

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 25. Oktober 1929

Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

Schöpfwerk Pollychen.

Von Regierungsbaumeister Kurt Griesert, Landsberg a. d. W.

Unmittelbar oberhalb der Einmündung der Netze in die Warthe wird die rechtseitige Wartheniederung durch einen rd. 12 km langen winterhochwasserfreien Deich geschützt. Die Entwässerung dieser durch Statut vom 1. Mai 1854 im Deichverbande Morr-Pollychen zusammengefaßten

Das neue Schöpfwerk Pollychen wurde im nördlichsten Zipfel des Deichverbandes etwa 20 m südlich des alten Holzsieles erbaut (Abb. 2a). Diese Entfernung von dem alten Bauwerk war ratsam, um eine gegenseitige Beeinträchtigung beider Bauwerke während der Bauzeit zu ver-

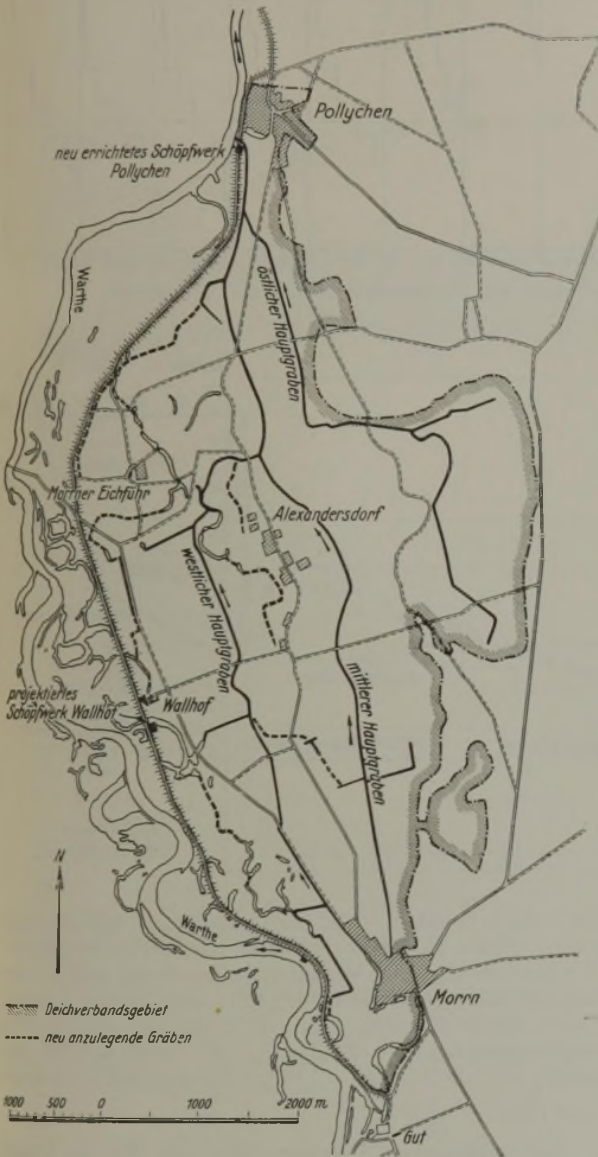


Abb. 1. Übersichtsplan des Deichverbandes Morr-Pollychen.

Ländereien geschah bisher durch ein Holzsiel bei Pollychen, dem das Niederschlagwasser durch ein im Verhältnis zur Größe des Deichverbandsgebietes wenig verzweigtes Grabennetz zugeführt wurde (Abb. 1).

Die schon seit Jahrzehnten sich zeigenden Entwässerungsschwierigkeiten dieser Anlage waren dadurch bedingt, daß das Hochwasser der Warthe die natürliche Vorflut des Deichverbandes aufhob und dann das Binnenwasser weit ausgedehnte Überschwemmungen hervorrief. Da außerdem ein großer Teil des Gebietes mangels genügender Parallelgräben am Deich stark unter Drängwasser litt, waren verspätete Bestellung und unsichere Ernten die Folge.

Zur Beseitigung dieser mißlichen Verhältnisse hat der Deichverband im Winter 1927/28 bei Pollychen ein neues Schöpfwerk mit Auslaßsiel erbaut, das im folgenden kurz beschrieben werden soll.

Als Ergänzungsanlage hierzu plant der Deichverband später bei Wallhof noch ein zweites Schöpfwerk und außerdem eine durchgreifende Verbesserung des bestehenden Grabensystems.



Abb. 2b. Deichquerschnitt an der Schöpfwerkstelle.

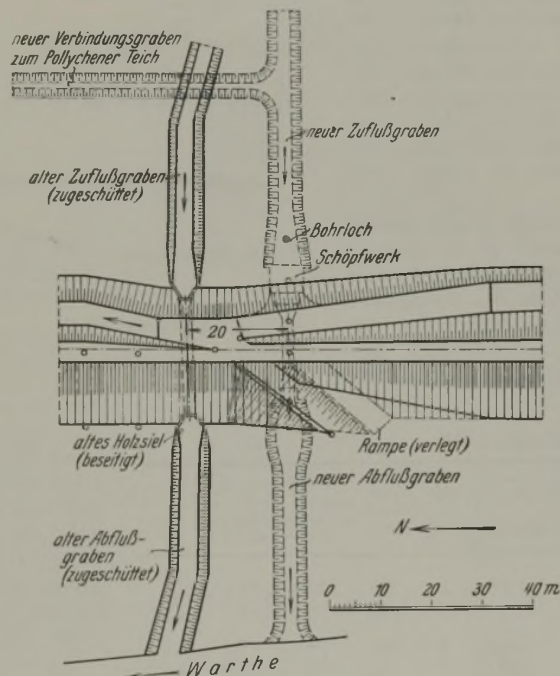


Abb. 2a. Lageplan des Schöpfwerkes.

vorgefunden, wodurch eine einwandfreie Spundwanddrummung zumindest erheblich gestört worden wäre.

Um den Verkehr auf den binnenseitigen Rampen nicht zu stören, wurde die deichseitige Flucht des Massivbaues rd. 1 m von der Rampenaußenkante entfernt angelegt (Abb. 2b). Die außenseitige Rampe verlegte man zur Vermeidung unnötiger Länge des Siels etwas nach Süden.

Wegen der unvermeidlichen Schwächung des Deichkörpers durch den Sielkanal erschien die Lage in dem durch die Rampen an sich verstärkten Deichquerschnitt besonders zweckmäßig. Der Baugrund bestand hier in Gründungsohle aus grauem, scharfem Sand, der in größerer Tiefe (etwa 10 m unter Gelände) in groben Kies mit Steinen übergang (s. Bohrloch, Abb. 2b).

Zur Ermittlung der Hubhöhen und der Schöpfdauer des neuen Schöpfwerkes wurden die monatlichen Häufigkeiten der Warthewasserstände für eine Reihe von Jahren aus den Pegelablesungen in Intervallen von 25 zu 25 cm zusammengestellt, auf ein Durchschnittsjahr reduziert und graphisch

meiden. Abgesehen davon, daß das alte Siel während des Schöpfwerkbaues zur Aufrechterhaltung der Vorflut dienen mußte, war es auch deshalb nicht zu empfehlen, das neue Schöpfwerk unmittelbar an die Stelle des alten Sieles zu setzen, weil über die Gründung des letzteren keine genauen Konstruktionszeichnungen bekannt waren. Da nach den Akten des Deichverbandes bereits eine mehrfache Ausbesserung und Erneuerung des Sieles stattgefunden haben mußte, wären unvorhergesehene Gründungsschwierigkeiten zu erwarten gewesen. Tatsächlich hat man auch später, als man nach Fertigstellung des Schöpfwerkes das alte Holzsiel entfernte, eine Unmenge von altem Holz- und Pfahlwerk usw.

aufgetragen (Abb. 3). Von dieser Reduktion auf ein Normaljahr wurden die höchsten Wasserstände eines Monats ausgeschlossen und mit ihrem bisherigen Einzelwert beibehalten.

Nachdem darauf der zu haltende Binnenwasserspiegel am Schöpfwerk unter Berücksichtigung des künftigen Grabenspiegelgefälles, der Kulturart und eines etwaigen Sackmaßes auf + 20,80 NN festgelegt worden war, wurden die Häufigkeiten der Wasserstände des Normaljahres ihrer Höhe nach (als Jahresdauerlinie) aufgetragen, und man erhielt daraus die Gesamtzahl der Schöpftage und die möglichen Hubhöhen (Abb. 4). Bei Festlegung der größten Hubhöhen wurde die aus dem HHW 1888 sich ergebende Höhe von 2,88 m auf 2,50 m verringert, da einmal dieser abnorm hohe Wasserstand sehr selten auftritt und dann nur von kurzer Zeitdauer ist, und weil ferner bei derartig hohem Außenwasserstande zur Sicherheit des Deiches die Binnengräben sowieso bordvoll gehalten werden. Zur Bestimmung der mittleren Hubhöhe wurde die Summe der Produkte aus der Häufigkeit der in den einzelnen Intervallen des Normaljahres vorkommenden Wasserstände und den zugehörigen Hubhöhen gebildet. Durch Division der ermittelten Zahl (Σ Häufigkeit \times Hubhöhe) durch die Gesamtzahl der Schöpftage des Normaljahres erhielt man dann die mittlere Hubhöhe (zu 0,89 m).

Bei Bestimmung der Fördermengen, die sich bekanntlich aus Dränge- und Niederschlagwasser zusammensetzen, mußte auf anderweitig ermittelte Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, da zuverlässige Ergebnisse aus einer Reihe von Wassermengenmessungen, die vor allem zur Bestimmung des Drängewassers angestellt worden waren, nicht gefolgert werden konnten. Der vorherrschende Einfluß von Drängewasser war jedenfalls bei den vorgenommenen Grundwasserstandsbeobachtungen festgestellt worden, so daß damit zu rechnen ist, daß das Schöpfwerk Pollychen außer bei örtlich begrenzten starken Niederschlägen in erster Linie Qualmwasser zu pumpen hat.

Als größte Zuflußmenge wurde angenommen: 120 sl/km² (Sekundenliter f. 1 km²) für das eigentliche, dem Schöpfwerk Pollychen zugeteilte Poldergebiet und 45 bzw. 8 sl/km² für das Randgebiet bis zur Wasserscheide. Letzteres wurde in unmittelbarer in die Niederung entwässerndes Gelände (45 sl/km²) und in Waldgebiet mit abfluß-

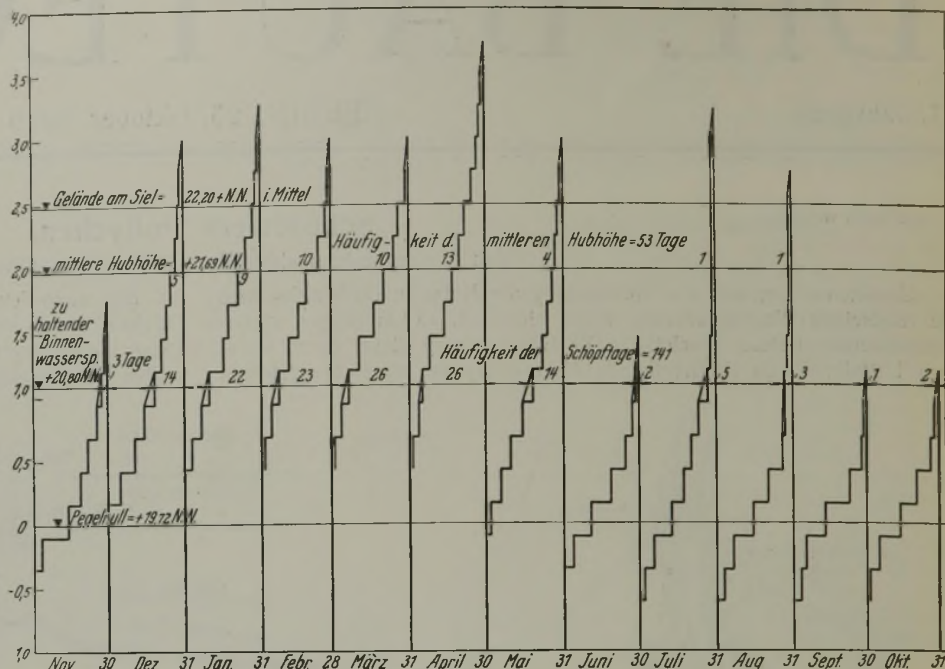


Abb. 3. Monatliche Häufigkeit der Warthewasserstände am Schöpfwerk.

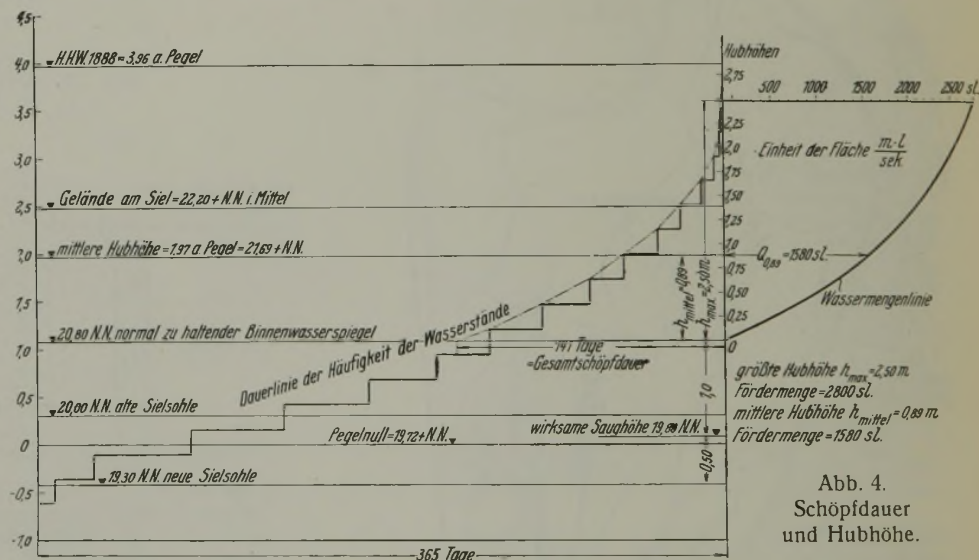


Abb. 4. Schöpfdauer und Hubhöhe.

Leistungstabelle.

Förderhöhe in m		Fördermenge in sl		Pumptage		Pumpe im Betrieb	Drehzahl d. Pumpe	Wirkungsgr. d. Pumpe in %	Leistungsbed. a. d. Pumpenwelle PS	Stromaufn. d. Motors kW
geod.	man.	errechn.	erreicht	errechn.	erreicht					
2,5	2,85	2800	1580	1	1,77	I	165	78	77	63
	2,75		1000		2,8	II	146	70	52,5	43,2
2,35	2,65	2650	1700	2	3,1	I	165	78	77	63
	2,6		1100		4,8	II	146	73	52,2	43,2
2,07	2,5	2530	1800	3	4,2	I	165	76	79	64,5
	2,3		1320		5,75	II	146	78	52	43
1,81	2,25	2350	1950	7	8,4	I	165	72	81	67
	2,16		1430		11,5	II	146	78	53	43,5
1,55	1,7	2150	600	11	39,4	I	110	60	19,5	16,8
	1,9		1600		14,7	II	146	76	53,5	44
1,29	1,45	1950	850	12	21,6	I	110	75	22,0	18,95
	1,74		1700		13,7	II	146	73	54,0	44,4
1,03	1,25	1700	1100	18	27,8	I	110	78	23,5	20,4
	1,05		1220		20,2	I	110	74	23,4	20,3
0,77	0,62	1000	600	25	41,0	II	73	75	6,6	5,9
	0,85		1400		18,0	I	110	67	23,6	20,4
0,25	0,38	575	870	28	18,5	II	73	68	6,45	5,7
	unter 0,25		800—1000		16	II	73	≈ 62		

Bemerkung: Die Pumpen können, falls die Einzelleistungen nicht genügen, ebenfalls zusammen arbeiten.

losen Mulden (8 sl/km²) unterteilt. Die zu bewältigende Höchstmenge ergab sich auf diese Weise zu 2800 sl. Nimmt man beispielsweise an, daß, wie es den hier vorliegenden Verhältnissen annähernd entsprechen wird, rd. 1/3 der auf das eigentliche Poldergebiet entfallenden Wassermenge (120 sl/km²) Niederschlagwasser ist, so beläuft sich der restliche Anteil des Drängewassers auf 2/3 · 120 sl/km² = 80 sl/km² und für das Gesamtpoldergebiet auf 80 · 15,5 km² = 1240 sl, d. i. bei 7 km Deichlänge 1240 / 7 = 177 sl/km Deich.

Unter der sehr ungünstigen Voraussetzung, daß der in Ansatz gebrachte größte Abfluß vom gesamten Einzugsgebiet (2800 sl) mit der größten Hubhöhe (2,50 m) zusammenfällt, wurde der gesetzmäßige Verlauf der Wassermengen vom Größtwert auf Null (Wassermengenlinie) in der in Abb. 4 dargestellten Kurvenform angenommen. Um die in der Unbestimmtheit dieser theoretischen Kurvenform liegende Unsicherheit auszugleichen, nahm man eine weitgehende Staffelung der Pumpenleistungen vor, damit dem praktischen Leistungsbedarf im allgemeinen zweckmäßig entsprochen werden kann, zumal zur Ausnutzung des billigen Nachtstarfes nicht dauernd, sondern nur nachts gepumpt werden soll. In der nebenstehenden Leistungstabelle bzw. in Abb. 5 ist die Aufteilung des Leistungsbedarfs sowie die Zuweisung der verschiedenen Pumpenleistungen entsprechend den wechselnden Hubhöhen tabellarisch und graphisch dargestellt. Es sind danach zwei Pumpenaggregate eingebaut, die durch Änderung der Drehzahl wieder in ihrer Schöpffleistung je einmal unterteilt worden sind, so daß grundsätzlich vier verschiedene Leistungsstufen zur Verfügung stehen, die einzeln oder durch Kombination miteinander die verschiedensten Schöpffleistungen zu jeweils günstigstem Wirkungsgrade abgeben können, und die den Bereich der theoretischen Wassermengenlinie der Abb. 4 fast vollständig bestreichen.

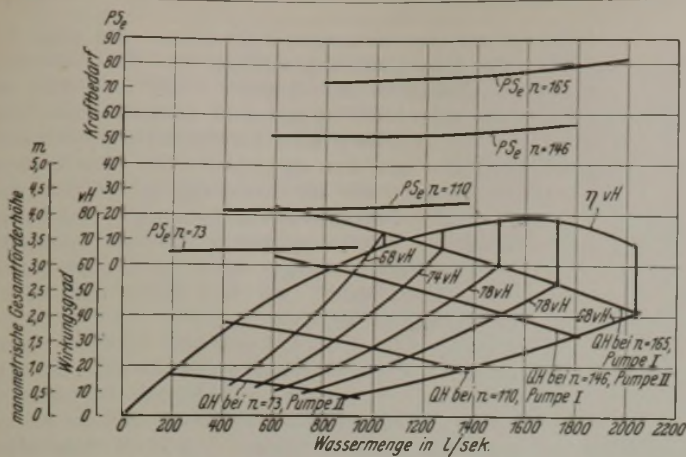


Abb. 5. Charakteristik der Pumpen.

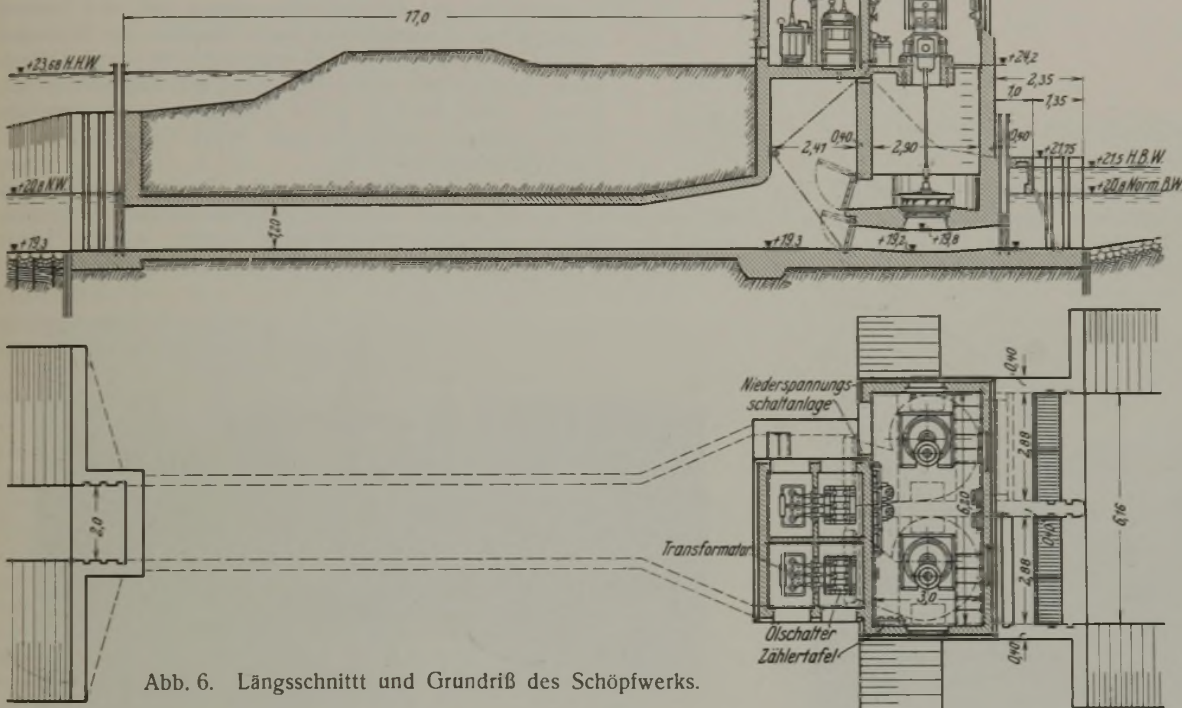


Abb. 6. Längsschnitt und Grundriß des Schöpfwerks.

Als weiterer wesentlicher Vorteil dieser Unterteilung ist noch zu erwähnen, daß bei Ausfall einer Anlage stets eine ausreichende Reserve vorhanden ist. Im Hinblick auf die Betriebskosten ist auch die Herabminderung der Schöpfleistung bis auf 10 PS herab günstig, da gerade die niedrigen Leistungen unter Umständen sehr oft erforderlich werden können.

Als Schöpfwerkspumpen wurden Unterwasserkreisel mit stehender Welle gewählt, einerseits wegen ihrer steten Betriebsbereitschaft und der einfachen Wasserführung und andererseits wegen ihrer guten Kombinationsmöglichkeit mit einem Sielkanal. Wie bereits erwähnt, war das bestehende, auffällige Holzsiel durch eine Neukonstruktion zu ersetzen, und es wurde daher für zweckmäßig gehalten, das neue Siel gleichzeitig mit dem Schöpfwerk in einem Bauwerk zu vereinen. In Abb. 6 ist die zur Ausführung gewählte Konstruktion dargestellt. Bei vorhandener freier Vorflut strömt das Binnenwasser durch die beiden unter den Pumpen befindlichen rechteckigen Kanäle, öffnet die an ihren Enden befindlichen, unteren Holzklappen, um durch den eigentlichen Sielschlauch von 1,20 x 2,00 m Querschnitt unter dem Deich ins Außenwasser zu gelangen. Zur Vermeidung von Vorflutbehinderungen bei geringem Binnenzufluß kann eine der erwähnten Klappen durch einen Seilzug vom Maschinenhausflur aus hochgezogen werden.

Treten die Pumpen bei hohem Außenwasser in Tätigkeit, so saugen sie das Wasser unter der Zwischendecke, die ihren Leitapparaten als Auflager dient, an, werfen es in die die Pumpen oberhalb dieser Decke umgebenden Betonspiralen und drücken es durch die Pumpenschächte nach dem Siel zu abschließenden oberen beiden Klappen in den Sielkanal. Die unteren Klappen werden hierbei durch den äußeren Wasserdruck selbsttätig geschlossen gehalten.

Der Saugmund der Pumpen ist so tief gelegt, daß die Möglichkeit besteht, das Binnenwasser gegebenenfalls zu Grabenräumungszwecken rd. 1 m tiefer abzusenken, als es die normale Entwässerung des Geländes erfordert.

Als doppelter Verschuß gegen hohen Außenwasserstand und als Reserve bei etwaiger Undichtigkeit der Klappen ist am Sielauflauf eine Schütztafel mit Zahnstangenantrieb sowie davor ein doppelter Damm-balkenschlitz eingebaut.

Binnenseits ist zwecks etwaigen Anstauens des Binnenwassers in trockenen Zeiten ebenfalls je ein Verschuß vor den beiden Einlaufkanälen angebracht, und zwar einmal eine Schütztafel mit Zahnstangenantrieb und das andere Mal zur Ersparung von Kosten eine Klappe, die durch Seil- und Flaschenzug gegebenenfalls auch gegen einen bestimmten

Wasserüberdruck geöffnet werden kann. Vor diesen beiden Verschlüssen befinden sich Schmutzrechen, die von einem über höchstem Binnenwasserstande befindlichen Steg aus bedient werden können. Ferner sind auch hier zu Reparaturzwecken Damm-balkenschlitze vorgesehen.

Als Antrieb für die Pumpen wurden Elektromotoren vorgesehen, weil eine nahe vorbeiführende Hochspannungsleitung günstigen Anschluß mit geringen Nebenkosten ergab, und weil durch Ausnutzung der Speichereigenschaft eines naheliegenden Teiches, der mit dem Zuleitungsgraben verbunden wurde, der vom liefernden Elektrizitätswerk zu einem besonderen billigen Tarif abgegebene Nachtstrom bestens ausgenutzt werden kann. Dieser billige Nachtstrom sowie anderweitige Erleichterungen, wie insbesondere kostenloser Anschluß an das Ortsnetz und teilweise kostenlose Stellung von Transformatoren, wurden allerdings von dem betreffenden Elektrizitätswerk erst dann zugestanden, als die Wettbewerbsfähigkeit des Dieselmotorantriebes in drohende Erscheinung zu treten begann.

Die Elektromotoren sind polumschaltbar eingerichtet zur Erlangung der für jede Pumpe vorgesehenen zweifachen Drehzahlen. Die Anker sind nach Genehmigung durch das zuständige Elektrizitätswerk als Kurzschlußanker ausgebildet und haben dadurch gegenüber Schleifringankern den Vorzug größerer Einfachheit und Betriebsicherheit (Fortfall der Schleifringe und der Notwendigkeit zur Auswechslung der Kohlenbürsten). Die Leistung der Motoren beträgt 95 bzw. 30 PS für den größeren Motor und 65 bzw. 10 PS für den kleineren.

Zwischen Motor und Pumpenwelle ist in Maschinenflurhöhe je ein Stirnradgetriebe eingebaut, das gleichzeitig das Tragkugellager für die senkrechten Pumpenwellen mit den Laufrädern aufnimmt. Da Pumpen- und Getriebewellen durch leicht lösliche Kupplungen verbunden sind, ist der Ausbau der Pumpenlaufräder jederzeit möglich.

Der Maschinenflur ist hochwasserfrei auf Ordinate + 24,20 angeordnet. Außer den Motoren und Getrieben enthält er noch die Aufzugwinde für den Aufzug der einen „Freiflutklappe“ und im übrigen die notwendigen Schalt- und Meßapparate. Zur Vornahme der Montage und etwaigen Ausbesserungen wurde senkrecht über den beiden Pumpenachsen ein I-Träger zur Aufnahme einer Laufkatze eingebaut.

Unmittelbar neben dem Maschinenhaus erhebt sich das Transformatorenhaus. Es ist auf den für die Pumpen- und „Freiflutklappen“ sowieso erforderlichen Schachtaufbau gesetzt und enthält auf Maschinenflurhöhe zwei Transformatoren mit je 100 kW Leistung mit den beiden zugehörigen Ölaltern und ferner in Stockwerkhöhe die Meßzelle mit dem Freileitungs-Einführungsfenster. Durch Bemessung beider Transformatoren auf je 100 kW ist der Forderung weitgehender Betriebsicherheit bei Ausfall eines Aggregates Rechnung getragen.

Die gesamte Konstruktion des Schöpfwerkunterbaues bis Maschinenflurhöhe einschließlich Einlauf, Sielkanal und Auslauf wurde in Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1:5 durchgeführt. Geeigneter Kiessand fand sich in einer benachbarten Grube. Die aufgehenden Wände des Maschinen- und Transformatorenhauses wurden unverputzt in Klinker-

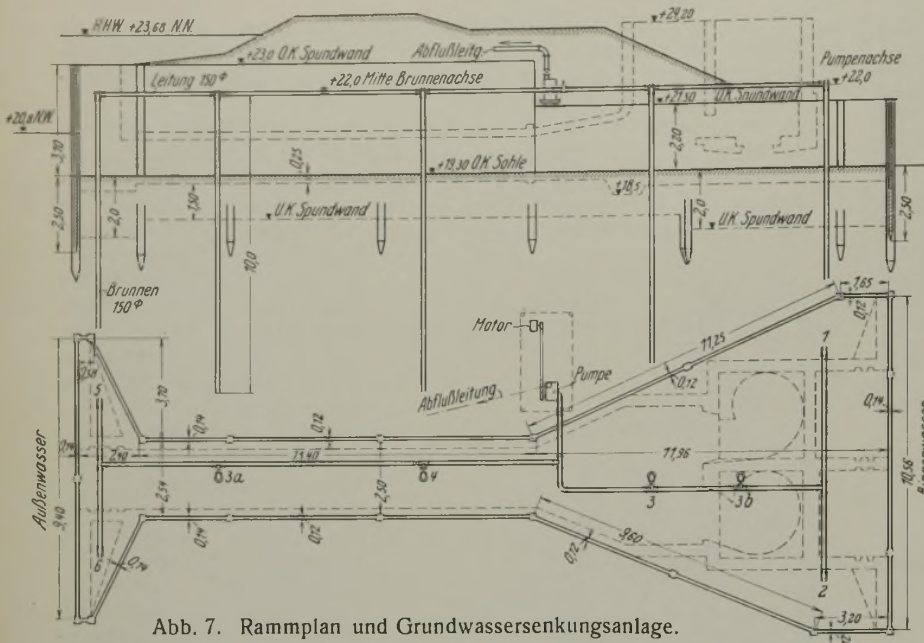


Abb. 7. Rammpfan und Grundwassersenkungsanlage.

Jahreszeit vor Überraschungen nicht sicher. Auf jeden Fall wurde die Umschließungspundwand an der Außenseite mit ihrer Oberkante auf Ordinate + 23,0 NN, also nur etwa 70 cm unter HHW geschlagen, während binnenseitig eine Höhe von + 21,50 NN für hinreichend errichtet wurde. Einzelheiten sind aus dem Rammpfan (Abb. 7) zu ersehen.

Hierin ist auch die zur Trockenlegung der Baugrube vorgesehene Grundwasser-Absenkungsanlage eingetragen. Der ursprünglich nicht vorgesehene Brunnen 3b mußte wegen starken Wasserandranges noch nachträglich gesetzt werden und erhielt dabei, wie sich später noch zeigen wird, eine wenig günstige Lage.

Mit den Brunnen 1, 2, 3, 4 und 3b, zu denen später noch Brunnen 3a hinzugenommen wurde, konnte bei einem Außenwasserstande von etwa + 20,80 NN die zunächst ausgeschachtete Baugrubensohle für das eigentliche Schöpfwerk und den trichterförmigen Sieleinlauf einwandfrei trocken gelegt und betoniert werden (Abb. 8).

Nach inzwischen fertig gewordener Ausschachtung des Sielschlauches und des Auslaufbauwerkes und nach Trockenlegung dieses Bauabschnittes durch Versetzen der Brunnen 3 und 3b in die Lage 5 und 6 wurden die Siel- und Auslaufbauwerksohlen bei wenig angestiegenem Außenwasser betoniert. Zum Schutze gegen etwaigen Frost wurde die fertige Sieldecke sofort mit einer 10 bis 20 cm starken Erdschicht überdeckt (Abb. 9).

mauerwerk aus der nahe gelegenen Morrner Ziegelei hergestellt. Das Dach besteht aus Holzkonstruktion mit Ruberoidabdeckung.

Die Bauzeit fiel, wie anfangs bereits erwähnt, in den Winter 1927/28. Durch Verzögerung in der Bereitstellung der Baumittel und auch aus

Unter Beibehaltung der bisherigen Lage der Brunnen wurden dann die aufgehenden Wände einschl. Sieldecke und Pumpenhausflur betoniert, worauf die Wasserhaltung abgeschaltet werden konnte. Während bisher eine Arbeitsunterbrechung wegen Frostes nur für wenige Tage eingetreten



Abb. 8. Maschinenhausbaugrube mit Grundwassersenkungsanlage.



Abb. 10. Blick auf die Querspundwand am Auslaufbauwerk bei steigendem Außenwasser.

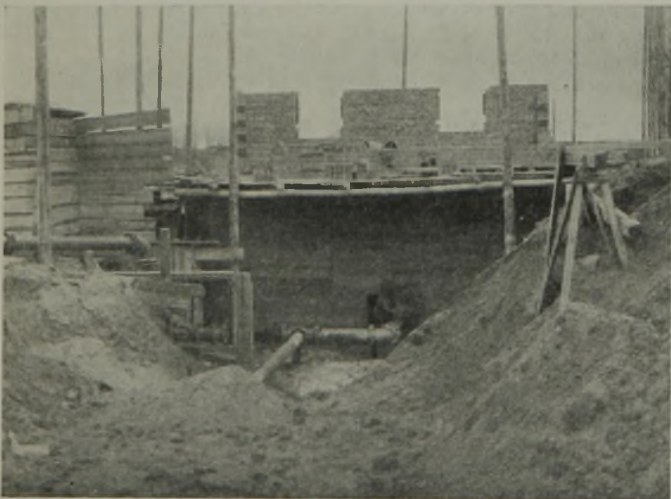


Abb. 9. Blick durch die Sielbaugrube auf das Maschinenhaus. (Die Sieldecke ist bereits fertig und zum Schutze gegen Frost mit Erde beschüttet.)

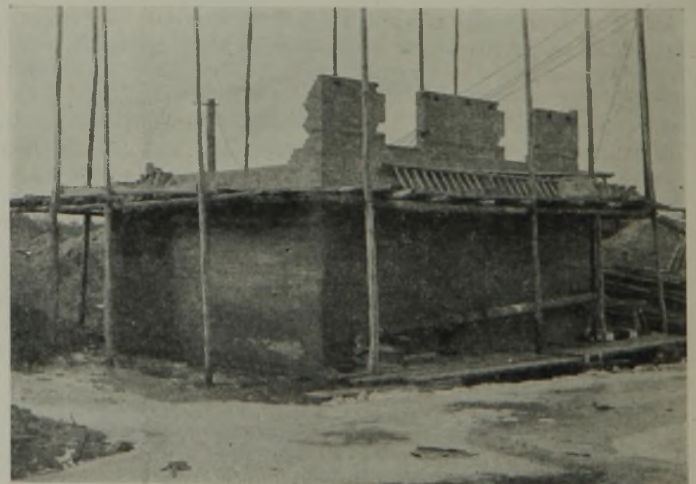


Abb. 11. Überflutung der Baugrube von binnen.

anderen Gründen konnte die Ausschreibung erst im Spätherbst 1927 stattfinden, der Bau wurde begonnen in der zweiten Hälfte des Oktobers. Wenn auch die höheren Wasserstände der Warthe in der Regel erst im März zu erwarten waren, so war man doch bei der vorgeschrittenen

war, sank nunmehr die Temperatur (Anfang Dezember) während fünf Wochen erheblich unter den Nullpunkt, so daß eine Fortsetzung der Bauarbeiten unmöglich war. Das Außenwasser war mittlerer Weise auf 21,85 angestiegen (Abb. 10), das Binnenwasser folgte mit Eintreten von

Tauwetter und starken Niederschlägen auf annähernd gleiche Höhe und überflutete die Baugrube über die nur auf + 21,50 NN geschlagene Binnenspundwand hinweg (Abb. 11).

Zu- und Ablaufgraben waren schon bei Beginn des Baues während der günstigen Wasserstandperiode ausgehoben worden, allerdings noch nicht bis zur planmäßigen Tiefe. An der Innenspundwand hatte man vorsorglicherweise noch einen Erdblock stehengelassen, auf dem nunmehr mit fettem Boden, Sandsäcken und Schalbretern ein Hochwasserschutzwall zum Schutze gegen das noch immer steigende Binnenwasser errichtet wurde (Abb. 12).

Die Maurerarbeiten zur Fertigstellung des hochbaulichen Teiles des Pumpen- und Transformatorenhauses einschl. Dachabdeckung und Installation der elektrischen Leitungen wurden inzwischen mit geringen Frostunterbrechungen durchgeführt.

Am 19. Januar konnte endlich unter dem Schutze des binnenseitigen Walles die Wiederabsenkung des im Bauwerk stehenden Wassers versucht werden. Dabei stellte sich heraus, daß wegen des hohen Außenwasserstandes mit den sechs Brunnen der Grundwasser-Senkungsanlage eine Absenkung nur bis 1,30 m über Bauwerksohle möglich war. Unter Zuhilfenahme einer offenen Haltung gelang es zwar, das Wasser bis auf Bauwerksohle herunterzubekommen, jedoch zeigten sich dann infolge des von unten auf die Sohle wirkenden Auftriebes an den für die Durchführung der Brunnenrohre in der Sohle freigelassenen quadratischen Öffnungen, den sogenannten Brunnenfenstern, starke Wasserquellungen mit Sandförderung.

Wegen der hiermit verbundenen Unterspülungsgefahr der Schöpfwerksohle konnte naturgemäß die offene Haltung nur zeitweise in Betrieb genommen werden, doch stellte sich bald heraus, daß die einwandfreie Dichtung der Brunnenfenster gegen das unter Druck aufquellende Wasser nicht möglich war. Selbst unter Anwendung eines Schnellbindemittels (Tricosal) konnte ein zuverlässiger Verschluss nicht erreicht werden, zumal an das Fenster 3 b (vergl. Abb. 7), wie sich jetzt herausstellte, wegen seiner außerordentlich schlecht zugänglichen Lage unter der Pumpenspirale bei dem Andrang des eiskalten Grundwassers schwer heranzukommen war. Während die leicht zugänglichen Fenster der Brunnen 3 und 4 gut geschlossen werden konnten, entschloß man sich nach eingehender Prüfung aller Möglichkeiten im Hinblick darauf, daß einerseits auf ein Abfallen des Außenwassers nicht gerechnet werden konnte, andererseits aber von der rechtzeitigen Inbetriebnahme des Schöpfwerkes erhebliche landwirtschaftliche Vorteile zu erwarten waren, trotz der entstehenden Mehrkosten zwecks Abdichtung der übrigen Brunnenfenster zum Einbau einer verstärkten Grundwasser-Senkungsanlage. Es wurden daher weitere acht Zusatzbrunnen außerhalb der Spundwände um das Bauwerk herum gesetzt und mit ihnen die Absenkung bis 20 cm unter Bauwerksohle erreicht, so daß nunmehr ein sicherer Verschluss der restlichen Fenster möglich war. Gleichzeitig konnten im Schutze dieser verstärkten Anlage die Pumpen, Klappen, Rechen und Schütztafeln montiert und der Glattputz der Pumpenspiralen und des Einlauftrichters hergestellt werden.

Wenn auch einerseits das anhaltende warme Wetter den rüstigen Fortschritt der Bauarbeiten begünstigte, so brachte es andererseits wegen des plötzlichen Auftaus der Eis- und Schneemassen nach der harten



Abb. 12. Anlage des Schutzwalles auf der Binnenseite.



Abb. 13. Beginn mit dem Abpumpen des Binnenwassers.

Frostperiode ein schnelles und starkes Ansteigen der Warthe mit sich, das für die Baustelle um so gefährlicher zu werden drohte, als durch den Einbau der acht Zusatzbrunnen ein gewisser Zeitverlust unvermeidlich geworden war. Zum Unglück verzögerte sich auch noch die Anlieferung eines wichtigen Pumpenteils, so daß bereits Maßnahmen zum behelfsmäßigen Zuschütten des Deiches über dem Siel unter Verzicht auf die Herausnahme der Leitungen der Grundwasser-Senkungsanlage in Erwägung gezogen werden mußten.

Am 21. Februar endlich, gerade als der Warthewasserstand der Außenspundwandoberkante bedrohlich nahe rückte (es fehlten nur noch 30 bis 40 cm), war der Bau so weit vorgeschritten, daß die Wasserhaltung entbehrlich wurde, die Brunnen am Auslauf und am Sielschlauch gezogen und die Leitungsrohre beseitigt werden konnten, so daß die sofortige Wiederherstellung des Deiches über dem Siel möglich wurde. Damit war die Gefahr des Übertritts von Wasser über die Baugrube hinweg in die Niederung beseitigt.

Es folgte nunmehr noch die Beseitigung des Schutzwalles an der Binnenseite und des an der Außen- und Innenspundwand stehengebliebenen Erdkernes mittels senkrechten Handbaggers sowie das Abschneiden der Spundwände zunächst behelfsmäßig bis zu der vorläufig vorhandenen Tiefe des Zu- und Ablaufgrabens.

Am 1. März wurden mit den Pumpen die ersten Probeversuche angestellt (Abb. 13), und es wurde anschließend gleich mit dem Abpumpen des Binnenwassers begonnen, wobei wegen der noch fehlenden Sohlenbefestigung des Auslaufgrabens mit größter Vorsicht vorgegangen werden mußte, um Auskolkungen am Sielauslauf zu vermeiden.

Die ordnungsmäßige Herstellung der Zu- und Ablaufgräben durch einen Eimerkettenschwimmbagger, ihre Befestigung mit Steinschüttung, teilweise auf Faschinenmatratzen, sowie der Anschluß des Schöpfwerkes an den Pollychener Sammelteich folgte nach Eintritt günstiger Wasserstände erst im Juli 1928. Gleichzeitig wurde das alte Holzsiel entfernt.

Die ursprünglich auf 81 500 R.-M. veranschlagten Baukosten erhöhten sich infolge der Schwierigkeiten, die durch das überraschend eingetretene Hochwasser bedingt wurden, auf rd. 100 000 R.-M.

Die schlüsselfertige Gesamtausführung des Schöpfwerkes war den Maffei-Schwartzkopf-Werken, Berlin, pauschal übertragen worden. Sie lieferten die Pumpen und Motoren selbst und übergaben den baulichen Teil im Einvernehmen mit der Bauleitung der Firma Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Eissprengungen mit „Thermit“.

Von Dipl.-Ing. E. Frischmuth, Berlin.

Nachdem der ungewöhnlich harte Winter 1928/29 die Frage wirklicher Eissprengungen erneut in den Vordergrund des Interesses beteiligter Kreise gebracht hat, haben amerikanische Nachrichten über dort ausgeführte Eissprengungen mit „Thermit“ besondere Beachtung gefunden. „Thermit“ ist bekanntlich ein Gemisch von gepulvertem Aluminium und Eisenoxyd, dessen Wirkung auf der Eigenschaft des Aluminiums beruht, sich bei hohen Temperaturen mit Sauerstoff leicht zu verbinden. Es geht dabei der Sauerstoff des Eisenoxydes zum Aluminium über, und als Reaktionserzeugnisse entstehen metallisches Eisen und Aluminiumoxyd, die beide in feuerflüssigem Zustande eine Temperatur von etwa 3000° erreichen. Auf der Erzeugung des hochoberhitzten Thermitesens beruht die Verwendung von Thermit als Schweißmittel, insbesondere zum Schweißen von Schienen. Als Sprengmittel war Thermit bisher nicht benutzt.

In amerikanischen Tageszeitungen und Fachschriften ist nun über Eissprengungen mit „Thermit“ berichtet worden, die C. Barnes, Professor an der Mac-Gill-Universität in Montreal, seit mehreren Jahren mit großem Erfolg durchgeführt haben soll. So sind beispielsweise nach „The Engineering Journal“, November 1926, Eisdecken von 30 bis 60 cm Stärke wie auch Eisversetzungen bis zu 3 m Stärke, die auf dem Alleghany-Fluß in einer Länge von etwa 32 km eingetreten sind, gesprengt und dadurch die Städte Oil City und Franklin vor Überschwemmung und verschiedene Eisenbahnbrücken vor Zerstörung bewahrt worden. Besonders erwähnt sei der Erfolg an einer Eisenbahnbrücke, die durch die Eismassen bereits um 18 Zoll von ihren Auflagern angehoben war und nach der Sprengung der Eisstauung mit „Thermit“ ohne Beschädigung wieder auf diese zurückgebracht wurde (Abb. 1 u. 2). Nach einem anderen Bericht von Professor

Barnes hat er auf dem St.-Lorenz-Strom mit drei Thermitbomben von je 40 kg Inhalt 250 000 t Eis in Bewegung gebracht.

Auffallend in den Berichten ist, daß gegenüber dem Gesamterfolg der Sprengung die einzelnen Sprengschüsse kaum eine Wirkung haben erkennen lassen. Dagegen erwähnt Barnes, daß die Zerklüftung des Eises teilweise erst nach 24 Stunden eintrat. Hierfür gibt er folgende Erklärung:



Abb. 1.



Abb. 2.

Selbst bei kältester Witterung vermögen Sonnenstrahlen Eis sehr schnell zu zerstören! Der Grund hierfür liege einmal in den zersetzenden Eigenschaften der ultraroten Strahlen des Sonnenlichtes und zweitens in der Tatsache, daß eine geringe Temperaturerhöhung bereits imstande sei, die Bindung zwischen den einzelnen Kristallen aufzuheben. Die Wirkung der ultraroten Strahlen wäre noch größer, wenn es möglich wäre, diese auf die Unterseite der Eisfläche, die mit dem fließenden Wasser in Berührung steht, einwirken zu lassen. Man müsse daher danach trachten, einen ultraroten Strahlen aussendenden Körper unter das Eis zu bringen. Nach Barnes haben nun die bei einer Thermitreaktion auftretenden Lichtstrahlen diese Eigenschaft, und sowohl hierauf, wie auch auf der Erwärmung des das Thermit umgebenden Wassers beruhe der Erfolg der Thermitbehandlung bei Eisversetzungen.

Im vorstehenden sind lediglich die Ausführungen von Prof. Barnes inhaltlich wiedergegeben, ohne daß dazu Stellung genommen wird. Nun treten bei der Thermitreaktion allerdings sehr starke Lichtstrahlen auf (vgl. Abb. 3 u. 4 einer Aufnahme aus Amerika und einer Sprengung auf dem Müggelsee), wie die in den hochgeschleuderten Eisstücken sich brechenden und reflektierenden Lichtstrahlen erkennen lassen, aber es fehlt jeder Anhalt dafür, daß sie die von Barnes angenommene Wirkung haben. Der Behauptung, daß durch die Wärmeentwicklung bei der Thermitreaktion eine weitgehende Schmelzwirkung eintrete, muß entgegengetreten werden. Bei Reaktion von 1 kg Thermit beträgt die freiwerdende Wärmemenge nur rd. 850 kcal, diese könnte also günstigstenfalls 10 kg Eis von 0° in Wasser von 0° verwandeln. Die Wärmeenergie des Thermits ist also viel zu gering, um

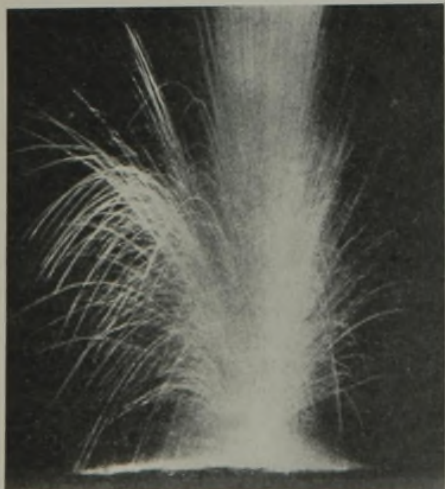


Abb. 3.

irgendwelche merkbar Schmelzwirkungen zu veranlassen, und wenn die zerstörende Wirkung des Thermits sich bewahrheiten sollte, so müßte sie auf andere Weise zustande kommen.

Eine eigenartige, auch bei den hiesigen Versuchen beobachtete Erscheinung besteht in dem Auftreten von starken Gasmengen, die bis 10 Minuten nach der Reaktion durch Risse im Eis austraten. Beim Ent-



Abb. 4.

zünden platzen die Gasblasen mit leichtem Knall! Man darf wohl annehmen, daß durch die außerordentlich hohe Temperatur der Thermitreaktion die umgebende Eis- bzw. Wasserschicht in ihre Bestandteile, Wasser- und Sauerstoff, zerlegt wird, die dann als Knallgas an die Oberfläche treten.

In Deutschland wurden im Auftrage des Reichsverkehrsministeriums Versuche mit Eissprengungen durch Thermit erstmalig am Ausgange dieses Winters vorgenommen, und zwar wurden von der Elektro-Thermit G. m. b. H.¹⁾, Berlin-Tempelhof, Thermitbomben im Gewicht von 5 bis 50 kg von einer größeren Zahl von Wasserbauämtern bezogen. Die anfänglich benutzten Sprengbomben sind nach Abb. 5 hergestellt und entsprechen dem amerikanischen Muster. Bei den hiesigen Versuchen sind Sprengungen sowohl im Packeis wie im Oberflächeneis vorgenommen.

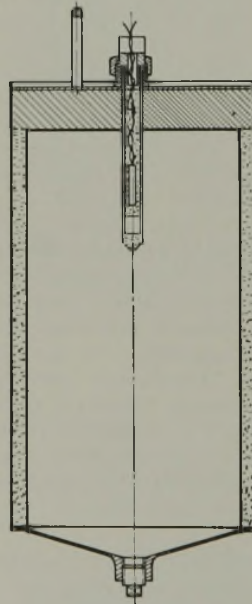


Abb. 5.



Abb. 6.

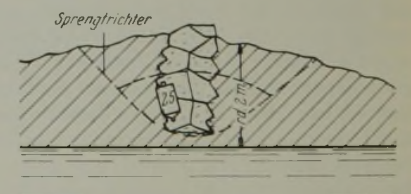


Abb. 7.

Versuche ersterer Art sind in der Donau bei Heining von der Bauleitung der Kachletstufe und in der Oder bei Breslau mit negativem Erfolge durchgeführt. Die Bomben wurden nach Herstellung von Löchern entweder unter das Packeis heruntersgeschoben oder in dieses versenkt, worauf das Loch mit kleinen Eisstücken versetzt und mit größeren Eisschollen belegt wurde (Abb. 6 u. 7). Die Größe der Bomben schwankte zwischen 10 und 50 kg. Die Packeisstärke betrug bis zu 2,20 m. Bei der Entzündung der Bombe wurde regelmäßig etwa 10 bis 15 sek nach Zündung eine Art Explosion beobachtet, bei der die Eisstücke mehr oder weniger herausgeschleudert wurden, wobei sich ein Sprengtrichter von etwa 1 1/2 bis 2 m Durchm. bildete. Eine für praktische Zwecke ausnutzbare Wirkung ist nicht eingetreten, und man muß annehmen, daß für ähnliche Verhältnisse eine Sprengung mit Thermit nicht in Betracht kommt.

Die Sprengung von Eisdecken ist in der Oder bei Breslau, bei Stettin und Küstrin und auf dem Müggelsee bei Berlin vorgenommen worden mit Bomben von 5 bis 50 kg. In allen Fällen wurden entsprechend Abb. 8 die Bomben durch Löcher im Oberflächeneis entweder

¹⁾ Tochtergesellschaft der Th. Goldschmidt AG., Essen, der Erfinderin der Thermitschweißung.

unmittelbar in das Wasser versenkt oder etwas seitwärts durch Stangen unter das Eis geschoben. Das Loch wurde mit Eisstücken zugefüllt und mit Eisschollen abgedeckt. Fast immer fand ein ziemlich starkes Auswerfen von Wasser, Eisstücken und Thermitresten statt; eine Veränderung an der Eisdecke war entweder gar nicht oder nur in kleinem Umfange zu bemerken. Bei Sprengungen in Stettin hatte unter vier Bomben von 10 bis 50 kg eine 10-kg-Bombe die stärkste Wirkung. Diese war durch einen Hohlraum in der Bombe selbstschwimmend gemacht, so daß sie unmittelbar unter die Eisdecke etwa 1 m weit seitwärts von dem Loch zu liegen kam. Sie explodierte mit ziemlich starkem Knall und großer Feuer- und Wassersäule. Strahlenförmig von dem Loch verliefen bis zu 2 cm starke Risse im Eis. Auf der Dampferrückfahrt von der Versuchs-

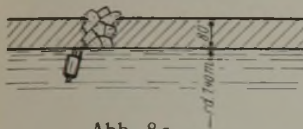


Abb. 8a.

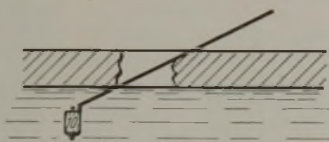


Abb. 8b.

stelle wurde eine vorbeitreibende Eisscholle von etwa 80 m Länge und 40 m Breite beobachtet, deren ungewöhnliche und sonst nie vorkommende Abmessungen bei den Strombaubeamten Befremden erregten, so daß die allgemeine Ansicht bestand, die Scholle müsse eine Wirkung der Thermitbomben sein.

Bei Sprengungen auf dem Müggelsee wurde von vier Bomben zwischen 5 und 25 kg eine solche von 10 kg mit einer Stange möglichst weit unter die 45 cm starke Eisdecke geschoben. Bei der Explosion hob sich im Umkreise von rd. 25 m mit merkbarem Krachen die Eisdecke, und rund um das Loch wurden Sprünge im Eis bemerkt.

Bei Sprengungen in Küstrin wurden drei gleichartige Versuche vorgenommen, deren Wirkung bemerkenswert war. Es wurde eine Öffnung im Eis hergestellt, die nicht größer war als der Durchmesser der Thermitbombe, und diese dann mit einer Stange seitwärts möglichst weit unter das 60 bis 70 cm starke Eis geschoben. Der Erfolg aller drei Bomben war annähernd der gleiche, indem sich das Eis in einem Umkreise von 80 m mit lautem Krachen merklich hob. Sprünge im Eis konnten wegen der hohen Schneedecke nicht wahrgenommen werden, müssen aber nach Maßgabe des wahrgenommenen Geräusches eingetreten sein.

Die mitgeteilten Erfahrungen lassen unzweifelhaft erkennen, daß die großen Hoffnungen, die man nach den Veröffentlichungen von Prof. Barnes an die Wirkung von Thermitbomben vielleicht knüpfen konnte, sich nicht erfüllt haben. Die geringen Erfolge, die einzelne Versuche im Oberflächeneis gehabt haben, lassen es möglich erscheinen, daß ein eingehendes Studium der Angelegenheit die Bedingungen aufklären wird, wann und unter welchen Verhältnissen „Thermit“ eine Sprengwirkung ausüben kann.

Wenn man von den hypothetischen Erklärungen von Prof. Barnes absieht, erscheint es auf Grund der bekannten Eigenschaften des Thermits nicht unmöglich, daß eine gewisse Sprengwirkung vom „Thermit“ ausgehen kann, wenn die Vorbedingungen dazu gegeben sind. Und zwar ist es die hohe Reaktionstemperatur und die dadurch herbeigeführte außerordentlich schnelle Verdampfung des Wassers, die hier in Betracht kommen kann. Man vergegenwärtige sich, daß 1 kg „Thermit“ mit dem im Eis frei werdenden 850 cal etwa 1,3 kg Eis in Dampf verwandeln kann und daß dieser einen Raum von etwa 1,6 m³ bei 1 at Druck einnimmt. Es kann also eine 10-kg-Bombe eine Gasmenge von etwa 16 m³ erzeugen, und es erscheint sehr wohl möglich, daß unter einer dichten Eisdecke eine derartige Gasmenge das Eis anhebt und auf einen größeren Umkreis zum Bersten bringt. Voraussetzung für eine solche Wirkung ist aber, daß die Gasentwicklung nicht so schnell stattfindet, um ein Durchbrechen des Eises an der Explosionsstelle herbeizuführen, wodurch eine Wirkung auf größere Entfernung verhindert werden würde. Bei der Thermitreaktion tritt die Explosion erst ein, wenn die flüssige aluminothermische Schmelze den Mantel der Bombe durchbrochen hat und in das umgebende Wasser abfließt. Dieser Vorgang nimmt immerhin einige Sekunden in Anspruch, und verglichen mit der außerordentlich kurzen Reaktionszeit der üblichen Sprengmittel, wie Dynamit, Pulver usw., wird die Gasentwicklung bei der Thermitbombe eine verhältnismäßig langsame sein. Man wird also Thermit in Wasser oder Eis als ein Sprengmittel außerordentlich geringer Brisanz ansehen müssen, bei dem ein möglichst dichter Verschluss des Sprengraumes vorgenommen werden muß, so daß das Gas nicht entweichen kann, ohne eine Sprengwirkung auszuüben. Das letztere dürfte bei Thermitbomben im Wasser der Fall sein, wenn die Sprengbombe in der Nähe der im Eis geschlagenen Löcher ist. Es würde sich daraus erklären, daß, wo dieses der Fall war, die Wirkung der Bomben gering blieb oder ganz versagte. Deshalb auch trat in dem losen und von Hohlräumen durchsetzten Packeis eine Sprengwirkung überhaupt nicht ein. Auch erscheint es hiernach erklärlich, daß unter dem Oberflächeneis die Sprengwirkung dort am merkbarsten war, wo das Loch möglichst klein gehalten wurde, die Bombe ein wenig von dem Loch entfernt war und sich dicht unter der Eisfläche befand, so daß die aufsteigenden Dampfblasen nicht Gelegenheit hatten, in dem kalten Wasser zu kondensieren. Auch daß große Sprengbomben keinen wesentlich besseren Erfolg erzielten als kleinere, ist verständlich, weil die Geschwindigkeit der Gasausbreitung unter der Eisdecke immer nur eine beschränkte Reichweite der Sprengwirkung zulassen kann.

Nach dem vorher Gesagten erscheint es möglich, bessere Sprengwirkungen mit Thermit zu erzielen, wenn man das in dem Eis gemachte Loch in geeigneter Weise möglichst dicht schließt oder die Bombe weit unter das Eis schiebt bzw. treiben läßt. Ebenfalls empfiehlt es sich, eine größere Zahl kleinerer und nicht eine geringe Zahl größerer Sprengbomben anzuordnen.

Es wäre daher zu begrüßen, wenn die Wasserbaubehörden die Sprengversuche mit Thermit bei nächster Gelegenheit fortsetzen wollten.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. Werner Koch, Berlin-Steglitz.

(Schluß aus Heft 44.)

Die im Havelwasser nachgewiesene, freie, angreifende Kohlensäure bedingte die Verwendung von Erzzement als Bindemittel des Betons unter Wasser; die Mischungsverhältnisse des verarbeiteten Betons unterschieden sich bei beiden Bauabschnitten hinsichtlich der Auswahl der Zuschlagstoffe und waren folgender Art (Angabe in Raumteilen):

Bauabschnitt I (Gleis Magdeburg—Berlin):

Beton unter Wasser	1 Erzz. : 0,25 T. : 3,75 Ks.,
Beton über Wasser	1 Pz. : 6 Ks.,
Beton für Abdeckplatten und Auflagersteine	1 hw. Z. : 3 Ks.

Bauabschnitt II (Gleis Berlin—Magdeburg):

Beton unter Wasser	1 Erzz. : 0,25 T. : 2,5 Spl. : 2,5 Ks.,
Beton über Wasser	1 Pz. : 3 Spl. : 3 Ks.,
Beton für Abdeckplatten und Auflagersteine	1 hw. Z. : 1,5 Spl. : 1,5 Ks.

Hierin bedeutet:

- Erzz. = Erzzement Aegir, Hemmoor,
- Pz. = Portlandzement Bär, Rüdersdorf,
- hw. Z. = hochwertiger Zement Bärenstark, Rüdersdorf,
- T. = Traß,
- Ks. = Kiessand aus der Grube Oderberg-Bralitz,
- Spl. = Splitt aus Vogelberg bei Kamenz und Dornreichenbach.

Bekanntlich sind die Kiessande der Norddeutschen Tiefebene hinsichtlich der Kornzusammensetzung selbst für einen Beton von mittelmäßiger Güte

als alleiniger Zuschlagstoff fast allgemein höchst ungeeignet, werden aber dessenungeachtet immer noch vielfach allein verwendet und haben dann die vielen mangelhaften, unschönen Bauwerke zur Folge. In dieser Hinsicht ist das Erscheinen der „Anweisung für Mörtel und Beton (AMB)“¹⁾ in den Dienstanweisungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sehr zu begrüßen; sie gibt dem aufmerksamen Bauaufsichtsbeamten endlich eine vorzügliche Handhabe zur Beurteilung der Güte der Baustoffe und gestattet ihm bei entsprechender Anwendung dieser Anweisung, Betonmischungen von wirtschaftlich und qualitativ guter Art von Fall zu Fall zu bestimmen, was leider bei den im vorliegenden I. Bauabschnitt gewählten Betonmischungsverhältnissen nicht geschehen ist.

Die erzielten Druckfestigkeiten mit 20-cm-Probewürfeln von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wurde, sind im Auszuge auf S. 720 wiedergegeben und lassen deutlich den Festigkeitszuwachs durch den im II. Bauabschnitt durch Splittzusatz vergüteten Kiessand erkennen.

In Abb. 17 ist der Bauzustand zur Zeit der Erneuerung der Südhälfte des Pfeilers I dargestellt; die darin eingetragenen Fundamentordinaten für die alten Bauteile sowie Längen und Durchmesser der Pfähle sind nachträglich beim Abbruch festgestellt worden (vergl. auch d. Wahl des Bauvorgangs). Weiterhin wird bemerkt, daß zu dieser Zeit der alte Nordpfeiler die im Betriebe befindlichen, alten Überbauten des Gleises Berlin—Magdeburg noch zu tragen hatte. Mit dem Fortschreiten

¹⁾ Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

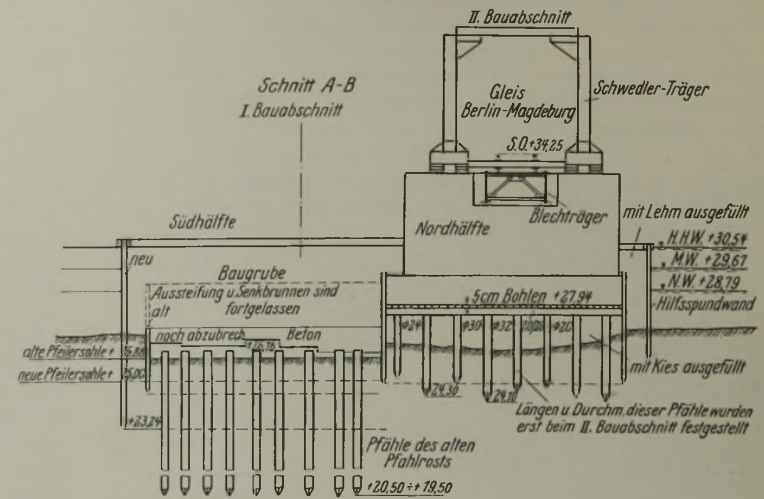
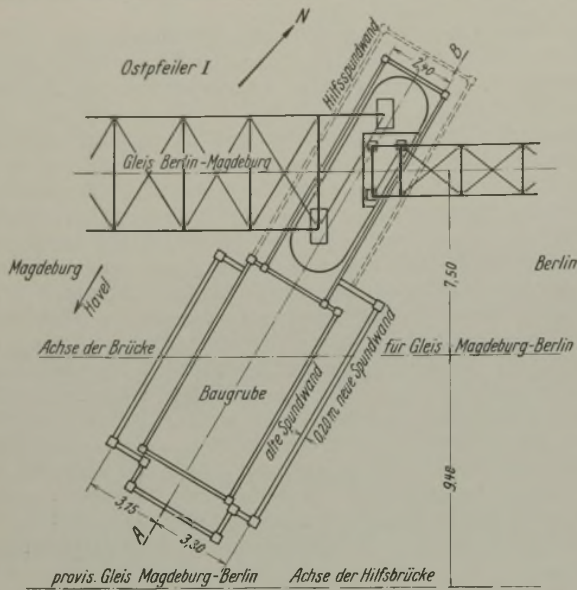


Abb. 17. Bauzustand zur Zeit der Erneuerung der Südhälfte des Ostpfeilers I, September 1925.

Verwendung des Betons	Lfd. Nr.	Druck wurde ausgeübt in oder senkrecht zur Stampfrichtung	Der Probewürfel lagerte bis zur Prüfung	Der Würfel wurde hergestellt im			
				I. Bauabschnitt		II. Bauabschnitt	
				Alter am Prüfungstage in Tagen	Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm ²	Alter am Prüfungstage in Tagen	Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm ²
Beton unter Wasser	1	in Stampfr.	in Havel	75	195	60	495
	2	"	"	—	—	60	346
	3	"	"	—	—	28	271
	4	senkr. z. St.	in Havel	75	175	60	368
	5	"	"	—	—	28	299
	6	in Stampfr.	an Luft	—	—	60	358
	7	"	"	—	—	28	314
	8	senkr. z. St.	an Luft	—	—	60	244
Beton über Wasser	9	in Stampfr.	an Luft	75	254	60	355
	10	"	"	—	—	28	211
	11	senkr. z. St.	an Luft	75	169	60	322
Beton für Abdeckplatten u. Auflagersteine	13	in Stampfr.	an Luft	72	622	60	563
	14	senkr. z. St.	"	72	449	60	482

Bohlenrost fortgespült hatte, ist es zu bewundern, daß der Pfeiler weiterhin bis zur Fertigbetonierung des neuen Pfeilersockels am 25. Oktober 1925 standhielt und ernste Folgen ausblieb. Bereits bei den ersten Anzeichen der Pfeilersenkung wurden die Rammarbeiten und die Wasserhaltung eingestellt, die Höchstgeschwindigkeit der Züge an der Gefahr-

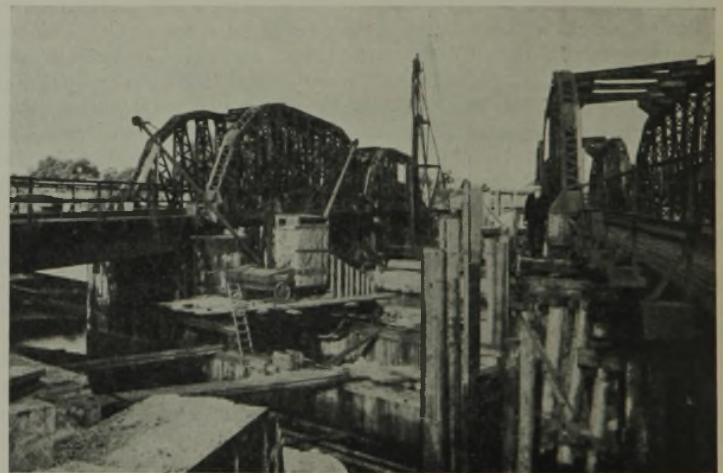


Abb. 18. Die Baustelle am 25. Juli 1925. I. Bauabschnitt: Abbruch und Erneuerung der Pfeiler und Widerlager.

des Abbruchs des Südpfeilers wurde dem Nordpfeiler teilweise der Halt entzogen, was sich aus dem in Abb. 17 verzeichneten Befunde erklären läßt; er bewegte sich in der Zeit vom 11. September 1925 bis 8. Oktober 1925 insgesamt in waagerechter Richtung um 11 mm nach Süden und senkte sich an seiner Südseite in lotrechter Richtung um 34 mm, begünstigt durch die schweren Erschütterungen beim Rammen mit einem 3-t-Bären und die des Eisenbahnbetriebes. In Anbetracht seiner nur 2 m bis 3,40 m langen Pfähle, die teilweise nicht mehr im Boden steckten, da die Havelströmung den Schwemmsand unter dem hölzernen

stelle auf 10 km/h herabgesetzt, um den gefährdeten Pfeiler die eingezeichnete Hilfsspundwand geschlagen und diese mit Lehm hinterfüllt. Der unter dem Bohlenrost vorhandene Hohlraum wurde dann von der Baugrube für den neuen Teil aus mit Kies unterstopft und durch eine



Abb. 19. Montage der Hauptträger. Beginn des Einbaues der Fahrbahn.

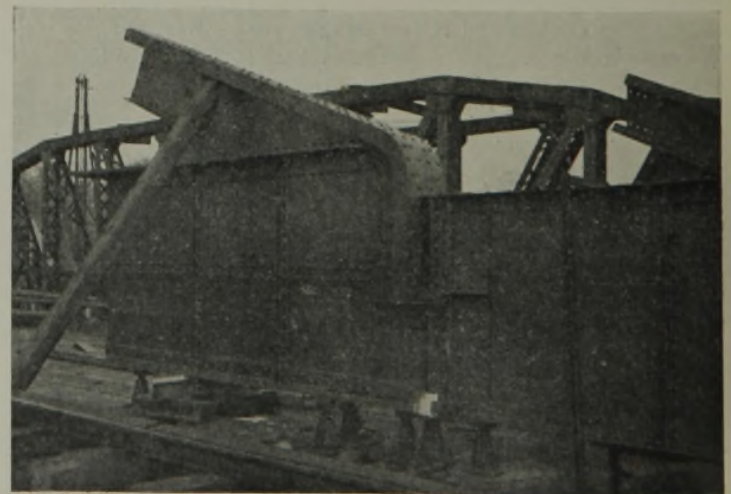


Abb. 20. Montage der Hauptträger.



Abb. 21. Freivorbau über der Hauptschiffahrtöffnung.

Bohlwand abgeschlossen. Nach dieser Sicherung hat keine Bewegung des Pfeilers mehr stattgefunden.

Zur Betonierung der neuen Pfeilerschäfte wurde die stufenweise vorher fertiggestellte Verblendung als Schalung benutzt.

Die wiederholten Wassereinbrüche in die Baugruben, die glücklicherweise nie in der Zeit der Betonarbeiten stattfanden, hätten statt der einfachen Spundwand einen Kastenfangedamm gerechtfertigter erscheinen lassen, der nachträglich bei der vollständigen Beseitigung des alten Mittelpfeilers II hergestellt werden mußte, da diese Arbeiten wegen des an-

haltenden, ungewöhnlichen Hochwassers sonst zur Erfolglosigkeit verurteilt worden wären. Die alten Pfähle dieses Pfeilers II erwiesen den Bemühungen, sie mit Flaschenzügen unter Zuhilfenahme von Druckwasser- oder Druckluftspülung und des Demag-Pfahlziehers restlos aus dem Flußbett zu entfernen, derartigen Widerstand, daß schließlich mit Einverständnis der Wasserbauverwaltung eine Sprengung der Pfähle unter Wasser vorgenommen wurde. Die Pfähle wurden 2,40 m tief möglichst zentral angebohrt und wegen der etwaigen Gefährdung des benachbarten Hilfspfeilers und des Fangedamms einzeln nacheinander abgesprengt. Diese Arbeit hatte den gewünschten Erfolg. Die Baugrube mußte allmählich mit Sand ausgefüllt werden, da die durch die Sprengungen entstandene Auflockerung der Sohle sonst Wasserdurchbrüche befürchten ließ. Ein Emporkommen der im Boden verbliebenen Pfahlreste wird nicht zu erwarten sein, da diese 2,40 m tief unter Flußsohle stehen und durch ihren Widerstand gegen Herausziehen eine solche Länge vermuten ließen, die genügend Mantelreibung zur Überwindung des Auftriebs erzeugen dürfte.

g) Montage der neuen und Abbruch der alten Überbauten.

Die Montage-, Niet- und Abbruchrüstungen durften auf Anordnung der Wasserbauverwaltung nicht unter die Konstruktionsunterkante der alten Überbauten hinunterreichen; außerdem mußten die Rüstungen wegen des starken Schiffsverkehrs wenigstens über der Hauptschiffahrtöffnung abgedeckt werden. Beides hatte zur Folge, daß die Brücken um 80 cm über der endgültigen Höhenlage montiert und nach ihrer Fertigstellung auf die Lagerkörper abgesenkt werden mußten. Die auf dem Potsdamer Ufer auf Eisenbahnwagen angelieferten Teile wurden nach der Abladung mittels eines Montierwagens von 10 t Tragfähigkeit an die Verwendungsstellen gesetzt.

Die Hauptträger der Seitenöffnung Potsdam wurden im ganzen auf Holzstapel versetzt, darauf die Fahrbahn eingebaut, Hebeschrauben unter die Trägenden gesetzt und vorläufig ausgerichtet (Abb. 19).

Bei der Mittelöffnung wurde zunächst der Balken montiert. Je ein Blechträgerstoß wurde auf Stockung gesetzt, mit Hebeschrauben nach Einbau der zugehörigen Fahrbahn behelfsmäßig ausgerichtet und dann die bereits fertig montierte Seitenöffnung auf die Konsollager des Langerschen Balkens abgelassen (Abbild. 20). Das Gewicht der Seitenöffnung wurde als Gegengewicht beim Freivorbau über der

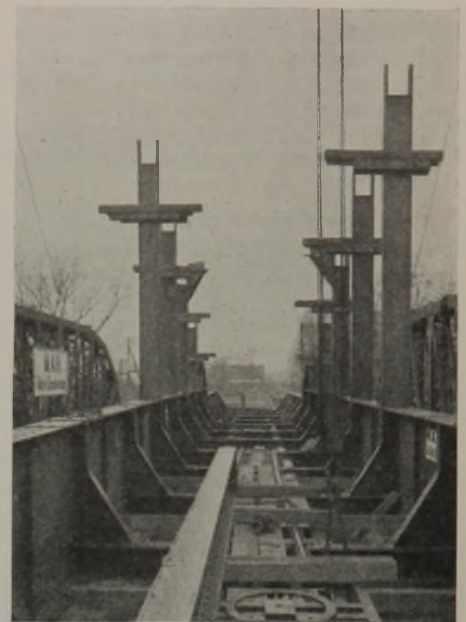


Abb. 22. Montage der Pfosten.

Hauptschiffahrtöffnung benutzt. Drei je zwei Feld lange Blechträgerstücke wurden frei vorgebaut (Abb. 21), gut verschraubt und verdornt. Nachdem die feste Rüstung erreicht war, ging die Montage in normaler Weise weiter. Nach Montage der Blechträger und dem Einbau der gesamten Fahrbahn wurden die Pfosten und der Druckbogen eingefahren (Abb. 22 u. 23). Nach Beendigung der Niet- und Nacharbeiten wurden die Holzstapel, die auf den Auflagersteinen der Pfeiler lagen, entfernt, die Brücke durch andere Stapel auf den Abdeckplatten einsteilen abgestützt und die Lagerkörper eingesetzt und vergossen. Beiderseits jedes Lagers wurden dann je zwei 50-t-Druckwasserpressen angesetzt (Abb. 24), der Langersche Balken wenig angehoben, um die Hebeschrauben und Holzstockungen sämtlich entfernen zu können, und schließlich im Verlaufe von jeweils drei Tagen die gesamte Brücke auf die Lagerkörper abgesenkt.

Der Balken der Mittelöffnung wurde nach einer Parabel überhöht montiert, deren Pfeilhöhe von 38 mm durch das Maß der Durchbiegung infolge Eigengewichts und halber Verkehrslast bestimmt wurde.

Der Abbruch der alten Überbauten geschah durch Zerschneiden mittels Sauerstoff-Wasserstoff-Brenners. Die Schwedlerträger mußten zu diesem Zwecke um 80 cm gehoben werden, um die geschlossene Abbruchrüstung über den Schiffahrtöffnungen herstellen zu können.

h) Baukosten, Verschiedenes.

Die Baukosten für diese Brücke haben sich einschließlich aller Nebenarbeiten (Oberbau, Sicherungsanlagen, Böschungsbefestigung, Baggerarbeiten, Frachten, Arbeitszüge usw.) auf rd. 1 349 000 R.-M. belaufen; diese Summe verteilt sich zum größten Teil auf die Jahre 1925 bis 1926, einschließlich der Restarbeiten bis zum Jahre 1928. Die reinen Brückenbaukosten (einschließlich Anstrich, Oberbau, Bohlenbelag) haben betragen für:



Abb. 23. Fast vollendete Montage der Brücke für Gleis Magdeburg—Berlin.

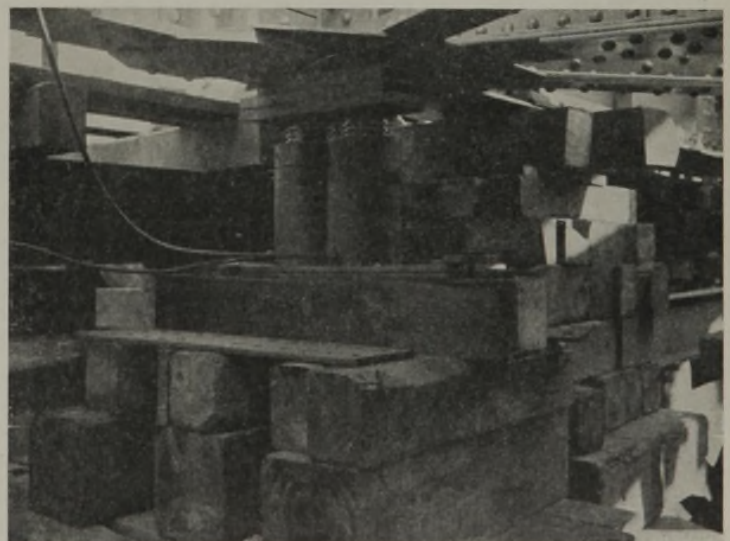


Abb. 24. Anheben der Brücke mittels Druckwasserpressen, Herrichten der Stapel über den Abdeckplatten.

1. Bau und Abbruch der Hilfsbrücke, Verschieben der Südbrücke rd.	107 242 R.-M.
2. Herstellung, Lieferung und Montage der neuen Überbauten, einschließlich Abbruch der alten Brücken rd.	367 375 "
3. Abbruch und Verstärkung der Widerlager rd.	81 891 "
4. Abbruch und Erneuerung der Pfeiler rd.	611 803 "
Zusammen 1 168 311 R.-M.	

Von Belang sind noch die folgenden Angaben:

Gesamt-Eisengewicht der alten Überbauten (Schweißbeisen) .	378,00 t,
Gesamt-Eisengewicht der neuen Überbauten (St 48, Stg 52 · 81), für Lastenzug N	651,91 t,
Eisengewicht eines eingleisigen Überbaues (Seitenöffnung) ausschließlich Lager, Oberbau, Schwellen, Bohlenbelag $g =$	2,06 t/m,



Abb. 25. Das fertige Bauwerk.

Eigengewicht des eingleisigen Überbaues (Langerscher Balken) ausschließlich Lager, Oberbau, Schwellen, Bohlenbelag $g =$ 4,19 t/m.

Als Farbton für den zweiten Deckanstrich der neuen Brücken hatten die Kunstberater das Hellrot der Mennige vorgeschlagen; es mußte aber ein rotbrauner Farbton verwendet werden, da sich das Mennigrot und das Signalrot der Reichsbahn nur sehr wenig voneinander unterscheiden und bei einer etwa notwendig werdenden Gleissperrung nahe der Brücke mittels des Signals 6b (die rechteckige, rote, weißgeränderte Scheibe) diese Haltscheibe auf entsprechende Entfernung nicht zu erkennen ist und somit eine Betriebsgefährdung heraufbeschwören könnte.

Bei der nördlichen Brücke (Gleis Berlin—Magdeburg) ist hinter dem Westwiderlager eine Schienenauszugvorrichtung eingebaut.

Die Überbauten für das Gleis Magdeburg—Berlin wurden am 21. April 1926, für das Gleis Berlin—Magdeburg am 4. Dezember 1926 in Betrieb genommen.

3. Schlußbemerkung.

Die Ausnutzung der jetzigen Umgrenzungen des lichten Raumes und der Fahrzeuge der Reichsbahn ist angesichts der schweren Dampf- und Elektrolokomotiven sowie der Großraumgüterwagen kaum noch wesentlich zu steigern, so daß man mit einer Überschreitung der Achslasten des Lastenzuges N auf absehbare Zeit nicht zu rechnen braucht; dies gibt die Berechtigung zu der Annahme, daß diesem formenschönen Bauwerk (Abb. 25) eine lange Lebensdauer beschieden sein wird, sofern nicht andere Umstände seine vorzeitige Änderung oder Beseitigung verlangen sollten.

Vermischtes.

Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52¹⁾.

I. Allgemeines.

Für die Güteprüfung des Baustahls St 52 und seine Bearbeitung gelten, soweit im folgenden nicht etwas anderes gesagt ist, die „Vorläufigen Fertigungsvorschriften für Stahlbauwerke“ sinngemäß.

Zu Knotenblechen von Hauptträgern, Schlingerverbänden und Hauptwiderlagern dürfen Breitflacheisen nicht verwendet werden.

Bei Stahlbauwerken aus Baustahl St 52 können nichttragende und untergeordnete Bauteile, wie z. B. Geländer, aus wirtschaftlichen Gründen aus Flußstahl St 37 ($\sigma_B = 37$ bis 45 kg/mm^2) gefertigt werden.

Wegen der hohen zulässigen Spannungen (s. IV, B) muß Baustahl St 52 besonders sorgfältig abgenommen werden.

II. Beschaffenheit.

Eine bestimmte chemische Zusammensetzung wird nicht vorgeschrieben, doch soll der C-Gehalt bei Dicken $\leq 18 \text{ mm}$ im allgemeinen $0,2\%$, bei größeren Dicken $0,25\%$ nicht überschreiten.

Der Baustahl St 52 muß sich für Schmelzschweißung eignen und soll möglichst widerstandsfähig gegen Rostangriff sein.

Die Reichsbahn behält sich das Recht vor, eine neue Stahlsorte vor der Zulassung eingehend zu prüfen, insbesondere auch auf Schweißbarkeit und Widerstand gegen Rosten.

III. Güteprüfung.

Die Prüfung erfolgt im Anlieferungszustand.

Über alle Walzstoffe aus Baustahl St 52 sind Schmelzungsverzeichnisse mit Angabe der Stückzahl und Schmelzungsnummern zu führen und dem Abnahmebeamten zu jeder Prüfung vorzulegen.

Die Werke haben den Beginn einer Walzung dem Abnahmebeamten rechtzeitig auf Wunsch mitzuteilen, damit gelegentlich auch Warmproben an der Walze entnommen werden können.

Bei Walzstäben kann von 5 t jeder Schmelzung wenigstens eine Probe, bei Stäben von weniger als 20 kg Metergewicht von je 3 t eine Probe entnommen werden.

Alle Bleche sind auszuglühen (normalglühen).

Jede Walztafel muß geprüft werden. Zu diesem Zweck muß genügend Stoff für Probeabschnitte vorgesehen sein; letztere dürfen nur nach Anstempeln durch den Abnahmebeamten abgetrennt werden.

Bei Blechen unter 5 mm Dicke werden keine Zug-, sondern nur Kaltversuche vorgenommen.

¹⁾ Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn 82 Stieh 37 vom 6. Juni 1929. — Die Vorschriften sind beim Reichsbahn-Zentralamt in Berlin erhältlich; Preis 1,50 R.-M. — Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 32.

A. Stab- und Formeisen, sowie Bleche.

a) Zugversuch (Zerreißprobe) — nach DIN 1605.

Bei der Prüfung sind nur Proportionalstäbe zu nehmen, und zwar Flachstäbe für Bleche und Profileisen.

1. Spannung an der Streckgrenze σ_S .

Verlangt wird als Abnahmebedingung bei Dicken bis 18 mm einschließlich $\sigma_S \geq 36 \text{ kg/mm}^2$, bei größeren Dicken $\geq 35 \text{ kg/mm}^2$.

Bei der Bestimmung der Streckgrenze darf die Belastungssteigerung nicht größer als 1 kg auf 1 mm² Querschnitt in 1 sek sein, entsprechend einem Zeitaufwand von $\frac{1}{2}$ min für die Belastungszunahme von 0 auf etwa 10 t bei Proben von rd. 314 mm² Querschnitt (Regelstab 20 mm Durchm.).

Die Streckgrenze ist bei scharfer Ausprägung die Spannung, bei der trotz zunehmender Formänderung die Kraftanzeige unverändert bleibt oder zurückgeht.

Ist die Streckgrenze nicht scharf ausgeprägt, so gilt die Spannung, bei der die bleibende Dehnung $0,2\%$ der ursprünglichen Meßlänge beträgt, als Streckgrenze.

Bei der Prüfung ist zunächst die nötige Belastung aus dem Querschnitt F_0 des Probestabes mal der vorgeschriebenen Streckgrenze ($\sigma_S = 36 \text{ kg/mm}^2$ bzw. 35 kg/mm^2), also $P_S = F_0 \cdot \sigma_S$ zu bestimmen. Alsdann wird, falls sich nicht schon vorher die Streckgrenze scharf ausprägt, der Probestab bis zu diesem Wert P_S langsam belastet, dann wieder vollständig entlastet und der Markenabstand gemessen. Wird eine die Dehnung anzeigende Vorrichtung zur Beobachtung der 0,2-Grenze (z. B. der Bauart Martens-Kennedy) am Probestab befestigt, so braucht der Probestab zur Messung der Dehnung an der Streckgrenze nicht herausgenommen zu werden, andernfalls ist der Probestab herauszunehmen und festzustellen, ob die Verlängerung größer als $0,2\%$ der ursprünglichen Meßlänge ist. Ist dies nicht der Fall, so gilt die Mindestforderung $\sigma_S \geq 36$ bzw. 35 kg/mm^2 als erfüllt. Die genaue wirkliche Lage der 0,2 %-Grenze braucht nicht festgestellt zu werden. Hat der Probestab den vorgeschriebenen Wert für die Streckgrenze hiermit erfüllt, so wird der Zugversuch zur Bestimmung der übrigen Werte (Bruchspannung, Bruchdehnung und Querschnittverminderung) fortgesetzt. Hierbei kann natürlich auch noch eine scharf ausgeprägte Streckgrenze festgestellt werden, die dann selbstverständlich ihrerseits als Streckgrenze gilt. (Die Vorrichtungen zur Beobachtung der Streckgrenze sind bei Erreichung dieser abzunehmen, um Beschädigungen zu vermeiden.)

2. Bruchspannung σ_B .

Die Bruchspannung muß bei Dicken bis 18 mm einschließlich 52 bis 62 kg/mm², bei größeren Dicken 52 bis 64 kg/mm² betragen. Bei Rundstählen und kleineren Profilen (mit Dicken $< 7 \text{ mm}$) wird 50 kg/mm² nicht beanstandet.

3. Bruchdehnung δ .

Die Bruchdehnung muß beim langen Proportionalstab mindestens 20% längs der Walzrichtung betragen. Bei Teilen, die auch quer zur Walzrichtung auf Zug oder Druck beansprucht werden, wie z. B. bei Knotenblechen, muß die Dehnung beim langen Proportionalstab in der Walzrichtung mindestens 20% und quer dazu mindestens 18% betragen. Beim kurzen Proportionalstab müssen die Dehnungswerte um 20% höher sein.

b) faltversuch, kalt (Kaltbiegeprobe) — nach DIN 1605.

Zum faltversuch sind flachstäbe von möglichst 30 bis 50 mm Breite oder rundstäbe zu benutzen, soweit nicht ganze profile dem versuch unterworfen werden. Die kanten der flachstäbe sind zu runden. Bei der bestimmung der stellen, an denen die proben zu entnehmen sind, hat der abnahmebeamte freie hand.

Der stab wird unter der presse kalt um einen dorn, dessen durchmesser gleich der zweifachen dicke des probestabes ist, bis zu einem winkel von 180° gebogen.

Bei querproben von stäben über 18 mm dicke darf der durchmesser das dreifache der dicke des probestabes sein. (Zu studienzwecken werden aber die proben nach bestandem versuch bis zum berühren der schenkel zusammengedrückt.)

Die länge der dorne muß bei flachstäben größer sein als deren breite.

Das biegen ist langsam und stetig vorzunehmen. Die außenseite der biegestelle muß bei ausführung des versuchs frei sichtbar bleiben.

Die probe gilt als bedingungsgemäß, wenn kein anbruch auf der zugseite auftritt (zugrisse im metallischen eisen). Der faltversuch ist unter allen umständen vorzunehmen.

Bleche unter 5 mm dicke müssen sich kalt nach jeder richtung hin scharf zusammenbiegen lassen, ohne anrisse auf der zugseite zu bekommen.

c) Chemische Zusammensetzung.

Den abnahmebeamten sind von jeder zur prüfung vorgelegten schmelzung auf wunsch abschriften der chemischen analyse auszuhandigen. (Vgl. übrigens „Vorläufige fertigungsvorschriften für stahlbauwerke“, Fußnote S. 4.)

d) Maß- und Gewichtsabweichungen.

Bei stab- und formen erfolgt die bestellung nach den groben abmaßen der DIN 1612, bei den stahlblechen nach DIN 1542 und 1543.

B. Niet- und Bolzenstahl.

Der werkstoff in stangen für bolzen ist durch zug- und faltversuche, derjenige für niete außerdem durch stauchversuche, fertige bolzen sind durch scher- und faltversuche, niete außerdem durch den kopfschlagversuch nach drucksache 918 18 zu prüfen.

Der zugversuch bei fertigen nieten und bolzen nach III A a ist auszuführen, wenn der kurze proportionalstab aus dem bolzen gefertigt werden kann. In diesem fall kann der scherversuch entfallen.

Die scherfestigkeit muß zwischen den grenzen 36 und 48 kg/mm² liegen.

Die scherbuchsen der vorrichtungen zur feststellung der scher-spannung müssen aus gehärtetem stahl bestehen. Sie dürfen keine zu großen spielräume gegenüber dem abzuscherenden probestück haben.

Ein stück nienstahl, dessen länge gleich dem doppelten durchmesser ist, soll sich im warmen, der verwendung entsprechenden zustande bis auf die hälfte seiner länge zusammenstauchen lassen, ohne risse zu zeigen.

Im übrigen gelten die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von eisernen nieten“ Nr. 918 18, nach denen auch die kopfschlagversuche auszuführen sind.

IV. Entwurfsbearbeitung.

A. Allgemeines.

Für den baustahl St 52 ist ein elastizitätsmaß von 2 100 000 kg/cm² anzunehmen.

Falls es nicht gelingt, bei brücken durch entsprechende wahl der höhe der hauptträger die bestimmungen der „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)“ (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) über die durchbiegung und überhöhung einzuhalten, ist die überhöhung der hauptträger so zu wählen, daß bei möglichster Ausnutzung der zulässigen beanspruchungen die durchbiegung unter der waagerechten mit rücksicht auf das einsinken der betriebsmittel das maß von 1/1800 der stützweite nicht überschreitet.

In der einführungszeit des baustahls St 52 ist die zahl der zu verwendenden profile möglichst einzuschränken. Es muß insbesondere bei den gleichschenkligen und ungleichschenkligen Winkelleisen angestrebt werden, mit den in der anlage 1 fettgedruckten profilen auszukommen. Nur ausnahmsweise darf auf die übrigen profile zurückgegriffen werden, wobei zu beachten ist, daß ein wechsel in der schenkeldicke den walzwerken keine nennenswerten schwierigkeiten bereitet, während ein wechsel in den schenkel-längen mit höheren kosten für die walzwerke verknüpft ist (Einsetzen neuer walzen).

B. Zulässige Spannungen und Berechnung von Druckstäben.

a) Die zulässigen Spannungen können für den Baustahl St 52 um 50% höher gewählt werden als für Flußstahl St 37. Beispielsweise ist für die Haupt- und Fahrbahnträger bei Belastung durch die Hauptkräfte bei neuen Brücken die zulässige Zug- und Biegungsspannung $\sigma_{zul} = 1400 + 0,5 \cdot 1400 = 2100 \text{ kg/cm}^2$.

b) Berechnung von Druckstäben (siehe BE). Bei Brücken aus Baustahl St 52 dürfen für die Füllungsglieder der Windverbände und für Hauptträgerposten, die nur die Gurtungen gegen Ausknicken sichern sollen, auch Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als 150 verwendet werden.

Die Knickspannungslinie, die $\sigma_{d\text{zul}}$ -Linie, die Linie der Knicksicherheit ν und der Knickzahl ω gehen aus der folgenden Abbildung, die ω -Werte aus der Tabelle 1 hervor.

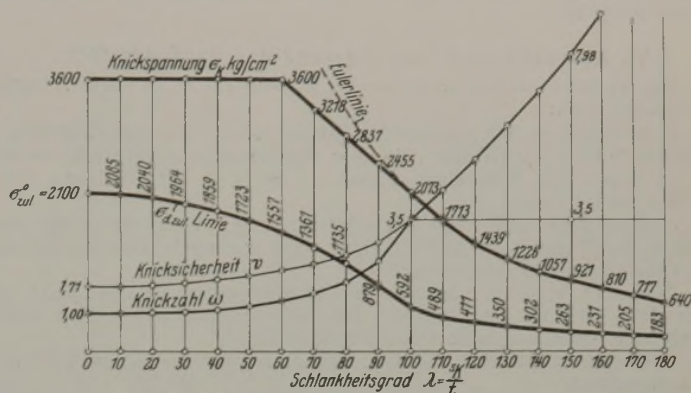


Tabelle 1. Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω .

1	2	3	4
Baustahl St 52 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2 \\ E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$			
Slankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leq 60; \sigma_K = 3600$ $\lambda \geq 60 \leq 100$ $\sigma_K = 5890,5 - 38,175 \lambda$ $\lambda \geq 100; \sigma_K = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ kg/cm ²	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\text{zul}}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
0	3600	1,00	0,001
10		1,01	0,002
20		1,03	0,004
30		1,07	0,006
40		1,13	0,009
50		1,22	0,013
60		1,35	0,019
70		1,54	0,031
80		1,85	0,054
90		2,39	0,116
100		3,55	0,074
110		4,29	0,082
120		5,11	0,089
130		6,00	0,095
140		6,95	0,103
150		7,98	0,111
160		8,10	0,111
170		7,17	10,2
180	6,40	11,5	

Bei der Berechnung von Druckstäben kann die Tabelle 2 nützlich sein.

Tabelle 2. Gebrauchsformeln bei mittigem Kraftangriff und bei Belastung durch die Hauptkräfte.

1	2	3
Slankheitsgrad λ	Baustahl St 52 ($\sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$)	Bemerkungen
$\lambda \geq 0$ $\lambda \leq 100$	$F_{\text{erf}} = \frac{S}{2,1} + 0,718 k s_K^2$	Stabkraft S in t Knicklänge s_K in m erford. Querschnitt F_{erf} in cm ² erford. Trägheitsmoment J_{erf} in cm ⁴
$\lambda \geq 100$	$J_{\text{erf}} = 1,69 S s_K^2$	Profilwert k siehe BE S. 40

V. Bearbeitung.

Stäbe und Bleche sind kalt zu richten.

Kröpfungen in den tragenden Teilen sind möglichst zu vermeiden. Da, wo sie nötig sind, sind Keilkröpfungen vorzusehen.

Biegungen und Kröpfungen sind nur in guter Rotglut auszuführen. Die Stücke sind alsdann langsam erkalten zu lassen. Jedes Bearbeiten in der Blauwärme und jedes Abschrecken ist unbedingt zu vermeiden.

Die Niete sind nach Möglichkeit maschinell zu schlagen. Preßluft-hammernietung gilt als Maschinennietung. Auf kleinen Baustellen, auf denen die Einrichtung für maschinelle Nietung nicht lohnt, muß die Handnietung mit größter Sorgfalt durchgeführt werden. Die Niete müssen so schnell geschlagen werden, daß der Nietkopf vor dem Übergang zur Blauwärme fertig ist.

VI. Kennzeichnung und Lagerung des Baustahls St 52.

Um Verwechslungen vorzubeugen, ist Baustahl St 52 folgendermaßen zu kennzeichnen:

- a) In den Kopf der erstarrten Blöcke soll ein aus dem Kopf herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- o. dgl. Eisen) hineingesteckt werden.
- b) Neben jede Schmelzungsnummer¹⁾ ist St 52 aufzuschlagen, bevor der Werkstoff erkaltet ist.
- c) Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel St 52 und nach dem Erkalten einen durchgehenden Farbstreifen aus silberglänzender Aluminiumfarbe.
- d) Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St 52 und nach dem Erkalten im Abstände von rd. 1 m Farbenkreise aus silberglänzender Aluminiumfarbe mit Inschrift St 52.
- e) Der Nietstahl wird vor Kopf mit silberglänzender Aluminiumfarbe gekennzeichnet.
- f) Werden von so bezeichneten Stab- und Formeisen oder Blechen Teile abgetrennt, so müssen sofort auch die Einzelteile mit den vorgeschriebenen Bezeichnungen versehen werden.
- g) Die Setzköpfe der Niete aus Baustahl St 52 sind abzufachen. Auf die Abflachung ist ein erhabenes 52 zu setzen. Für alle Nietdicken soll der Durchmesser der Abflachung 12 mm, der Durchmesser des die Ziffern 52 umschreibenden Kreises 8 mm und die Dicke der erhabenen Ziffern 0,7 mm betragen. Die Gegenhalter sind an der Stelle, die dem Zeichen 52 gegenüberliegt, mit einer Aussparung zu versehen.

Die Abnahmeplätze für Werkstoffe aus Baustahl St 52 müssen von denen für andere Werkstoffe sorgfältig und übersichtlich getrennt gehalten werden und auch äußerlich als Lagerstellen für Baustahl St 52 gekennzeichnet sein.

Der Baustahl St 52 ist streng getrennt von anderen Werkstoffen zu verladen.

Anlage. Winkeleisen L für Brücken aus Baustahl St 52.

1		2		3		4	
gleichschenklige L		gleichschenklige L		ungleichschenklige L		ungleichschenklige L	
In erster Linie In Betracht kommende L	Nur im Notfall zu verwendende L	In erster Linie In Betracht kommende L	Nur im Notfall zu verwendende L	In erster Linie In Betracht kommende L	Nur im Notfall zu verwendende L	In erster Linie In Betracht kommende L	Nur im Notfall zu verwendende L
70 · 70 · 9	70 · 70 · 11	65 · 100 · 9	65 · 100 · 11				
	75 · 75 · 10 12					65 · 130 · 10 12	
80 · 80 · 10	80 · 80 · 12 14	80 · 120 · 10	80 · 120 · 12 14				
	90 · 90 · 9 11 13 16					90 · 150 · 10 12 14	
100 · 100 · 10 12	100 · 100 · 14	100 · 150 · 12	100 · 150 · 10 14				
						100 · 200 · 10 12 14 16 18	
120 · 120 · 11	120 · 120 · 13 15						
130 · 130 · 12	130 · 130 · 14 16						
150 · 150 · 14	150 · 150 · 16*) 18						
	15 17 19	16 18 20	16 18 20				

Kabelbrücke für eine Wasserleitung. Die bisherige Holzgerüstunterstützung eines Wasserzuführungsrohres der Wasserversorgung San Francisco wird nach Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai durch eine Hängekonstruktion von 52 m Spannweite ersetzt. Das Leitungsrohr läuft an einem Abhang entlang, der wegen des Baues einer Landstraße unterhalb des Rohres frisch angeschnitten wurde, wodurch für die bisherige Holzunterstützung der

¹⁾ Auf die schmelzungsweise Prüfung und das Einschlagen der Schmelzungsnummer vor dem Erkalten — siehe „Vorläufige Fertigungsvorschriften“ S. 4 — wird besonders hingewiesen.

Wasserleitung Rutschgefahr entstand. Unmittelbar unter der aufzuhängenden Rohrstrecke sind zwei Balkenholme, bestehend aus drei übereinanderliegenden und verholzten Balken von je 20 × 20 cm Querschnitt, angeordnet. Darunter liegen Querbalken, an denen die durch Kabel verlängerten Hängestangen in Abständen von etwa 4,2 m angreifen. Die Tragkabel der brückenartigen Konstruktion haben 50,8 mm Durchm. und eine Gesamtlänge von 113 m zwischen den Betonverankerungen. Die Tragkabel werden von hölzernen Türmen gestützt, die auf einer Betongründung stehen (s. Abb.). Der Bau konnte rechtzeitig ohne Störung der Wasserleitung fertiggestellt werden.

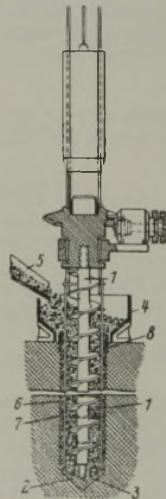


Zs.

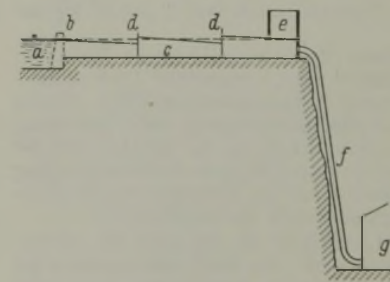
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 477 215 vom 29. 7. 1925 von Alexander George Rotinoff in London.) Es besteht darin, daß die gegebenenfalls mit einer Vortreibspitze versehene Mörtelschnecke ohne Vortreibrohr durch Rammen in den Boden getrieben und gleichzeitig von außen mit Baustoff beschickt wird, der beim Rammen und Drehen der Schnecke in den von der Vortreibspitze gebildeten Hohlraum eindringt. Die Mörtelschnecke 1 ist mit einem Schuh 2 aus Gußeisen oder dgl. nicht fest verbunden und in eine Lagerhülse 3 lose eingesetzt. 8 ist eine ringförmige Hülse aus Metall, die auf eine kurze Strecke in den Grund eingetrieben ist; während des Pressens bildet der Ring 8 ein Mundstück zum Einführen des Betons und schützt den Lochrand. Durch die Rinne 5 wird dem Einfülltrichter 4 Beton zugeführt. Beim Pressen des Pfahles wird der Ring 8 zuerst in den Boden gesenkt und der Schuh innerhalb des Ringes aufgestellt. Die Mörtelschnecke wird wie ein gewöhnlicher Pfahl eingerammt und beim Eintreiben durch die Zulaufrinne und den Trichter mit einer dünnflüssigen Betonmischung 6 beschickt, die in das Loch 7 eindringt. Der Druck des flüssigen Betons verhindert auch das Durchsickern von Wasser aus dem Boden in das Loch 7.



Verfahren zur Vergrößerung der Wasserführung eines Werkkanals. (Kl. 84a, Nr. 472 335 vom 7. 3. 1926 von Firma F. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz, Württbg.) Um die Wasserführung im Kanal zu vergrößern, ohne den Kanal selbst zu vergrößern, werden in den Werkkanal in gewissen Abständen voneinander Pumpwerke, Schöpfträder oder dgl. eingebaut, durch die der Wasserstand am oberen Ende jeder Teilstrecke des Kanals gehoben, also das Spiegelgefälle jeder Teilstrecke vergrößert wird. Man baut z. B. quer durch den Kanal ein Wehr ein und fördert das Wasser durch eine Pumpe in der Fließrichtung in solchem Ausmaße über das Wehr, daß es auf der Abflußseite höher steht als auf der Zuflußseite. Dem Fluß oder dgl. a wird durch ein Einlaufbauwerk b eine für die vergrößerte Anlage ausreichende Wassermenge entnommen; an den Stellen d wird der Wasserspiegel durch Pumpwerke oder dgl. gehoben; vom Wasserschloß e führt die Druckleitung f nach dem Krafthaus g. Das Gesamtspiegelgefälle zwischen a und e und die den Kanal durchfließenden Wassermengen werden erhöht, ohne daß an den Kanalwänden ein teurer Ausbau nötig ist.



INHALT: Schöpfwerk Pollychen. — Eissprengungen mit „Thermit“. — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. (Schluß). — Vermischtes: Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52. — Kabelbrücke für eine Wasserleitung. — Patentschau.