

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 8. Oktober 1937

Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Erz- und Kohlenverladeanlagen im Danziger Hafen.

Von Oberbaurat Arnold Klotzky, Danzig.

Danzigs Bedeutung als Seehafen und Handelsplatz ist von alters her in erster Linie begründet durch seine Lage im Mündungsgebiete des ein weites Hinterland durchziehenden Weichselstromes. Die Entwicklung der Hafenanlagen allgemein und des Hafenverkehrs Danzigs ist daher bedingt worden durch alle die Veränderungen, die im Laufe der Zeiten einerseits örtlich im Mündungsgebiete von Natur oder Menschenhand herbeigeführt wurden, andererseits in den politischen und wirtschaftlichen Zuständen des Hinterlandes eingetreten sind.

Die Verkehrslage des Danziger Hafens vor dem Weltkriege zeichnete sich dadurch aus, daß in dem etwa 2 Mill. t betragenden Gesamt-Güterumschlag (Abb. 1) — nach dem Durchschnitt der letzten vier Vorkriegsjahre — die Einfuhr sich mit der Ausfuhr ungefähr ausglich, oder — bei Berücksichtigung des Jahres 1913 allein — die Einfuhr sogar noch die Ausfuhr um etwa 40% übertraf. Dabei lag der Hauptanteil des Gesamt-Güterumschlags bei dem Verkehr mit landwirtschaftlichen Erzeugnissen, dem Holzumschlag, sowie dem Verkehr mit Handels- und Stückgütern, während der Massen- und Schüttgüterverkehr — insbesondere also der Kohlen- und Erzumschlag — sowie der reine Speditionsverkehr dagegen verhältnismäßig stark zurückblieb. Diese Verkehrsverhältnisse haben sich

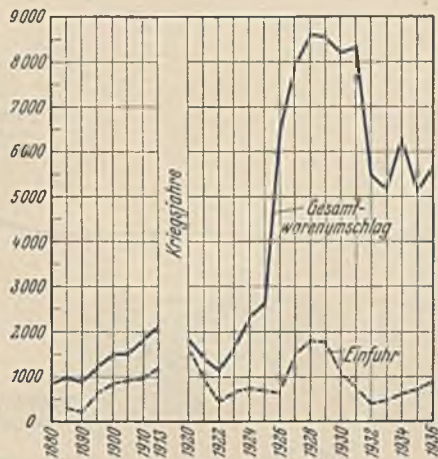


Abb. 1.

Unter Berücksichtigung dieser völlig veränderten Anforderungen des Hafenumschlag-Verkehrs hat die Hafenverwaltung bei ihrem Bestreben für die Verbesserung der bestehenden Hafenanlagen und dem weiteren Ausbau des Hafens seit 1925 in erster Linie alles daransetzen müssen, mit größter Beschleunigung alsbald leistungsfähige Massengüter-Umschlaganlagen bereitzustellen. Zunächst geschah dies durch Ausrüstung vorhandener Kais mit Greifkränen von 5 und 7 t Tragfähigkeit in verschiedenen Hafenteilen. — Zwecks tunlichster Zusammenfassung des gesamten Massengüterverkehrs ist sodann 1927 bis 1929 das Massengüterbecken bei Weichselmünde geschaffen worden, das als wichtigster Erweiterungsbau des Danziger Hafens nach dem Weltkriege mit neuzeitlichen mechanischen Umschlaganlagen größter Leistungsfähigkeit in jeder Hinsicht aufs beste ausgerüstet ist und der Abfertigung großer Überseedampfer dienen kann¹⁾. —

Das Massengüterbecken (Abb. 2) zweigt südlich des Dorfes Weichselmünde in Nord-Süd-Richtung von der Toten Weichsel — dem Hauptarm des Hafens — ab. Für die Wahl dieser Lage war die günstige Entwicklungsmöglichkeit des Bahnanschlusses und der für den Massengüterverkehr nötigen umfangreichen Verschiebegleisanlagen im wesentlichen maßgebend, auch konnte eine zusätzliche Belastung der übrigen Hafeneisenbahnen dadurch ganz vermieden werden. Der Bau dieses Beckens konnte auch ohne große Gelände-Erwerbsschwierigkeiten schnell in Angriff genommen werden, da nur stadtteiliges Gelände davon betroffen wurde. — Die Bauarbeiten für den ersten Bauabschnitt wurden im Herbst 1927 begonnen und waren im Frühjahr 1929, einschließlich der mechanischen Ausrüstungen, bereits so weit beendet, daß schon am 12. April genannten Jahres die ersten Schiffsbeladungen am fertiggebauten und mechanisch ausgerüsteten Kai vorgenommen werden konnten. — Nach dem Entwurf sollte das Hafenbecken bei einer Einfahrtbreite von 250 m und Endbreite von 125 m eine Länge von 800 m haben. Die Beckentiefe beträgt zunächst 9 m, Tiefe am Kai 8 m mit Vertiefbarkeit auf 9 m. — Das Becken ist im ersten Ausbauabschnitt zunächst bis 1929 nur auf 465 m Länge fertiggestellt worden, und zwar mit 500 m Kai auf der Westseite und 525 m auf der Ostseite. Zur Zeit werden die Kais je um 100 m verlängert. —

Die Bauweisen der Kalmauern sind aus dem Beckenquerschnitt (Abb. 3) ersichtlich. — Sie bestehen aus einer Betonmauer auf hölzernem Pfahlrost mit rückliegender Spundwand nebst Zugpfahlreihe. Entsprechend den größeren Betriebslasten der Erz-Verladebrücken auf der Westseite war dort achtreihiger Pfahlrost und besonders schwere Betonmauer erforderlich, während auf der Ostseite die Kalmauer etwas leichter ausgebildet werden konnte und fünfzeihiger Pfahlrost genügte. Der Kiefern-pfahlrost weist, je nach angetroffenen Boden-

Gefälle der Zustell- und Ablaufgleise

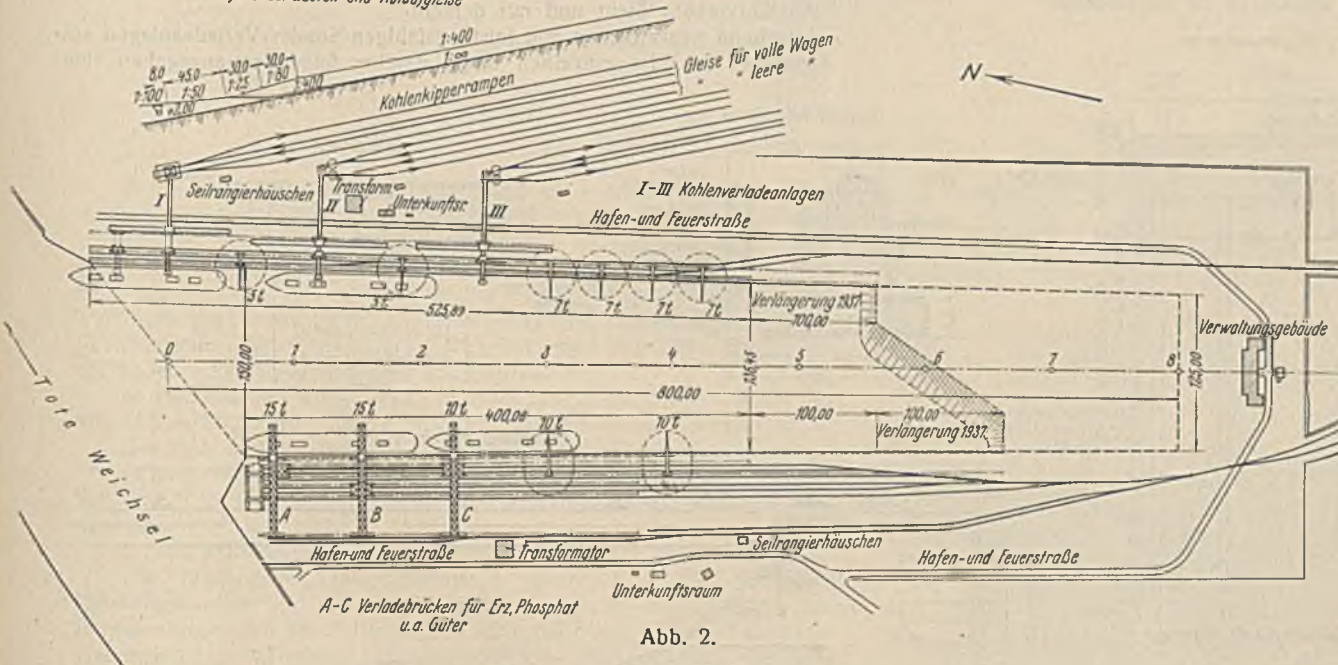


Abb. 2.

nach dem Weltkriege grundlegend gewandelt. — Der gesamte Jahres-Warenverkehr war allerdings bis 1928 auf rd. 8,6 Mill. t gestiegen, ist dann bis 1933 auf etwa 5 Mill. t zurückgegangen und hat sich seit 1934 weiter zwischen 5 und 6 Mill. t gehalten. Hiervon entfiel jedoch nur etwa 1/10 auf die Einfuhr — woran sogar noch der Erzverkehr einen wesentlichen Anteil hat —, während an der Ausfuhr der Kohlen- und Holzumschlag im allgemeinen allein mit 80% beteiligt ist. — Es ist hiernach der Stückgüterverkehr gering gegenüber der Entwicklung des Massengüterverkehrs.

schichten des an sich günstigen Baugrundes, bestehend vorwiegend aus Sand-, Kies- und Tonschichten in wechselnder Mächtigkeit, sowie nach den Rammergebnissen Pfähle von etwa 14 bis 17 m Länge bei rechnerischen Pfahlbelastungen bis zu 22 t auf. Für die Spundwand von 26 cm Dicke

¹⁾ Siehe auch „Der Ausbau des Danziger Hafens in den Jahren 1920 bis 1935“ von Oberbaudirektor R. Bruns, technischer Direktor des Hafenausschusses in Danzig. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, XIV. Bd., 1934/35, S. 182 ff.

ist wegen des seinerzeit günstigen Angebots Tannenholz verwendet worden. — Zuzufolge des bei den nie ganz vermeidbaren Undichtigkeiten von Holzspundwänden vereinzelt aufgetretenen Durchsickerns des feinen Sandes der oberen Bodenschichten ist jene im Danziger Hafen sonst bewährte und auch wirtschaftlich als äußerst günstig befundene Bauweise der Kaimauern bei der z. Z. in Ausführung begriffenen Kalstrecke verlassen und statt ihrer eine Holzpfahlrost-Kaimauer mit vorderer senkrechter Abschlusswand aus Stahlspundbohlen gewählt worden. Dieser Kaimauerquerschnitt ist auch, unbeschadet der Standsicherheit, in jeder Hinsicht mit weitestmöglicher Material- und Festigkeitsausnutzung bei denkbar günstigster Ausstellung des nur vierreihigen Holzpfahlrostes durchgebildet worden, so z. B. mit Druckpfahlkräften bis zu 42 t und Beanspruchung der Stahlbohlen bis 1569 kg/cm² bei Thomasstahl 47. Dabei ist die Spundwand zur Aufnahme senkrechter Belastung rechnerisch jedoch nicht herangezogen (Abbild. 4).

Von der entwurfsgemäßen Gesamt-

Kallänge des Beckens von 1600 m werden nach Abschluß der gegenwärtigen Verlängerungsarbeiten 600 lfdm Kai auf der Westseite und 625 m auf der Ostseite, insgesamt also 1225 m Kai zunächst ausgebaut sein. — Die Fertigstellung des Beckens bis zum Vollausbau ist mangels Bereitstellung weiterer Geldmittel leider bisher nicht möglich gewesen. — Die Westseite des Hafenbeckens ist im wesentlichen ausgerüstet für den Umschlag von Erz-, Phosphat- u. dgl. Massengütern im Einfuhr-

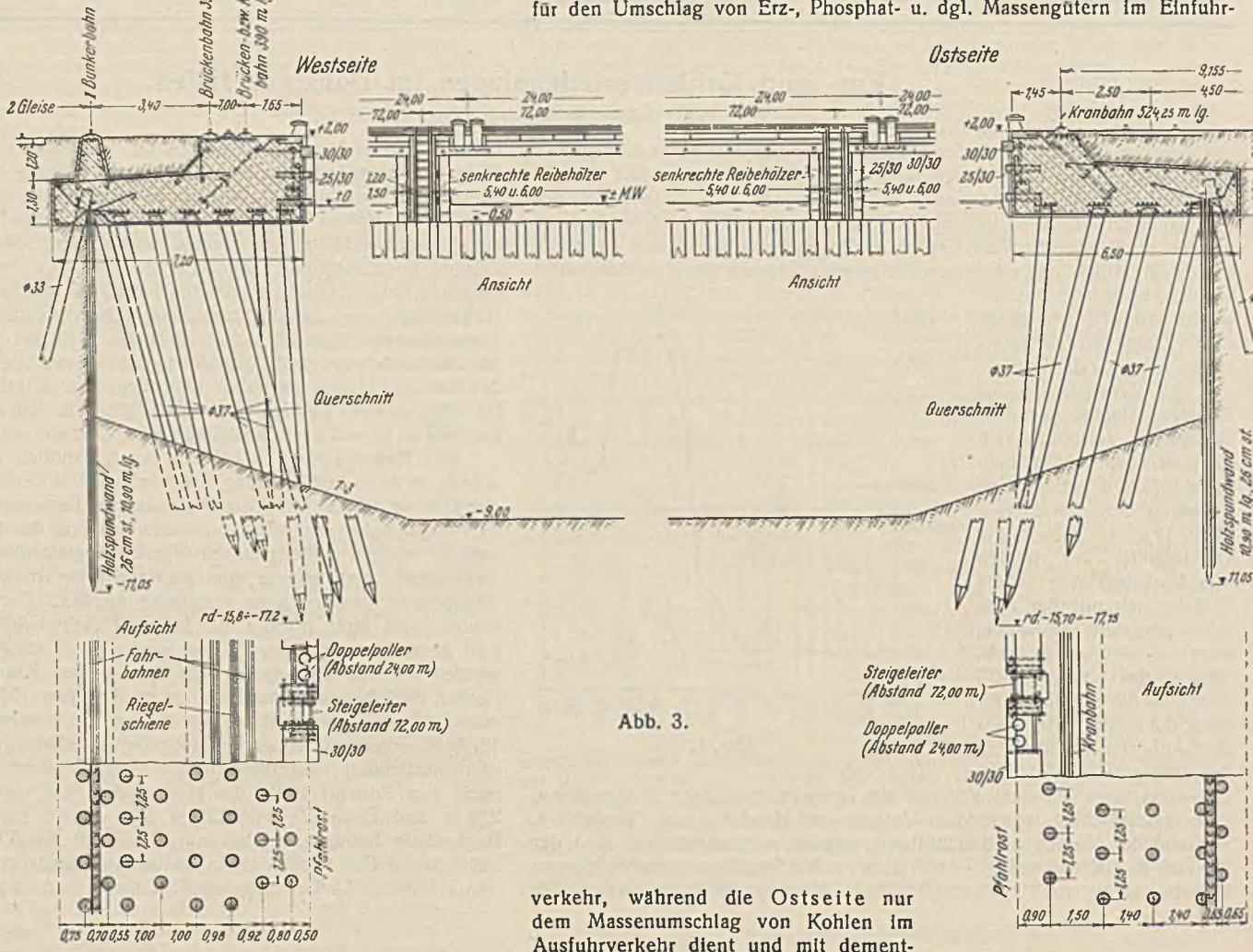


Abb. 3.

verkehr, während die Ostseite nur dem Massenumschlag von Kohlen im Ausfuhrverkehr dient und mit dementsprechend neuzeitlichen und leistungsfähigen Sonder-Verladeanlagen ausgestattet ist. Im einzelnen möge darüber folgendes angegeben sein

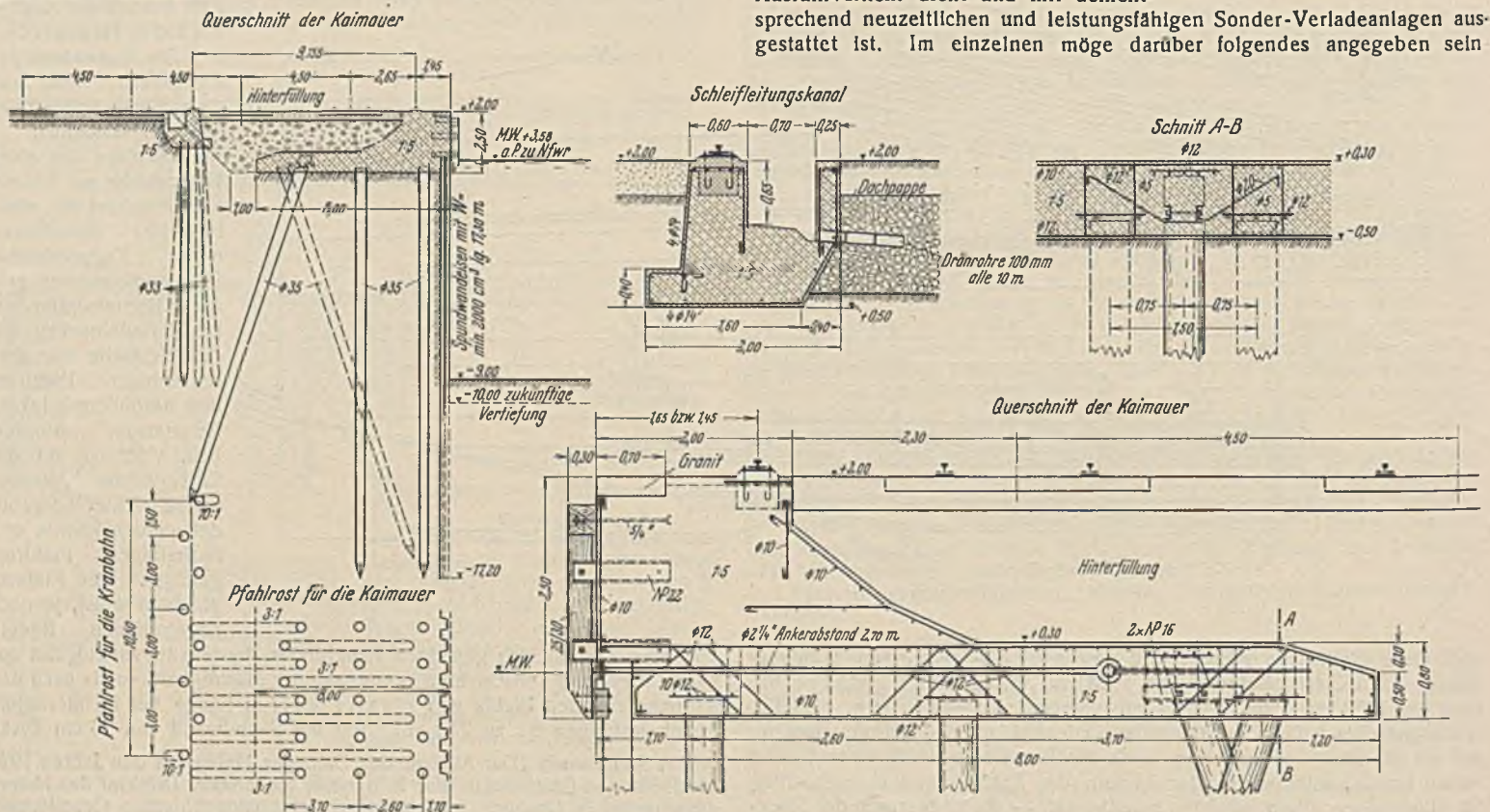


Abb. 4.

I. Westkai mit Erz- und Phosphat-Umschlaganlagen.

Die mechanische Ausrüstung (s. Abb. 5) besteht aus:

a) zwei Erzumschlagbrücken mit einer Stützweite von 60 m und einem einschwenkbaren Ausleger von 25 m Kragweite über Kalkante nebst Drehlauf-Greiferkatze mit 5 m Ausladung, im ganzen also mit rd. 27 m Greiferausladung über Kai in Endstellung. — Tragfähigkeit am Lasthaken ist 15 t, abzüglich Greifergewicht von 7,5 t, beträgt Nutz-Hubbelastung mithin 7,5 t. Das Greifer-Hubwindwerk hat Planetengetriebe. Die Betriebsmotoren sind Drehstrom-Reihenschlußmotoren, wobei zwei Hubmotoren und ein Schließmotor je 100 kW Stärke haben, während die übrigen Motoren normale Drehstrom-Asynchronmotoren sind. — Als mittlere Stundenleistungsfähigkeit dieser Ladebrücken kann angenommen werden, je nach Umschlaggut, je etwa 80 bis 200 t im Höchstfalle.

b) einer Verladebrücke für Phosphat-Umschlag mit einer Tragfähigkeit von 10 t am Lasthaken und einem Nutz-Greiferhub von 5 t, im übrigen mit den gleichen Hauptmaßen und ähnlichen Ausrüstungen wie bei den Erzbrücken. — Die mittlere Stunden-Leistungsfähigkeit ist etwa 60 bis 160 t im Höchstfalle — je nach Umschlaggut. —

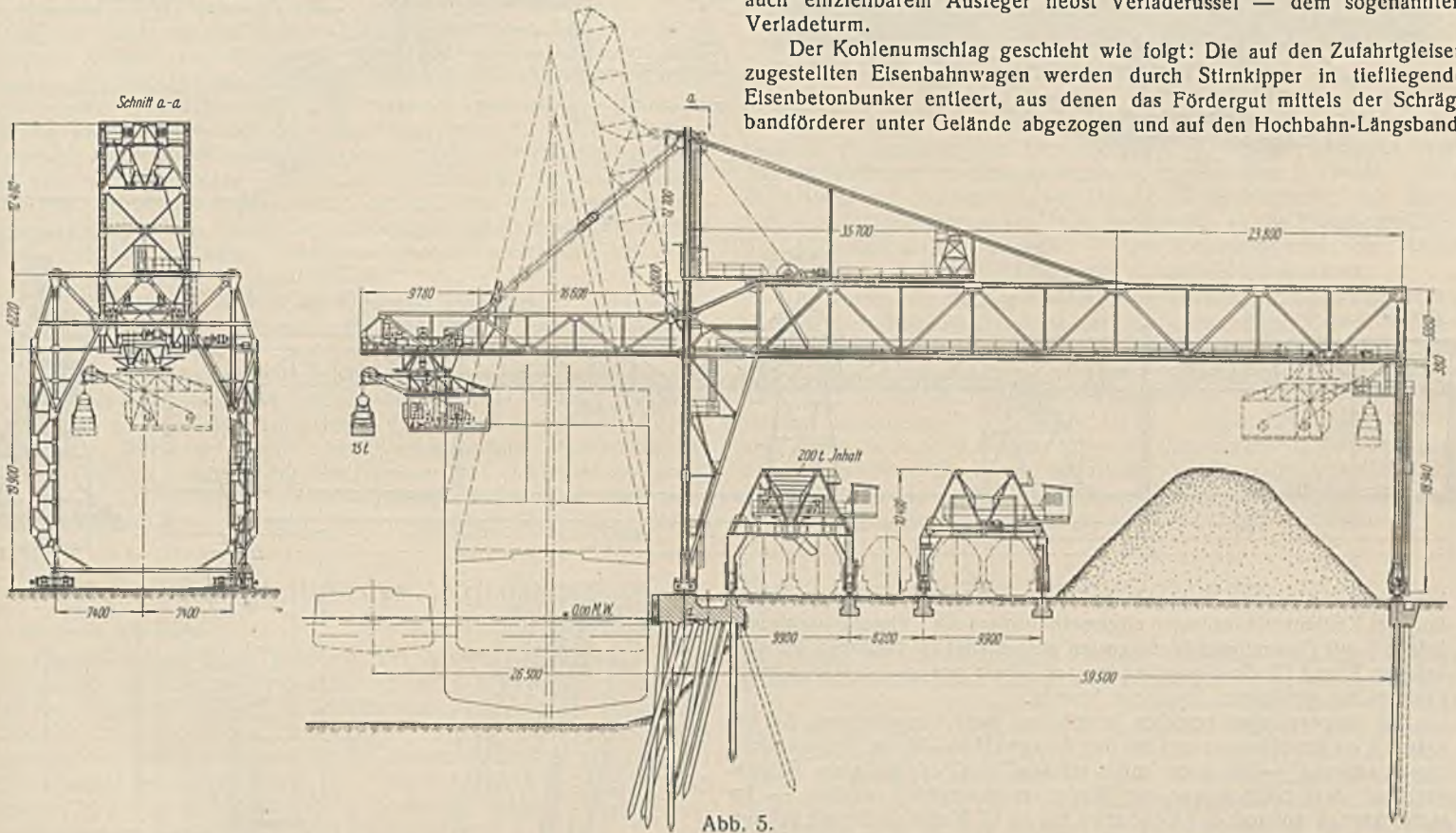


Abb. 5.

c) für die vorgenannten Brücken je einem — im ganzen also drei — Wiegebunker auf fahrbarem Portalgerüst über zwei Gleisen mit selbstschreibender Waage von 60 t Wiegefähigkeit. — Über dem eigentlichen Wiegebunker liegt ein Vorratsbunker von rd. 65 m³ = etwa 200 t Erze Fassungsvermögen. Da mit Hilfe dieser Wiege- und Ausgleichbunker das Verwiegen des Umschlaggutes und Beladen der Eisenbahnwagen in gewissen Grenzen vom Löschbetriebe unabhängig ist, wird die Leistungsfähigkeit der Ladebrücken dadurch wesentlich gefördert. —

d) zwei Brücken-Wippkranen von je 10 t Tragfähigkeit über drei Gleisen mit 14,3 m Stützweite. Die Krane sind auf den Brücken verfahrbar. —

Des weiteren sind als Betriebsanlagen für Verschlebedienst angeordnet:

e) zwei Schlebebahnen am Ende der Kalgleise von 60 t Tragfähigkeit und 15 m Nutzlänge; jede bedient ein Betriebsgleis und die dazugehörigen zwei Ladegleise.

f) zwei Sellrangieranlagen mit elektromotorischem Antrieb.

Die tatsächliche Leistungsfähigkeit dieser Erz- und Phosphat-Umschlaganlagen ist die denkbar günstigste. So konnte nach den Betriebsergebnissen beispielsweise ein Schiff mit 3000 t Erzen im Danziger Hafen jetzt in 6 Stunden gelöscht werden — eine Leistung, die wohl auch in anderen modernen Häfen nicht übertroffen werden dürfte. — Die Gesamt-Jahresleistungsfähigkeit des Erzkaies in seinem bisherigen Ausbau wird man wohl im Mittel gut mit 1 Mill. t veranschlagen können. — Die Verladebrücken selbst weisen konstruktiv und statisch ähnliche Verhältnisse auf wie die bereits früher andernorts ausgeführten und daher bekannten entsprechenden Anlagen, z. B. in Emden und Stettin. Die wasserseitigen Brückenstützenportale, die steif an die Brücken angeschlossen sind, laufen mittels zweimal vier Doppel-Radsätzen auf einer Doppel-Kranbahn, so daß

durch diese Lastenaufstellung Höchststraddrücke von 65 t auf die Kaimauer zu übertragen sind. — Die landsseitige Auflagerung der Brücken geschieht mittels Pendelportal, mit 40 t Höchststraddrücken, auf Betonkranbahn mit Holzpfahlgründung. — Hier ist auch der Schleifkanal eingebaut, aus dem der elektrische Strom dem gesamten Energiebedarf der Brücken zugeführt wird.

Abb. 6 zeigt eine Ansicht der Erz-Verladebrücken.

II. Ostkai mit Kohlen-Verladeanlagen (Ausfuhr) (Abb. 7).

Für den Kohlenumschlag sind auf dem Ostkai drei Sonderanlagen errichtet worden, mit denen die Exportkohle aus den Eisenbahnzügen von landwärts weit zurückliegenden Klippern „am laufenden Band“ in den Seeschiffsraum befördert wird. — Jede dieser Anlagen besteht aus:

a) der 75 m von der Kalkante entfernt liegenden Bahnwagen-Kipperanlage mit Bunker nebst den dazugehörigen Gleisanlagen;

b) zwei ortsfesten Bandförderanlagen, und zwar einem Schrägbandförderer und einem in etwa 5,5 m Höhe über Gelände laufenden Längsband;

c) einem fahrbaren Portal-Bandförderer mit einschwenkbarem bzw. auch einziehbarem Ausleger nebst Verladerrüssel — dem sogenannten Verladeturm.

Der Kohlenumschlag geschieht wie folgt: Die auf den Zufahrtgleisen zugestellten Eisenbahnwagen werden durch Stirnkipper in tiefliegende Eisenbetonbunker entleert, aus denen das Fördergut mittels der Schrägbandförderer unter Gelände abgezogen und auf den Hochbahn-Längsband-

förderer abgegeben wird. Von hier wird die Kohle dem senkrecht dazu laufenden Verladeband der unmittelbar am Kai verfahrbaren Turmbandanlage zugeführt, von der das Fördergut innerhalb eines gewissen Bereiches ohne Schiffsverholung an beliebiger Stelle in den Schiffsraum mittels des

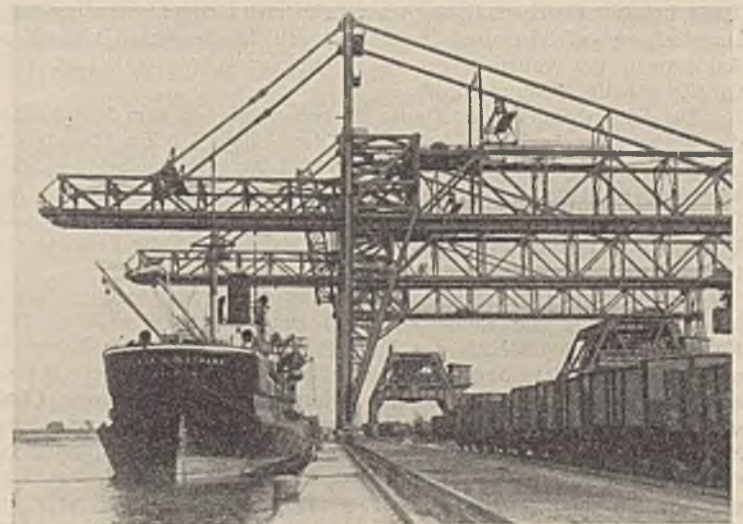
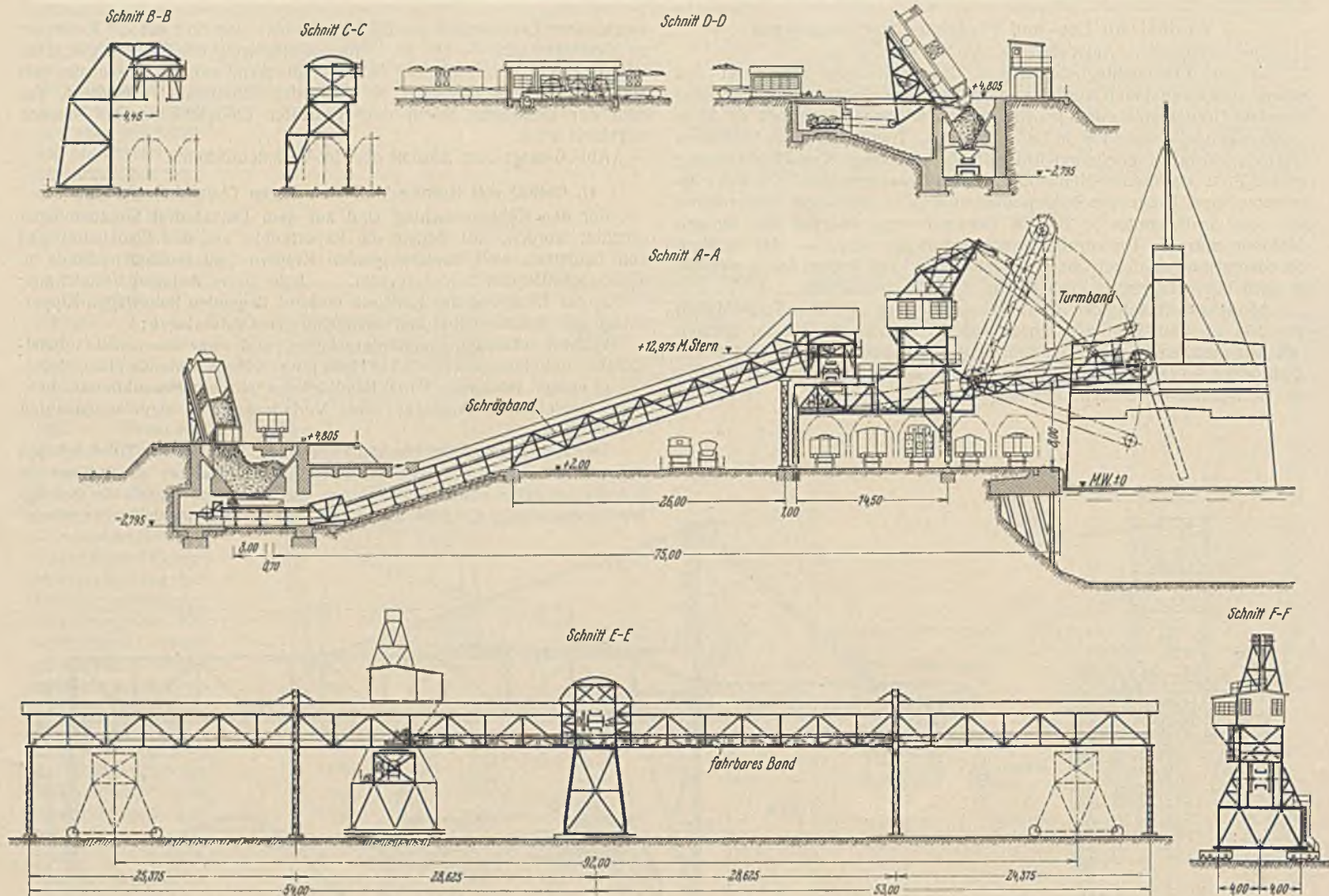


Abb. 6.



Auslegers und Schüttrohres gelangt. — Grundsätzlich besteht zwischen den drei Kohlenverladeanlagen allgemein insofern ein Unterschied, als die Anlage I mit Gummiband-Fördergeräten ausgestattet ist, während bei den Anlagen II und III die Förderbänder aus einem aus gelenkverbundenen Kastenzellen gebildeten Stahlband besteht.

Die Kipperanlagen bestehen jeweils aus zwei Wagenkippern, die bei Anlage I als Pendelkipper und bei den Anlagen II und III als Drehschleibenkipper arbeiten. — Es kann somit während des Kippens eines Wagens stets auf dem Nebenkipper der Wagen ausgewechselt werden. — Im Mittel können auf jedem Kipper etwa bis zu 15 Wagen je Stunde gekippt werden. — Der Bunkerraum unter den Kippern faßt 75 m³. Die eisenbahnbetriebliche Bedienung geschieht zunächst durch Bereitstellung der vollen Kohlenzüge auf den zu jeder Kipperanlage gehörigen beiden Zubringergleisen von 850 m Länge. Aus diesen werden die vollen Kohlenwagen mittels Seilrangleranlage auf die Kipper gezogen. Diese Seilzuganlage ist ein auf Führungs- und Umkehrrollen laufendes endloses Seil mit 3 bis 4 cm/sek Geschwindigkeit im unbelasteten Umlauf, mit selbsttätiger Umschaltung auf 35 cm/sek Geschwindigkeit im belasteten Umlauf bei Anklempen der vollen Wagen. — Die leeren Wagen laufen im freien Gefälle auf die Ablaufgleise ab.

Die Förderbänder vom Kipper-Bunkerauslauf bis zum Schütttrichter des Verladeturm-Auslegers haben bei der Anlage I (Gummiband) eine mittlere Umlaufgeschwindigkeit von 0,8 bis 1,2 m/sek und bei den Stahlbändern der Anlagen II und III 0,5 m/sek. Da jedoch die kohlenführenden Querschnitte bei beiden Ausführungsarten ungefähr im umgekehrten Verhältnis zu den Bandgeschwindigkeiten stehen, sind die Leistungen in beiden Fällen etwa gleich.

Die ortsfeste Förderanlage besteht aus dem 1:4 geneigten Schrägbandförderer, der die Kohle von dem Bunkerabzug über etwa 14 m Höhenunterschied mit Hilfe des Abwurftrichters im Hochbahn-Fahrgerüst nach dem etwa 10 m über Bunkerauslaufhöhe oder 5,5 m über Geländehöhe laufenden Längsband fördert. Dieses Längsband hat eine Länge von etwa 50 m, läuft für sich auf einem Rollschlitten und ist mit diesem Schlitten in einem in der Hochbahn nach unten offenen Fahrgerüst von etwa 100 m Länge parallel zum Kai verfahrbar, und zwar in Kupplung mit dem Verladeturm-Bandförderer. — Hierin liegt die Möglichkeit und der große Vorteil, innerhalb des Schiffsbereichs von etwa 100 m Länge die Schiffsbeladung ohne Schiffsverholung durchzuführen.

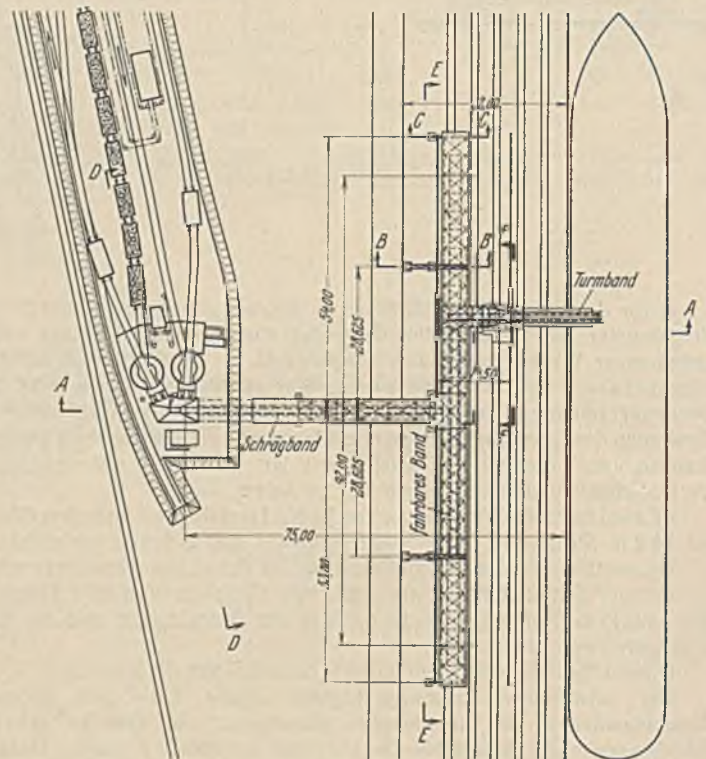


Abb. 7.

Der Verladeturm trägt an dem 8 m über Kalkante auskragenden Ausleger, der bei Anlage I bis auf 4 m einziehbar ist, den Schütttrüssel (Laderohr), durch den die Kohle bei stetigem Ladevorgang langsam auf dem Schüttkegel im Schiffsladeraum hindurchgleiten soll. — Auf Grund der praktischen Erfahrungen bei der Verladung von Grobkohle ist, zwecks tunlichster Schonung der Kohle, bei der Anlage III versuchsweise und mit gutem Erfolg in das Laderohr eine Niedertragvorrichtung eingebaut

worden, durch die die Kohle ohne jeden Fall bis kurz über den Schiffsraumboden oder Schütthaufen hinuntergetragen wird. — Aber auch zur Vermeidung der letzten etwaigen Fallhöhe und zur Verringerung der Trimmarbeiten im Schiffsraum ist neuerdings hieran noch eine weitere Verbesserung mit gutem Ergebnis mittels einer drehbaren Auslaufschurre am Ende des Niedertragrohrs angebracht worden. Auch an sonstigen Übergangstellen sind für die besonderen Bedürfnisse der Schonung der Grobkohle weitere Vervollkommnungen teils bereits durchgeführt, teils in Vorbereitung.

Die Leistung dieser Kohlen-Sonderverladeanlagen beträgt bei Grobkohle im Mittel etwa 250 t/Std., bei Feinkohle bis zu 400 t/Std. Jedoch sind auch bereits Spitzenleistungen bis zu 750 t/Std. je Anlage erzielt worden.

Außer mit diesen Kohlenverladeanlagen ist der Ostkal noch mit dazwischen und am Ende angeordneten z. Z. 6 Stück Greiferkränen von 5 bis 7 t Tragfähigkeit ausgerüstet. Ferner sind auf dem Kalgelände noch vier Kalgleise angeordnet, so daß neben den Sonderverladeanlagen auch noch im Greiferbetrieb aus den Kohlenzügen von den Kalgleisen unmittelbar gearbeitet werden kann. — Dieser ganz besondere Vorteil der Anlage ist durch die rückwärtige Anordnung der Wagenklipper ermöglicht worden. Dadurch wird das vordere Kalgelände nur von den vereinzelt Stützen des ortfesten Bandfördergerüsts und von dem auf Kranbahn verfahrenen Verladeturm-Portal in Anspruch genommen. Besonders günstig wird sich dies noch dann auswirken, wenn der Kal bei etwaiger Änderung der Kohlenausfuhrkonjunktur für andere Hafenumschlagzwecke frei sein würde und dann jederzeit ohne weiteres auch für anderen Güterumschlag, etwa im Freiladeverkehr, mit üblichem Kranbetrieb zur Verfügung steht. — Die Gesamt-Jahresleistungsfähigkeit des Kohlenkais in seinem bisherigen Ausbau- und Ausrüstungszustand wird auf 3 bis 4 Mill. t angenommen werden können.

Abb. 8 zeigt eine Ansicht der Kohlenverladeanlage.

Allgemein ist für das fragliche Massengutbecken noch in technischer Hinsicht zu bemerken:

Die Stromversorgung bringt eine Hochspannungs-Freileitung von 15 000 V aus dem Elektrizitätswerk der Stadtgemeinde Danzig. Der Strom wird in der Übergabestation mit 1860 kVA auf drei Umspannerstationen, und zwar im Verwaltungsgebäude sowie am West- und Ostkal verteilt und dort auf 380/220 V abgespannt. Als Nebenanlagen sind ferner zu nennen:

das bereits erwähnte Verwaltungsgebäude für Kal-, Zoll- und Bahnverwaltung sowie Kontore am Hafenbeckenende; eine Wasser-

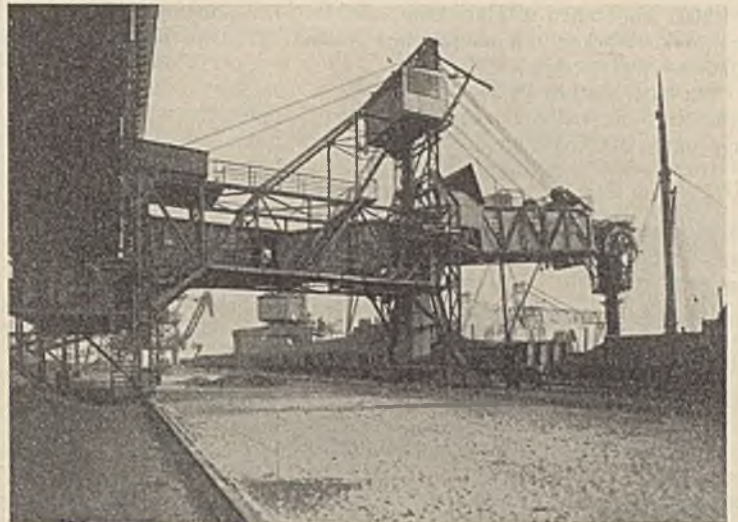


Abb. 8.

versorgungsanlage für Trinkwasser und Feuerlöschversorgung; ein Pumpenhaus mit Tiefbrunnen; zwei Umspannhäuser mit Kranbetriebsstellen nebst Aufenthaltsräumen für Hafenbedienstete; Hafenstraßen zu beiden Seiten des Hafens und Straßenumlegung Danzig—Weichselmünde; eine Eisenbahn-Überführungsbrücke von 28 m Spannweite — als Eisenbeton-Zweigelenkbogenbrücke mit Zugband — am Kreuzungspunkte der Hauptzufahrtgleise mit der Umgehungsstraße Danzig—Weichselmünde.

Die Kosten der drei Erzverladebrücken (zweimal 15 t und einmal 10 t) und der drei Wiegebunker sowie der drei vollständigen Kohlen-Verladeanlagen haben einschl. Zoll betragen rd. 5 148 000 G., während die Gesamtkosten des Massengutbeckens mit allen Ausrüstungen und Nebenanlagen nach dem Stande des ersten Ausbaubauschnitts von 1929 — wie vorstehend beschrieben — rd. 13 760 000 G. betragen (1 Danziger Gulden, alter Parität = rd. 0,80 Goldmark). — Im Zusammenhang mit den oben bereits erwähnten derzeitigen Bauarbeiten der Hafenbeckenverlängerung wird auch die erforderliche Ausrüstung der neuen Kaistrecken beiderseits mit Massengüterkränen und Wiegebunkern durchgeführt werden.

Der Einfluß des „Kriechens“ auf die Berechnung flacher Dreigelenkbogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Dr. Franz Glaser, Wien*).

Die elementare Statik geht von der Annahme aus, daß das der Berechnung zugrunde gelegte System starr ist; d. h. es wird vorausgesetzt, daß das Tragsystem sowohl im unbelasteten als auch im belasteten Zustande praktisch die gleiche Form hat, oder daß es zumindest für die zu verlangende Genauigkeit ausreicht, mit dieser Annahme zu arbeiten. Für viele Systeme genügt diese Annahme, und da sie noch dazu im Interesse einer bedeutenden Vereinfachung der Rechnung liegt, ist auch nicht einzusehen, warum davon abgegangen werden sollte.

Bei den Hängebrücken und Bogenbrücken liegen die Dinge aber nicht so. Die Hängebrücken waren der Ausgangspunkt für die rechnermäßige Erfassung des Einflusses der Verformung auf die Spannungsverhältnisse. Schon frühzeitig ist es gelungen, diese Zusammenhänge rechnerisch zu erfassen, und zwar ohne die Rechenarbeit übermäßig zu erschweren und zu vermehren. Aus den Erfahrungen bei den amerikanischen Riesenbrücken weiß man heute, „daß die Elastizitätstheorie für die Berechnung einer Hängebrücke im allgemeinen unbrauchbar ist“¹⁾. Bei den Hängebrücken (und zwar gilt alles Gesagte nur für verankerte Hängebrücken, bei denen der Verstelungsträger zur Durchleitung des Kettenzuges nicht herangezogen wird) begegnete sich das Interesse des Forschers mit Nützlichkeitsabwägungen. Die Verformungstheorie zeigt nämlich, daß die Momente im Verstelungsträger in Wirklichkeit kleiner sind, als sie sich nach der elementaren Berechnung ergeben. Beispielsweise hat bei dem nicht zur Ausführung gelangenden ersten Entwurf der Reichsbrücke in Wien (Kettenbrücke mit rd. 240 m Stützweite) die genaue Berechnung eine Ermäßigung der Momente im Verstelungsträger auf rd. 70% der nach der Elastizitätstheorie ermittelten Werte ergeben.

Bei den Bogenbrücken liegen die Verhältnisse aber gerade umgekehrt. Die genaue Theorie weist nach, daß die Ergebnisse der elementaren Berechnung zu günstig sind. Da aber im allgemeinen die Steifigkeit einer Bogenbrücke im Vergleich zu einer Hängebrücke verhältnismäßig größer ist, werden bei ersterer kleinere Formänderungen eintreten und

daher auch ihr Einfluß geringer bleiben. Abgesehen von ungewöhnlich großen Stützweiten kann man sich meistens damit abfinden, daß in Wirklichkeit gegenüber der elementaren Berechnung Zusatzspannungen auftreten werden, deren Größe aber keineswegs übermäßig ist. Einschränkend muß allerdings hinzugefügt werden, daß diese Folgerung nicht in gleicher Weise für alle Brückenbaustoffe gilt, und daß der Grüningsche Anspruch unter Umständen auch auf Bogenbrücken auszudehnen wäre. Wenn die Spannweite nicht zu groß ist (etwa unter 100 m) und als Baustoff Stahl Verwendung findet, kann man es wie mit den Stahlfachwerken halten.

Man weiß ja auch, daß bei diesen Nebenspannungen auftreten, ohne daß man deshalb von der elementaren Berechnungsweise abgehen würde. Die technische Forschung hat sich mit diesen Fragen eingehend befaßt und über die Größe dieser Spannungen Klarheit geschaffen. Immerhin haben aber diese Studien die Konstruktionspraxis wesentlich beeinflusst²⁾. Man vermeidet Systeme, von denen man weiß, daß sie große Nebenspannungen haben, man vermeidet außermittige Anschlüsse, man bemißt Hilfsständer stärker als notwendig usw.

Nun besteht aber ein grundsätzlicher Unterschied zwischen den Nebenspannungen der Fachwerke und den hier zu behandelnden Zusatzspannungen der Bogenträger. Während erstere, obwohl kein Vorteil für das System, für den Sicherheitsgrad fast keine Bedeutung haben, sind letztere als Hauptspannungen zu werten, die den Sicherheitsgrad herabsetzen.

Besondere Bedeutung gewinnen die Verformungsspannungen der Bogenträger bei den Baustoffen Beton und Eisenbeton, deren Materialeigenschaften das Zustandekommen großer Zusatzspannungen begünstigen. Die folgenden Entwicklungen sollen diese Zusammenhänge aufklären.

I. Theoretische Grundlagen.

In Anlehnung an Engeßersche Grundideen soll sich das nachstehend entwickelte, verhältnismäßig einfache Berechnungsverfahren darauf beschränken, von geometrischen Betrachtungen ausgehend, die Verhältnisse beim flachen Dreigelenkbogen näherungsweise zu erfassen.

Zur Vereinfachung wird als Bogenform die Parabel angenommen. Für alle Bogenträgerwerke, bei denen die ständige Last annähernd als

* Der Aufsatz wurde bereits am 26. Mai 1937 zur Veröffentlichung angenommen; sein Erscheinen ist nur durch äußere Umstände verzögert worden.
Die Schriftleitung.

¹⁾ Grünig, II. Int. Tagung f. Bb. u. Hb. Wien 1928.

²⁾ Hartmann, Z. d. OeIAV 1919.

Gleichlast angesehen werden kann, das sind fast alle Stahlbrücken und auch Massivbrücken mit aufgelöstem Aufbau, ist diese Bogenform auch annähernd die richtige.

Für einen flachen Parabelbogen wird die halbe Bogenlänge durch die Gleichung

$$(1) \quad b = s \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right]$$

näherungsweise ausgedrückt. Die Bedeutung der Bezeichnungen geht aus Abb. 1 hervor.

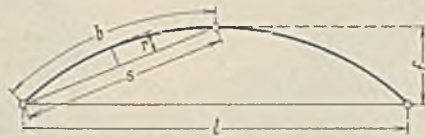


Abb. 1.

Um die Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Einflüssen bei einer Änderung der Bogenlänge aufzuzeigen, wird das totale Differential gebildet

$$(2) \quad \Delta b = \frac{\partial b}{\partial s} \cdot \Delta s + \frac{\partial b}{\partial r} \cdot \Delta r = \left[1 - \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta s + \frac{16}{3} \cdot \frac{r}{s} \cdot \Delta r.$$

Wird als Belastung Vollbelastung (beispielsweise ständige Last) vorausgesetzt und weiter angenommen, daß dieser Lastfall — bei elementarer Berechnung — nur Achsenkräfte zur Folge hat, so gilt für die Durchbiegung eines Punktes, weil in diesem Falle die Achsenkräfte allein dazu beitragen, die Gleichung

$$(3) \quad \delta = \int \frac{N N_0 db}{EF}$$

Darin bedeuten N bzw. N_0 die Achsenkräfte in einem Bogenpunkte von der Belastung bzw. von dem Hilfsangriff $P=1$ an der Durchbiegungsstelle, db das Bogenelement, E den Elastizitätsmodul und F den Bogenquerschnitt. Bei flachen Bogen gilt genügend genau

$$N = H \sec \varphi,$$

worin H den Horizontalschub und φ den Neigungswinkel der Tangente in dem jeweiligen Bogenpunkte gegen die Waagerechte bedeuten. Aus der Einflußlinie für den Horizontalschub (Abb. 2) folgt für

$$P=1 \text{ im Scheitel} \quad \dots \quad N_0 = \frac{l}{4f} \cdot \sec \varphi$$

$$P=1 \text{ im Viertelpunkte} \quad \dots \quad N_0 = \frac{l}{8f} \cdot \sec \varphi.$$

Werden damit aus Gl. (3) die Durchbiegungen gerechnet, so zeigt sich, daß die Durchbiegung im Scheitel zweimal so groß ist wie jene im Viertelpunkte.

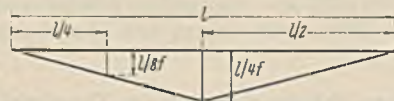


Abb. 2.

Bei genauer Rechnung, d. h. bei Berücksichtigung des Einflusses der Formänderung auf den Spannungszustand, entstehen im Bogen bei der vorausgesetzten Vollbelastung nicht nur Achsenkräfte, sondern auch Momente. Zuerst soll der Einfluß der Achsenkräfte allein behandelt werden. In Gl. (2) ist dann $\Delta r = 0$ einzusetzen; das folgt aus nachstehender Überlegung. In dem nur unter dem Einfluß der Achsenkräfte stehenden Bogen ändert sich die Pfeilhöhe f um die Scheitelsenkung Δf auf $f - \Delta f$. Wie vorhin nachgewiesen, beträgt die Senkung des Viertelpunktes $\frac{1}{2} \cdot \Delta f$, und die Ordinate dortselbst wird nach der Belastung zu $\frac{3}{4} f - \frac{1}{2} \Delta f$. Die Pfeilhöhe r über der Sehne s erreicht daher den Wert

$$r = \frac{3}{4} \cdot f - \frac{1}{2} \cdot \Delta f - \frac{1}{2} (f - \Delta f) = \frac{1}{4} f.$$

Das ist aber derselbe Wert wie vor der Belastung und daher $\Delta r = 0$. Alle Anschreibungen gelten natürlich nur bei flachen Bogen, was schon einleitend vorausgesetzt wurde.

Aus Gl. (2) und aus Abb. 3 folgt daher

$$\Delta b = \left[1 - \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta s = \left[1 - \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \frac{f}{s} \cdot \Delta f_N$$

und daraus mit Gl. (1)

$$(4) \quad \Delta f_N = \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \frac{s}{f} \cdot \Delta b = \frac{b}{f} \cdot \Delta b.$$

Der Einfluß der Momente ergibt sich durch Nullsetzen von Gl. (2), weil nämlich die Momente keine Änderung der Bogenlänge verursachen.

$$0 = \left[1 - \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta s + \frac{16}{3} \cdot \frac{r}{s} \cdot \Delta r,$$

$$\Delta s = \frac{f}{s} \cdot \Delta f_M = - \frac{16}{3} \cdot \frac{r}{s} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta r.$$

Wegen $\frac{r}{s} = \frac{1}{4}$ wird

$$(5) \quad \Delta f_M = - \frac{16}{3} \cdot \frac{r}{s} \cdot \frac{s}{f} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta r = - \frac{4}{3} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \Delta r.$$

Nun bleibt noch die Bestimmung von Δr übrig. Wie bereits gezeigt, wird die Änderung Δr der Pfeilhöhe r über der Sehne s nur durch die Momente herbeigeführt, die durch die Abweichung η der Stützlinie von der Bogenachse zufolge der Belastung entstehen. Für die Momente, die im Viertelpunkte ihren Größtwert $M = H \eta$ aufweisen, möge Sinuslinienverlauf angenommen werden (Abb. 4)

$$M_{\xi} = M \cdot \sin \frac{\pi \xi}{b}.$$

Aus der Differentialgleichung der Biegelinie bei Annahme eines konstanten Trägheitsmomentes

$$EJ \cdot \frac{d^2 \Delta r_{\xi}}{d \xi^2} = - M \cdot \sin \frac{\pi \xi}{b}$$

folgt nach zweimaliger Integration und Beachtung der Randbedingungen

$$EJ \Delta r_{\xi} = M \cdot \frac{b^2}{\pi^2} \cdot \sin \frac{\pi \xi}{b} \quad \text{und für } \xi = \frac{b}{2}$$

$$EJ \Delta r = M \cdot \frac{b^2}{\pi^2} = \frac{M}{\pi^2} \cdot s^2 \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right].$$



Abb. 3.



Abb. 4.

Mit $s = \frac{l}{2} \sqrt{1 + 4 \left(\frac{f}{l} \right)^2} = \frac{l}{2} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{r}{s} \right)^2}$ (wegen $\frac{f}{l} \approx 2 \cdot \frac{r}{s}$) wird

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} \Delta r &= \frac{M}{\pi^2 EJ} \cdot \frac{l^2}{4} \left[1 + 16 \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \\ &= \frac{H l^2}{4 \pi^2 EJ} \left[1 + \frac{64}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \eta. \end{aligned} \right.$$

Die Größe der Abweichung der Stützlinie von der Bogenachse im Viertelpunkte η geht nunmehr aus folgender Überlegung hervor. Für den durch Achsenkräfte und Momente verformten Bogen beträgt die Pfeilhöhe $f + \Delta f_N + \Delta f_M$. Die Stützlinie ist eine Parabel mit der gleichen Pfeilhöhe und hat daher im Viertelpunkte die Ordinate $\frac{3}{4} (f + \Delta f_N + \Delta f_M)$.

Der belastete Bogen hat im Viertelpunkte die Ordinate $\frac{1}{2} (f + \Delta f_N + \Delta f_M) + r + \Delta r$. Die Abweichung der Stützlinie von der verformten Bogenachse im Viertelpunkte beträgt daher

$$\eta = \frac{1}{2} (f + \Delta f_N + \Delta f_M) + r + \Delta r - \frac{3}{4} (f + \Delta f_N + \Delta f_M),$$

woraus mit $r = \frac{f}{4}$ hervorgeht

$$\eta = - \frac{1}{4} \cdot \Delta f_N - \frac{1}{4} \cdot \Delta f_M + \Delta r.$$

Unter Benutzung der Gl. (4), (5) u. (6) wird daraus

$$\eta = - \frac{b}{4f} \cdot \Delta b + \left\{ \frac{1}{3} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] + 1 \right\} \frac{H l^2}{4 \pi^2 EJ} \left[1 + \frac{64}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \eta,$$

wofür bei einem Pfeilverhältnis von ungefähr $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ also $\frac{r}{s} = \frac{1}{20}$ geschrieben werden darf

$$\eta = - \frac{b}{4f} \cdot \Delta b + \frac{H l^2}{28 EJ} \cdot \eta.$$

Schließlich ergibt sich η in expliziter Form mit

$$(7) \quad \eta = - \frac{1}{1 - \frac{H l^2}{28 EJ}} \cdot \frac{1}{4f} \cdot b \Delta b.$$

Die gesamte Änderung des Pfeiles f ergibt sich aus den Gl. (4), (5), (6) und (7) mit

$$\Delta f = \frac{b}{f} \cdot \Delta b - \frac{H l^2}{3 \pi^2 EJ} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \left[1 + \frac{64}{3} \left(\frac{r}{s} \right)^2 \right] \eta$$

$$(8) \quad \Delta f = \frac{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{H l^2}{28 EJ}}{1 - \frac{H l^2}{28 EJ}} \cdot \frac{1}{f} \cdot b \Delta b.$$

In den Formeln (7) und (8) ist einzusetzen für

$$\Delta b = \int_0^{l/2} \frac{N db}{EF} = \int_0^{l/2} \frac{H \sec \varphi \cdot dx \sec \varphi}{EF} = \frac{H}{EF} \int_0^{l/2} \sec^2 \varphi dx,$$

woraus mit $y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x)$ und $\sec^2 \varphi = 1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2$, sowie nach Ausrechnung des Integrals entsteht:

$$\Delta b = \frac{Hl}{2EF} \left[1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right] = \frac{Hl}{2EF} \left[1 + \frac{64}{3} \left(\frac{r}{s}\right)^2 \right]$$

Das Produkt $b \cdot \Delta b$ ergibt sich daraus mit Gl. (1) mit

$$b \Delta b = s \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{r}{s}\right)^2 \right] \frac{Hl}{2EF} \left[1 + \frac{64}{3} \left(\frac{r}{s}\right)^2 \right]$$

Wird wie oben $s = \frac{l}{2} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{r}{s}\right)^2} = \frac{l}{2} \left[1 + 8 \left(\frac{r}{s}\right)^2 \right]$ eingeführt, so folgt

$$(9) \quad b \Delta b = \frac{Hl^2}{4EF} \left[1 + 32 \left(\frac{r}{s}\right)^2 \right]$$

Unter den eingangs gemachten Voraussetzungen gelten die entwickelten Gleichungen genau für einen im Sinne der elementaren Berechnung nach der Stützlinie geformten Bogen. Da mit der Parabel als Bogenform gearbeitet wurde, sind die gefundenen Ergebnisse für die Mehrzahl der Massivbogen nur als gute Näherungen anzusprechen.

Die ungünstigste Belastung für den linken Viertelpunkt ist eine von der rechten Stütze auf 0,6 l sich erstreckende Verkehrslast. Diese Belastung liefert im starren Bogen für Horizontalschub und Moment im Viertelpunkte die Ausdrücke

$$H_{g+p} = (g + 0,68p) \frac{l^2}{8f} \quad M_p = \frac{3}{160} \cdot p l^2$$

Für diesen Lastfall gelten Gl. (7), (8) u. (9) nicht mehr genau, weil die Voraussetzung, daß der Scheitel nur lotrechte Verschiebungen erfährt, nicht mehr zutrifft. Zur näherungsweise Erfassung sind sie aber brauchbar, und dies um so besser, je mehr die ständige Last gegenüber der Verkehrslast überwiegt. Da bei massiven Brücken auch bei kleinen Spannweiten die ständige Last kaum unter den vierfachen Betrag der Verkehrslast sinkt, kann für diese Tragwerke mit den gefundenen Gleichungen gearbeitet werden. Das Moment im Viertelpunkte, das bisher mit $M = H \eta$ eingeführt wurde, ist dann mit $M = M_p + H \eta$ einzusetzen.

Gl. (7) u. (8) erhalten damit die Form

$$(10) \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{Hl^2}{28EJ}} \left(\frac{1}{4f} \cdot b \Delta b - \frac{M_p l^2}{28EJ} \right)$$

$$(11) \quad \Delta f = \frac{1 - \frac{3}{4} \frac{Hl^2}{28EJ}}{1 - \frac{Hl^2}{28EJ}} \cdot \frac{1}{f} \cdot b \Delta b - \frac{M_p l^2}{28EJ - Hl^2}$$

II. Besondere Behandlung der Baustoffe Beton und Eisenbeton.

Die unter I. entwickelten Formeln gelten für einen Baustoff, dessen Elastizitätsmodul konstant ist. Der lineare Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung ist aber bei Beton und Eisenbeton keineswegs gegeben. Da es aber allgemein üblich ist, bei der Berechnung solcher Konstruktionen mit der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes zu rechnen, wird auch im folgenden mit dieser Annahme gearbeitet. Hingegen soll hier eine Erscheinung behandelt werden, bei der die Annahme eines konstanten Elastizitätsmoduls nicht mehr zulässig ist. Es ist dies die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls mit der Zeit, die ihre Ursache in der Erscheinung des „Kriechens“ hat. Unter langdauernder unveränderter Belastung weisen auf Druck beanspruchte Konstruktionen Längenänderungen auf, die weit über das zu erwartende Maß hinausgehen, das auf Grund der vorhandenen Spannung und des konstanten Elastizitätsmoduls errechnet wird. Der Beton verhält sich also so, als ob sein Elastizitätsmodul mit der Zeit kleiner würde. Die materialtechnische Erklärung dieser Erscheinung soll hier nicht weiter ausgeführt werden. Sie dürfte in der Inhomogenität des Betons begründet sein, weshalb Freyssinet für diesen Baustoff den bezeichnenden Begriff „pseudosolid“³⁾ geprägt hat. Mit der Erforschung dieser Erscheinung haben sich zuerst angelsächsische Ingenieure befaßt. Aus letzter Zeit sind beachtenswerte Veröffentlichungen von Freudenthal⁴⁾ und die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 77 von 1934 und Heft 83 von 1936, hervorzuheben. Freudenthal gibt für den scheinbar abnehmenden Elastizitätsmodul auf Grund der Arbeiten von Davis⁵⁾ und Whitney⁷⁾ die Gleichung an:

$$R = \frac{1 + \nu t}{1 + \lambda t} \cdot E$$

³⁾ E. Freyssinet, Aspects nouveaux des problèmes du ciment armé, Int. Ver. f. Bb. u. Hb., Abh. 4, Bd. 1936.

⁴⁾ E. Brod, Unsere Materialien, Z. d. OeIAV 1937, Heft 13/14 u. 17/18.

⁵⁾ Dr.-Ing. A. Freudenthal, Die Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerformung des Betons, B. u. E. 1935, Heft 11. — Ders., Théorie des grandes voutes en béton et en béton armé, Int. Ver. f. Bb. u. Hb., Abh. 4, Bd. 1936.

⁶⁾ R. E. Davis, Flow of concrete under sustained compressive stress Proc. A. C. I., Vol. 24, 1924.

⁷⁾ C. S. Whitney, Journal A. C. I., March 1932.

und bezeichnet ihn nach Davis als Widerstandsmodul. In der Gleichung bedeuten ν und λ Koeffizienten, die von dem Alter des Betons bei der Lasteintragung abhängen, und t die Zeit in Jahren, gerechnet vom Zeitpunkt der Lasteintragung an. E ist dann der Elastizitätsmodul im Zeitpunkt $t = 0$. Für einen Monat alten Beton ist $\nu = 4$ und $\lambda = 19$ zu setzen, und zwar für einen normal guten Beton mit $E = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$. Mit einem Alter des Betons von einem Monat soll als gutem Durchschnittswerte gearbeitet werden. Man kommt damit dem in der Baupraxis üblichen Alter ziemlich nahe. In Übereinstimmung mit seinen Quellen nimmt Freudenthal an, daß das Kriechen, also der Vorgang der scheinbaren Abnahme des Elastizitätsmoduls, nach fünf Jahren abgeschlossen ist.

Die von Prof. Graf, Stuttgart, durchgeführten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, die sich jedoch nur auf einen Zeitraum von rd. drei Jahren erstreckten, bestätigten weitgehend die Annahmen Freudenthals. Es wurden Säulen $30 \cdot 30 \cdot 130 \text{ cm}$ aus Beton (250 kg/m^3 Zement, $W_{b28} = 212$ und 188 kg/cm^2) mit einer Spannung von 45 kg/cm^2 dauernd belastet. Die Lasteintragung geschah schon nach 14 Tagen. Es wurden auch bewehrte Säulen erprobt. Doch gestatten diese Ergebnisse keinen Rückschluß auf die Bogenbrücken, da die Bewehrung von einer bei Bogenbrücken nicht gebräuchlichen Stärke (2,7 und 5,5%) war. Freudenthal macht zwischen Beton und Eisenbeton überhaupt keinen Unterschied und bemerkt nur, daß bei den gebräuchlichen Bewehrungen die Einführung des Davisschen Widerstandsmoduls zu genügend genauen Ergebnissen führt.

Werden die beiden Versuchsergebnisse (Abb. 1 u. 2, D. A. f. E., Heft 83, S. 15) zur Berechnung des Davisschen Widerstandsmoduls herangezogen,

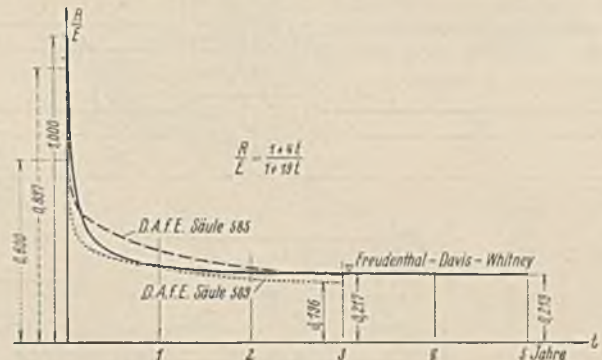


Abb. 5.

wobei der Schwindeinfluß außer Betracht bleiben soll, da auch die Freudenthalsche Formel ohne diesen ermittelt wurde, so ist folgendermaßen vorzugehen: In den genannten Abbildungen ist die gesamte Verkürzung ϵ aufgetragen. Aus

$$\epsilon = \frac{\sigma}{R} \quad R = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

kann R berechnet werden. Es soll nicht R selbst, sondern $\frac{R}{E}$ aufgetragen werden. Für den Elastizitätsmodul wird der aus Zusammenstellung 2 entnehmbare Wert, bei Säule 585, $E = 209\,000 \text{ kg/cm}^2$, bei Säule 589, $E = 175\,000 \text{ kg/cm}^2$ für den 30 Tage alten Beton benutzt. $\frac{R}{E}$ wird deshalb aufgetragen, um einen Vergleich mit dem gleichen Werte

$$\frac{R}{E} = \frac{1 + 4t}{1 + 19t}$$

nach der Freudenthalschen Formel zu haben und damit einen Anhalt für die begründete Vermutung, daß die Abnahme des Elastizitätsmoduls bei jeder Größe seines Anfangswertes proportional zu diesem vor sich geht. Aus Abb. 5, in der die Freudenthalsche Formel und die beiden Versuchsergebnisse nach Umrechnung in der eben geschilderten Art aufgetragen sind, ist eine gute Übereinstimmung festzustellen. Die verhältnismäßig geringen Unterschiede würden wahrscheinlich ganz verschwinden, wenn der Zeitpunkt der Lasteintragung (Freudenthal 1 Monat, D. A. f. E. 14 Tage) derselbe wäre. Jedenfalls geht aus den Endwerten R hervor, daß ein dauernd unter mittlerer Druckspannung gehaltener Betonkörper eine Verkürzung nicht von $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$, sondern von $\bar{\epsilon} = \frac{\sigma}{R}$ erleidet.

Der Endwert der Verformung $\bar{\epsilon}$ ist beinahe fünfmal so groß wie der Anfangswert ϵ .

Bei der nun folgenden weiteren Behandlung ist es notwendig, eine bestimmte Annahme für den Bogenquerschnitt zu machen; es soll mit einem Vollquerschnitt gearbeitet werden. Da alle Untersuchungen für einen Bogenstreifen mit der Tiefe l geführt werden, ist also der zu betrachtende Querschnitt ein Rechteck mit der Höhe h und der Breite l . (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

10 Jahre Baugrunduntersuchungen bei den dänischen Staatsbahnen.

Von Dipl.-Ing. O. Godskesen, Kopenhagen.

Der richtige Ausgleich zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit bei Tiefbaubauten kann nur dann erreicht werden, wenn die Eigenschaften des Baugrundes gründlich untersucht sind, so daß das gesamte Bauwerk unter richtigen Voraussetzungen geplant werden kann.

Die Moränenlandschaft Dänemarks mit Hügeln, die unsortierten Sand und steinigen Lehm, vermischt mit Ablagerungen aus schichtartig gelagerten Sand und Ton aufweisen, und mit Niederungen, die zum Teil mit jüngeren, oft humushaltigen Erdarten angefüllt sind, ist so unregelmäßig aufgebaut, daß die Verhältnisse in ein und derselben Baugrube stark veränderlich sein können. Es ist daher erforderlich, daß der Planung der Bauwerke der Eisenbahnen, insbesondere ihrer Brücken, Hochbauten, Dämme, der Flußverlegungen, Fährhäfen usw., ausreichend zahlreiche Bohrungen vorausgehen.

Anläßlich der Voruntersuchungen für eine Reihe von Großbrückenbauten über Meeresarme: Alsund, Kleiner Belt, Großstrom, Odde-sund und Limfjord bei Aalborg (Eisenbahnbrücke) wurden mit erheblichem Kostenaufwande von Prahmen aus, die auf Wassertiefen bis zu 40 m verankert waren, Spülbohrungen ausgeführt, die jeweils zur Entnahme zahlreicher Bodenproben für geologische und geotechnische Untersuchungen unterbrochen wurden. Bei den vier letztgenannten Brücken wurde außerdem noch mit „belastetem Spitzbohrer“ gebohrt.

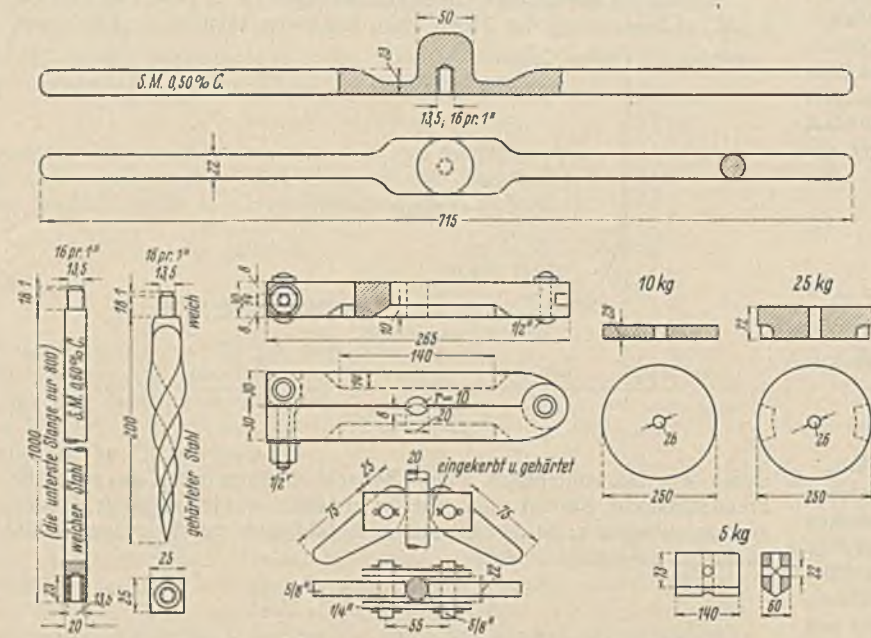


Abb. 1. Das Gerät der dänischen Staatsbahnen zum Bohren mit belastetem Spitzbohrer.

Bei den Bauten an Land im Anschluß an diese Brückenbauten sowie bei allen sonstigen Brücken und Bauten der Staatsbahnen sind die Baugrunduntersuchungen in den vergangenen zehn Jahren mit belastetem Spitzbohrer ausgeführt worden; falls erforderlich wurden im Anschluß hieran noch ergänzende Untersuchungen mit Entnahme von Bodenproben vorgenommen.

Da die Staatsbahnen in den letzten Jahren die Forderungen, die an den Sandgehalt von Erdmassen zum Schütten von Dämmen gestellt werden, verschärft haben, sind auch zahlreiche Bohrungen mit Spiralbohrer ausgeführt worden, um Sand und Kies für Dammschüttungen zu finden. Auch sind einige Rutschstellen untersucht und dadurch gesichert worden, daß man Dränstränge eingelegt und einen Teil der zum Rutschen neigenden Erde durch Kies ersetzt hat.

Zahlreiche Bohrungen mit Spitzbohrer und Bohrungen zur Entnahme von Bodenproben sind auf nachgiebigem Untergrunde im Zuge geplanter Dämme vorgenommen worden (und für Vergleichszwecke auch an entsprechenden alten Dämmen), worauf dann die Schüttmenge, die für das Nachsinken in den nachgiebigen Untergrund benötigt wurde, mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden konnte.

Dagegen ist der Umfang und die Menge der emporgedrückten Schlamm- und Moormassen längs den Dämmen sehr unregelmäßig gewesen; an einer Stelle unterbilde das Hochkommen fast vollständig, obwohl die Damm-Massen, wie zuvor bestimmt, nahezu 8 m absanken.

Bei den unregelmäßigen Bodenverhältnissen Dänemarks würde es sehr langwierig und kostspielig werden, wenn man durch Entnahme von Bodenproben genügend zahlreiche unpersönliche, zahlenmäßige Angaben über die Tragfähigkeitsschwankungen beschaffen wollte. Die Bau-

grunduntersuchungen der Staatsbahnen werden daher in der Regel — jedenfalls zunächst — mit „belastetem Spitzbohrer“ — ohne Entnahme von Bodenproben — vorgenommen.

Der belastete Spitzbohrer (Sondbohrer) ist 1917 von dem Oberingenieur der schwedischen Staatsbahnen John Olsson¹⁾ angegeben worden. Abb. 1 zeigt das heutzutage gebrauchte Spitzbohrgerät²⁾, das bedeutend stärker ist als die ursprüngliche Ausführung.

Die Bohrungen mit dem belasteten Spitzbohrer sind sehr billig. So ist z. B. die tiefste Spitzbohrung in Dänemark (auf einer Wassertiefe von 7 m im Limfjord bis zur Kote — 37 m) an einem Tage mit einem Bohrmeister und zwei Arbeitern ausgeführt worden.

Die Ergebnisse der Bohrungen mit belastetem Spitzbohrer werden auf pausfähigem Millimeterpapier aufgetragen, und durch Auswertung dieser Diagramme werden dann die Gründungstiefen bei Flachgründungen, die Pfahlängen und die Einsenkungstiefe bei Dämmen auf nachgiebigem Untergrunde angegeben.

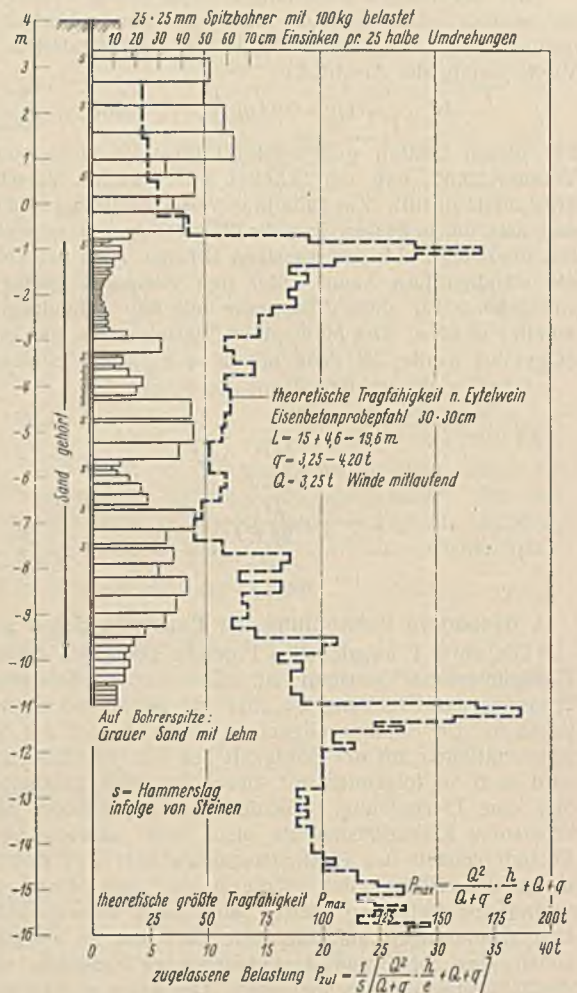


Abb. 2 zeigt links ein bemerkenswertes Spitzbohrerdiagramm, das zwischen — 1 m und — 3 m „pfahlfesten“ Sand zeigt und darunter lose gelagerten „nichtpfahlfesten“ Sand und Kies.

In Abb. 2 ist ferner punktiert das Ergebnis einer Proberammung mit einem Eisenbetonprobepfahl eingezeichnet, die — wie erwartet — zeigte, daß bis — 1 m große Tragfähigkeit und in größeren Tiefen bis — 11 m geringere Tragfähigkeit vorhanden war.

Bei zahlreichen dänischen Gründungsausführungen haben die Bohrungen mit belastetem Spitzbohrer zweckmäßigere und richtigere Aufklärungen gegeben als andere Untersuchungen³⁾.

In den Fällen, in denen die mit dem Spitzbohrer erzielten Ergebnisse allein nicht genügende Aufklärung geben, werden Erdproben unter Verwendung von Spatenbohrer, Spiralbohrer oder dem schwedischen

¹⁾ D. R. Hoffmann, Bauing. 1930, Heft 41.

²⁾ Die unten gezeigte selbsttätige Klemme ist von dem Abteilungsingenieur der norwegischen Staatsbahnen Skaven Haug konstruiert.

³⁾ (O. Godskesen). Eingehendere Anweisungen für die Ausführung von Bohrungen mit belastetem Spitzbohrer und über die Auswertung der Bohrerergebnisse sind angegeben in Proceeding, Foundation Conf., Harvard 1936, Bd. I, S. 311 bis 314 und Bd. III, S. 268.

Kannenbohrer¹⁾ entnommen. Zur Entnahme von ungestörten Erdproben wird der Kolbenbohrer²⁾, 5 cm Durchm., von John Olsson benutzt oder die norwegische Ausführungsform — der „Stempelbohrer“, 4 cm Durchm., von Skaven Haug — oder ein nur 10 cm langes „Erdprobenrohr“, 4 cm Durchm., das mit einer Übergangsmuffe auf die Stangen des Spatenbohrers geschraubt wird. Dieses sehr einfache Erdprobenrohr ist in den vergangenen Jahren sehr oft mit Erfolg zur Entnahme ungestörter Proben von nicht zu weichem Ton oder Lehm benutzt worden.

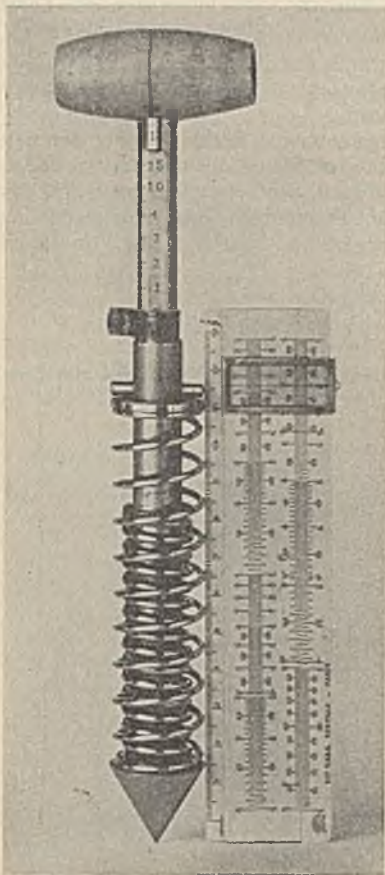


Abb. 3. Der Federwaagen-Kegel zur Bestimmung der Festigkeit von Ton, Lehm und Schlamm.

Führungsrohre sind nur bei Bohrungen unter Wasser und bei den tiefen geologischen Spülbohrungen bei den großen Brücken benutzt worden. Bei der Brücke über den Großstrom wurde eine neue Form des Kolbenbohrers³⁾ benutzt.

Die Festigkeit der kohäsiven Erdproben wird sofort nach der Entnahme mit dem „Federwaagen-Kegel“ (Abb. 3) ausgeführt. Dieser ist ein Taschengerät, mit dem man leicht und schnell eine Reihe von Festigkeitsmessungen in ausreichend großen Bodenproben oder auf dem Boden oder an den Wänden einer Baugrube vornehmen kann.

Da manche Bodenarten selbst bei sehr sorgfältiger Aufbewahrung in verschlossenen Gläsern während des Transports zum Laboratorium ihre Festigkeit ändern, ist es wichtig, daß die Messungen mit dem Federwaagen-Kegel sofort in der noch frischen Erde ausgeführt werden.

Die Festigkeit wird durch die Federwaagen-Kegelzahl angegeben: Die Kraft in kg, die erforderlich ist, um einen 60°-Kegel 10 mm tief in die Erdproben hineinzudrücken. Die 10 mm werden an einem feststehenden Maßstab an der Kante des Kegels abgelesen, und die zum Eindringen erforderliche Kraft am Maximumzeiger auf dem Schaft des Federwaagen-Kegels. Bei einer Reihe von Gründungen hat sich gezeigt, daß fester Ton und Lehm, der entsprechend der allgemeinen Praxis mit 3 kg/cm² belastet wird, eine Federwaagen-

Kegelzahl ≥ 6 kg/10 mm hat, während einigermaßen fester Baugrund, der in der Praxis mit 2 kg/cm² belastet wird, eine Federwaagen-Kegelzahl 3 bis 4 kg/10 mm hat. Lehm und Ton mit einer Federwaagen-Kegelzahl ≤ 2 kg/10 mm werden als schlechter Baugrund angesehen⁴⁾.

In dem geotechnischen Laboratorium, das gemeinsam von der dänischen geologischen Landesanstalt („Danmarks geologiske Undersøgelse“) und den Staatsbahnen errichtet ist, werden die geologischen Untersuchungen der Erdproben, sowie z. B. bei Schüttmassen die Bestimmung der Korngröße, Kapillarität usw., vorgenommen⁵⁾. Die Erdproben werden mit Hilfe des schwedischen Fall-Kegels¹⁾ und ⁴⁾ untersucht. Die Festigkeit wird durch die „Konsistenz-Zahl“ angegeben: das Gewicht in kg des 60°-Fall-Kegels, der 10 mm eindringen kann, wenn er in der Stellung freigelassen wird, in der die Kegelspitze gerade die Erdprobe berührt⁶⁾.

Bei den Voruntersuchungen für die Brücke über den Großstrom wurde auf der Technischen Hochschule Kopenhagen ein neuer Fall-Kegel mit veränderlichem Gewicht benutzt⁵⁾.

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes⁸⁾ und zur Berechnung der Stabilität von Böschungen nach Fellenius⁹⁾ kann es notwendig werden, die Reibung und Kohäsion in Ton, Lehm und Schlamm zu bestimmen.

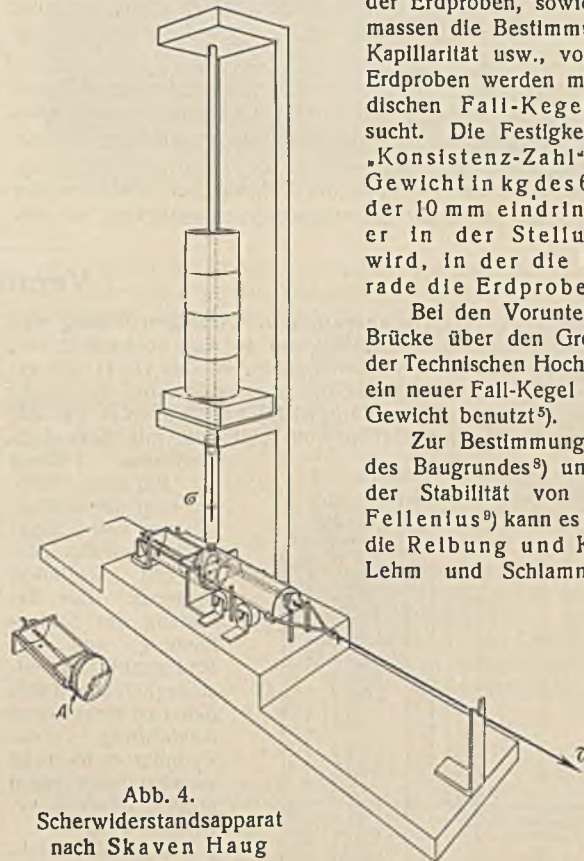


Abb. 4. Schwerwiderstandsapparat nach Skaven Haug (umgebaut).

Derartige Bestimmungen sind in dem geotechnischen Laboratorium durch rd. 500 Verschiebungsbruchversuche mit veränderlicher Normalkraft ausgeführt worden, wozu Erdproben mit 4 cm Durchm. (A in Abb. 4), die mit dem Stempelbohrer oder dem Erdprobenrohr entnommen sind, benutzt wurden. Das hierzu benutzte Gerät (Abb. 4) ist in seiner ersten Ausführung (wobei die unbekannte Normalkraft durch eine feste Rolle ausgeübt wird) von Skaven Haug angegeben.

⁴⁾ O. Godskesen, Foundation Conf., Harvard 1936, Bd. II, S. 38.

⁵⁾ Die geologischen Profile im Zuge der Großbrücken sind veröffentlicht in: Ellen Louise Mertz, Geologiske Profiler gennem danske Sunde og Fjorde (Resumé en français), Danmarks geologiske Undersøgelse, II Nr. 60, 1937.

⁶⁾ Public Roads 1931, Bd. 12, Nr. 4 (Juni).

⁹⁾ Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand. 4. Aufl., S. 132.

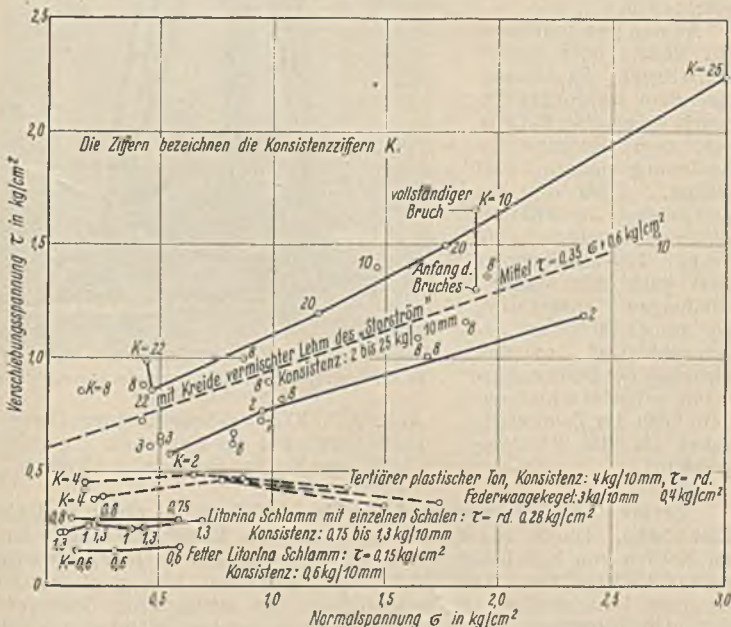


Abb. 5. Verschiebungsbruchversuch mit wechselnder Normalkraft, ausgeführt mit dem umgebauten Skaven-Haug-Apparat.

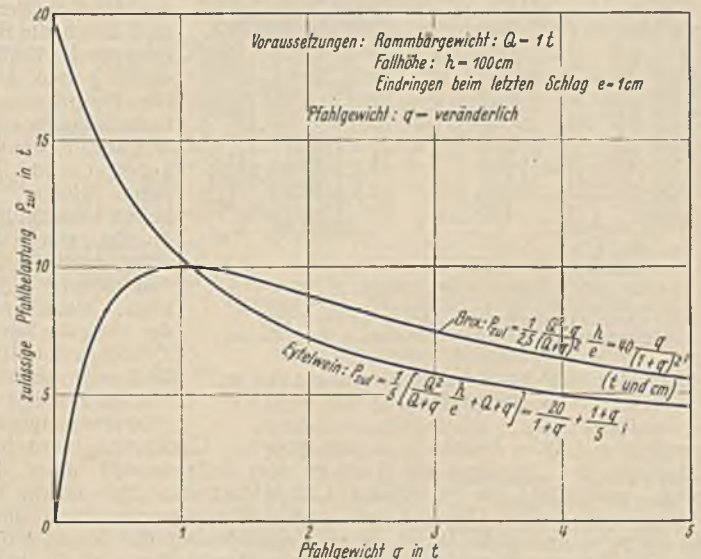


Abb. 6. Theoretisch zulässige Pfahlbelastungen bei veränderlichem Pfahlgewicht.

Mit Rücksicht auf die Möglichkeit, daß Kapillarwasser ausgedrückt werden kann, sind die meisten dänischen Versuche sehr schnell ausgeführt worden (1 bis 2 sek), wobei die Verschiebungskraft durch ein Federgewicht mit Maximumzylinder ausgeübt wird.

In Abb. 5 sind unten die Ergebnisse einiger Verschlebensversuche mit reiner Kohäsionserde angegeben, während die Punkte oben die entsprechenden Versuchsergebnisse mit Moränenlehm von der Brücke über den Großstrom (Reibungsziffer etwa 0,35) zeigen. Die große Streuung dieser Ergebnisse ist in der Hauptsache auf die Unregelmäßigkeit des Moränenlehms zurückzuführen.

In einigen Fällen haben theoretische Bruchspannungen, die auf Grund der gefundenen Werte für Reibung und Kohäsion berechnet waren, gute Übereinstimmung gezeigt mit den wirklichen Bruchspannungen bei abgegangenen Fundamenten.

Verschiedene Untersuchungen über die Abhängigkeit zwischen der Länge von Rammpfählen und der Einsenkungsgeschwindigkeit des be-

lasteten Spitzbohrers haben gezeigt, daß die bisher von den Staatsbahnen benutzte Rammformel von Brix dann zu streng ist, wenn das Pfahlgewicht q kleiner ist als das Gewicht Q des Rammbaren. In Abb. 6 sind zwei der am häufigsten benutzten Rammformeln zusammengestellt, wobei nur q veränderlich angenommen ist. Man erkennt, daß die zwei Rammformeln ungefähr die gleiche zulässige Belastung P_{zul} geben, solange $q > Q$ ist, während P_{zul} nach der Brixschen Formel viel zu klein wird, wenn $q < Q$ ist. Dasselbe Ergebnis hat man auch in der Praxis gefunden, und man ist daher vor kurzem dazu übergegangen, die Anwendung der Rammformel von Eytelwein vorzuschreiben.

Die in den letzten Jahren vorgenommene Zentralisierung der Baugrunduntersuchungen an einer besonderen Stelle, die die meisten Bodenbohrungen vornimmt, die Bohrergebnisse bearbeitet, sammelt und auswertet, sowie die Gründungstiefen, Pfahllängen und Setzungen von Dämmen plant, hat erhebliche technische und wirtschaftliche Vorteile mit sich geführt.

Vermischtes.

Neue Bauformen von Explosionsrammen. Nachdem Anfang des Jahres 1936 die Dieselramme¹⁾ entstanden und so weit entwickelt war, daß sie auf Baustellen verwendet werden konnte, ist das Gerät mittlerweile durch die Delmag weiter vervollkommen worden. Bei den leichteren Ausführungen (300 und 450 kg Bärgewicht) hebt sich der als Bär ausgebildete Zylinder bei jedem Schlag vom Unterteil mit dem feststehenden Kolben ab. Bei dieser Bauart sind die Schlagleistung und Schlagzahl durch das Bärgewicht (Zylinder) begrenzt. Zur Erhöhung der Schlagleistung und der Schlagzahl (Schnellschlagbär) trennt sich daher an einer neuen Ausführung der Zylinder nicht mehr vom Kolben, sondern gleitet dauernd am Kolben (Abb. 1).

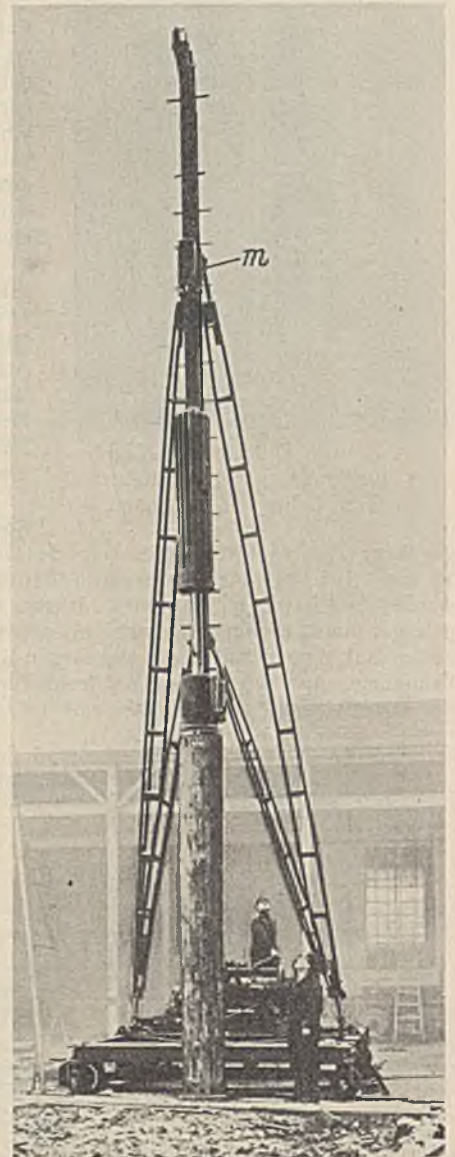
Zum Inbetriebsetzen der Ramme wird der Zylinder *a* durch eine Motorwinde hochgezogen und aus etwa 1,5 m Höhe fallen gelassen, wodurch die Luft über dem Kolben *b* hoch verdichtet wird. Kurz vor dem Aufschlagen auf das Schlagstück *c* wird der Steuerhebel *d* und durch diesen die Brennstoffpumpe *e* (Bosch) bewegt, so daß durch die Pumpe der flüssige Brennstoff durch die Bohrung *f* in der Kolbenstange *g* und durch die Einspritzdüse *h* in den kugelförmigen Verdichtungsraum *i* gedrückt wird. Das sich infolge des hohen Verdichtungsdruckes von selbst entzündende Öl wirft den Zylinder *a* (Bär) hoch, wobei nach der Freigabe der im Zylinder befindlichen Schlitz *k* durch den Kolben *b* zuerst die Verbrennungsgase

angesaugte Frischluft verdichtet, Brennstoff eingespritzt, und das Spiel beginnt von neuem. Die Sprunghöhe kann durch einen am Mäkler angebrachten Hebel verändert werden. Sie beträgt bis 1 m, was Infolge des Luftpuffers (Raum *l*) einer freien Fallhöhe von 1,8 m entspricht.

Das Rammgerüst (Abbildung. 2), das leicht zerlegbar und ortsveränderlich ist, hat einen fahrbaren Unterwagen und einen drehbaren Oberwagen; außerdem enthält es eine Motordoppelwinde. Als Mäkler dient ein Breitflanschträger. Der Zylinder ist nicht genügend schwer, um in seinem Fluge nach oben trotz des Luftpuffers hinreichend abgebremst zu werden. Zum Abbremsen wird daher das ganze Gewicht des Gerüsts durch das Klemmgesperre *m* herangezogen.

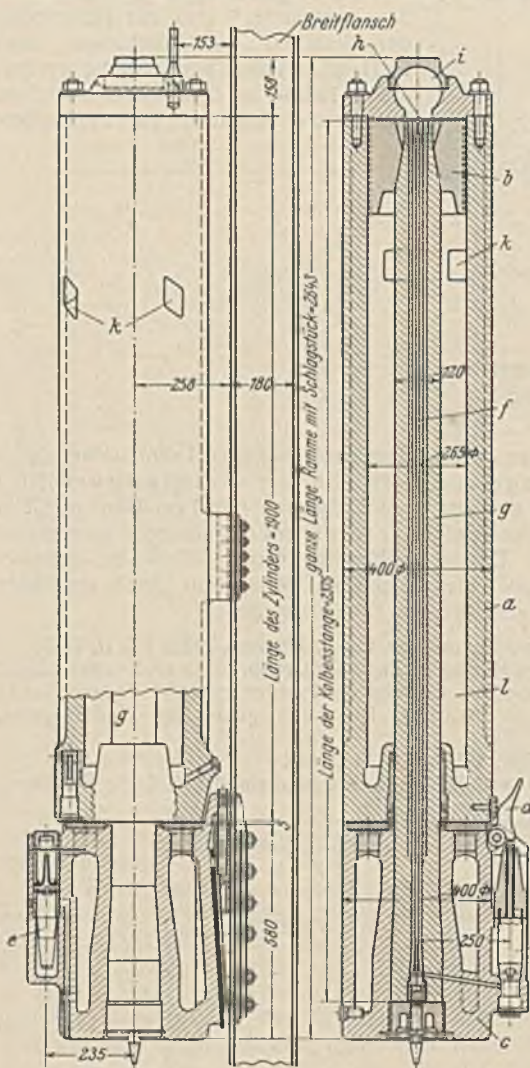
Die Ramme kann durch entsprechende Einstellung weiche und elastische Schläge geben, so daß man mit ihr auch zerbrechliche Betonpfähle rammen kann. Die Pfähle werden durch den großen Explosionsdruck mehr eingedrückt als eingeschlagen.

An den gewöhnlichen, mit Benzin oder Benzol betriebenen Explosionsstämpfern wurde das Gemisch durch eine Batterie auf dem Rücken des Bedienungsmannes entzündet. Trotz der Zuverlässigkeit der Batteriezündung werden die neuen 100-kg-Stampfer jetzt auch mit Magnetzündungen ausgerüstet, die am Gerät selbst angebracht sind, so daß nicht nur der Bedienungsmann entlastet wird, sondern auch das Zuleitungskabel für die Zündung wegfällt. R.—



m Klemmgesperre zum Abfangen des Sprunges des Bären nach oben.

Abb. 2. 1000-kg-Schnellschlag-Dieselramme während des Betriebes. Leistung 1200 kgm/Schlag, Schlagzahl 85/min.



a Zylinder, b Kolben, c Schlagstück, d Steuerhebel, e Brennstoffpumpe, f Bohrung für die Brennstoffzufuhr in der Kolbenstange, g Kolbenstange, h Einspritzdüse, i Verdichtungsraum, k Auspuff- und Luftschlitze, l Luftpufferraum.

Abb. 1. 1000-kg-Schnellschlag-Dieselramme, Bauart Delmag.

auspuffen und dann Frischluft angesaugt wird. Gleichzeitig wird beim Hochgehen des Zylinders die Luft in dem Pufferraum *l* unter dem Kolben verdichtet; die verdichtete Luft drückt den Zylinder in Verbindung mit dessen Gewicht mit großer Wucht wieder nach unten. Man erreicht auf diese Weise ohne Verminderung der Schlagleistung eine hohe Schlagzahl von rd. 85/min. Beim Herabfallen wird die vorher

Ersatz von Wölbrücken durch Bockbrücken bei einer indischen Eisenbahn. Die in 76 cm Spurweite angelegte Eisenbahn Kalka—Simla im Norden von Brit. Indien zieht sich, ungefähr 100 km lang, durch sehr rauhes Gebirge hin. Die Brücken der seit dem Anfang dieses Jahrhunderts bestehenden, im wesentlichen aus strategischen Rücksichten gebauten Eisenbahn sind meist mehrgeschossige Wölbrücken, dort Galerien genannt (Abb. 1). Eine derartige Brücke, Nr. 826, kurz unterhalb des Erdbahnhofs Simla gelegen, bestand bis vor kurzem aus neun über-

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 22, S. 300.

wölbten Öffnungen von 3,67 m Lichtweite (Abb. 2). Sie war im Laufe der Zeit so baufällig geworden, daß unter das Gleis Schienenbündel untergeschoben werden mußten, um die Lasten gleichmäßig auf eine größere Fläche zu verteilen. Die Züge durften nur noch mit 8 km/h Geschwindigkeit über die Brücke fahren, eine Erneuerung des Bauwerks ließ sich aber nicht mehr umgehen. Man entschloß sich zu einem Ersatz der gemauerten Brücke durch eine aus Blechträgern auf Pfeilern bestehende Brücke (Abb. 3). Eine Außerbetriebsetzung der alten Brücke während der Bauzeit war wegen ihrer Lage an einem steilen Hang, an dem sie in einer Steigung von 1:42, zum Teil im Bogen hinführt, unmöglich, und so mußte dann der Umbau in den Betriebspausen ausgeführt werden. Der Verkehr auf der Eisenbahn ist so lebhaft, daß während eines großen Teils der Bauzeit nur in den Stunden von 5³⁰ bis 8 Uhr Arbeiten ausgeführt werden konnten, die einen Zugverkehr ausschlossen.

Ogleich die Eisenbahn, wie schon erwähnt, in 76 cm Spurweite angelegt ist, wurde doch für den Neubau, wie es bei den indischen Schmalspurbahnen üblich ist, der Lastzug für Meterspurbahnen, zwei 4/6 gekuppelte Lokomotiven mit 13 t Belastung der Treibachsen, denen ein Zug von 3,5 t/m Gewicht folgt, zugrunde gelegt.

Die Füße der Pfeiler der neuen Brücke ruhen auf den Stümpfen der Pfeiler der alten Brücke, die beim Abbruch der Wölbbrücke stehengelassen wurden. Zur Aufnahme der so auf sie übertragenen Last wurde auf die Pfeiler-



Abb. 1. Brücke der Eisenbahn Kalka—Simla.

auf seitliche Hilfsträger abgestützt wurden. Die Gewölbe wurden, um sie abbrechen zu können, eingeschalt (Abb. 4). Die hierzu nötigen Rüstungen nahmen zugleich die eben genannten Hilfsträger auf, an deren Stege die Querträger angeheftet wurden. Sodann wurden die zwei inneren der vier Längsträger unter dem Gleis eingebaut, die die Fahrbahn für das Eisenbahngleis bilden. Die so weit fertiggestellte Brücke übernahm die Last des Gleises und übertrug sie auf die Hilfsträger, die in der Brückenrichtung neben den Stirnen der Gewölbe lagen. Nunmehr konnten die Gewölbe und die oberen Teile der Pfeiler abgebrochen werden.

Das Mauerwerk der alten Pfeilerfüße mußte zum Teil durch neues ersetzt werden. Hierzu wurden Steine verwendet, die vom Abbruch des oberen Teils der Pfeiler herrührten. Dabei wurde mit gewöhnlichem Zement-Sand-Mörtel 1:3 gemauert, während die Betonschicht

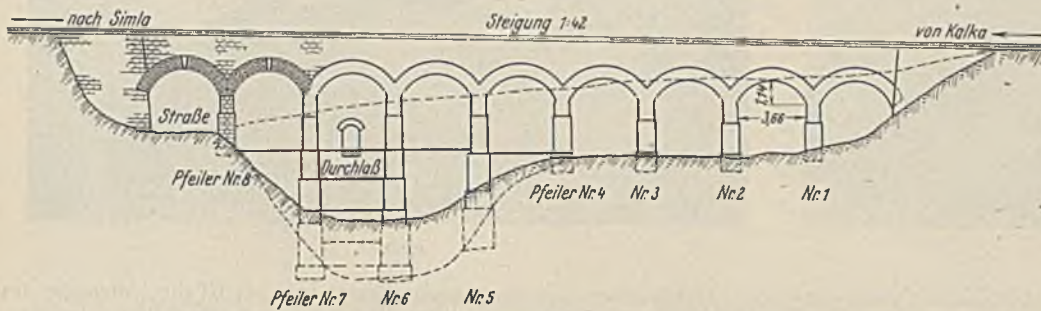


Abb. 2. Ansicht der alten Wölbbrücke.

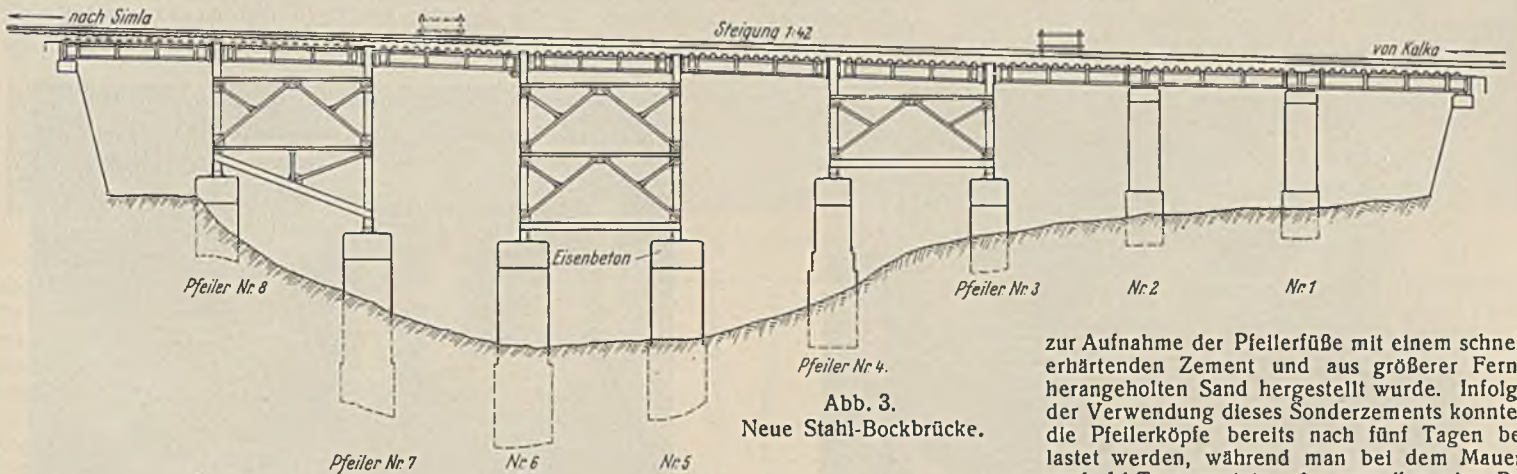


Abb. 3. Neue Stahl-Bockbrücke.

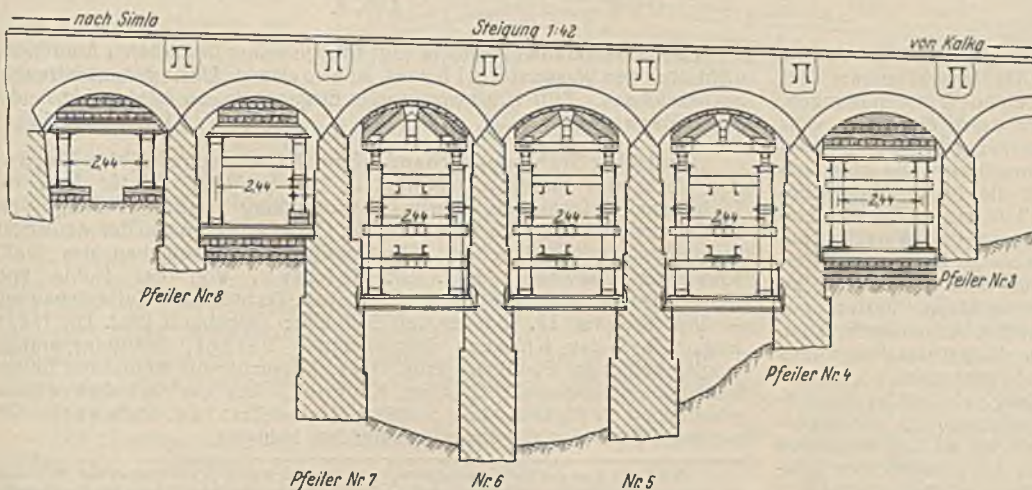


Abb. 4. Zum Abbruch eingeschaltete Wölbbrücke.

zur Aufnahme der Pfeilerfüße mit einem schnell erhärtenden Zement und aus größerer Ferne herangeholten Sand hergestellt wurde. Infolge der Verwendung dieses Sonderzements konnten die Pfeilerköpfe bereits nach fünf Tagen belastet werden, während man bei dem Mauerwerk 14 Tage wartete, ehe man ihm eine Belastung zumutete.

Die Stahlpfeiler mit ihren Querverbindungen waren in der Werkstatt der Northwest-Eisenbahn, zu der die Strecke Kalka—Simla gehört, hergestellt worden; nachdem sie dort zusammengebaut worden waren, wurden sie wieder zerlegt, so an die Baustelle befördert und dort wieder zusammengebaut. Für die Anschlüsse zwischen Pfeilern und Querträgern wurden die nötigen Löcher erst an Ort und Stelle gebohrt, worauf die Verbindungsteile eingezogen wurden.

Nach Fertigstellung der stählernen Pfeiler wurden schließlich die beiden äußeren der vier die Gleise tragenden Längsträger verlegt, womit das Gerüst der Brücke fertiggestellt war. Sie wurden mit Mennige gestrichen, nur die Fahrbahnbleche erhielten einen Anstrich mit einer bitumenhaltigen Masse. Unter alle Lagerplatten wurden 3 mm dicke Bleibleche untergelegt.

Das stehengebliebene Mauerwerk der Pfeilerfüße der alten Brücke erwies sich zum Teil als instandsetzungsbedürftig. Es wurden daher in Abständen von 75 und 90 cm Löcher

in das Mauerwerk gebohrt, in die dünnflüssiger Mörtel unter Druck eingefüllt wurde. Diese Arbeit wurde ausgeführt, solange die Pfeiler nn-belastet waren.

stümpfe eine mit Eisenbahnschienen verstärkte Betonschicht aufgebracht. Der Umbau der Brücke begann damit, daß über den Pfeilern unter dem Gleis die Querträger der zukünftigen Stahlbrücke eingezogen wurden, die

Unterwasserkraftwerk in der Persante bei Rostin (Pommern). Zur Verhinderung von Hochwasserschäden an der Persante mußte eine Strecke dieses Küstenflusses begradigt werden. Die Untersuchung des Untergrundes auf der Flußstrecke zwischen Belgard und Körlin hatte gezeigt, daß man dort zweckmäßig den Flußlauf unter Beibehaltung seines Bettes nur durch den Durchstich besonders scharfer Krümmungen dem Gefälle anzugleichen suchte. Diese Durchstiche hatten natürlich eine Kürzung der Länge der Flußstrecke, nämlich von 23,6 auf 13,7 km,

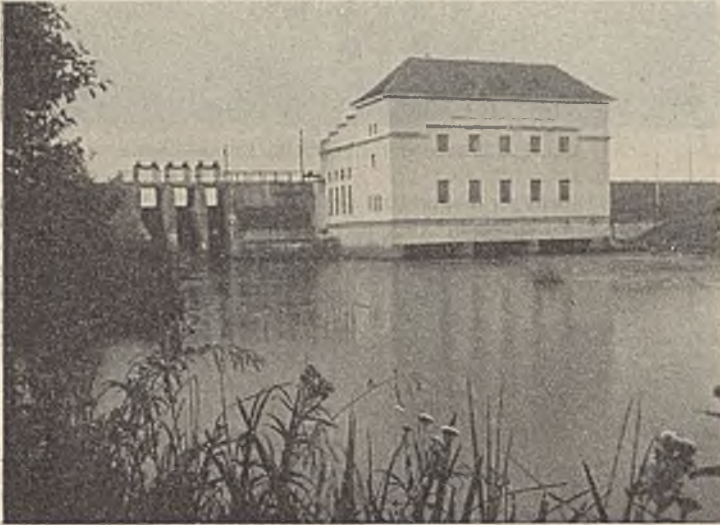


Abb. 1.

zur Folge. Dadurch ergab sich eine entsprechende Vergrößerung des durchschnittlichen Gefälles auf der Strecke, weshalb in die Flußstrecke zwei Gefällstufen eingebaut wurden, deren eine, die bei Rostin (Kreis Belgard), bereits durch ein Wasserkraftwerk besonderer Bauart ausgenutzt worden ist; die Anlage bei der zweiten Gefällstufe ist im Bau begriffen.

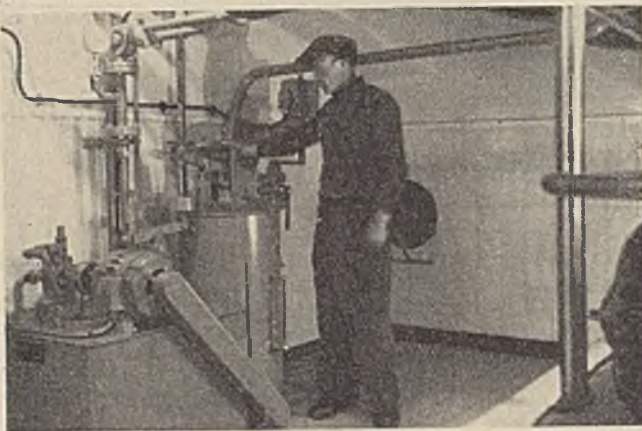


Abb. 3.

Bei der üblichen Anlage von Wasserkraftwerken (Abb. 1) ergeben sich durch die dort notwendigen Wehrbauten und das Maschinenhaus bei Hochwasser und Eisgang u. Umst. sehr unangenehme Wasserstauungen. Diese wurden bei der Gefällstufe Rostin vermieden durch eine neue, sehr billige Anordnung der Kraftmaschine und des Stromerzeugers, die „Schwede-Coburg-Fischer-Bauart“ mit der „Arno-Fischer-Rohrturbine“, die hier erstmalig ausgeführt wurden (Abb. 2)¹⁾. Hierbei ist die ganze Maschinenanlage in einen großen, 1,80 m weiten und rd. 12 m langen Zylinder eingebaut, der in der geneigten Strömungsrichtung des Wassers vom Ober- zum Unterwasser führt. Nach dem Oberwasser zu ist dieser wasserführende Zylinder durch eine Drosselklappe, nach dem Unterwasser zu durch eine Klappschütze verschließbar. Die Drosselklappe besteht aus einer kreisförmigen Scheibe, die um eine senkrechte Achse drehbar ist, die Klappschütze liegt im normalen Betriebe am Boden des Saugrohres an dessen Ende und läßt sich durch eine Winde hochklappen.

In dem Zylinder liegt, mit diesem gleichachsig, ein hohler tropfenförmiger Körper, der durch strahlenförmig verlaufende und schraubenförmige Stützschaufeln mit dem Zylinder verbunden ist, so daß das diesen durchströmende Wasser einen Drall erhält, also in der gewünschten Richtung gegen das eigentliche Turbinenrad stößt. Die beweglichen Schaufeln dieses Turbinenrades sind auf einer zentralen Achse befestigt, die in der Längsrichtung des tropfenförmigen Körpers verläuft und an dessen unterem Ende gelagert ist, also da, wo sich der tropfenförmige Körper verjüngt. Die Schaufeln werden durch eine Öldruckvorrichtung der durch den

Zylinder strömenden Wassermenge entsprechend angepaßt (Abb. 3). Die Leitschaufeln der „Rohrturbine“ stellen sich selbsttätig ein, so daß der Stromerzeuger stets die gleiche Drehzahl behält.

Der Stromerzeuger ist in dem tropfenförmigen Körper untergebracht, also mit der durch die Turbinenschaufeln in Umdrehung versetzten Achse unmittelbar verbunden. Eine der Stütz- und Leitschaufeln ist hohl. Durch sie wird in Kabeln der erzeugte Strom zur Umspannungsanlage an Land geführt, wo der Strom die gewünschte Hochspannung erhält.

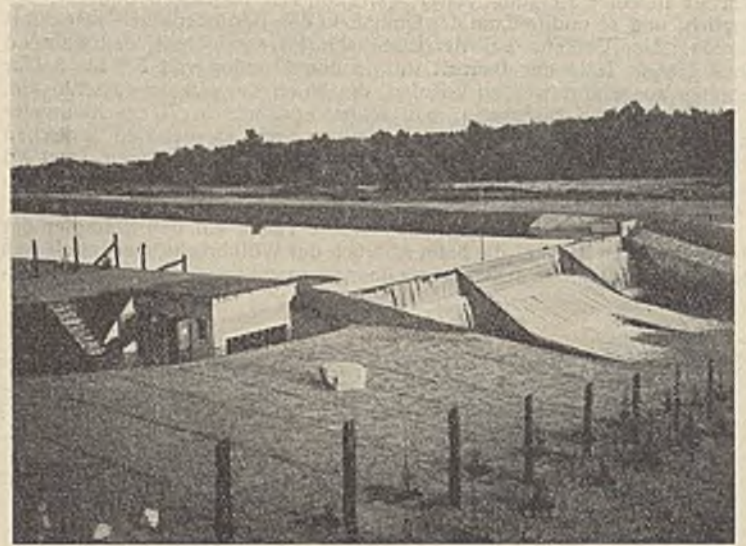


Abb. 2.

Durch einen Quergang unter Wasser (Abb. 4) ist die Unterseite des Zylinders erreichbar. Dort ist ein Mannloch vorgesehen, durch das man, nachdem die Drosselklappe und die Klappschütze geschlossen sind und das im Zylinder befindliche Wasser in einen Pumpensumpf abgelassen ist, jederzeit in den Zylinder einsteigen und an den tropfenförmigen Körper herankommen kann.

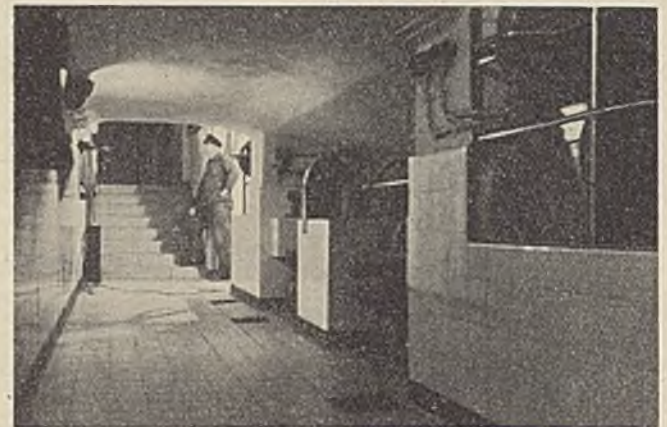


Abb. 4.

Das Wasserkraftwerk Rostin ragt infolge seiner besonderen Anordnung nicht über den Wasserspiegel hinaus, ist also als ein „Unterwasserkraftwerk“ zu bezeichnen. Tritt Hochwasser oder Eisgang ein, so wird u. Umst. das ganze Bauwerk überflutet. Louis Walter.

Deutscher Stahlbau-Verband. Eine Wissenschaftliche Tagung des Verbandes findet am 14. und 15. Oktober 1937 in der Aula der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg statt. Vorträge am 14. Oktober, ab 15,00 Uhr: Direktor Dr. Oelert, Die Lage der deutschen Stahlbauindustrie; Geheimrat Dr. Schaper, Die Aufgaben des Stahlbaues im Bauwesen; Prof. Dr. Hofmann, Von der Kohle zum Kautschuk; Gauhauptstellenleiter E. Maier, Technik und Weltanschauung. — Vorträge am 15. Oktober, ab 9,30 Uhr: Geheimrat Prof. Dr. Hertwig, Über das Knicken; Reichsbahnrat Burger, Stahleinsparungsmöglichkeiten im Stahlbau; Prof. Graf, Versuche mit stählernen Leichtfahrbahnkonstruktionen; Dr.-Ing. Klöppel, Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Stahlbau-Verbandes; Dr. Reichert, Die neuesten Probleme der Eisen schaffenden Industrie.

INHALT: Erz- und Kohlenverladeanlagen im Danziger Hafen. — Der Einfluß des „Kriechens“ auf die Berechnung flacher Dreigelenkbogen. — 10 Jahre Baugrunduntersuchungen bei den dänischen Staatsbahnen. — Vermischtes: Neue Bauformen von Explosionsrammen. — Ersatz von Wölbbrücken durch Bockbrücken bei einer Indischen Eisenbahn. — Unterwasserkraftwerk in der Persante bei Rostin (Pommern). — Deutscher Stahlbau-Verband.

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

¹⁾ Vgl. Die Technik in Pommern 1936, Septemberheft (Sonderheft), Nr. 5.