzen elektrischen Eigenantrieb, und ihre Bewegung kann leicht genau geregelt werden.

d) Variante: Schiebebühne  $12 \times 28$  m. (Entwurf der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz.) Als weitere Ausführungsmöglichkeit wurde die Konstruktion einer gekuppelten Doppelschiebebühne studiert, die allerdings wenig praktische Vorteile zeigte, aber zur Durchbildung einer Schiebebühnenanlage von  $12 \times 28$  m führte. Diese Anlage wurde von der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz (Ing. Melcher) entworfen; ihre Anwendung ist aus Abb. 6 ersichtlich. Die Schiebebühne besitzt hierbei fünf Fahrgleise, die auch wie bei Variante c in Höhe des Hallenbodens liegen. Die aus einem Längs- und Querträgersystem von Profilleisen aufgebaute und querversteifte Plattform ist mit Rippenblech abgedeckt. Dieses aufgenietete Rippenblech gestattet eine leichtere Bauart, da es nicht nur gleichzeitig als Seitenversteifung dient, sondern auch in-

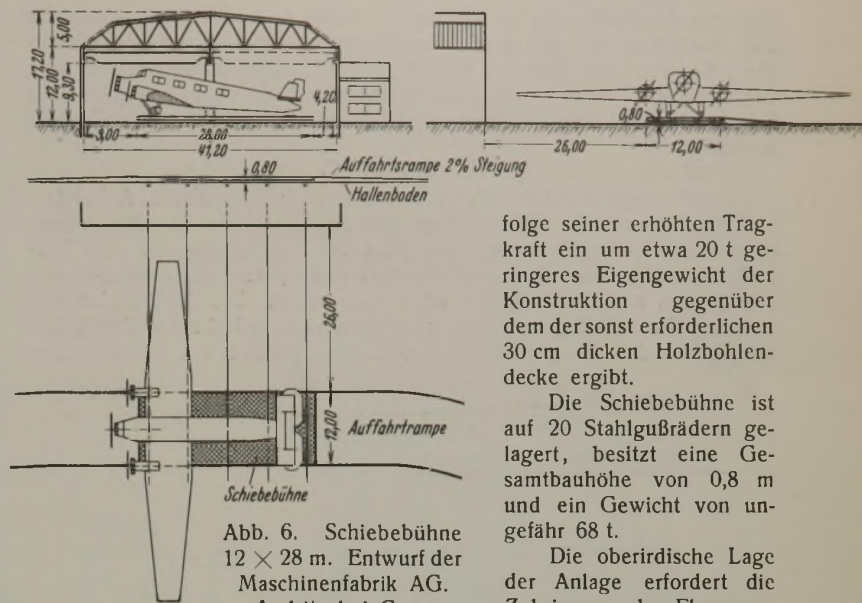


Abb. 6. Schiebebühne  $12 \times 28$  m. Entwurf der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz.

folge seiner erhöhten Tragkraft ein um etwa 20 t geringeres Eigengewicht der Konstruktion gegenüber dem der sonst erforderlichen 30 cm dicken Holzbohlendecke ergibt.

Die Schiebebühne ist auf 20 Stahlgußrädern gelagert, besitzt eine Gesamtbauhöhe von 0,8 m und ein Gewicht von ungefähr 68 t.

Die oberirdische Lage der Anlage erfordert die Zubringung der Flugzeuge ebenfalls über eine Rampe,

die wie jene der Variante c ausgeführt ist. Die Plattform  $12 \times 28$  m hat den großen Vorteil, daß Flugzeuge verschiedenster Rumpflängen und Bauarten leicht darauf Platz finden können. Als Antrieb sind auf die Achsen wirkende Elektromotoren vorgesehen, die durch eine unterirdisch liegende Stromzuführung gespeist werden. Die Laufrollachsen drehen sich in Wälzlagern. Die für die Inbetriebsetzung der Anlage erforderliche Zugkraft beträgt etwa 1000 kg. Es wäre dabei nur noch die Frage zu studieren und die Möglichkeit in Erwägung zu ziehen, diese Bühne mittels Traktors ein- und auszuschieben. Diese Anlage, die für Belastungen bis zu 20 t ausgebildet ist, dürfte sich wegen ihrer zweckmäßigen Anordnung und vielseitigen Verwendbarkeit bewähren.

## II. Entwurf B. (Der Entwurf der Junkers-Werke.)

In der Reihe von Entwürfen für Großflugzeughallen verdient ein Vorschlag der Bauleitung der Junkers-Werke in Dessau (Dipl.-Ing. Paulssen) besondere Beachtung, nicht nur, weil er eine elegante bautechnische Lösung bringt, sondern auch, weil er betriebstechnisch für die von mir vorgeschlagene Anlage einer Kontroll- und Wartungshalle günstig verwertbar ist. Aus der mir von den Junkers-Werken freundlichst zur Verfügung gestellten Skizze dieser Halle (Abb. 7) ist deren konstruktive Durchbildung und räumliche Gestaltung klar ersichtlich.

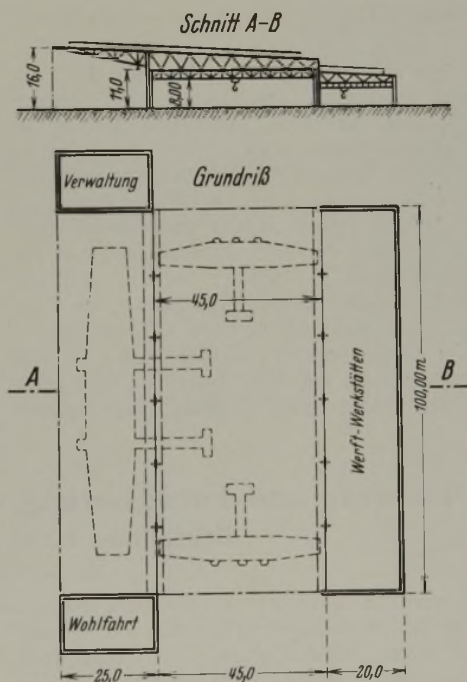


Abb. 7. Großflugzeughalle. Entwurf der Junkers-Werke, Dessau.

Eine Haupthalle von 45 m Spannweite und 100 m Länge bietet Raum für zwei Großflugzeuge von je 42 m Flügelspannweite und außerdem für ein bis zwei kleinere Typen. Die Dachbinder dieser Halle kragen auf einer Längsseite um 25 m vor, wodurch ein überdeckter Raum entsteht, der seitlich durch Verwaltungs- und Wohlfahrtsgebäude, sowie an der Längsfront durch ein Tor begrenzt ist. In diesem Raum kann nun ein Großflugzeug von über 90 m Flügelspannweite eingeschoben werden, und

zwar kommt es dabei derart zu stehen, daß der rückwärtige Teil der Rumpfe in die Haupthalle hineinragt.

An die zweite Längswand der Haupthalle sind Werft- und Werkstatt-räume ( $20 \times 100$  m) angebaut.

Die Kragkonstruktion ermöglicht, die Nebenhalle ( $25 \times 100$  m) gänzlich frei von Stützen zu halten, ohne dabei auch einen bei derartigen Spannweiten schon äußerst schwer ausfallenden Frontalfachwerkträger zur Auf-



lagerung der Dachbinder zu verlangen. Diese Anordnung stellt jedenfalls eine besonders für sehr große Flugzeugtypen empfehlenswerte Lösung dar. Sie sieht das Ein- und Ausschleichen in Längsrichtung der Apparate vor, trotzdem wäre aber auch in diesem Falle eine zwangsläufige maschinelle Förderung der Flugzeuge (besonders der 80- bis 90-m-Typen!) angezeigt.

### III. Entwurf C.

(Abänderungsvorschlag für den Entwurf der Junkers-Werke, Abb. 8.)

Die Auswertung des Entwurfs der Junkers-Werke für die Anlage einer Kontroll- und Wartungshalle führt zu Vorschlägen, die eine Vereinigung meines entsprechenden Entwurfes mit jenem der Junkers-Werke ermöglichen und beachtenswert erscheinen lassen. Die Konstruktion von Dipl.-Ing. Paulsen gibt nicht nur Gelegenheit, durch die Anordnung des Kragdaches der Haupthalle in zweckmäßiger Weise ein Großflugzeug

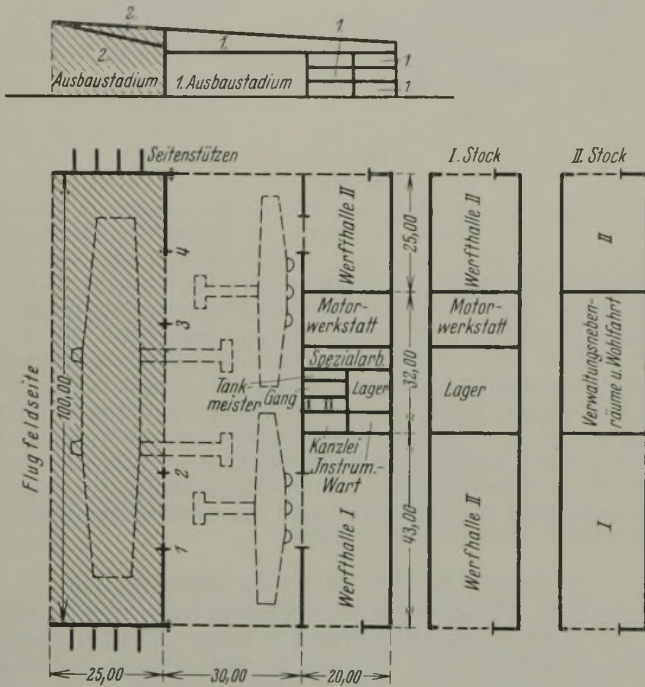


Abb. 8. Kontroll- und Wartungshalle.

Abänderungsvorschlag des Verfassers für den Entwurf der Junkers-Werke.

beträchtlicher Abmessungen leicht unterzubringen, sondern sie läßt auch den Gedanken als naheliegend erscheinen, den Bau in zwei Ausbaustadien auszuführen — ein Vorgang, der eine günstige Anpassung an die Entwicklung des Flugbetriebes erlauben würde. Die Unterbringung von Großflugzeugen bis etwa 50 m Spannweite ist durch die Entwicklung des Flugzeugbaues schon zur brennenden Tagesfrage geworden, während die Indienststellung größerer Typen noch in der Zukunft liegt. Bei zu geringer Voraussicht könnte also der Fall eintreten, daß erst nur Hallen für Typen bis zu 50 m Spannweite ausgebaut werden und daß dann für größere Modelle, die bei der so raschen Entwicklung des Flugwesens in doch nicht zu ferner Zeit auftreten dürften, mit erheblichen Kosten neue Bauten hergestellt werden müssen. Daher dürfte es sich empfehlen, daß alle jene Flughäfen, die auf eine erhebliche Steigerung des Verkehrs und somit auf den Besuch noch größerer Flugzeugtypen

rechnen können, die Frage in Erwägung ziehen, ob es nicht günstig wäre, die verhältnismäßig geringen Mehrkosten aufzubringen und eine Anlage zu schaffen, die unter Berücksichtigung der zukünftigen Erfordernisse entstanden, diesen dann unschwer Rechnung zu tragen vermag.

Aus den eben dargelegten Gründen ist der auf Abb. 8 dargestellte Abänderungsvorschlag hervorgegangen.

Die schon früher besprochene Zweckmäßigkeit einer zwangsläufigen Einbringung der Maschinen führt wieder zu einer Haupthalle mit seitlicher Einschlebung. Die Haupthalle weist bei günstiger Raumaussnutzung die Maße  $30 \times 100$  m (gegenüber  $45 \times 100$  m!) auf und bietet Platz für zwei Großflugzeuge von je 45 und 50 m Spannweite.

Anschließend daran liegen Nebenräume und Werfthallen im Ausmaße von  $20 \times 100$  m. Dieser ganze Komplex mit einer Grundfläche von  $50 \times 100$  m stellt das erste Ausbaustadium dar.

Als Dachkonstruktion dient ein Pultdach, bei dessen Bemessung und konstruktiver Durchführung der spätere Vorbau eines Kragdaches berücksichtigt wurde. Die gegen das Flugfeld zu gelegene Längswand der Haupthalle erhält zwischen den Stützen 1—2 und 3—4 und an der Stirnwand des Pultdaches eine behelfsmäßige Verkleidung, während zwischen den Stützen 2 und 3 auf die Dauer des ersten Ausbaustadiums ein Tor angeordnet wird, das später in der äußeren Längswand der Werfthalle I praktisch Platz finden kann. Während des ersten Ausbaustadiums kann der freie Raum zwischen den Stützen 2 bis 3 im Halleninnern zur Aufstellung kleinerer Maschinen verwendet werden.

Im zweiten Ausbaustadium werden die Behelfsteile entfernt und der Vorbau  $25 \times 100$  m gelangt zur Ausführung. Die Seitenwände der Halle werden verlängert, die Kragbinder angeschlossen und die Vorderwand durch ein entsprechendes Tor als Abschluß gebildet.

Die im Originalentwurf der Junkers-Werke vorgesehenen seitlichen Anbauten, die, abgesehen von ihrer nicht gerade sehr günstigen Lage, der Zufahrt der Flugzeuge zu den Schiebebühnen hinderlich wären, wurden hier weggelassen und durch kürzere, vorspringende Fachwerkseitenstützen ersetzt.

Sämtliche Nebenräume sind in dem zweistöckigen Mitteltrakte des Anbaues in möglichst zentraler Lage angeordnet. Auch hier wären natürlich sämtliche Stockwerke durch einen Aufzug zu verbinden. Die Werfthallen I und II wurden unmittelbar an die Halle angebaut, wohl ein Nachteil für die Beleuchtung der Räume, aber ein Vorteil bezüglich der Baukosten, des Betriebes und der Dachkonstruktion, da hierdurch die aus statischen Gründen erwünschte größere Länge des Pultdaches gegeben ist. Die Werfthallen besitzen gleiche Raumhöhen wie die Haupthalle, während die Motorwerkstätte zwei Stockwerkhöhen des Mitteltraktes umfaßt.

### IV. Zusammenfassung.

Diese gesamten Darlegungen sollen einen neuen Weg in der Unterbringungsfrage der Großflugzeuge gezeigt haben. Einen Weg, den ich schon im Jahre 1927 betreten und aus eigener Überzeugung, bestärkt durch zustimmende Äußerungen verschiedener Fachleute des Flugwesens, verfolgt habe.

Dieses Problem muß eben unter eingehender Berücksichtigung der besonderen Forderungen des praktischen Flugbetriebes gelöst werden, wobei in diesem Falle die Hauptpunkte: Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Ausbaufähigkeit miteinander in Einklang gebracht werden müssen. Also Schaffung einer Anlage, die sorgfältigste Wartung und Reparatur der Flugzeuge leicht ermöglicht, die gegenüber ihrer Leistungsfähigkeit verhältnismäßig geringe Anlagekosten verursacht, bei der ferner durch zweckmäßigste Anordnung aller Einrichtungen die Betriebskosten herabgesetzt werden können und die schließlich durch Erweiterungen gegebenenfalls auch zukünftigen Anforderungen angepaßt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Dichtung und Entwässerung des Schantztunnels bei Fichtenberg.

### Erprobung eines neuen Verfahrens.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Der 860 m lange Schantztunnel zwischen den Bahnhöfen Fornsbach und Fichtenberg auf der Strecke Waiblingen—Hessental ist in den Jahren 1877 bis 1880 für zwei Gleise gebaut worden. Das Betriebsgleis der zurzeit noch eingleisig betriebenen Strecke liegt auf 633 m im Gefälle  $9\%$  gegen Waiblingen auf 227 m waagrecht.

#### I. Geologische und geognostische Verhältnisse.

Der Tunnel durchfährt in der Richtung WSW—ONO einen die „Schanze“ genannten, bewaldeten Bergrücken, der sich zwischen den Tälern der Murr und der Roth 90 m über Schienenhöhe erhebt (Abb. 1 u. 2).

Der Bergrücken besteht aus Keupermergeln mit Anhydrit und Gips, die von Schilfsandsteinbänken überlagert sind. Die Schichten fallen in Richtung W—O unter  $1\frac{1}{2}^\circ$  bis zur Mitte des Tunnels, von dort steigen sie

unter  $8^\circ$  an und verlaufen dann gegen das östliche Tunnelende zu annähernd waagrecht (Abb. 3).

Schon beim Bau des Tunnels wurden dünnblättrige Gipschichten und kopfgroße Gipsknollen angetroffen, die durch die Einwirkung des Schichtenwassers auf den Anhydrit entstanden sind. Durch den Tunnelausbruch wurde die unter Volumvergrößerung vor sich gehende Umwandlung von Anhydrit in Gips derart gefördert, daß nicht nur die Wände in den Stollen abblätterten, sondern auch die Bänke in der Tunnelsohle sich gewaltsam emporwölbten. Starke Blähungserscheinungen sind im Berginnern auf eine Strecke von 500 m aufgetreten und dort heute noch wahrnehmbar (Abb. 4 u. 5).

An den Tunnelenden trat beim Ausbrechen des Sohl- und Firststollens reichlich Wasser aus. Die Umwandlung von Anhydrit in Gips war hier bereits abgeschlossen.



Trotz der Ausmauerung des Tunnels und der streckenweisen Überbetonierung der Gewölbe hat das Tagwasser und das in den beiden Talmulden über dem westlichen und östlichen Ende des Tunnels zusammenströmende Schichtenwasser mehr und mehr den Weg ins Tunnelinnere gefunden. Der Wasserzudrang hat im Laufe der Zeit zugenommen. Nach starken und anhaltenden Niederschlägen tritt das Wasser durch die Wasserschlitzte in den Widerlagern und durch die ausgewaschenen Mauerwerkfugen in geschlossenem Strahl und aus dem Gewölbe in Form eines dauernden Tropfenregens aus. Es wird in Längs- und Quersickerungen gefaßt und durch die im östlichen und westlichen Teil des Tunnels angelegten Tunneldolen den Bahngräben der Voreinschnitte zugeleitet.

Auf der Blähstrecke tritt kein Wasser aus, dort wird alle Feuchtigkeit vom Anhydrit aufgesogen. Um zu verhindern, daß das im östlichen Tunnelende auf einer Länge von 170 m austretende Wasser in den gegen die Tunnelmitte fallenden Schichten in die Blähstrecke gelangt, hat der Erbauer des Tunnels in 300 m Entfernung vom östlichen Portal einen 3,70 m breiten, 4 m tiefen und 27 m dicken Querriegel aus Beton eingebaut. Die Oberkante der unter den Tunnelwiderlagern hindurchgehenden Betonmauer liegt 40 cm unter der Schwellenoberkante. Vor und hinter dem Riegel befinden sich Sammelschächte. In dem Schacht östlich des Riegels wird das gegen die Tunnelmitte fließende Wasser gesammelt, während der Schacht westlich des Riegels das durch den Riegel durchsickernde Wasser aufnehmen soll. Aus beiden Schächten wird das Wasser mittels selbsttätiger Saugstrahlpumpen gehoben und in die östliche Tunneldole befördert. Das Betriebswasser für die selbsttätigen Pumpen wird hinter dem Tunnelmauerwerk gefaßt und in Behältern gesammelt. Jeder Schacht ist außerdem mit einer von Hand zu bedienenden Saug- und Druckpumpe ausgestattet, so daß, wenn das Betriebswasser zur selbsttätigen Bedienung der Saugstrahlpumpen ausbleibt, die Schächte durch den Tunnelwärter leer gepumpt werden können.

Die östliche Tunneldole hat 2% Gefälle und ist 300 m lang. Die westliche Tunneldole ist etwa ebenso lang und hat 7% Gefälle.

Im Winter vereisen die Tunnelendstrecken (Abb. 6) trotz der an den Portalen angebrachten hölzernen Halbtore (Abb. 7). Mannsdicke Eiszapfen hängen im Raum des künftigen zweiten Gleises vom Gewölbe herunter, während die Tunnelwände und die Tunnelsohle sich mit dicken Eiskrusten überziehen (Abb. 6). Bei starkem Frost müssen die Schienen in der Frühe vor dem ersten Zuge mit dem Pickel vom Eis befreit und die über dem Betriebsgleis sich bildenden Eiszapfen am Gewölbe und Widerlager mit Stangen entfernt werden.

**II. Besondere Vorkommnisse während des Baues.**

Es war ursprünglich beabsichtigt, den Tunnel auf seiner ganzen Länge ins Gefälle zu legen. Um jedoch das im östlichen Tunnelende austretende Wasser mög-

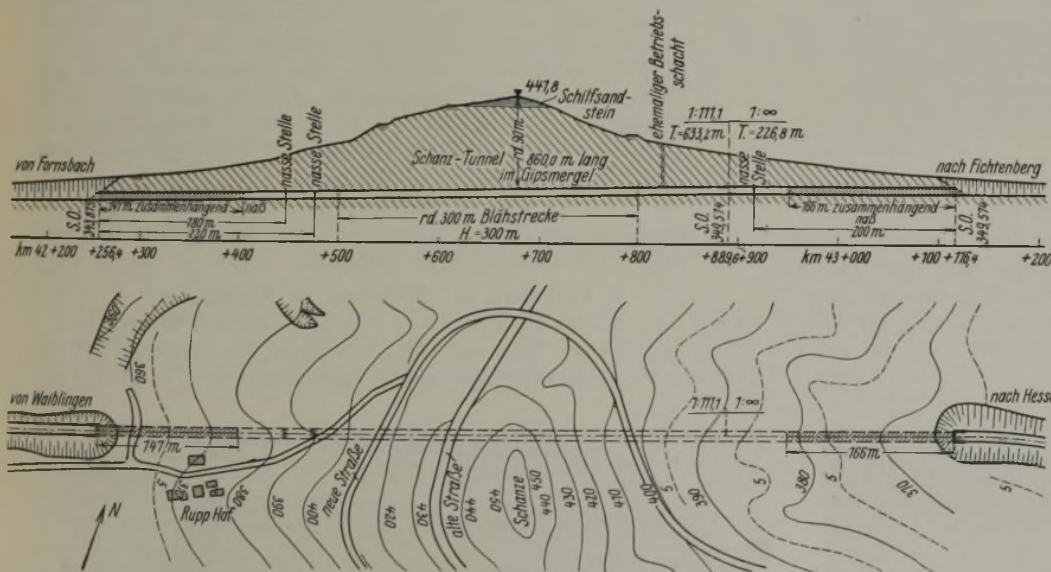


Abb. 1 u. 2.

lichst von der Blähstrecke abhalten und gegen Osten ableiten zu können, wurde der Tunnel in Richtung Fichtenberg auf 227 m mit waagerechter Sohle ausgeführt.

Zur Beschleunigung des Sohlstollenvortriebs wurde in 300 m Entfernung vom Ostportal ein 45 m tiefer Betriebschacht in 9 m Abstand links der Tunnelachse abgeteuft, von dessen Sohle aus der Sohlstollen sowohl gegen Osten als gegen Westen vorgetrieben wurde.

Der 4 m auf 3,70 m weite Betriebschacht wurde später mit Steinen ausgepackt, in ihm wird das Wasser zum Betrieb der Saugstrahlpumpen gesammelt.

**III. Tunnelausmauerung.**

Das halbkreisförmige Tunnelgewölbe hat einen inneren Leibungshalbmesser von 4,10 m. Der Mittelpunkt des Halbkreises liegt 2,10 m über Schwellenoberkante. Die Widerlagerleibungen schließen sich mit Kreisbogen von 12 m Halbmesser an die Gewölbeleibung an.

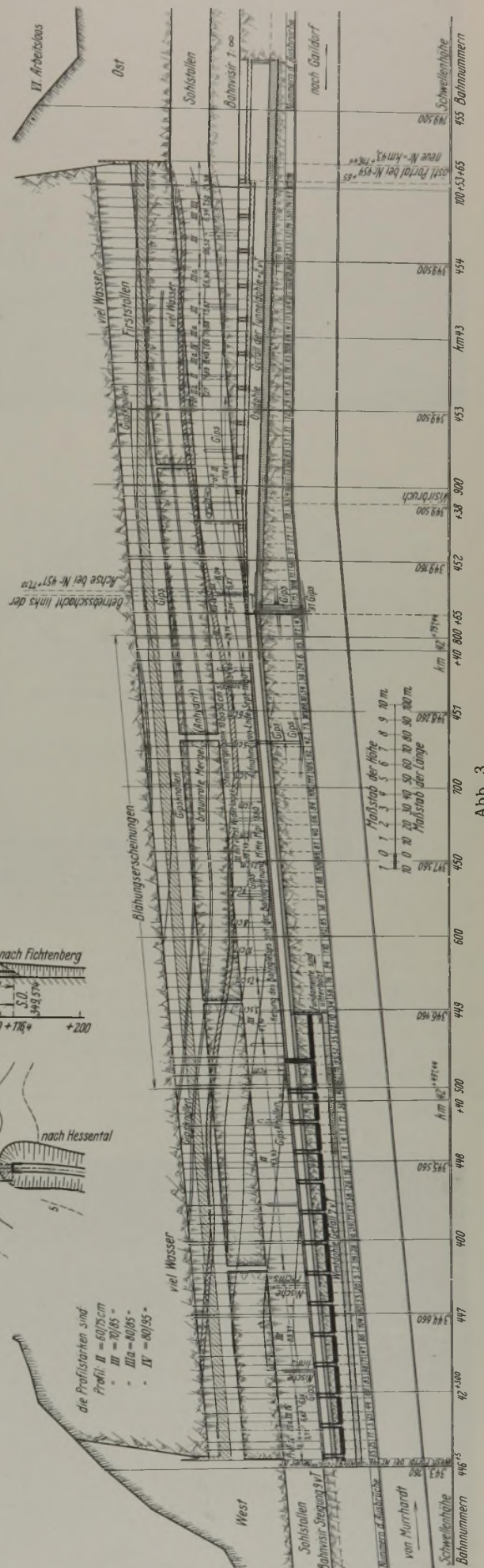


Abb. 3.





Abb. 4.



Abb. 5.

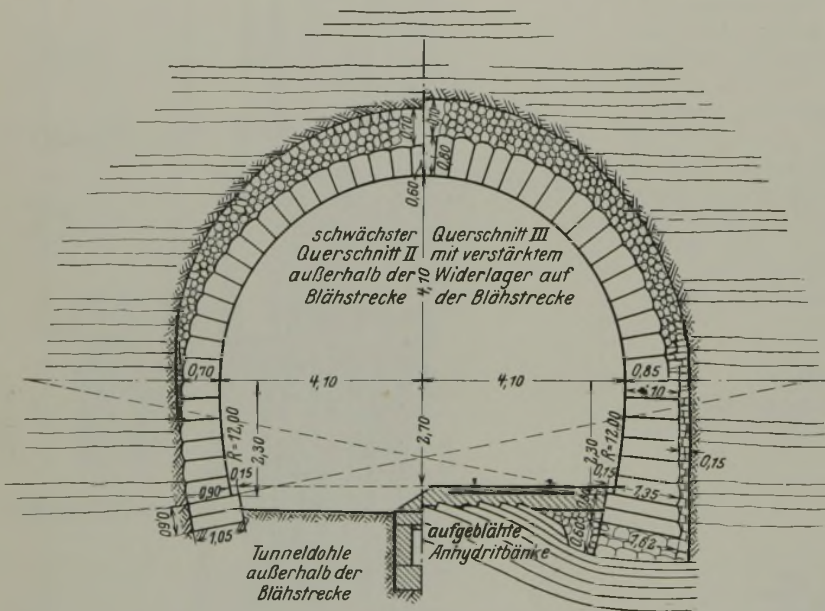


Abb. 8.

Fuge im	Mauerstärken der Tunnelquerschnitte in m							
	II	IIa	III	IIIa	III mit verst. Widerl.	IV	IVa	
Scheitel	0,60	0,70	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,70
Kämpfer		0,75		0,85	0,85	1,00	0,85	0,95
Widerlager	0,90		1,00		1,35		1,00	1,19
Fundament	1,05		1,05		1,62		1,15	1,46

vorwiegend weiße Keupersandsteine verwendet und in Schwarzkalkmörtel mit Zementzusatz versetzt. Auf den nassen Endstrecken wurden die Gewölbe zum Teil aus Buntsandsteinquadern vom Schwarzwald gemauert.

Der Tunnel wurde mit 114 Zonen von 5,50 bis 10 m Länge in 22 Monaten gebaut. Bis 2,10 m über Schwellenoberkante wurde der Raum zwischen der Mauerwerk hinterkante und dem Gebirge mit Mörtelmauerwerk ausgefüllt und durch einen 5 cm starken Zementglattstrich mit Gefälle zu den Wasser-schlitzten in den Widerlagern abgedeckt. Der Raum zwischen Gewölbemauerwerk und Gebirge über Kämpferhöhe wurde satt mit Sandsteinbrocken ausgepackt. Auf der Blähstrecke wurde hinter den Widerlagern eine 15 cm starke Steinpackung ausgeführt. Abb. 8 zeigt den schwächsten Tunnelquerschnitt und den Querschnitt auf der Blähstrecke.

**IV. Baukosten.**

Die Baukosten des Tunnels haben insgesamt 1 404 649 R.-M. betragen, wovon 64 077 R.-M. auf die Portale entfielen.

**V. Verhalten des Bauwerks im Betriebe.**

a) Einflüsse des Wassers, des Frostes und der Rauchgase.

Das im östlichen Tunnelteil auf 170 m Länge, im westlichen Teil auf 150 m auf das Mauerwerk einwirkende, angesäuerte Sickerwasser hat zu-

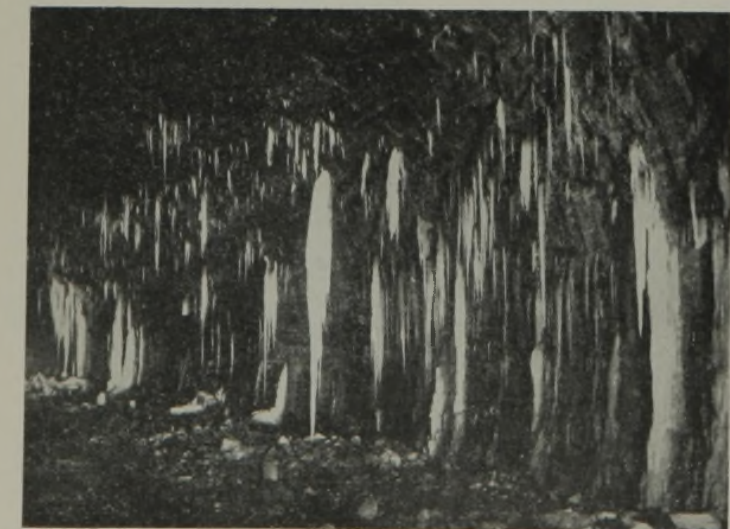


Abb. 6.



Abb. 7.



sammen mit den Rauchgasen und dem Frost die weichen Keupersandsteine im Lauf der Zeit stark angegriffen, den Mörtel zersetzt und ausgewaschen. Die Buntsandsteinquader haben sich besser gehalten. Durch die starke Eisbildung bei Frost wurden aber auch diese Steine in Mitleidenschaft gezogen.

Schon vier Jahre nach der Inbetriebnahme des Tunnels mußten die ersten zermürbten weißen Sandsteine herausgespitzt und durch Buntsandsteinquader ersetzt werden. Seither mußten jedes Jahr Mauerwerksausbesserungen vorgenommen werden. Die leeren Fugen wurden wiederholt mit Zementmörtel unter Traßzusatz verstrichen.

b) Wirkung der Blähungen.

Durch die Aufblähung der mit Anhydrit durchsetzten Mergelbänke in der Tunnelsohle wurde das rechts der Tunnelachse liegende Betriebsgleis angehoben. Wegen der ungleichmäßigen Belastung der Sohle durch die Widerlager war die Aufwölbung in der Tunnelachse am stärksten. Der linke Gleisstrang wurde mehr gehoben als der rechte. Die Blähstrecke beginnt in einer Entfernung von 200 m vom Westportal und endet 150 m vor dem Ostportal. In den ersten fünf Jahren nach Inbetriebnahme des Tunnels mußte das Gleis auf der Blähstrecke jedes Jahr um 20 cm abgesenkt werden. Mit der Zeit hat die Aufblähung nachgelassen. Die durchschnittliche jährliche Hebung des Gleises betrug im letzten Jahrzehnt 4 bis 6 cm, so daß das Gleis nur noch alle 3 bis 4 Jahre abgesenkt werden mußte. In Abb. 9 ist die Hebung des Gleises vom Jahre 1922 bis zum Jahre 1926 dargestellt. Im Jahre 1922 wurde das Gleis auf eine Länge von 500 m 50 mm unter Sollhöhe abgesenkt. Bis zum Jahre 1926 hatte es sich an einer Stelle um 279 mm, im Mittel etwa 150 mm gehoben. Im darauffolgenden Jahre wurde es wieder abgesenkt.

Durch die Blähung sind auch die in der Tunnelachse liegenden beiden Tunneldolen in der Nähe der Blähstrecke gehoben und zerstört worden. Die beiden Tunneldolen mußten daher schon mehrere Male erneuert werden.

Weiter ist das ganze Mauerwerk auf der Blähstrecke in die Höhe gehoben worden. Die Widerlager haben sich gegen die Tunnelachse verschoben. Die Hebung des Gewölbescheitels erstreckt sich auf eine Länge von 250 m und betrug im Jahre 1926 im Maximum in 445 m Entfernung vom Westportal 119 mm. Die Verengung des Lichtraumprofils betrug im Jahre 1926 im Maximum in 320 m Entfernung vom Westportal 92 mm.

Auf der Blähstrecke wurden ferner auch seitliche Verschiebungen des ganzen Mauerwerks teils nach links, teils nach rechts der Bahn festgestellt. Der größte Ausschlag nach links der Bahn beträgt in 245 m Entfernung vom Westportal 100 mm.

Schon kurze Zeit nach der Ausmauerung der ersten Zonen in der Blähstrecke hat man beobachtet, daß, sobald die Hebung des Gewölbescheitels infolge der Zusammenpressung der Steinpackung in dem Raum zwischen Mauerwerk und Gebirge nicht mehr möglich war, die Kanten an den Lagerfugen der Widerlagerquader absprangen. Die weichen Sandsteine waren dem starken Druck nicht gewachsen. Man ging deshalb dazu über, die Fundamente auf ein nachgiebiges Polster (Trockenmauerwerk aus Buntsandstein) zu setzen. Sobald sich in der Folge wieder Abprellungen an den Quaderkanten einstellten, wurden die Steinpackungen, die infolge der Zusammenpressung ihre Nachgiebigkeit verloren hatten, ausgewechselt. Gleichzeitig mit der Auswechslung der Steinpackungen wurden die Fundamentquader, sofern sie durch den Druck gesprungen waren, erneuert. Auf Abb. 4 u. 5 ist die

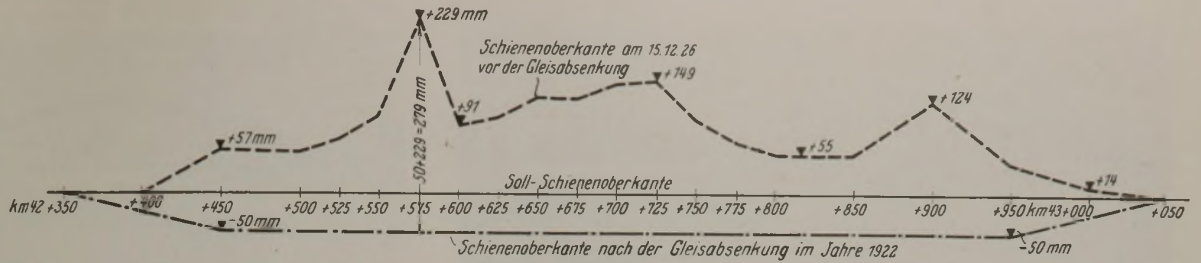


Abb. 9.

Unterbeugung der Widerlagerfundamente zu sehen, außerdem sieht man die Abprellung der Kanten des Widerlagermauerwerks und die zersprungenen Fundamentquader. Im ganzen stehen auf der Blähstrecke zu beiden Seiten der Tunnelachse 200 lfd. m Mauerwerk auf Steinpackungen, die früher alle zwei Jahre und seit 1896 alle drei bis vier Jahre ausgewechselt werden mußten.

VI. Unterhaltungskosten.

Seit der Inbetriebnahme des Tunnels im Jahre 1880 sind für den Einbau und die periodische Auswechslung der Packungen unter den Widerlagern, für Mauerwerksausbesserungen, Gleisabsenkungen, gelegentliche Wiederherstellung der Tunneldole und der Wasserpumpen samt Rohrleitungen bis zum Jahre 1914 insgesamt 66 700 R.-M. ausgegeben worden. Von 1915 bis 1923 sind Ausgaben in Höhe von rd. 26 900 R.-M. hinzugekommen. Von 1924 bis 1928 betragen die Unterhaltungskosten 37 100 R.-M. Der Unterhaltungsaufwand ist also entsprechend der zunehmenden Verschlechterung des baulichen Zustandes insbesondere auf den nassen Endstrecken von Jahr zu Jahr gestiegen. Bis 1928 sind für Unterhaltungszwecke im ganzen 130 700 R.-M. oder 9% der Baukosten ausgegeben worden. Vor dem Kriege betragen die Unterhaltungskosten jährlich etwa 2000 R.-M., in den letzten Jahren sind sie auf durchschnittlich etwa 5000 R.-M. angewachsen. Zur Oberflächenabführung des Niederschlagswassers in der

Zone Nr.	52	35	22	10	34	58	76	94	110	102	85	36	67	88	106	99	81	40	66	84	100	111	105	92	
Zonenlänge in m	70	72	72	75	94	98	93	95	82	99	98	98	95	95	45	62	104	99	89	92	97	74	2,7	82	
links u rechts der Tunnelachse	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
1896/97																									
97/98																									
98/99																									
1899/1900																									
00/01																									
01/02																									
02/03																									
03/04																									
04/05																									
05/06																									
06/07																									
07/08																									
08/09																									
09/10																									
10/11																									
11/12																									
12/13																									
13/14																									
14/15																									
15/16																									
16/17																									
17/18																									
19/19																									
20																									
21																									
22																									
23																									
24																									
25																									
26																									
27																									
1928																									
Zone Nr.	52	35	22	10	34	58	76	94	110	102	85	36	67	88	106	99	81	40	66	84	100	111	105	92	

Abb. 10.

westlichen und östlichen Talmulde sind außerdem in den Jahren 1927 und 1928 Sickerungen und Wasserabzuggräben mit einem Kostenaufwande von 16 000 R.-M. gebaut worden. Im Jahre 1928 wurde schließlich im Interesse der betriebssicheren Erhaltung des Bauwerks mit der gründlichen Dichtung und Entwässerung des Tunnels auf den nassen Endstrecken begonnen und ein Stück von 72 m Länge beim Ostportal mit einem Kostenaufwand von 72 300 R.-M. trockengelegt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau.

Von Reichsbahnrat Ernst, Berlin.

(Schluß aus Heft 38.)

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 7. Kennzahl 443 322. Verfasser: Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf-Berlin. Prof. Paul Bonatz, Stuttgart. Wayß und Freytag AG., Frankfurt (Main)-Stuttgart (Abb. 12).

„In der Hauptöffnung vollwandiger Bogenträger mit Zugband von 184,3 m Stützweite mit einem 23,5 m langen Kragarm in der Nebenöffnung. In der Nebenöffnung ein eingehängter doppelwandiger Blechträger von 47 m Stützweite, der sich auf der einen Seite auf den Kragarm des Bogen-





Abb. 12. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 7. Kennzahl 443 322.

trägers und auf der anderen Seite auf einen 4,7 m langen Kragarm des 22,8 m weit gestützten Kragträgers über der rechten Landöffnung stützt. Pfeilhöhe des doppelwandigen Bogens 27 m über Zugband, das rd. 4 m über den Auflagern liegt. Querträger mit Zugband vernietet. Stegblechhöhe im Scheitel des Bogens rd. 3,2 m, an den Auflagern 7 m. Stegblechhöhe in den Nebenöffnungen 3,5 m. Entfernung der Hauptträger der Bahnbrücke 10,3 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Entfernung der Hängestangen und Querträger in der Hauptöffnung 9,7 m, Entfernung der Querträger in den Nebenöffnungen 9,4 m bzw. 7,6 m. Bogen- und Fahrbahnwindverband.“

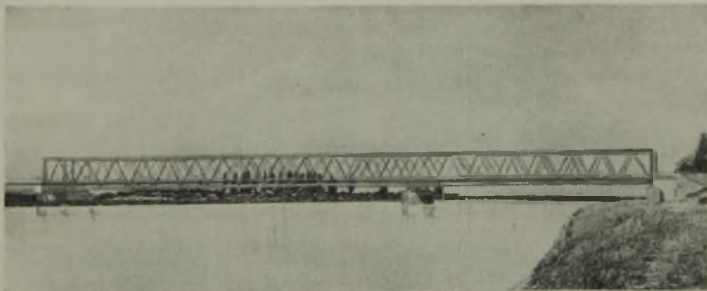


Abb. 13. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 32. Kennzahl 918 763.

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 32. Kennzahl 918 763. Verfasser: Flender AG. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Benrath (Rhein). Fritz August Breuhaus, Architekt B. D. A. Düsseldorf (Abb. 13).

„Über zwei Öffnungen durchlaufender Parallelfachwerkträger von 175,5 + 108 m Stützweite mit senkrechten Endabschlüssen. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Systemhöhe 14 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,8 m, der Straßenbrücke 10 m. Abstand der Querträger 13,5 m. Oberer und unterer Windverband.“

Im einzelnen wurden die Entwürfe vom Preisgericht noch wie folgt begutachtet:

„1. Bogenbrücken. Von den Bogenbrücken werden diejenigen aus ästhetischen Gründen bevorzugt, die auf beiden Seiten des Bogens eiserne Überbauten aufweisen. Die beste Linienführung und die technisch einwandfreiste Lösung bietet der Entwurf Nr. 10 (Abb. 4 u. 5). Der Entwurf Nr. 66 (Abb. 6 u. 7) steht dem Entwurf Nr. 10 in der Linienführung sehr nahe, er ist aber technisch nicht so einwandfrei, namentlich in bezug auf die Ausbildung der Überbauten in der Nebenstromöffnung. Von den Bogenbrücken wird der Entwurf Nr. 37 (Abb. 10) mit 1000 R.-M. zum Ankauf empfohlen, weil er trotz der Überbrückung der linken Landöffnung mit einem massiven Bauwerk eine sehr schöne und klare Linienführung zeigt. Auch der zum Ankauf mit 500 R.-M. empfohlene Entwurf Nr. 7 (Abb. 12) übertragt in schönheitlicher Beziehung und in konstruktiver Hinsicht die übrigen, in die engste Wahl gekommenen Bogenträger.“

2. Balkenbrücken. Die Entwürfe Nr. 13 (Abb. 8) und 117 (Abb. 9), die über den beiden Stromöffnungen in gleicher Höhe durchlaufende Träger zeigen, und keine Pfosten aufweisen, werden wegen ihrer schlichten Linienführung und wegen ihrer großen Wirtschaftlichkeit den zum Ankauf empfohlenen Bogenbrücken vorgezogen und mit dem dritten und vierten Preis ausgezeichnet. Der Entwurf Nr. 13 erhält wegen der geringeren Trägerhöhe den Vorzug vor dem Entwurf Nr. 117. Der Entwurf Nr. 32 (Abb. 13) kommt den vorstehend genannten Entwürfen sehr nahe, steht ihnen aber wegen der senkrechten Endabschlüsse etwas nach. Von den übrigen in die engste Wahl gekommenen Balkenträgern ist der Entwurf Nr. 5 (Abb. 11) der ansprechendste.“

Von den acht neben den vorgenannten Entwürfen in die engste Wahl gekommenen Entwürfen zeigen fünf ähnlich den mit den beiden ersten Preisen ausgezeichneten Entwürfen in der Hauptöffnung Bogenträger und Blechbalkenträger in der Nebenöffnung, während bei drei Entwürfen Parallelfachwerkträger ähnlich den Abb. 8 u. 9 vorgeschlagen werden. Sie

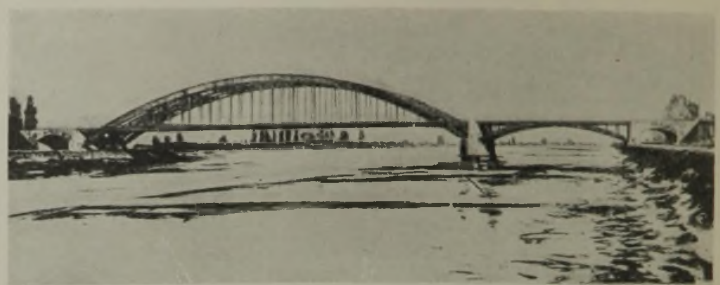


Abb. 14. Entwurf Nr. 42. Kennzahl 533 335.

stehen den preisgekrönten und angekauften Entwürfen so nahe, daß auf ihre Wiedergabe und Beschreibung hier verzichtet werden kann. Die Verfasser der fünf erstgenannten Entwürfe sind: Entwurf Nr. 15: Dipl.-Ing. Th. Renz, Regierungsbauführer Offenburg. Dipl.-Ing. Karl Hennemann, Regierungsbauführer, Offenburg. Entwurf Nr. 29: Prof. Dr.-Ing. Gaber, Technische Hochschule Karlsruhe, mit Prof. Dr.-Ing. ehr. Läger, Architekt, Karlsruhe, und H. Honnef, Dinglingen. Entwurf Nr. 79: Gutehoffnungshütte AG. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rhld.) und Philipp Holzmann AG. Frankfurt (Main). Entwurf Nr. 99: Dipl.-Ing. Karl Fritsch und Manfred Dörr als Architekt, Mannheim und Entwurf Nr. 110: Oberbaurat A. Brauer, Berlin-Wilmersdorf mit Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Fr. Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Die Entwürfe mit Balkenträgern wurden eingereicht von: Entwurf Nr. 6: Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf-Berlin, Prof. Paul Bonatz, Stuttgart. Entwurf Nr. 53: Boerner & Freytag AG., Frankfurt (Main)-Stuttgart. Entwurf Nr. 57: Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin, mit H. Honnef, Heidelberg.

Von den nicht in die engste Wahl gekommenen Entwürfen seien noch einige bemerkenswerte Arbeiten angeführt.

Entwurf Nr. 42. Kennzahl 533 335. Verfasser Dipl.-Ing. Hans Atzenbeck, Architekt, München. Dipl.-Ing. Hans Bayer, Obergeringieur (Abb. 14).

Die große Öffnung ist mit vollwandigen Bogenträgern von rd. 182 m Stützweite über der Fahrbahn und die kleine mit Vollwandbogenträgern von rd. 71 m Stützweite unter der Fahrbahn überspannt. Beide Bogen sind mit in Fahrbahnhöhe liegenden Zugbändern versehen. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,66 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Stegblechhöhe des großen Bogens rd. 3,5 m, des kleinen Bogens rd. 1,5 m. Der waagerechte Schub der Bogen soll z. T. auf den Baugrund übertragen, z. T. von den Zugbändern aufgenommen werden. Zu diesem Zweck werden in den beiden Uferpfeilern einarmige, senkrechte Hebel als Bogenwiderlager eingebaut, deren obere Enden durch die Zugbänder mit dem durch einbetonierte Fachwerkträger verstärkten Stropfpfeiler verbunden werden. Die Längen der Hebelarme sollen so gewählt werden, daß die geringen Ausschläge der Druckresultierenden im Strom- und in den Uferpfeilern bei den ungünstigsten Belastungen nach beiden Seiten gleich groß sind.

Der in schönheitlicher Hinsicht sehr ansprechende Entwurf mußte aus der Preisverteilung und Ankaufempfehlung ausscheiden, da er bezüglich der Aufnahme der Bogenschübe den Bedingungen widersprach.



Abb. 15. Entwurf Nr. 76. Kennzahl 0 028 000.

Entwurf Nr. 76. Kennzahl 0 028 000. Verfasser: Bruno Schulz, Regierungsbaumeister a. D., Berlin-Grunewald. Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf (Abb. 15).

In beiden Öffnungen sind biegeunflexible Bogenträger in steifer Verbindung mit biegeunflexiblen, in Fahrbahnhöhe liegenden Zugbalken (Bogenrahmenträger) vorgesehen. Hängestangen in rd. 10 m Entfernung verbinden Bogen und Balken, die zusammen die Biegemomente aufnehmen. Stützweiten 177 + 96 m, Pfeilhöhen 22 + 12 m, Höhe der



Bogenträger 3,5 + 2,5 m, der Balkenträger rd. 2 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,8 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Ein Vergleich mit den Abb. 4 u. 6 zeigt, daß die oben mitgeteilte Ansicht des Preisgerichts hinsichtlich der Lösung mit Bogenträgern über der Fahrbahn in beiden Öffnungen richtig ist.



Abb. 16. Entwurf Nr. 25. Kennzahl 710 000.

Entwurf Nr. 25. Kennzahl 710 000. Verfasser: Gutehoffnungshütte AG. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rhld). Philipp Holzmann AG., Frankfurt (Main) (Abb. 16).

In der Hauptöffnung vollwandiger trapezförmiger Steifrahmen mit Zugband von 184,8 m Stützweite, der auf einem Kragarm von 16,6 m Länge in der Nebenöffnung doppelwandige Blechträger von 58,1 m Stützweite trägt. Die linke Uferöffnung ist mit 40 m weit gespannten

15,4 m. Von der Straßenfahrbahn aus ist in den Seitenöffnungen kein freier Ausblick möglich. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

Entwurf Nr. 108. Kennzahl 124 000. Verfasser: Zivilingenieur W. Maelzer, Berlin-Wilmersdorf. Architekt Josef Reuter, Berlin-Friedenau (Abb. 17).

Unter Einbeziehung der linken Landöffnung über drei Öffnungen durchlaufender doppelwandiger Blechträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Der Träger ist durch einen in der Hauptöffnung bogenförmigen, in den Seitenöffnungen geraden und nach den Enden abfallenden Stabzug versteift. Über den Auflagern ist der Stabzug biegefest an den Versteifungsträger angeschlossen. Stützweiten 37 + 179 + 80,5 m. Pfeilhöhe des Stabbogens von Mitte Bogen bis Mitte Versteifungsträger 22,5 m. Höhe des Stabbogens über Oberkante des Versteifungsbalkens am Strom- und linken Uferpfeiler 3,5 m, an den Endauflagern 2,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,56 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Abstand der Hängestangen rd. 6 m. Höhe des Versteifungsträgers 3,5 m. Die Untergurte sind an den Mittelstützen herabgezogen. Die Mitte des Versteifungsträgers liegt rd. 9 m über den Auflagern. Unterer Windverband. Oberer Verband nur in der Mittelöffnung. Baustoff St Si. Von der Straßenfahrbahn aus ist kein freier Ausblick vorhanden.

Damit sei die Erörterung des Ergebnisses der drei Skizzenwettbewerbe abgeschlossen. Die überaus rege Beteiligung, die die Wettbewerbe sowohl seitens der Brückenbauanstalten als auch bei Einzelpersonen gefunden haben, hat eine große Zahl recht beachtenswerter Vorschläge für die drei neuen Rheinbrücken geschaffen. Ob einer von diesen und gegebenenfalls welcher der nunmehr erforderlichen Bearbeitung der Sonderentwürfe zugrunde gelegt werden wird, kann erst nach eingehenden Unter-

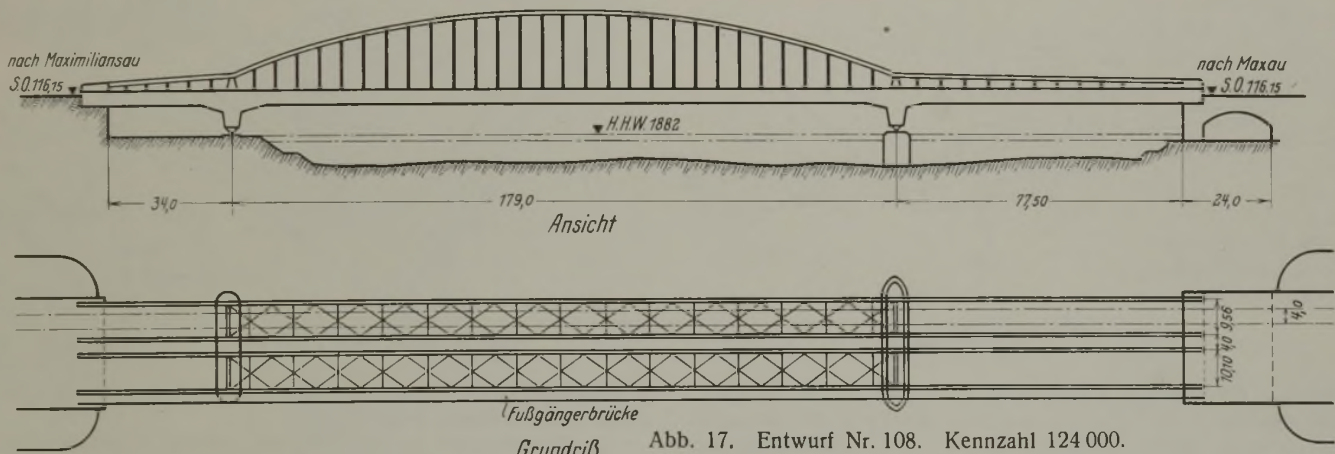


Abb. 17. Entwurf Nr. 108. Kennzahl 124 000.

Blechträgern ähnlich der Nebenöffnung überbrückt. Pfeilhöhe des Trapezträgers 26,75 m über Zugband, das rd. 5 m über den Auflagern liegt. Die Stegblechhöhe der Hauptträgerstreben verjüngt sich von 8 m an den Auflagern bis auf 4 m im waagerechten Teil. Stegblechhöhe des Überbaus in der Nebenöffnung 4,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahn- und Straßenbrücke 9,8 m. Abstand der Hängestangen und Querträger

suchungen entschieden werden, da hierbei u. a. auch die bei den Wettbewerben in den Hintergrund getretene Frage der Wirtschaftlichkeit stärker berücksichtigt werden muß. Zum Schluß bleibt noch zu wünschen übrig, daß der Bau dieser wichtigen Bindeglieder zwischen der Pfalz und dem rechtsrheinischen Deutschland nicht durch Einspruch der Besatzungsbehörde verzögert wird.

### Der internationale Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona.

Allgemeine Verhältnisse und Besprechung des mit dem ersten Preise gekrönten Entwurfes des Ingenieurs Bjørn Petersen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Anker Engelund, Kopenhagen.

Bei dem im Jahre 1927 ausgeschriebenen internationalen Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona erhielt von 54 eingegangenen Entwürfen den höchsten Preis von 40 000 Pesetas der Entwurf „El Puerto del Mediterraneo“ des Ingenieurs und Unternehmers Chr. Bjørn Petersen, Kopenhagen.<sup>1)</sup>

Die außerordentlich große und fesselnde Aufgabe hat seinerzeit, wie schon aus der regen Beteiligung am Wettbewerb hervorgeht, in der ganzen technischen Welt lebhaftes Interesse erregt.

Das zur Verfügung stehende Gelände — heute Ackerland — ist durch das Mittelmeer, den Llobregatfluß und die Eisenbahnlinie Madrid—Barcelona, die sogenannte M. Z. A.-Linie, begrenzt, im übrigen war den Bewerbern bezüglich der Anordnung der Hafenbecken und Gleisanlage freie Hand gelassen.

Die Hauptaufgaben sind die Gestaltung des Vorhafens mit seinen Deckwerken sowie des Innenhafens mit für die verschiedenen Zwecke eingerichteten Hafenbecken. Es sollen ein Handelshafen mit Becken für die verschiedenen Waren wie Kohlen, Getreide, Lebensmittel u. dergl., ein Industriehafen mit besonderen Becken für maritime Industrien, Schiffs-

werten, Trockendocks usw., sowie ein besonderer Hafen für feuergefährliche Güter wie Öl, Benzin und ähnliche Stoffe und schließlich ein Quarantänehafen sowie Hafenbecken für das Hafenumschlagmaterial eingerichtet werden.

Eine so umfangreiche Hafenanlage erfordert selbstverständlich ein weitverzweigtes Eisenbahn- und Straßennetz mit Entwässerungsanlagen, Wasser- und Elektrizitätsversorgung. Die Kaie werden mit Speichern, Magazinen, Silos, Gefrierhäusern usw., sowie mit Kranen und sonstigen mechanischen Hilfsmitteln verschiedener, den besonderen Zwecken abgepaßter Bauart versehen.

Bei dem Entwerfen des Hafens und ganz besonders seiner Deckwerke sind namentlich zwei Umstände in Betracht zu ziehen, nämlich die vorherrschenden Windströmungen und die Materialwanderung. Die heftigsten Stürme kommen von Ost, aber auch die von Süd wehenden Stürme sind gefährlich; — die zwei entscheidenden Windrichtungen bilden einen Winkel von etwa 90° zueinander, so daß es sehr schwierig wird, den Hafen genügend zu decken, um so mehr, als erhebliche Materialwanderungen in Betracht zu ziehen sind. Für die letzteren ist vor allem der Wind entscheidend, während der nicht besonders kräftige Strom in zweiter Linie steht. Die resultierende Materialwanderung geschieht im allgemeinen von NO nach SW, da Stürme von NO die größte Macht

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1929, Heft 5.



haben; — die Materialwanderung bildete von alters her stets eine Gefahr für den Hafen.

Früher reichte das Mittelmeer über das Gebiet hinein, auf dem der Freihafen anzulegen ist, und das Meer deckte auch einen großen Teil des Geländes, auf dem die Stadt Barcelona jetzt liegt. Der Berg Montjuich bildete ein Vorgebirge zwischen zwei großen Buchten, die vorzügliche, natürliche Ankerplätze für die Schiffe darboten. Im Laufe der Zeit hat das Land sich bedeutend in das Meer hinausgeschoben, indem Ablagerungen die Buchten aufgefüllt haben, wodurch etwa 15 000 ha neuen Landes entstanden sind.

Der Erdboden der Freihafenfläche besteht hauptsächlich aus Ablagerungen von Sand und Lehm, teilweise mit weicheren Schichten bis zu erheblicher Tiefe; das Ausgraben von Hafenbecken wird daher keine besonderen Schwierigkeiten verursachen.

Die Fläche, auf der der Freihafen den Bedingungen des Wettbewerbes gemäß anzulegen ist, liegt zwischen dem Llobregatfluß, der Eisenbahnlinie Barcelona—Villeneuve und dem Mittelmeer (Abb. 1 u. 2). Sie ist etwa 1130 ha groß; hiervon muß der Raum für einen Spazierweg entnommen werden, der längs der Küste des Mittelmeers führt und teils am Llobregatfluß entlang, teils über die Eisenbahnlinie zwecks Verbindung mit Barcelona fortgesetzt werden soll.

Die gesamte Hafenanlage umfaßt außer obiger Fläche, wo der eigentliche Hafen — der Innenhafen — anzulegen ist, einen ansehnlichen, von Wellenbrechern gedeckten Vorhafen.

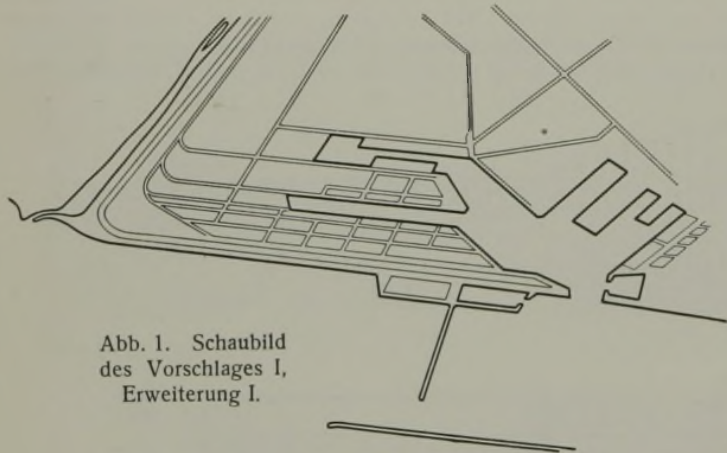


Abb. 1. Schaubild des Vorschlags I, Erweiterung I.

Der Verfasser der preisgekrönten Lösung „El Puerto del Mediterraneo“ ist bestrebt gewesen, die Vorteile aufrechtzuerhalten, die bezüglich Besegelung, Erweiterungsmöglichkeiten usw. für den Handelshafen Barcelonas bereits vorhanden sind. Die östlichen Deckwerke des vorgeschlagenen Freihafens bilden eine Fortsetzung des bereits für den Handelshafen vorhandenen Wellenbrechers, derart, daß der Handelshafen sich schon dadurch erweitern läßt, daß neue Pier von der Küste hinausgebaut werden, wobei der Handelshafen durch den verlängerten östlichen Wellenbrecher und einen neu zu erbauenden südlichen Hafendamm geschützt wird.

Der Entwurf enthält vier Vorschläge, jeder mit verschiedenen Erweiterungsstufen. In sämtlichen Vorschlägen ist besonders berücksichtigt, daß der Hafen einstweilig mit einer verhältnismäßig bescheidenen Größe gebaut werden kann, um sich nach und nach entwickeln zu können, ohne dem Betriebe des vorhandenen Hafens hinderlich zu werden.

Der Vorhafen hat eine Wasserfläche von etwa 250 bis 300 ha, etwas verschieden bei den einzelnen Vorschlägen. Ostwärts wird der Hafen von einem Wellenbrecher begrenzt, der sich dem bereits vorhandenen östlichen Wellenbrecher anschließt — südwärts von einem vom Lande ausgehenden Hafendamm. An den südlichen Hafendamm wird ein besonderer Hafen für brennbare Güter gelegt; dieser liegt somit außerhalb des eigentlichen Hafens, jedoch durch die Deckwerke geschützt. Der Benzinhafen kann, falls ein Tankdampfer leck werden sollte, mittels Stahlpontons abgesperrt werden.

Für die Wellenbrecher sind mehrere Vorschläge ausgearbeitet worden. Da die Wassertiefe, auf der die Hafendämme zu bauen sind 15 bis 20 m beträgt und die Beeinflussung der Wellen hier erfahrungsgemäß eine sehr bedeutende sein kann, hat der Verfasser dem Bau dieser Wellenbrecher besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Wie ersichtlich, ist der Gesichtspunkt maßgebend gewesen, daß die Bauteile, aus denen die Wellenbrecher erbaut werden sollen, möglichst groß sein und die volle Breite des Hafendammes haben müssen, derart, daß keine Längsfugen entstehen; ferner daß die Verbindung der einzelnen Bauteile unter sich sowie mit dem Boden möglichst wirksam sein soll, damit ein kontinuierliches Bauwerk geschaffen wird, das imstande ist, den kräftigen Angriffen der Wellen Widerstand zu leisten.

Die Wellenbrecher sind aus hohlen Eisenbetonelementen gebaut, die an Ort und Stelle bugsiert, dort auf einen Unterbau aus natürlichen Steinen gesenkt und mit Beton, Steinen und Sand gefüllt werden. Die Elemente werden entsprechend dem Fortschritt des Baues des Hafendammes eins vor dem anderen angeordnet. Unter Berücksichtigung der mit dem Planieren der Unterlage hier an der freien Küste verbundenen Schwierigkeiten sind die Elemente in besonderer Weise gestaltet, so daß das Planieren auf ein Mindestmaß beschränkt wird.

Die Konstruktionen sind derart ausgebildet, daß Schiffe an der Innenseite der Hafendämme anlegen können, ein Umstand, der sicher hier im Vorhafen zum Freihafen Barcelonas von Belang sein wird.

Die Baukosten der Wellenbrecher auf rd. 20 m Wassertiefe werden sich auf 20 000 Pesetas für 1 lfd. m stellen.

Der Binnenhafen zerfällt in einen besonderen Handelshafen, einen Industrieboden, Hafenbecken für Werften mit Docks und Hellingen usw.; es sind besondere Hafenbecken mit Kaien für Kohlen eingerichtet, und es sind ferner besondere Kaie für Getreide mit Silos, Mühlen und dazu-

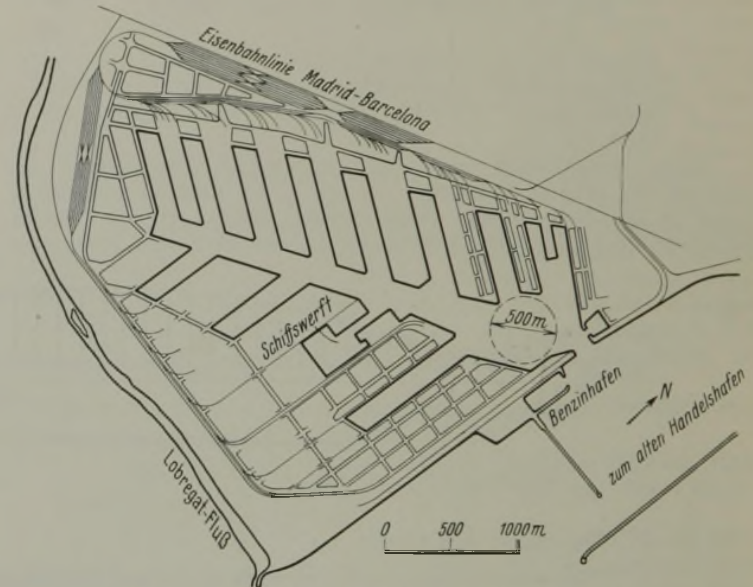


Abb. 2. Plan des Vorschlags I, Erweiterung II.

gehörigen Anlagen vorgesehen. Zwecks Aufbewahrung von Lebensmitteln werden Gefrierhäuser eingerichtet.

Im Handelshafen ist die Tiefe der äußersten Becken 12 m; bei den inneren Becken läßt sich die Tiefe etwas verringern, etwa auf 10 m. In den Industriebecken sind für die Tiefe die von den verschiedenen Industrien gestellten Ansprüche maßgebend.

Für die Kaie des Handelshafens sind sowohl einstöckige als zweistöckige Speicher sowie sechsstöckige Magazine in Aussicht genommen. Die Speicher und die Magazine werden in Eisenbeton mit Ausfüllung von Mauerwerk ausgeführt und auf Eisenbetonpfählen gegründet; Getreidesilos und Mühlen sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

Der Hafen ist mit Kranen und mechanischen Fördereinrichtungen ausgerüstet (Abb. 3), mittels deren die Schiffe möglichst schnell abgefertigt werden sollen, damit ihre Liegezeit auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Es sind hier verschiedene Typen sowohl gewöhnlicher Kaikrane als von Sonderkränen für schweres Gut, Kohlenkrane und schließlich verschiedene Systeme von Werftkränen in Aussicht genommen.

Für die Kaie hat in Anbetracht der Bodenverhältnisse der Verfasser teils solche Konstruktionen vorgeschlagen, die unter Trockenlegung ohne Ausgrabung bis zur vollen Tiefe ausgeführt werden können, teils auch solche, die erst gebaut werden können, nachdem das Hafenbecken ausgebaggert ist; unter diesen Umständen haben sowohl Eisenbetonspundwände wie auch Eisenbetonsenkboxen (Abb. 4) Verwendung gefunden. Die Baukosten werden sich auf 3000 bis 5000 Pesetas für 1 lfd. m stellen.

Wie bereits angeführt, wird die Freihafenfläche auch durch die Eisenbahnlinie Barcelona—Villeneuve begrenzt, und zwar derart, daß der Verkehr zwischen Barcelona und dem Freihafen über oder unter diese Eisenbahnlinie geführt werden muß, die mit dem vorhandenen Hafenbahnhof die Eisenbahnverbindung des jetzigen Handelshafens bildet.

Der Verfasser hat Estacion Casa Antunez erweitert, und der Hafenbahnhof des Freihafens ist in der Verlängerung dieses Bahnhofes angelegt, derart, daß die Grenze des Freihafens zwischen diesen beiden Bahnhöfen liegt. Da die Eisenbahngleise von Estacion Casa Antunez nach beiden Seiten etwas ansteigen, hat der Verfasser die Bahnhofsgleise gehoben, was ohne größere Änderungen der Linie geschehen konnte und wodurch ermöglicht worden ist, daß die zwischen Barcelona und dem Freihafen



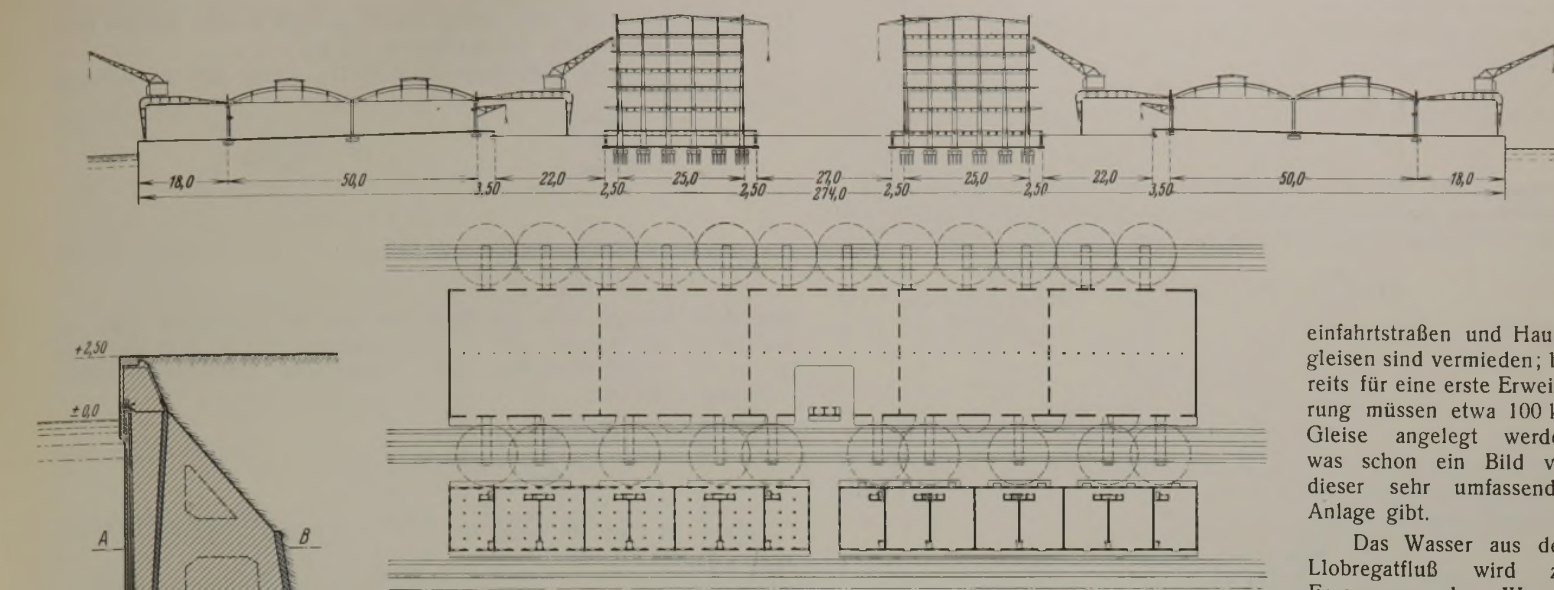


Abb. 3. Querschnitt und Plan eines breiten Piers.

anzulegenden Verkehrswege unter die Eisenbahnlinie geführt werden können. Die schmalspurige Eisenbahnlinie für die Zufuhr der Landwirtschaftserzeugnisse aus den Ackerbaubezirken hat der Verfasser nicht in das Freihafengebiet hineingeführt, was ohne Zweifel die Gleisanlage gar zu sehr komplizieren würde, ohne daß sich dementsprechende Vorteile dadurch erzielen ließen; dagegen ist eine Umladestation in Verbindung mit Estacion Casa Antunez vorgesehen. Der Hafenbahnhof ist einseitig angelegt, so daß eine Rangierrampe zwecks Rangierens ein- und ausfahrender Güter bei Trennung der beiden Transportrichtungen vorhanden ist.

Die Promenade „El Paseo Marítimo“ muß gemäß den im Wettbewerb festgesetzten Bedingungen über die Einfahrt zum Binnenhafen geführt werden. Es muß hier eine Verbindung hergestellt werden, die der Schifffahrt keineswegs hinderlich wird, während zugleich die Kontinuität der „El Paseo Marítimo“, die einen unvergleichlich herrlichen Spazierweg längs der Küste des Mittelmeers bietet, nach jeder Richtung hin berücksichtigt wird.

Der Verfasser hat hierzu mehrere Vorschläge angegeben, teils feste Hochbrücken mit einer freien Höhe unter der Brücke von etwa 60 m, teils Hubbrücken, die nur bewegt werden sollen, wenn besonders große Schiffe durchfahren sollen, teils Hängefähren und schließlich Tunnelvorschläge.

Die billigste Lösung bildet ohne Zweifel eine Hängefähre, doch dürfte diese Lösung nicht befriedigen. Ein Tunnel ist vom Standpunkte der Schifffahrt aus ideal, besitzt jedoch für den Verkehr auf „El Paseo Marítimo“ gewisse Mängel. Bei einer Hochbrücke ist eine sehr erhebliche Steigung zu überwinden, während eine Hubbrücke den Verkehr land- und seewärts gewissermaßen voneinander abhängig macht.

In den Kostenanschlägen sind die Kosten für den billigsten, ersten Ausbau auf rd. 75 Mill. Pesetas veranschlagt, wobei der Verfasser von der Voraussetzung ausgegangen ist, daß die Wellenbrecher gleich von Anfang an in einer dem vollständigen Ausbau entsprechenden Ausdehnung ausgeführt werden sollen. Die Kosten des vollständigen Ausbaues betragen rd. 500 Mill. Pesetas.

einfahrtstraßen und Hauptgleisen sind vermieden; bereits für eine erste Erweiterung müssen etwa 100 km Gleise angelegt werden, was schon ein Bild von dieser sehr umfassenden Anlage gibt.

Das Wasser aus dem Lobregatfluß wird zur Erneuerung des Wassers in den Hafenbecken benutzt.

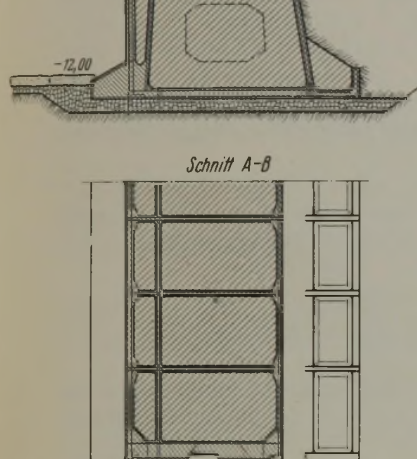


Abb. 4. Kaikonstruktion auf 12 m Wassertiefe.

Am Hafenbahnhof werden die Züge nach den Sekundärbahnhöfen rangiert, die für die verschiedenen Zwecke und für jeden einzelnen Pier angelegt sind.

Schienenkreuzungen zwischen den zum Hafen führenden Haupt-

### Zur genauen Theorie der Hängebrücken.

Von Dr. techn. J. Fritsche, a. o. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule Prag.

Die großen Formänderungen, die eine versteifte Hängebrücke unter der Wirkung einer Nutzlast erleidet, lassen es wünschenswert erscheinen, eine in der Baustatik übliche Voraussetzung fallen zu lassen, die darin besteht, daß die Formänderungen im Verhältnis zu den Querschnittsgrößen klein höherer Ordnung sind und deshalb bei der Berechnung der

vielmehr nur durch probeweises Einsetzen von Näherungswerten in die entsprechende Bedingungsgleichung ermittelt werden kann. In einem Aufsätze der Z. A. M. M. vom Februar 1928 hat S. Timoschenko zur Lösung dieser Aufgabe Fourriersche Reihenentwicklungen herangezogen, um besonders bei teilweiser Belastung des Versteifungsträgers mit Nutzlast das lästige Berechnen von Integrationskonstanten zu vermeiden. Timoschenko benutzt zur Berechnung der Konstanten  $b_n$  der Fourrierschen Reihe für die lotrechte Teilverschiebung  $\eta$  des Versteifungsträgers (Abb. 1) das bekannte Verfahren von Ritz, das wiederum auf dem Dirichletschen Prinzip vom Minimum des Energieinhaltes der Gleichgewichtslage eines elastischen Systems beruht. Man kann diesen Umweg der Berechnung vermeiden, wenn man die Belastungsfunktion  $p(x)$  selbst auf bekannte Weise in eine Fourriersche Reihe entwickelt; das Fourier-Integral leistet dann unmittelbar dasselbe, was man mit Hilfe des Verfahrens von Ritz erst durch längere Rechnung bekommt.

Nimmt man an, daß sich die ständige Last  $g$  ganz in das Seil einträgt, und bezeichnet man mit  $H_g$  die waagerechte Teilkraft des Seilzuges, dann ist die Gleichgewichtslage des Seiles bestimmt durch

$$H_g \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -g, \text{ daraus } y = \frac{g}{2l} \cdot x(l-x).$$

Die Nutzlast  $p$  spaltet sich in einen Teil  $q$ , der Längskräfte im Seil erzeugt, und einen Teil  $p-q$ , der den Versteifungsträger verbiegt. Es ist

$$(H_p + H_g) \frac{d^2(y+\eta)}{dx^2} = -(g+q),$$

durch die Nutzlast hervorgerufenen Spannungen vernachlässigt werden können. Eine genauere Theorie, die diese Formänderungen zu berücksichtigen hat, ist zuerst von Melan aufgestellt worden und bildete die Grundlage für die Berechnung der großen amerikanischen Hängebrücken. Die zahlenmäßige Auswertung der Melanschen Formeln ist insofern etwas zeitraubend, als für die durch die Nutzlast hervorgerufene waagerechte Teilkraft des Seilzuges keine geschlossene Lösung angegeben wird, diese

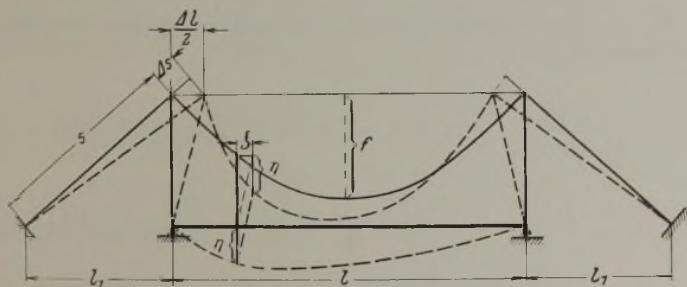


Abb. 1.

Alle Rechte vorbehalten.



und daraus, wenn man  $\frac{H_p}{H_g} = \beta$  bezeichnet:

$$q = \beta g - H_g(1 + \beta) \frac{d^2 \eta}{dx^2},$$

$$p - q = p - \beta g + H_g(1 + \beta) \frac{d^2 \eta}{dx^2}.$$

Vernachlässigt man die Längenänderung der Hängestangen, dann ist  $\eta$  zugleich die lotrechte Verschiebung des Versteifungsträgers, und die Differentialgleichung seiner elastischen Linie mit  $EJ$  als Biegesteifigkeit lautet:

$$EJ \cdot \frac{d^4 \eta}{dx^4} = p - \beta g + H_g(1 + \beta) \frac{d^2 \eta}{dx^2},$$

oder mit

$$\frac{H_g}{EJ}(1 + \beta) = k^2:$$

$$\frac{d^4 \eta}{dx^4} - k^2 \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \frac{p - \beta g}{EJ}.$$

Das Belastungsglied kann nun, ganz gleichgültig ob  $p(x)$  stetig oder unstetig über die Spannweite  $l$  verteilt ist, nach einer Fourierschen Reihe entwickelt werden; es ist

$$p(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_1^\infty \left( a_n \cos \frac{n \pi x}{l} + b_n \sin \frac{n \pi x}{l} \right),$$

wobei

$$a_n = \frac{1}{l} \int_0^{2l} p(x) \cos \frac{n \pi x}{l} \cdot dx, \quad b_n = \frac{1}{l} \int_0^{2l} p(x) \sin \frac{n \pi x}{l} \cdot dx.$$

Ist  $p$  eine über die Strecke  $2c$  gleichmäßig verteilte Streckenlast, und ist die Lastmittellinie um den Betrag  $u$  von dem linken Ende des Versteifungsträgers entfernt (Abb. 2), dann bekommt man, wenn man mit

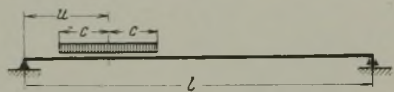


Abb. 2.

Rücksicht auf die Randbedingungen  $p(x)$  in eine sin-Reihe entwickelt:

$$a_n = 0, \quad b_n = \frac{2}{l} \int_{u-c}^{u+c} p \sin \frac{n \pi x}{l} \cdot dx = -\frac{2pc}{l} \cdot \frac{l}{n\pi c} \left[ \cos \frac{n \pi x}{l} \right]_{u-c}^{u+c}$$

$$p(x) = \frac{4pc}{l} \sum_1^\infty \frac{\sin \frac{n \pi c}{l}}{n \pi c} \sin \frac{n \pi u}{l} \sin \frac{n \pi x}{l}.$$

Daraus bekommt man den Ausdruck für eine Vollbelastung mit  $\beta g$ , wenn man statt  $p$  den Wert  $\beta g$  setzt,  $u = \frac{l}{2}$ ,  $c = \frac{l}{2}$ :

$$\beta g = 4 \beta g \sum_1^\infty \frac{1}{n \pi} \sin^2 \frac{n \pi}{2} \sin \frac{n \pi x}{l},$$

und die Differentialgleichung für  $\eta$  lautet nun:

$$(1) \quad \frac{d^4 \eta}{dx^4} - k^2 \frac{d^2 \eta}{dx^2} = \frac{4}{EJ} \sum_1^\infty b_n \sin \frac{n \pi x}{l},$$

wenn

$$b_n = \frac{1}{n \pi} \left( p \sin \frac{n \pi c}{l} \sin \frac{n \pi u}{l} - \beta g \sin^2 \frac{n \pi}{2} \right) = \frac{1}{n \pi} \cdot \bar{b}_n.$$

Auch der Fall einer Einzellast  $P$  ist auf diese Weise wenigstens mit guter Annäherung zu erledigen. Läßt man  $c$  unbegrenzt abnehmen, bis es sich der Grenze Null nähert, dann wird

$$\left( \frac{\sin \frac{n \pi c}{l}}{n \pi c} \right)_{c \rightarrow 0} = 1, \quad (2pc)_{c \rightarrow 0} = P$$

und  $P$  im Abstände  $u$  von der linken Stütze stellt sich analytisch durch folgende Reihe dar:

$$P = \frac{2P}{l} \sum_1^\infty \sin \frac{n \pi u}{l} \sin \frac{n \pi x}{l}.$$

Da man die Funktion  $P = f(x)$  nicht berechnen will, hat es nichts auf sich, wenn auch obige Reihe nicht konvergiert;<sup>1)</sup> damit wird

$$b_n = \frac{1}{n \pi} \left( \frac{P n \pi}{2l} \sin \frac{n \pi u}{l} - \beta g \sin^2 \frac{n \pi}{2} \right).$$

<sup>1)</sup> Über die Summierbarkeit derartiger Reihen findet alles Nähere in dem Buche von K. Knopp: Theorie und Anwendungen der unendlichen Reihen. Berlin 1922. Verlag von Julius Springer.

Die weitere Rechnung kann nun genau so geführt werden, wie bei einer Streckenlast  $p$  innerhalb der Grenzen  $u - c$  bis  $u + c$ .

Die Lösung der Differentialgleichung (1) ergibt sich auf bekannte Weise mit

$$\eta = \frac{4}{EJ} \sum_1^\infty \frac{b_n}{\frac{n^4 \pi^4}{l^4} + k^2 \cdot \frac{n^2 \pi^2}{l^2}} \sin \frac{n \pi x}{l} + A \cos kx + B \sin kx + Cx + D.$$

Die vier Randbedingungen für  $\eta$  verlangen

$$(\eta)_{x=0} = (\eta)_{x=l} = 0, \quad (\eta'')_{x=0} = (\eta'')_{x=l} = 0.$$

Aus dem Ansatz einer sin-Reihe für das Belastungsglied folgt, da das partikuläre Integral die Randbedingungen bereits befriedigt, daß  $A = B = C = D = 0$  werden muß. Nach einer einfachen Zwischenrechnung erhält man

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= \frac{4l^4}{EJ\pi^5} \sum_1^\infty \frac{1}{n^5 + n^3 \alpha(1 + \beta)} \\ &\left( p \sin \frac{n \pi c}{l} \sin \frac{n \pi u}{l} - \beta g \sin^2 \frac{n \pi}{2} \right) \sin \frac{n \pi x}{l}, \end{aligned} \right.$$

darin bedeutet

$$\alpha = \frac{H_g l^2}{\pi^2 EJ}.$$

Diesen Ausdruck für  $\eta$  hat mit kleinen Abänderungen S. Timoschenko angegeben. Damit ist  $\eta$  und auch  $M = -EJ\eta''$  bekannt, wenn sich  $\beta$  angeben läßt. Die Berechnung von  $\beta$  bzw. von  $H_p$  ist nun der wichtigste Teil der zu lösenden Aufgabe. Bezeichnet man die waagerechte Teilverschiebung des Seiles mit  $\xi$ , dann sind die Koordinaten des verformten Seiles  $y + \eta$  bzw.  $x + \xi$ . Das Längendifferential  $ds$  des Seiles berechnet sich mit

$$ds = (x'^2 + y'^2)^{1/2} dx = (1 + y'^2)^{1/2} dx,$$

wenn  $x'$ ,  $y'$  Differentialquotienten nach  $x$  bedeuten. Das Längendifferential  $ds$  geht bei der durch  $p$  bewirkten Verformung in  $ds + \Delta ds$  über; es ist

$$\begin{aligned} ds + \Delta ds &= [(x' + \xi')^2 + (y' + \eta')^2]^{1/2} dx \\ &= \left[ (1 + y'^2) \left( 1 + 2 \cdot \frac{\xi' + y' \eta'}{1 + y'^2} \right) \right]^{1/2} dx, \end{aligned}$$

oder wenn man kleine Größen von höherer Kleinheitsordnung als der ersten vernachlässigt, bekommt man mit Hilfe der binomischen Reihenentwicklung

$$\Delta ds = (1 + y'^2)^{1/2} \cdot \frac{\xi' + y' \eta'}{1 + y'^2} \cdot dx = (1 + y'^2)^{-1/2} (d\xi + y' d\eta)$$

oder

$$\Delta ds (1 + y'^2)^{1/2} = d\xi + y' d\eta$$

und schließlich

$$(3) \quad d\xi = \Delta ds (1 + y'^2)^{1/2} - y' d\eta.$$

Nun lautet die Randbedingung für das Seil, wenn man die durch die Verlängerung der Rückhaltseile bewirkte Verschiebung der Pylonenköpfe mit  $\Delta l$  bezeichnet:

$$\int_0^l d\xi = [\xi]_0^l = -\Delta l,$$

und es ergibt sich nun

$$(4) \quad \int_0^l \Delta ds (1 + y'^2)^{1/2} - \int_0^l y' d\eta + \Delta l = 0$$

$$\Delta ds = \frac{H_p \sec \varphi}{E_s F_s} \cdot ds = \frac{H_p}{E_s F_s} \cdot \sec^2 \varphi dx = \frac{H_p}{E_s F_s} (1 + y'^2) dx.$$

$E_s$ ,  $F_s$  sind Elastizitätsbeiwert und Querschnittsfläche des Seiles,  $\varphi$  ist bestimmt durch  $\text{tg } \varphi = y'$ ,

$$\int_0^l \Delta ds (1 + y'^2)^{1/2} = \frac{H_p}{E_s F_s} \int_0^l (1 + y'^2)^{3/2} dx = \frac{H_p}{E_s F_s} \int_0^l \sec^3 \varphi dx$$

$$= \frac{H_p}{E_s F_s} \int_0^l \left[ 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{16f^2}{l^4} (l - 2x)^2 \right] dx = \frac{H_p}{E_s F_s} \cdot l \left[ 1 + 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right].$$

Dabei ist  $(1 + y'^2)^{3/2}$  nach der binomischen Reihe entwickelt und nach dem zweiten Gliede abgebrochen, da der notwendige Genauigkeitsgrad der Rechnung in den meisten Fällen die Vernachlässigung von  $y'^4$  gestatten wird. Die Verlängerung  $\Delta s$  des Rückhaltseiles infolge  $H_p$  ist, wenn  $\tau$  den Winkel bedeutet, den es mit der Waagerechten bildet:

$$\Delta s = \frac{H_p \sec \tau}{E_s F_s} \cdot s \text{ und mit Rücksicht auf Abb. 1 nun}$$

$$\Delta l = 2s \frac{H_p}{E_s F_s} \cdot \sec^2 \tau$$



oder wenn  $l_1$  die Länge der waagerechten Projektion von  $s$  ist:

$$Jl = 2 l_1 \sec^3 \tau \frac{H_p}{E_s F_s}$$

Aus der bereits gewonnenen Lösung für  $\eta$  berechnet sich

$$(5) \quad d\eta = \frac{4 l^3}{E J \pi^4} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha (1 + \beta)} \cdot \bar{b}_n \cos \frac{n \pi x}{l} \cdot dx$$

und die Randbedingung für das Seil lautet damit

$$\frac{H_p}{E_s F_s} \left\{ l \left[ 1 + 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] + 2 l_1 \sec^3 \tau \right\} - \int_0^l \frac{4 f}{l^2} (l - 2x) d\eta = 0.$$

Bezeichnet man mit

$$L = l \left[ 1 + 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] + 2 l_1 \sec^3 \tau, \quad \nu = \frac{E J}{E_s F_s}$$

und dividiert durch

$$H_g = \frac{g l^2}{8 f},$$

so bekommt man

$$\pi^6 \beta \nu L g - 128 \cdot \frac{f^2}{l} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha (1 + \beta)} \cdot \bar{b}_n \int_0^l (l - 2x) \cos \frac{n \pi x}{l} dx = 0.$$

Es ist

$$\int_0^l (l - 2x) \cos \frac{n \pi x}{l} dx = -2 \frac{l^2}{n^2 \pi^2} (\cos n \pi - 1),$$

da

$$\int x \cos \frac{n \pi x}{l} dx = \frac{x l}{n \pi} \sin \frac{n \pi x}{l} + \frac{l^2}{n^2 \pi^2} \cos \frac{n \pi x}{l},$$

und es wird

$$\pi^6 \beta \nu L g - 256 f^2 l \sum_1^\infty \frac{1}{n^6 + n^4 \alpha (1 + \beta)} \cdot \bar{b}_n (1 - \cos n \pi) = 0.$$

Diese Reihe darf mit Rücksicht auf die rasche Konvergenz mit  $n^6$  auf die ersten beiden Glieder beschränkt werden; das erste Glied lautet

$$2 \frac{1}{1 + \alpha (1 + \beta)} \left( p \sin \frac{\pi c}{l} \sin \frac{\pi u}{l} - \beta g \right),$$

das zweite Glied wird Null, und es ergibt sich die Randbedingung für das Seil

$$(6) \quad \pi^6 \beta \nu L g - 512 f^2 l \left( p \sin \frac{\pi c}{l} \sin \frac{\pi u}{l} - \beta g \right) \frac{1}{1 + \alpha (1 + \beta)} = 0.$$

Für bestimmte Belastungsfälle kann diese Gleichung nun sehr einfach ausgewertet werden. Ist Vollbelastung mit  $p$  t/m gegeben, dann ist

$$c = \frac{l}{2}, \quad u = \frac{l}{2},$$

und aus obiger Gleichung folgt

$$[1 + \alpha (1 + \beta_1)] \pi^6 \nu L g \beta_1 - 512 f^2 l (p - \beta_1 g) = 0$$

oder

$$(7) \quad \beta_1^2 + \beta_1 \left[ 1 + \frac{1}{\alpha} (1 + \alpha) \right] - \frac{\alpha}{\alpha} \cdot \frac{p}{g} = 0,$$

wenn

$$(7a) \quad \alpha = \frac{512 f^2 l}{\pi^6 \nu L}, \quad \alpha = \frac{H_g l^2}{\pi^2 E J}.$$

Die beiden dimensionslosen Größen  $\alpha$  und  $\alpha$  können unmittelbar aus den gegebenen Größen berechnet werden; die Auflösung der quadratischen Gleichung liefert  $\beta_1$  und damit

$$H_p = \beta_1 H_g.$$

Für Halbbelastung links ist  $c = \frac{l}{4}, \quad u = \frac{l}{4}$ :

$$[1 + \alpha (1 + \beta_2)] \pi^6 \nu L g \beta_2 - 512 f^2 l \left( p \sin^2 \frac{\pi}{4} - \beta_2 g \right) = 0,$$

und die quadratische Gleichung für  $\beta$  lautet mit denselben Bezeichnungen

$$(8) \quad \beta_2^2 + \beta_2 \left[ 1 + \frac{1}{\alpha} (1 + \alpha) \right] - \frac{\alpha}{\alpha} \cdot \frac{p}{2g} = 0.$$

Ist nur das mittlere Drittel mit  $p$  t/m belastet, dann bekommt man ganz ähnlich mit  $u = \frac{l}{2}, \quad c = \frac{l}{6}$ :

$$[1 + \alpha (1 + \beta_3)] \pi^6 \nu L g \beta_3 - 512 f^2 l \left( p \sin \frac{\pi}{6} - \beta_3 g \right) = 0.$$

Da  $\sin \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2}$ , bekommt man dieselbe Gleichung wie für Halbbelastung.

Die quadratischen Gleichungen für  $\beta$  müssen natürlich auch die Näherungstheorie enthalten, die  $H_p$  berechnet, ohne auf die Formänderungen des Tragwerkes Rücksicht zu nehmen. Unter dieser in der Baustatik üblichen Voraussetzung kann ein Einfluß von  $H_g$  auf  $H_p$  nicht bestehen, es muß folglich  $\alpha$  gleich Null werden, und die entsprechenden Gleichungen

für  $H_p$  lauten mit  $\frac{H_p}{H_g} = \beta$ :

für Vollbelastung

$$(9) \quad \beta_1 (1 + \alpha) - \alpha \cdot \frac{p}{g} = 0, \quad \beta_1 = \frac{\alpha}{1 + \alpha} \cdot \frac{p}{g}$$

für Halbbelastung

$$(10) \quad \beta_2 (1 + \alpha) - \alpha \cdot \frac{p}{2g} = 0, \quad \beta_2 = \frac{\alpha}{1 + \alpha} \cdot \frac{p}{2g}$$

$$H_p = \frac{g l^2}{8 f} \cdot \frac{p}{g} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{\alpha}} = \frac{p l^2}{8 f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{\alpha \nu L \pi^6}} = \frac{p l^2}{8 f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^6}{512} \cdot \frac{E J}{E_s F_s} \cdot \frac{1}{f^2} \left[ 1 + 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 + 2 \frac{l_1}{l} \sec^3 \tau \right]}$$

Für den Seilzug aus der Nutzlast  $H_p$  ergibt sich damit derselbe Ausdruck wie bei den üblichen Berechnungsverfahren bei parabolischer Seilachse; statt  $\frac{15}{8} = 1,875$  steht  $\frac{\pi^6}{512} = 1,878$ , so daß der Fehler durch das vorzeitige Abbrechen der Reihe mit dem zweiten Gliede ganz unbedeutend wird.

Um die Ergebnisse der genauen Rechnung und der technisch üblichen Näherungsberechnung miteinander vergleichen zu können, ist es notwendig, beide unter denselben Voraussetzungen zu erhalten, vor allem auch die Näherungsberechnung mit Hilfe einer Fourierschen Reihenentwicklung des Belastungsgliedes durchzuführen; man erhält mit  $\alpha$  gleich Null aus (2)

$$(11) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= \frac{4 l^4}{E J \pi^5} \sum_1^\infty \frac{1}{n^5} \\ &\left( p \sin \frac{n \pi c}{l} \sin \frac{n \pi u}{l} - \beta g \sin^2 \frac{n \pi}{2} \right) \sin \frac{n \pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

Die Biegemomente des Versteifungsträgers ergeben sich nach  $M = -E J \eta''$  mit

$$(12) \quad \left\{ \begin{aligned} M &= \frac{4 l^2}{\pi^3} \sum_1^\infty \frac{1}{n^3} \\ &\left( p \sin \frac{n \pi c}{l} \sin \frac{n \pi u}{l} - \beta g \sin^2 \frac{n \pi}{2} \right) \sin \frac{n \pi x}{l} \end{aligned} \right.$$

damit bekommt man für Vollbelastung mit  $p$  t/m

$$(13) \quad \left\{ \begin{aligned} M &= \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \\ &\left( \sin \frac{\pi x}{l} + \frac{1}{27} \sin \frac{3 \pi x}{l} + \frac{1}{125} \sin \frac{5 \pi x}{l} + \dots \right) \end{aligned} \right.$$

in der Mitte des Versteifungsträgers wird folglich

$$(14) \quad \bar{M}_m = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \left( 1 - \frac{1}{27} + \frac{1}{125} - \frac{1}{343} + \dots \right)$$

und im Viertel

$$(15) \quad \bar{M}_1 = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \frac{\sqrt{2}}{2} \left( 1 + \frac{1}{27} - \frac{1}{125} + \dots \right).$$

In den gewöhnlichen Formeln für

$$\bar{M}_m = \frac{p l^2}{8} - \beta_1 H_g f \quad \text{bzw.} \quad \bar{M}_1 = 0,75 \bar{M}_m$$

hat man ein Mittel, den Genauigkeitsgrad der Berechnung mit Hilfe der Fourierschen Reihen kennenzulernen; man sieht daraus, wie viele Glieder bei der zahlenmäßigen Rechnung berücksichtigt werden müssen, um einen gewünschten Genauigkeitsgrad zu bekommen.

Für halbseitige Belastung ist

$$\text{im belasteten Viertel} \quad \bar{M}_1 = \frac{1}{16} \cdot p l^2 - \frac{3}{4} \cdot \beta_2 H_g f,$$

$$\text{in der Mitte} \quad \bar{M}_m = \frac{1}{16} \cdot p l^2 - \beta_2 H_g f,$$

$$\text{im unbelasteten Viertel} \quad \bar{M}_3 = \frac{1}{32} \cdot p l^2 - \frac{3}{4} \cdot \beta_2 H_g f.$$



Die Rechnung mit Fourrierschen Reihen liefert

$$(16) \begin{cases} M_1 = \frac{4 l^2}{\pi^3} \left[ \left( \frac{p}{2} - \beta_2 g \right) \frac{\sqrt{2}}{2} \left( 1 + \frac{1}{27} - \frac{1}{125} - \dots \right) + p \left( \frac{1}{8} - \frac{1}{216} + \dots \right) \right] \\ M_m = \frac{4 l^2}{\pi^3} \left( \frac{p}{2} - \beta_2 g \right) \left( 1 - \frac{1}{27} + \frac{1}{125} - \dots \right) \\ M_3 = \frac{4 l^2}{\pi^3} \left[ \left( \frac{p}{2} - \beta_2 g \right) \frac{\sqrt{2}}{2} \left( 1 + \frac{1}{27} - \frac{1}{125} - \dots \right) - p \left( \frac{1}{8} - \frac{1}{216} + \dots \right) \right] \end{cases}$$

Die genaue Theorie mit Berücksichtigung der Formänderungen liefert auf Grund einer ähnlichen Rechnung mit  $\eta$  aus Gl. (2) für

Vollbelastung

$$(17) \begin{cases} M_m = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \left[ \frac{1}{1 + \alpha(1 + \beta_1)} - \frac{1}{27 + 3\alpha(1 + \beta_1)} + \frac{1}{125 + 5\alpha(1 + \beta_1)} - \dots \right] \\ M_1 = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \frac{\sqrt{2}}{2} \left[ \frac{1}{1 + \alpha(1 + \beta_1)} + \frac{1}{27 + 3\alpha(1 + \beta_1)} - \frac{1}{125 + 5\alpha(1 + \beta_1)} - \dots \right] \\ M_3 = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \beta_1 g) \left[ \frac{1}{1 + \alpha(1 + \beta_1)} - \frac{1}{27 + 3\alpha(1 + \beta_1)} + \frac{1}{125 + 5\alpha(1 + \beta_1)} - \dots \right] \end{cases}$$

Halbelastung

$$(18) \begin{cases} M_m = \frac{4 l^2}{\pi^3} \left( \frac{p}{2} - \beta_2 g \right) \left[ \frac{1}{1 + \alpha(1 + \beta_2)} - \frac{1}{27 + 3\alpha(1 + \beta_2)} + \frac{1}{125 + 5\alpha(1 + \beta_2)} - \dots \right] \\ M_1 = \frac{4 l^2}{\pi^3} \left[ \left( \frac{p}{2} - \beta_2 g \right) \frac{\sqrt{2}}{2} \left( \frac{1}{1 + \alpha(1 + \beta_2)} + \frac{1}{27 + 3\alpha(1 + \beta_2)} - \frac{1}{125 + 5\alpha(1 + \beta_2)} - \dots \right) + p \left( \frac{1}{8 + 2\alpha(1 + \beta_2)} - \frac{1}{216 + 6\alpha(1 + \beta_2)} + \dots \right) \right] \\ M_3 = \frac{4 l^2}{\pi^3} (\gamma - \delta) \end{cases}$$

Beliebige andere Belastungsfälle lassen sich aus den allgemeinen Formeln in derselben Weise entwickeln.

Der Fall einer Temperaturänderung um  $t^\circ$  verdient noch Beachtung; ist die dadurch hervorgerufene Änderung der waagerechten Teilkraft des Seilzuges  $H_t$  und wie früher  $\beta_t = \frac{H_t}{H_g}$ , dann lautet die Differentialgleichung für die elastische Linie des Versteifungsträgers

$$\frac{d^4 \eta}{dx^4} - \frac{H_g(1 + \beta_t)}{EJ} \cdot \frac{d^2 \eta}{dx^2} = - \frac{\beta_t g}{EJ}$$

Entwickelt man wieder  $\beta_t g$  in eine sin-Reihe, so erhält man

$$\frac{d^4 \eta}{dx^4} - k^2 \cdot \frac{d^2 \eta}{dx^2} = - \frac{4 \beta_t g}{EJ} \sum_1^\infty \frac{1}{n \pi} \sin^2 \frac{n \pi}{2} \sin \frac{n \pi x}{l}$$

und daraus berechnet sich  $\eta$  unter Berücksichtigung der Randbedingungen

$$\eta = - \frac{4 \beta_t g l^4}{EJ \pi^5} \sum_1^\infty \frac{1}{n^5 + n^3 \alpha(1 + \beta_t)} \sin^2 \frac{n \pi}{2} \sin \frac{n \pi x}{l}$$

$$d\eta = - \frac{4 \beta_t g l^3}{EJ \pi^4} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha(1 + \beta_t)} \sin^2 \frac{n \pi}{2} \cos \frac{n \pi x}{l} \cdot dx$$

Um nun die Randbedingung für das Seil anschreiben zu können, hat man für

$$\int ds = \omega t ds + \frac{H_t \sec \varphi}{E_s F_s} \cdot ds$$

und für

$$\int s = \omega t s + \frac{H_t \sec \tau}{E_s F_s} \cdot s$$

zu setzen.  $\omega$  ist der Ausdehnungsbeiwert für das Seil. Es ist

$$\int_0^l \int ds (1 + y'^2)^{1/2} = \int_0^l \left( \omega t + \frac{H_t \sec \varphi}{E_s F_s} \right) (1 + y'^2) dx$$

$$= \omega t l \left[ 1 + \frac{16}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] + \frac{H_t}{E_s F_s} \cdot l \left[ 1 + 8 \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

$$\int l = 2 \int s \sec \tau = 2 \left( \omega t l_1 \sec^2 \tau + \frac{H_t}{E_s F_s} \cdot l_1 \sec^3 \tau \right)$$

und die Randbedingung für das Seil lautet nun mit der Abkürzung

$$l \left[ 1 + \frac{16}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right] + 2 l_1 \sec^2 \tau = N$$

$$\omega t N + \frac{H_t}{E_s F_s} \cdot L + \frac{4 f}{l^2} \cdot \frac{4 \beta_t g l^3}{EJ \pi^4} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha(1 + \beta_t)} \sin^2 \frac{n \pi}{2} \int_0^l (l - 2x) \cos \frac{n \pi x}{l} dx = 0$$

$$EJ \omega t \pi^6 N + \beta_t \nu L \pi^6 H_g + 256 f^2 l \beta_t H_g \sum_1^\infty \frac{1}{n^6 + n^4 \alpha(1 + \beta_t)} \sin^2 \frac{n \pi}{2} (1 - \cos n \pi) = 0$$

Berücksichtigt man wieder nur die beiden ersten Glieder der Reihe, so erhält man

$$[1 + \alpha(1 + \beta_t)] (EJ \omega t \pi^6 N + \beta_t \nu L \pi^6 H_g) + 512 \beta_t f^2 l H_g = 0$$

Bezeichnet man  $\vartheta = \frac{EJN}{\nu L H_g}$ ,  $\kappa = \frac{512 f^2 l}{\nu L \pi^6}$ ,

so bekommt man nach kurzer Rechnung

$$(19) \quad \beta_t^2 + \beta_t \left[ 1 + \frac{1}{\alpha} (1 + \kappa) + \omega t \vartheta \right] + \frac{1 + \alpha}{\alpha} \cdot \omega t \vartheta = 0$$

Die übliche Näherungsrechnung liefert mit  $\alpha = 0$  eine lineare Gleichung für  $\beta_t$ :

$$\beta_t (1 + \kappa) + \omega t \vartheta = 0$$

und daraus

$$(20) \quad \beta_t = - \frac{\omega t \vartheta}{1 + \kappa}, \quad H_t = - \frac{\omega t EJN}{\nu L (1 + \kappa)}$$

Der Ausdruck ist derselbe, wie ihn die übliche Näherungstheorie auf anderem Wege entwickelt, nur steht wieder statt  $\frac{15}{8}$  der ziffernmäßig unwesentlich verschiedene Wert  $\frac{\pi^6}{512} = 1,878$ .

Im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ Der Brückenbau, VI. Band, 4. Aufl. 1925, in dem Melan seine Theorie ausführlich dargestellt hat, ist ein Beispiel berechnet, und es seien zum Vergleich Melans Werte und die aus dem hier entwickelten Verfahren einander gegenübergestellt:

Halbelastung mit  $p = 4$  t/m.

	Das übliche Näherungsverfahren nach Melan	Näherungsverfahren nach den Gleichungen 10, 16	Genaues Verfahren nach Melan	Genaues Verfahren nach den Gleichungen 8, 18
$H_p$	227,3	227,2	223,3	223,5 t
$M_1$	2215,6	2209,1	2165,5	2167,6 tm
$M_m$	1079,2	1079,7	1058,4	1063,3 tm
$M_3$	- 596,8	586,0	- 570,5	- 567,0 tm

Die Übereinstimmung ist befriedigend. Was die Verminderung der Biegemomente des Versteifungsträgers durch eine genaue Berechnung anbelangt, so beträgt diese bei dem angeführten Beispiel etwa 2%; sie kann jedoch bei entsprechend niedrigen und biegsamen Versteifungsträgern bis zu 10 bis 12% ausmachen.

In seinem Buche „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“ hat Bleich ein Verfahren entwickelt, das die Randbedingung für das Seil in folgender Form benutzt:

$$\int_0^l (ds + \int ds) \cos(\varphi + \int \varphi) = l - \int l$$

Wie im vorstehenden gezeigt, ist diese Randbedingung unrichtig; sie muß zu fehlerhaften Ergebnissen führen, weil gerade in der Randbedingung für das Seil die waagerechten Verschiebungen der Seilelemente maßgebende Bedeutung haben, auf die Bleich überhaupt nicht eingeht. Die Folgerungen, die Bleich aus seinen Gleichungen in bezug auf die Genauigkeit der Melanschen Theorie zieht, erledigen sich damit von selbst.



Vermischtes.

**Technische Hochschule Breslau.** Durch den Ausbau der Architektur-Abteilung ist es möglich, daß Studierende der Architektur ihr Studium bis zur Vorprüfung an der Technischen Hochschule in Breslau durchführen und auch die Vorprüfung selbst hier ablegen können.

**Ludwig Hagen 100 Jahre alt.** Am 29. August 1929 jährte sich zum hundertsten Male der Geburtstag des den älteren Lesern der „Bautechnik“ wohlbekanntesten Geheimen Oberbauverwesers Ludwig Hagen. In Pillau geboren als ältester Sohn des Altmeisters der Wasserbaukunst, Exzellenz Dr. Gotthilf Hagen, widmete er sich gleich seinem Vater dem Preußischen Staatsdienst im Wasserbauwesen. Seine langjährige und verdienstvolle Tätigkeit im Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten brachte ihn mit weiten Fachkreisen besonders aus dem Gebiete des Seebaues in engere Berührung. Überdies übte er eine bedeutsame Tätigkeit als Fachschriftsteller aus und war an der Technischen Hochschule Berlin als Professor für Seebau erfolgreich tätig, wobei namentlich die älteren Semester und Regierungsbauführer aus dem reichen Schatz seines Wissens und seiner Erfahrung Nutzen zogen.

Bei der hundertsten Wiederkehr seines Geburtstages gedenken Generationen preußischer Wasserbaubeamten dankbar dieses Mannes, dessen lauterer und gütiger Wesen jedem Achtung und Verehrung abgewann, der das Glück hatte, ihm näher treten zu dürfen.

Berlin.

Dr.-Ing. Ottmann.

**Flußkorrektionsarbeiten am mittleren Po.** Am Po sind auf der mittleren Stromstrecke seit einigen Jahren umfangreiche Korrektionsarbeiten im Gange. Der Strom hatte bisher keine beständige Lage seines Strombettes aufzuweisen. Häufige Stromverwerfungen mit ausgedehnten Uferabbrüchen gefährdeten die landwirtschaftliche Nutzung im Überschwemmungsgebiet und beeinträchtigten die Verwendung des Stromes als Schifffahrtsstraße. Der ungeheuren Kosten wegen ist es bisher nicht durchführbar geworden, auf der ganzen ausbaubedürftigen Stromstrecke bis zur Mündung des Ticino aufwärts Arbeiten zur Festlegung des Bettes, zum Schutze der Ufer und zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse vorzunehmen; man hat sich zunächst darauf beschränken müssen, die 140 km lange Strecke des Mittel- laufs zwischen der Adda- und Mincomündung, deren Sicherung für die Landeskultur von besonderer Bedeutung ist, in Angriff zu nehmen und den weiteren Ausbau der Zukunft vorzubehalten. Die in Angriff genommene Strecke ist Bestandteil des für 600-t-Schiffe geplanten Großschifffahrtsweges Venedig—Mailand. Der Strom führt auf der Ausbaustrecke<sup>1)</sup> bei MW 515 bis 565 m<sup>3</sup>/sek bei einer Strömungsgeschwindigkeit von 0,7 m/sek. Das Gefälle schwankt zwischen 20 und 13 cm/km. Die natürlichen Vorbedingungen für den Ausbau auf eine mit 600-t-Schiffen zuverlässig zu befahrende Wasserstraße sind damit erfüllt.

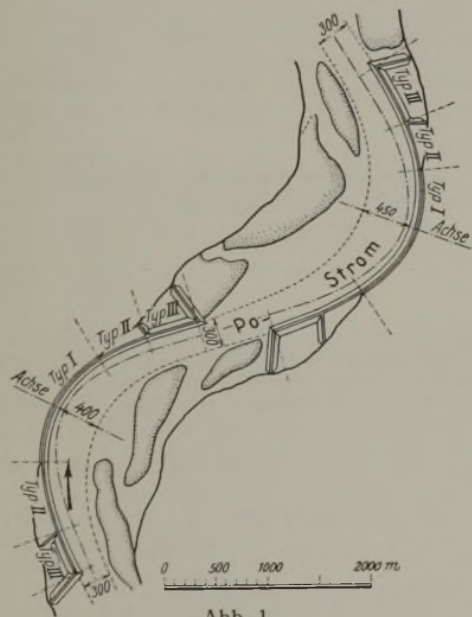


Abb. 1.

Die Entwurfsbearbeitung war durch die Rücksichten auf die zur Verfügung stehenden beschränkten Mittel stark gebunden. Von einem Ausbau beider Ufer auf voller Länge der Ausbaustrecke mußte abgesehen werden. Nur die äußeren Ufer in den Krümmungen, gegen Abbruch besonders gefährdet und für die Ausbildung des Strombettes maßgebend, konnten mit Korrektionsbauwerken versehen werden. Den Kern dieser Anlagen bilden Deckwerke auf

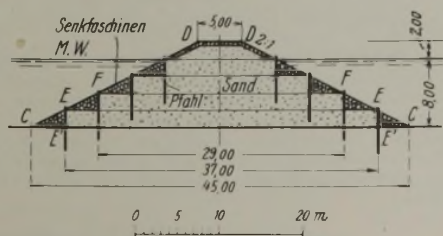
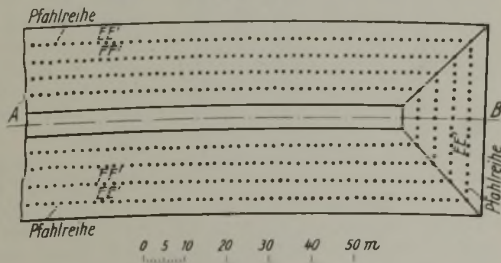


Abb. 2.

den Ufern in der stärksten Krümmung. An diese Deckwerke schließen sich beiderseits Leitdämme mit Traversen an. Die grundsätzliche Anordnung ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Ausführung der Deckwerke (Typ I der Abb. 1) auf den im allgemeinen sehr steil ausgewaschenen Ufern bietet keine Besonderheiten. Von Kähnen aus wurden zunächst Matratzen, die aus je fünf nebeneinander gelegten und miteinander verbundenen Senkfaschinen von 4 m Länge und

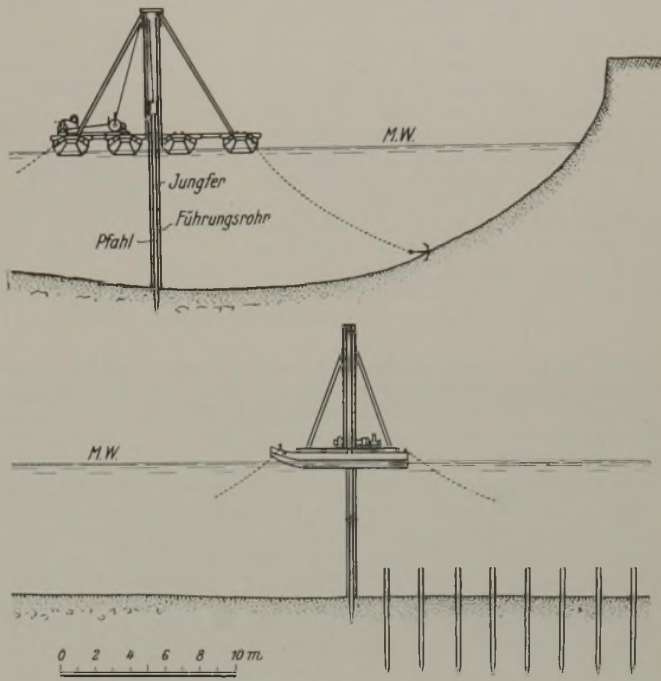


Abb. 3.

0,45 m Durchm. gebildet waren, versenkt und hierauf die planmäßige Böschungsneigung 1:2 durch davorgebrachte Steinschüttungen hergestellt. Oberhalb MW schließt eine Berme die Steinbefestigung ab und folgt eine Böschung 1:2 mit Begrünung durch Einlage von triebfähigen Weidenwippen in quadratischem Abstände von 60 cm.

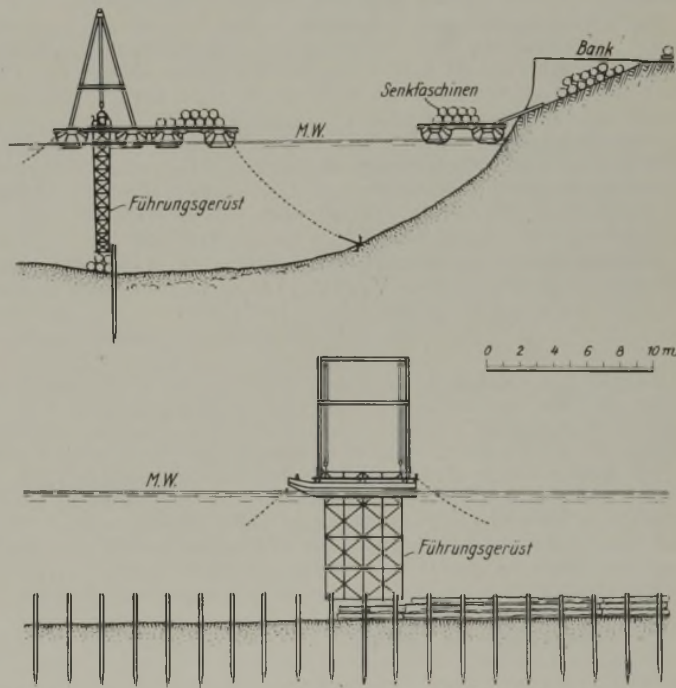


Abb. 4.

Für die etwa 50 km langen Leitdammstrecken im Fluß dagegen führte der Zwang zu großer Sparsamkeit zu einer vom Gebräuchlichen abweichenden Ausführungsweise. Bei der etwa 8 m betragenden Tiefe des Flußbettes unter MW ergaben sich Dammquerschnitte von 250 m<sup>2</sup> Fläche, für die ein Ausbau in Packwerk oder aus Steinschüttungen sehr teuer werden würde. Die Suche nach einer wirtschaftlicheren Bauweise führte zu dem folgenden Verfahren (Abb. 2, 3 u. 4). Von einer auf Pfählen aufgebauten Ramme werden im Strom zunächst die in Abb. 2 mit E—E' bezeichneten Pfahlreihen geschlagen. Die Pfähle haben 5 m Länge und 20 cm Durchm. und stehen im Abstände von etwa 2 m. Um sie unter

<sup>1)</sup> Annali dei Lavori pubblici, 1928, Heft 5.



Wasser schlagen zu können, wird ein Eisenrohr als Führung verwendet, dessen Durchmesser genügenden Spielraum für die Pfähle läßt. Das Rammen geschieht mit Jungfer. Die Pfähle werden 3 m tief in den Boden eingetrieben, ragen also 2 m aus dem Boden heraus. Nunmehr wird außerhalb der Pfahlreihen der dreieckförmige Querschnitt C-E-E' (Abb. 2) zwischen Böschung 1:2, Sohle und Pfahlreihe mit Senkfascinen von 4 m Länge und 0,45 m Durchm. ausgefüllt. Das Einbringen der Fascinen ist bei der großen Wassertiefe und Strömung nicht einfach, da eine große Genauigkeit der Arbeit erforderlich ist. Man bediente sich daher eines besonderen Führungsgerüsts, das auf Prahmen montiert ist und mit 4,5 x 0,6 m lichtem Querschnitt eine zuverlässige Führung der absinkenden Würste ermöglicht (Abb. 4). Das durch Pfahlreihe und Fascinenwand eingeschlossene Spülfeld von 2 m Höhe wird mit Baggerboden vollgespült. Derselbe Arbeitsvorgang wiederholt sich bei den folgenden je 2 m hohen Teilschichten der Dämme. Bei größerer Nähe der Ufer kann auf eine zweite Pfahlreihe verzichtet und der Baggerboden zwischen einer äußeren Pfahlreihe und dem Ufer eingespült werden (Abb. 5, Type II der Abb. 1); auch ist der Leitdamm für den Typ III der Abb. 1 gelegentlich in der in Abb. 6 dargestellten Weise ausgeführt. Gr.

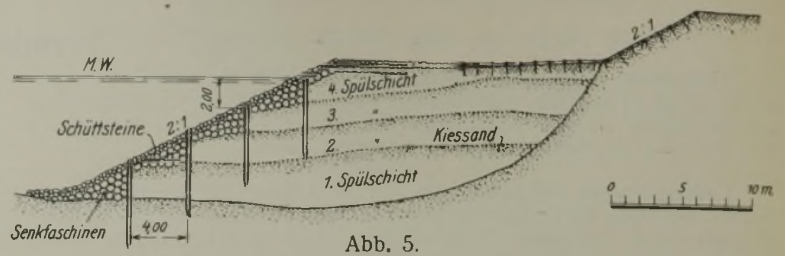


Abb. 5.

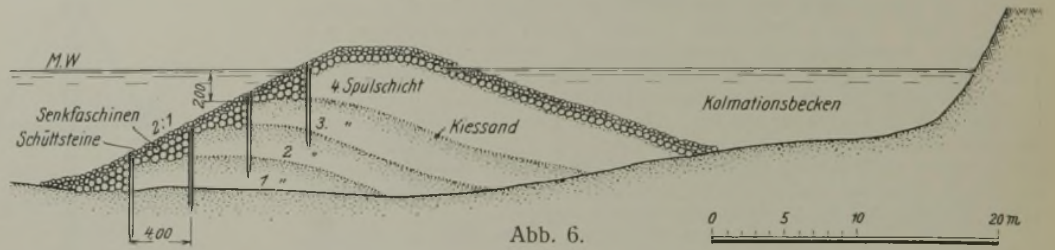


Abb. 6.

**Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone.** Zu der unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1929, Heft 37, erschienenen Veröffentlichung ist noch folgendes zu bemerken:

Das Wehrmodell, an dem die Untersuchungen zur Ermittlung der neuen Abflußgleichungen gemacht wurden, hatte eine Ablaufneigung von angenähert 1:2,5 (Abb. 5), wobei der Krümmungshalbmesser der Wehrkrone  $r \approx 12,2$  cm oder angenähert  $0,56 w$  war. Bei dieser flachen Neigung hob sich der Wasserstrahl von der Ablauffläche nicht ab. Er ist demnach als „angeschmiegt“ Strahl im Gegensatz zu einem „frei springenden“, d. h. sich abhebenden Strahl zu bezeichnen. Dieses Anschmiegen zeigt Versuch 18d in Abb. 4 sehr deutlich. Im weiteren Verfolge der Forschungsarbeiten wurde auch an einem Wehrmodell mit abgerundeter Krone und mit einer steileren Ablaufneigung der Fall des „frei springenden“, d. h. von der Ablauffläche sich abhebenden Strahles untersucht. Hierbei entsteht unter dem Strahl ein Unterdruck, der eine Sogwirkung auf den überströmenden Strahl ausübt. Durch diese Sogkräfte werden die unmittelbar über der Wehrkrone vorhandenen Geschwindigkeiten um ein erhebliches Maß über die, nach dem Parabelgesetz zu erwartenden Werte hinaus vergrößert. Diese Fälle werden noch besonders untersucht; die Berechnung wird mit ähnlich gebildeten Gleichungen, wie sie bereits mitgeteilt wurden, möglich sein.

Aus der logarithmischen Auftragung in Abb. 8,  $h'/w = f(h/w)$ , ergibt sich für die Gleichung des vollkommenen Überfalles eine unbedingte Gültigkeit zunächst nur bis  $h/w = 3,5$ , sofern ein tiefer Absturz zum Unterwasser besteht; im anderen Falle bildet etwa schon  $h/w = 1$  die Grenze.

Bei einer Überströmungshöhe  $h_1$  wesentlich größer als  $h_1/w = 1$  wird beim unvollkommenen Überfall aus dem „Überfallen“ ein Überströmen des Wehrkörpers in wellenförmiger Wasserbewegung, ohne einen großen Unterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser erkennen zu lassen. Auch beim unvollkommenen Überfall kann sich deshalb die Gültigkeit der Gleichung nur bis angenähert  $h_1/w = 1,5$  erstrecken.

Zusammengefaßt sei bemerkt, daß die Gleichungen der früheren Abhandlung nur unter den Verhältnissen und in den Grenzen ihrer Herleitung gültig sind.

Dr.-Ing. Chr. Keutner, Danzig-Langfuhr.

**Wolga - Don - Kanal.** In Moskau hat, wie die DAZ mitteilt, eine Sitzung der von der Regierung bestellten Sachverständigen über den Wolga-Don-Kanal stattgefunden, in der die deutschen Gutachter — Professor Dr.-Ing. chr. de Thierry, Ministerialdirektor Dr.-Ing. chr. Gährs und Dr.-Ing. Kelen — ihr Gutachten über den von Sowjetingenieuren ausgearbeiteten Entwurf abgaben. Die deutschen Sachverständigen erklärten sich mit dem Entwurf der Sowjetfachleute völlig einverstanden. Im Beschluß der Gutachter-Sitzung wurde die Planungsarbeit für den Bau des Wolga-Don-Kanals im großen und ganzen als abgeschlossen erklärt. Mit dem Bau des Kanals wird in der nächsten Zeit begonnen werden.

**Eine „Überstraße“ in England.** Zwischen Liverpool und Manchester soll nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. eine Kraftwagenstraße gebaut werden, die alles auf diesem Gebiete bisher Dagewesene in den Schatten stellen wird. Man hat für sie aus Amerika den Namen „super-highway“ entliehen, eine Bezeichnung, die in den Vereinigten Staaten seit einiger Zeit für besonders reichlich ausgestattete Ausfallstraßen üblich ist. Für die Straße, die etwa 40 km lang wird, soll ein 36,6 m breiter Geländestreifen erworben werden, auf dem eine 12 m breite Fahrbahn für den Schnellverkehr, beiderseits von dieser, durch 3 m breite Grünstreifen getrennt, zwei 6 m breite Fahrbahnen für langsamer fahrende Wagen und endlich an den Seiten zwei 1 m breite Fußwege angelegt werden sollen. Zunächst soll nur die mittlere 12 m breite Fahrbahn gebaut werden. Der Straße müssen 130 Häuser zum Opfer fallen. Ihr Bau macht die Errich-

1) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 22, S. 340.

tung von 23 Brücken nötig. Die Kosten sind mit zwei Millionen Pfund veranschlagt, wovon der Staat drei Viertel beiträgt; der Rest wird von den örtlich zuständigen Behörden aufgebracht. Wkk.

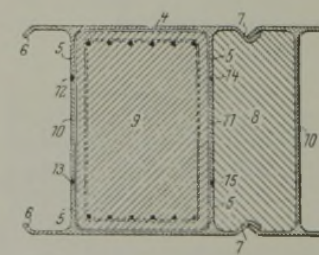
**Berichtigung.** In dem in Heft 35 erschienenen ersten Teile des Aufsatzes „Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern“ muß es auf S. 528, Abs. 2, Zeile 21 anstatt  $\frac{v_m}{0,9} = 1,1$  m/sek heißen  $v_o = \frac{v_m}{0,9} = 1,1 v_m$  m/sek.

**Patentschau.**

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Pfahlrostgründung.** (Kl. 84c, Nr. 465 751 vom 12. 1. 1926, von Ottokar Stern in Wien.) Das Neue besteht darin, daß zwischen Gruppen gleichartiger kurzer Grundpfähle längere Ausgleichpfähle zur Aufnahme der Tragfähigkeit der Grundpfähle übersteigenden Baulast angeordnet sind. Dies hat den Vorteil, Gründungen in der einfachsten Weise herzustellen. Die Grundmauer  $m-n$  ist entsprechend der veränderlichen Tragfähigkeit des Bodens oder der ungleichmäßigen Belastung durch das Bauwerk abgestuft. Auf den gleichartigen in den Boden eingerammten Grundpfählen  $a^1, a^2$  und den tiefer abgesetzten Ausgleichpfählen  $A^1, A^2$  liegt der Rost  $R$ , auf dem das Bauwerk hergestellt wird. Ist z. B. der bei der Abteufung des Grundpfahles  $a^1$  gefundene Eindringungswiderstand etwa zwei Drittel der aufzunehmenden Baulast, so wird der Ausgleichpfahl  $A^1$  auf eine solche Tiefe abgeteufelt, daß der  $5/3$ -fache Eindringungswiderstand wie beim Grundpfahl  $a^1$  erreicht wird. Die Pfahlgruppe  $a^1, A^1$  und  $a^1$  ergibt einen Gesamtwiderstand, der der  $\frac{2}{3} + \frac{5}{3} + \frac{2}{3} = 3$  fachen Baulast gleichkommt.

**Hohler Spundpfahl.** (Kl. 84c, Nr. 460 611, Zusatz zu Patent 411 092<sup>1</sup>) vom 29. 11. 1925, von Willem Coenraad Köhler in Amsterdam.) Der Spundpfahl besteht aus zwei Profileisen, deren im wesentlichen flacher Steg 4 mit einer nach innen gerichteten Klaue 6, einer nach außen gerichteten Klaue 7 und zwei auf derselben Seite liegenden Flanschen (Rippen) 5 versehen ist, die bei 3 miteinander verschweißt sind. Die Rippen 5 der beiden Walzprofile sind unter Einschaltung von Zwischenstücken 10, 11 an den Stellen 12, 13, 14, 15 miteinander verschweißt. Ist der Pfahl starker Rostbildung ausgesetzt, so wird ein Betonpfahl 9 in die durch die beiden Walzprofile und die Zwischenstücke begrenzten Hohlräume eingebracht und der Hohlraum 8 zwischen zwei benachbarten Spundpfählen mit Beton oder Eisenbeton ausgefüllt.



1) Vgl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 43, S. 642.

**INHALT:** Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen. — Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg. — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau. (Schluß). — Der Internationale Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona. — Zur genauen Theorie der Hängebrücken. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau. — Ludwig Hagen 100 Jahre alt. — Flußkorrektionsarbeiten am mittleren Po. — Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. — Wolga-Don-Kanal. — „Überstraße“ in England. — Berichtigung. — Patentschau.

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