DEUTSCHE BAUZEITUNG
MITTEILUNGEN ÜBER
ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG. BERLIN, DEN 24. JUNI 1922. No. 11

Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrich-Straße in Berlin.

Von Magistratsbaurat a. D. E. Wambsganß, Wiesbaden.

Im Jahr 1911 wurde von der Stadtgemeinde Berlin der Bau der Nordsüdlinie der Untergrundbahn endgültig beschlossen und ihre Führung im Zuge der Müller-, Chaussee- und Friedrich-Straße durch Stadtverordnetenbeschluß festgelegt. Gleichzeitig wurde in diesem Jahr mit der Durcharbeitung des Bauentwurfes begonnen. Hierzu wurden in erster Linie umfangreiche Untersuchungen des Untergrundes, insbesondere an zwei Stellen der Linie vorgenommen, an denen schon bei den Vorarbeiten nicht einwandfreier Baugrund vorgefunden war, sodaß dort eine besondere Ausführung von Kunstbauten vorgesehen werden mußte.

Die eine dieser beiden Stellen befindet sich unmittelbar südlich der Weidendammer Brücke und zieht sich bis unter die Kreuzung mit der Stadtbahn hin; die andere beginnt bei der Einmündung der Bessel-Str. in die Friedrich-Str. und erreicht eine Ausdehnung nach Süden von etwa 200 m bis an die Markthalle. In beiden Strecken findet sich mooriger Untergrund. Die Ablagerung des Moorbodens an der Weidendammer Brücke, wohl aus dem früheren ungeregelten Spreebett herrührend, liegt unter einer 1—2 m hohen Erdaufschüttung und besteht aus dichtem Torf in etwa 1 m Stärke, der in den weiteren Tiefen allmählich zunehmend mit Sand durchsetzt ist. Diese Durchsetzung wird in der Gründungstiefe der Bahn so stark, daß man von einer besonderen Tiefgründung des Bahnkörpers bei dem späteren Bau abgesehen und nur den Tunnel in stärkerer Form als auf der normalen Strecke bewehrt hat. In der südlichen Friedrich-Str. fand man dagegen ganz andere Verhältnisse vor. Hier sind Ablagerungen aus einem früheren Graben vorhanden, der sich von Südosten nach Nordwesten durch den Häuserblock zwischen Charlotten-, Koch-, Friedrich- und Bessel-Str., dieser im letzten Teil folgend und dann nach Süden in die Friedrich-Str. einbiegend, hinzog. An der Einmündung der Verlängerten Hedemann-Str. in die Friedrich-Str. bog dieser Graben wieder in südwestlicher Richtung ab und mündete schließlich in den „Schafgraben", der den heutigen Belle-Alliance Platz von Osten nach Westen kreuzte. Die Lage des Grabens ist aus dem Plan der Abb. 1 zu erkennen, der die Linienführung und das Höhenprofil der Untergrundbahnstrecke wiedergibt.

Die Untersuchungen des Bodens wurden vor der Entwurfsbearbeitung in der Weise durchgeführt, daß man in der Nähe der beiden Bordkanten der Straße in Abständen von je 10 m Bohrlöcher mittels des Ventilbohrers herstellte und aus diesem die Proben entnahm. Man erhielt hierdurch keine ganz genaue Bestimmung der Untergrundverhältnisse, da mit diesem Bohrgerät Teile der höher liegenden Schichten in die Tiefe gerissen wurden und da ferner nur unter Einschüttung von Wasser in das Bohrrohr gearbeitet werden kann. Es fehlte somit insbesondere die Kenntnis des Feuchtigkeitsgrades des Baugrundes in den tieferen Lagen. Auf Grund dieser Bohrungen mußte jedenfalls an dieser Stelle der Tunnelkörper eine besondere Gründung erhalten. An der mutmaßlich ungünstigsten Stelle an der Ostseite der Friedrich-Str. gegenüber der Hedemann-Str. führte man später eine besondere Untersuchung durch. Man senkte ein eisernes Rohr von 1 m Durchm. in den Boden ab und fand im Allgemeinen die früheren Ergebnisse bestätigt. Da diese Absenkung ohne Zusatz von Wasser erfolgte, so gewann man hier ein Urteil über den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt des Untergrundes. Man stellte fest, daß der obere Teil des Bodens aus stichfestem Torf bestand, dann folgte eine starke, festgelagerte

Abb. 6. Ziehen der Pfahlhülsen unter Spülung.

Faulschlammschicht, die erst in bedeutender Tiefe mit Sand durchsetzt war. Sowohl der Torfboden als auch der Faulschlamm waren so wasserundurchlässig, daß der Aushub bis zu 10 m unter Straßenhöhe vollständig im Trocknen erfolgen konnte, obgleich der normale

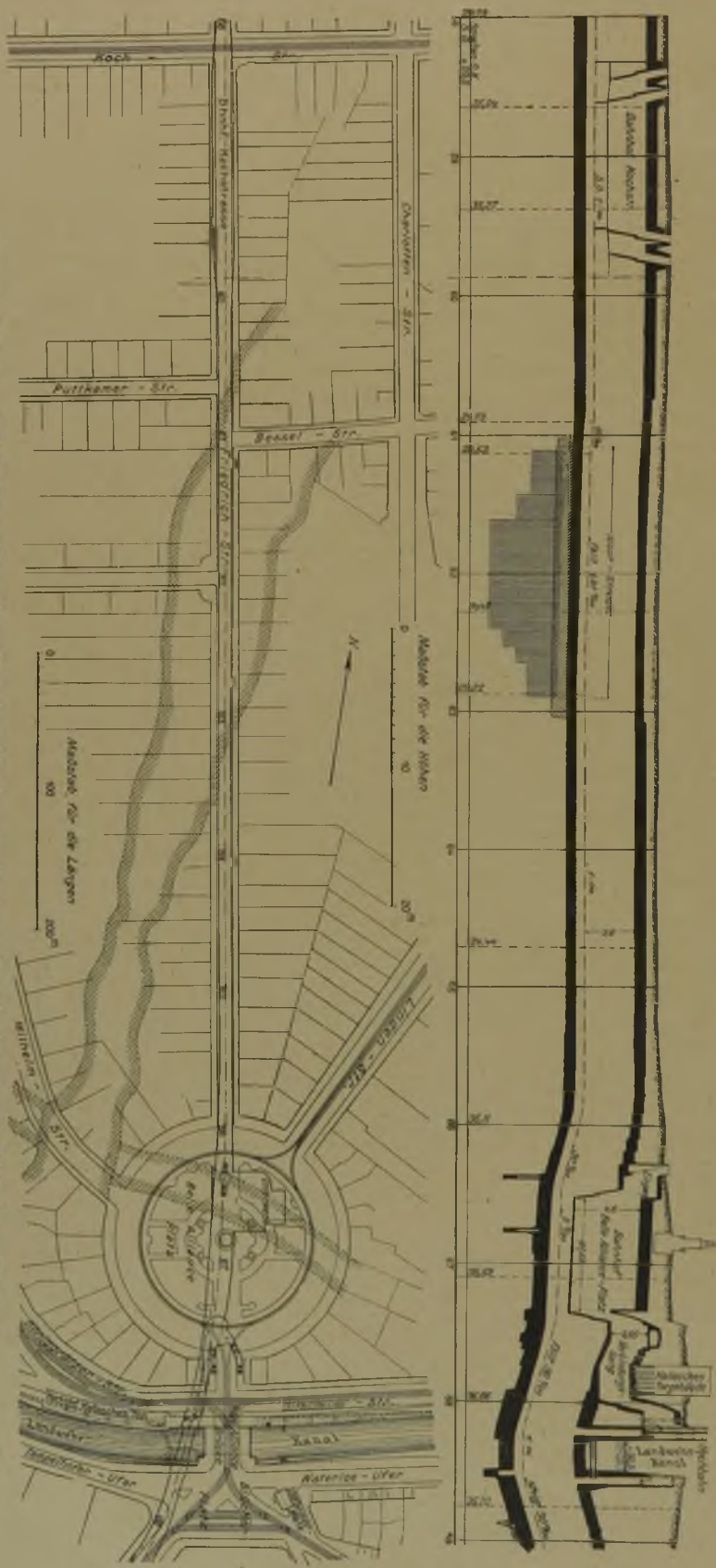


Abb. 1. Lage- und Höhenplan der Nordsüdbahn zwischen Koch-Str. und Blücher-Platz.

Grundwasserstand bereits 2,5 m Tiefe unter dem Straßenpflaster liegt. Erst dann drang allmählich Wasser ein, das das weitere Absenken des Rohres bedeutend erschwerte. Man führte dieses noch bis in den Sandboden ein und betonierte den unteren Teil mit einer etwa 1,5 m starken Betonschicht durch Schüttung unter Wasser aus.

Diese genaue Erforschung des Bodens war für die spätere Ausführung von großer Bedeutung. Nach Beginn der Bauarbeiten wurden von der ausführenden Firma Siemens & Halske A. G. erneute eingehende Untersuchungen des Baugrundes vorgenommen, die auch bis weit in die Höfe der angrenzenden Baublöcke ausgedehnt wurden. Bei diesen Untersuchungen verwendete die Firma ein geologisches Bohrgerät. Dieses besteht aus einem Erdbohrer von etwa 2 cm Durchmesser, der durch aufschraubbare Verlängerungen bis zu beliebiger Tiefe herunter getrieben werden kann. Die Bohrungen ließen sich mit Hilfe dieses Gerätes mit großer Geschwindigkeit durchführen und hatten, da ohne Wasserzusatz gearbeitet werden konnte, genaue Ergebnisse. Man fand, daß der moorige Untergrund eine bedeutend breitere Ausdehnung hatte, als man ursprünglich vermutete. Die Tiefe der Ablagerungen des reinen Faulschlammes außerhalb der Bahnstrecke wurde bis zu 17 m unter Straßenhöhe festgestellt. Den Schichtenplan, der das Ergebnis dieser Untersuchungen des Untergrundes darstellt, zeigt Abb. 2, Seite 85.

Wie bereits oben gesagt, war es von vornherein klar, daß der Tunnelkörper auf diese Moor- und Faulschlammschicht nicht ohne Weiteres aufgesetzt werden konnte, sondern eine Gründung erhalten mußte, die bis in den tragfähigen Baugrund hineinreichte. Zur Zeit der Entwurfsbearbeitung wurde gegenüber der Bessel-Str. gerade der Neubau errichtet, in dem sich heute die Kellereien der Firma Kempinski befinden. Dieser Bau hat einen zweistöckigen Keller, die Fundamente erreichen also ungefähr die gleiche Tiefe wie die Sohle des Untergrundbahntunnels. Bei diesem Bau hatte man den Moorboden vollständig ausgehoben und eine Eisenbetonplatte als durchlaufendes Fundament auf den faulschlammhaltigen Sand aufgelegt. Eine derartige Ausführung war für den Untergrundbahntunnel nicht möglich, denn man konnte, ohne die angrenzenden Häuser zu gefährden, weder die ganze Strecke stellenweise bis zu 15 m Tiefe unter Straßenoberfläche herabführen, noch konnte man eine so breite Betonplatte ausführen, daß die Belastung des Baugrundes in den zulässigen Grenzen blieb. Es fehlte hierzu auch an einer ausreichenden Straßenbreite.

Man kam deshalb zunächst auf den Gedanken, derartige Ausschachtungen nur an vier Stellen vorzunehmen, hier Pfeiler bis auf den einwandfreien Baugrund herunterzuführen und die dazwischen liegenden Moorstrecken durch Brücken zu überspannen. Die Brückenträger dieser Brücken sollten vollständig von Beton umhüllt werden und in den Seitenwänden des Tunnels und in der Tunnelachse liegen. Auch war die Eisenkonstruktion teilweise in Nickelstahl geplant, um möglichst geringe Abmessungen zu erhalten; denn jeder Dezimeter Mehrbreite und Mehrtiefe war schon in Vorkriegszeiten von erheblichem Einfluß auf die gesamte Preisbildung. Der Krieg führte dann Mangel an Baueisen und dessen erhebliche Verteuerung herbei, sodaß man diesen in alle Einzelheiten fertigen Plan aufgab und nach einer Lösung suchte, die weniger Eisen und geringeren Kostenaufwand beanspruchte.

Der Entwurf, der der Ausschreibung der Arbeiten zu Grunde lag, zeigte eine Gründung auf einem Pfahlrost. Die Pfähle sollten nicht gerammt werden, denn man befürchtete durch die Rammarbeiten schwere Schä-

digungen der Häuser, sondern man beabsichtigte, die Moorstrecke zu beiden Seiten mit eisernen Spundwänden zu umgeben, die bis zu 5 m in den Sandboden reichen sollten. Innerhalb dieser Spundwände wollte man zunächst Brunnenrohre von 40 cm Durchm. in den Baugrund absenken, den Moorboden aus diesen vollständig entfernen und dann in die Rohre Holzpfähle einführen, die bis zu 2 m in den tragfähigen Sand reichen sollten. Nach Versenkung der Pfähle konnten die Rohre wieder gezogen und von neuem benutzt werden. Im oberen Teile war beabsichtigt, die Pfähle durch einen Schwellrost zusammen zu fassen und darauf den Tunnelkörper zu stellen, der dort mit Mittelstützen geplant war, um eine geringere Trägerhöhe der Tunneldecke und somit eine möglichst hohe Lage der Tunnelsohle zu erzielen, auch wieder mit Rücksicht auf die Ersparnisse an Grundwasserabsenkungskosten.

Die Ausführung der Bauarbeiten wurde damals der Firma Siemens & Halske A. G., elektr. Bahnabteil., Berlin, übertragen. Bald nach Beginn der Bauarbeiten im Jahr 1915 mußten diese jedoch auf Veranlassung der Reichsregierung wegen der Durchführung des Hindenburgprogrammes und Mangels an Arbeitskräften wieder eingestellt werden. Erst nach Beendigung des Krieges wurden die Arbeiten wieder aufgenommen. An der Moorstrecke selbst war bisher nicht mit den Arbeiten begonnen und es bot sich somit noch Gelegenheit, Änderungen des Entwurfes vorzunehmen. Zu diesen Änderungen entschloß man sich, da in der Beschaffung des Spundwandeisens große Schwierigkeiten dadurch entstanden waren, daß die gesamte Erzeugung der Luxemburgischen Hüttenwerke für Deutschland nicht mehr zugänglich war und auch das Walzwerk „Rothe Erde", Aachen, in dem von Franzosen besetzten Gebiet liegend, vorläufig für die Herstellung von Spundwandeisen ausfiel. Außerdem hatten die Eisenpreise eine derartige Steigerung erfahren, daß man auch mit Rücksicht darauf auf eine andere Bauweise sinnen mußte, die es ermöglichte, ohne Spundwände auszukommen.

Es wurden nunmehr an der Baustelle Rammversuche angestellt, zunächst mit einem Holzpfahl und darauf folgend mit einem Pfahl nach dem Patent der Firma Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin. Beide Pfähle wurden an einer Stelle gerammt, an der die tiefste Lage des guten Baugrundes vermutet wurde. Bei diesen Versuchen kam es vor allem darauf an, die Stärke der Erschütterungen festzustellen, die durch das Rammen in den Häusern entstehen würden. Die Versuche, die mit einem von der Siemens & Halske A. G. stammenden Vibragraphen angestellt wurden, bewiesen, daß sowohl bei dem Holzpfahl wie auch bei dem Mastpfahl die Erschütterungen in den Häusern bedeutend geringer waren, als bei der Vorüberfahrt eines schweren Lastautos oder eines Autoomnibusses; bei dem Mastpfahl waren sie noch schwächer als bei dem Holzpfahl. Der Mastpfahl besteht bekanntlich aus einer eisernen Hülse aus dünnem Blech, dessen Spitze mit einem Holzkern ausgefüllt ist. Dieser Pfahl wird mit Hilfe einer Rammjungfer abgerammt, die Rammjungfer wird nach Erreichung der Gründungstiefe gezogen und die Hülse wird ausbetoniert. Es war klar, daß dieser Pfahl gegenüber dem Holzpfahl eine geringere Reibung im Erdboden haben mußte, da die Blechhülse glatter ist und sich somit leichter einrammen läßt. Man hat aber außerdem noch den Vorteil, daß der Rammschlag, durch die Jungfer übertragen, unmittelbar auf die Pfahlspitze wirkt und daß somit der eigentliche Schlag den Boden in der Tiefe trifft. Die elastischen Schwingungen, die sich bei dem Holzpfahl auf den angrenzenden Erdboden unmittelbar übertragen, kommen nicht zur Wirkung, da die Jungfer in der Hülse soviel Spielraum hat, daß ihre elastischen Schwingungen nicht die Blechhülse treffen, also erst recht nicht den umgebenden Erdboden.

Nach diesem Ergebnis entschloß man sich, Pfähle für die Fundamente zu rammen. Man konnte nunmehr die eisernen Spundwände entbehren und hatte den weiteren Vorteil einer Verdichtung des Untergrundes. Man entschied sich dabei für den Mastpfahl, einmal wegen der geringen Erschütterungen beim Rammen, dann aber auch noch aus einem anderen Grunde. Es ist nicht ausgeschlossen, daß in der Friedrich-Str. ebenso wie bei dem Hause mit den Kempinski-Kellereien weitere Häuser mit Doppelkellern errichtet werden. Die Anlage dieser tiefen Keller ist nur möglich bei Anwendung eines Grundwasserabsenkungsverfahrens. Dabei könnte eine längere Trockenlegung der Pfahlköpfe eintreten, sodaß Holzpfähle der Gefahr des Verfaulens ausgesetzt wären.

Aber auch der Mastpfahl konnte nicht ohne Weiteres Verwendung finden, denn das moorige Wasser enthielt Säure, die den Blechhülsen und dem Beton schädlich werden konnte. Die Untersuchungen des Wassers auf Säuregehalt wurden von namhaften Fachleuten durchgeführt und alle Urteile stimmten darin überein, daß ungeschützte Betonbauten in diesem Wasser gefährdet seien. Ohne besonderen Schutz sollten daher die Mastpfähle nicht verwendet werden. Den besten Schutz gegen Säure bildet eine Umhüllung des Pfahles mit asphalthaltigem Steinkohlenteer. Die Firma Mast hatte diese bisher in der Weise ausgeführt, daß die Hülsen im Innern vor dem Rammen mit einem Anstrich von Asphaltteer versehen wurden. Dabei hat man aber keineswegs die Gewähr, daß der Anstrich nach Einrammug der Hülse und bei Einbringung des Betons noch unversehrt ist und wirklich einen wirksamen Schutz des Betons bildet. Zunächst kannte man aber nichts Besseres und wollte dieses Verfahren zur Ausführung bringen.

Die weiteren Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung, insbesondere des Eisens und hier wieder der Feinbleche, die für die Mastpfähle gebraucht wurden, brachte die Firma Mast auf den Gedanken, die Hülsen wenigstens zum Teil zu ersparen. Sie zerlegte die Pfahlhülse also in zwei Teile, einen unteren, die Spitze, und einen oberen, die Hülse, welch' letztere wieder gewonnen werden sollte. Die Spitze wurde aus 15 mm, die Hülse aus 4 mm starkem Blech hergestellt. In den unteren Teil der Hülse wurde ein Ring eingenietet. Die Rammjungfer erhielt einen unten geschlossenen Schuh, der wiederum einen Absatz aufweist, der in den Ring der Hülse paßt. Bei Beginn des Rammens wird die Pfahlspitze in den Boden etwas eingegraben, die Blechhülse mit der Jungfer in die Spitze eingesetzt und das Ganze mit der Ramme wie ein gewöhnlicher Pfahl eingerammt. Nach Erreichung der erforderlichen Rammtiefe wird die Jungfer herausgezogen. Dann wird die Hülse vollständig mit Beton ausgefüllt und, nachdem man diesen unter Druck gesetzt hat, herausgezogen. Der noch nicht abgebundene Beton füllt dann den beim Rammen entstandenen Hohlraum vollständig aus.

Aber auch dieses Verfahren konnte hier noch keine Anwendung finden, da der Betonpfahl dabei nicht gegen die Angriffe der Moorsäure geschützt ist. Durch einen zweiten Patentschutz erreichte man eine wirksame Isolierung des Betonpfahles gegen Angriffe von Säuren. Der Erfinder verbesserte das Verfahren insofern, als er nicht das Rohr, sondern den Pfahl mit isolierender Masse versah. Hierzu mußte natürlich der Pfahl vor dem Eindringen in die Hülse fertig hergestellt werden und zwar aus Eisenbeton.

Der fertige Pfahl wird nach Erhärtung mit Asphaltteer gestrichen, darauf mit Jute umwickelt, die nochmals mit Asphaltteer getränkt wird. Dieser isolierte Pfahl wird dann nach Herausziehen der Jungfer aus der Hülse an deren Stelle eingesetzt und der Zwischenraum mit feinem Sand oder Mörtel ausgefüllt. Der Mörtel außerhalb der Isolierung kann zwar von der Moorsäure zerstört werden; das ist aber belanglos, da der Sand nicht angegriffen wird. Weiter aber kann die Zerstörung nicht gehen, da dann die isolierende Schutzschicht weiteres Vordringen der Säure verhindert. Dieses Verfahren, Patent Gockel, mit dem oben beschriebenen Patent Mast vereinigt, wurde in der Moorstrecke zunächst versuchsweise zur Ausführung gebracht, nachdem zuvor die Firma Ausführungsmög-

lichkeit auf ihrem Werkplatze nachgewiesen hatte. Zunächst wurden Probepfähle von der S. & H. A. G.

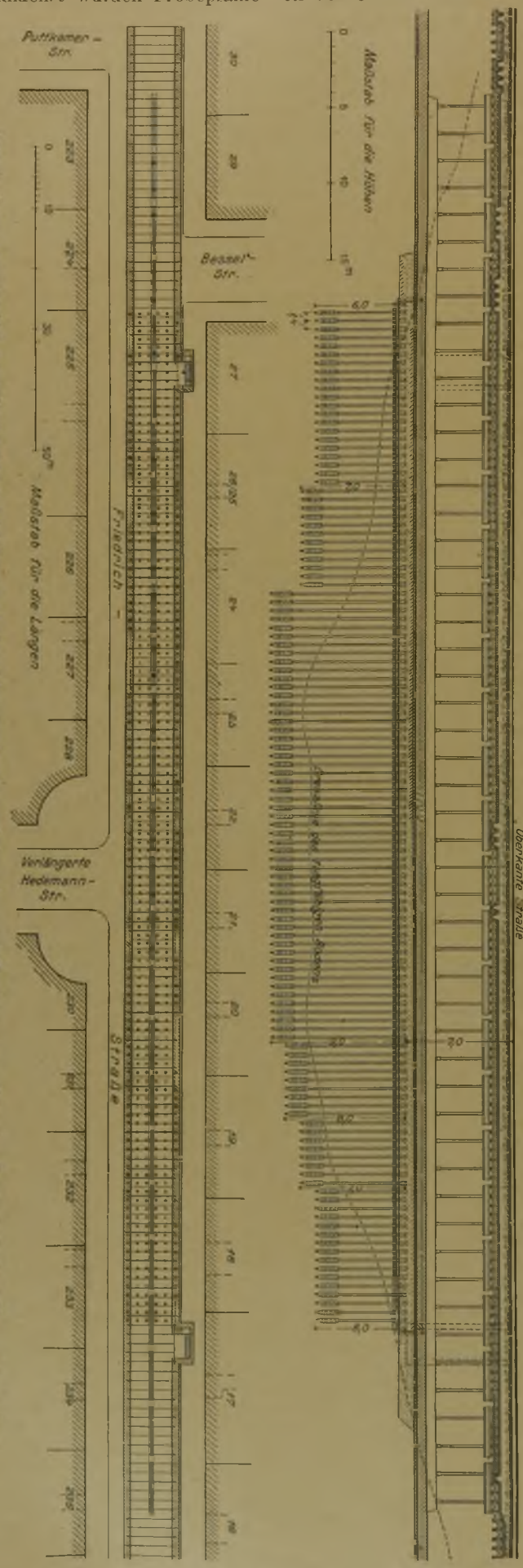


Abb. 3. Längsschnitt und Grundriß der Tunnelstrecke zwischen Bessel- und Hedemann-Str. im Bereich der Moorstrecke.

in der Moorstrecke gerammt und einer Probebelastung unterzogen. Da diese ein günstiges Ergebnis hatte, entschloß man sich, die gesamte Gründung nach diesem Verfahren auszuführen. Der Entwurf wurde nunmehr endgültig augearbeitet. Nebenstehende Abb. zeigt im Längsschnitt und Grundriß die Ausbildung des Tunnels in der Moorstrecke, Abb. 4 den Querschnitt und Abb. 5 die besondere Ausbildung der Pfähle und der Isolierung. Im oberen Teile wurden die Pfähle durch eine 1 m starke Betonplatte zusammengefaßt, die auf den pyramidenförmig verbreiterten Pfahlköpfen aufruhen sollte. Für diese Betonplatte mußte aber ebenfalls eine Schutzisolierung gegen Moorsäureangriffe vorgesehen werden. Man wählte eine zweifache Lage von Pappe mit je zwei Asphaltteeranstrichen.

Es ist nun besonders wichtig, daß diese Isolierung an der Betonmasse fest und dauernd anliegt. Die Pappe mit den Anstrichen ist ziemlich schwer und würde sich selbst bei geringen Sackungen des Bodens unter der Platte von derselben ablösen und allmählich reißen. Dadurch würde aber der Zutritt von säurehaltigem Wasser zum Beton möglich sein. Ein Ablösen der Pappe mußte also verhindert und eine besondere Tragkonstruktion für die untere Papplage geschaffen werden. Auf Vorschlag der Firma S. & H. wurden zu diesem Zwecke beiderseits jeder Pfahlreihe quer zur Tunnelsohle zwei Holzbalken verlegt, auf die ein Bohlbelag aufgenagelt wurde, der die Isolierschicht trägt. Die Holzbalken wurden dann mit senkrecht stehenden Eisenhaken versehen, die unten durch Schrauben gesichert waren, während sie mit ihrem oberen Teil in die Betonplatte hineinreichten und so die Holzbalken mit der auf den Pfahlköpfen aufruhenden Betonplatte verankerten. Ein Ablösen der Isolierschicht von der Betonplatte wurde dadurch unmöglich gemacht. Eine Unvollkommenheit besteht jedoch in dieser Anordnung noch insofern, als man für diese Tragkonstruktion Holz gewählt hat, denn dieses ist ebenso wie die vermiedenen Holzpfähle, bei tieferer Absenkung des Grundwassers der Fäulnis ausgesetzt; man hätte besser statt der Holzbalken solche aus Eisenbeton wählen sollen, die wieder vor dem Verlegen isoliert werden konnten, und statt des Bohlenbelages isolierte Eisenbetonbohlen. Aus Sparsamkeitsgründen hat man aber hiervon Abstand genommen. Allerdings hat man dafür den Beton der Platte durch besonderen Zusatz von Traß gegen Säureangriffe zu schützen versucht.

Auf die isolierte Platte wurde dann die Tunnelkonstruktion mit Mittelstützen mit der normalen Bewehrung der Sohle und Seitenwände, und der üblichen Isolierung gegen Grundwasser aufgeputzt.

Nachdem so das denkbar Beste für die Gründung des Tunnels in der Moorstrecke gefunden war, ging man an die Ausführung selbst.

Zunächst wurde der Erdboden in der gesamten Strecke des Bauloses vom Landwehrkanal bis über die Puttkamer-Str. hinaus, unmittelbar nördlich von der sich die Losgrenze befand, bis zum Grundwasserspiegel ausgeschachtet, und zwar in der üblichen Weise zwischen den normalen Baugrubenabsteifungen, die auch auf den übrigen Strecken des Untergrundbahnbaues Anwendung gefunden haben. In der Moorstrecke hat man nur den Abstand der Rammträger zu 1,5 m gewählt gegen den in normalen Strecken sonst üblichen von 2 m, da bei dieser Wahl des Abstandes die Möglichkeit gegeben war, ohne Umsteifung der Baugrube, von der Decke derselben die Pfähle zu rammen, die in 1,5 m Abstand in der Längsrichtung des Tunnels vorgesehen waren. Nach Aushub des Bodens bis zum Grundwasser wurde in den an der Moorstrecke angrenzenden Strecken die Grundwasserabsenkungsanlage eingebaut und zuerst südlich der Moorstrecke und später nördlich derselben in Betrieb gesetzt und die Ausschachtung des Bodens bis auf die Tiefe geführt, auf der die Tunnelsohle zu liegen kommen sollte. Die Moorstrecke selbst mußte man noch liegen lassen, da hierfür die eisernen Deckenträger und Säulen des Tunnelkörpers

noch nicht fertiggestellt und angeliefert waren. Erst nach vollständiger Fertigstellung der angrenzenden Tunnelstrecken und Anlieferung sämtlichen für die Moorstrecke erforderlichen Eisens und der Baustoffe, grube erstreckte, dann erfolgte die Freilegung des Moorbodens selbst. Hierbei wurden die bereits bei der Absenkung des eisernen Rohres gemachten Erfahrungen bestätigt, daß in der Moorstrecke keine Grundwasserab-

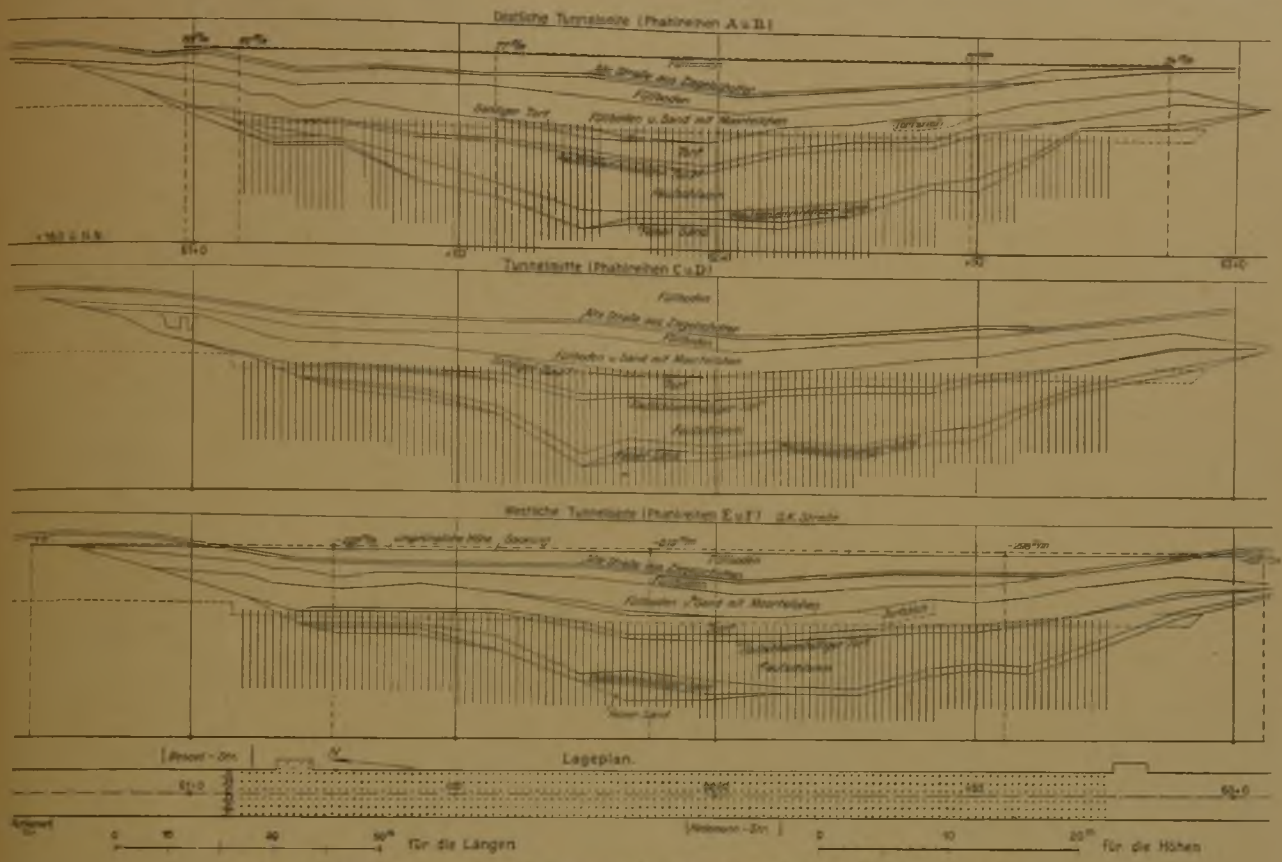
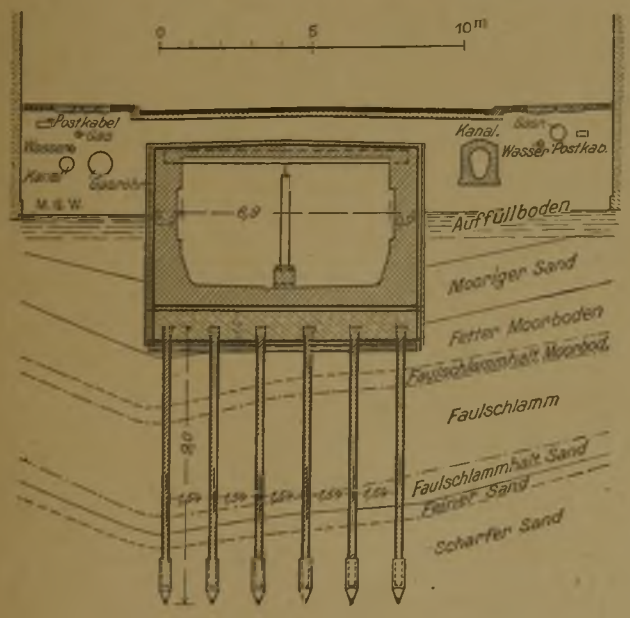


Abb. 2. Geologischer Längsschnitt durch die Moorstrecke.



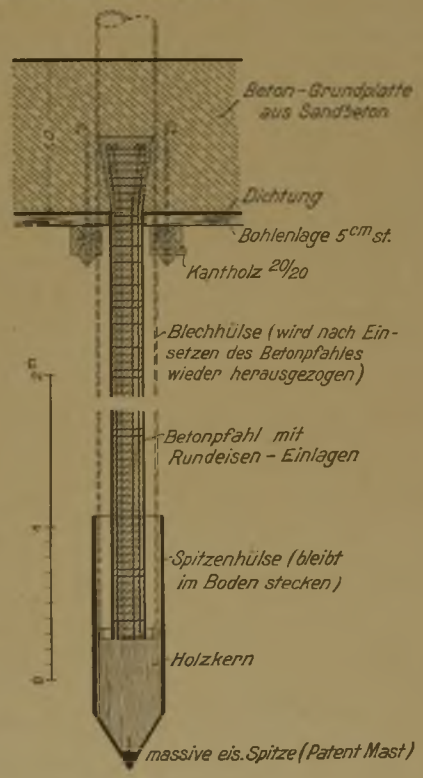


Abb. 4. Querschnitt durch den Tunnel auf der Strecke der Abb. 3.
Abb. 5. (Rechts). Einzelheiten eines Betonpfahles, System „Mast".

ging man an die Tieferschachtung der Moorstrecke selbst, um die Gründung möglichst hintereinander und in kürzester Zeit durchzuführen.

Über dem Moorboden fand man eine 1,5 bis 2,5 m starke Auffüllung von Sand und Bauschutt. Am Ende dieser Schicht stieß man auf eine alte Straßenbefestigung aus gebrannten Ziegelsteinen, die sich über die ganze Ausdehnung der Moorschlucht innerhalb der Bau- senkung nötig sei, da weder Moorboden noch Faulschlamm Wasser durchließen. Diese Undurchlässigkeit der Schichten war von großem Vorteil, denn jede Brunnenanlage einer Grundwasserabsenkung, die man bei wasserdurchlässigen Schichten hätte einbauen müssen, wäre wahrscheinlich unter dem Einfluß der Bodenzusammenpressungen bei dem späteren Abrammen der Pfähle zerquetscht worden. Die Ausschachtung des Moorbodens

selbst erfolgte ohne Schwierigkeiten. An einer Stelle, etwa 10 m nördlich der Einmündung der verlängerten Hedemann-Str. in die Friedrich-Str., fand man etwa 10 m tief im Moor liegend, eine hölzerne Brücke aus alter Zeit, die wahrscheinlich einstmals zur Überbrückung des Grabens diente und im Laufe der Zeit immer tiefer in das Moor eingesackt war. Die Brücke kreuzte die Bahn-Str. etwa von Nordnordwest nach Südsüdost, folgte also nicht genau der heutigen Richtung der Friedrich-Str. Die Tiefschachtung bis auf die Ordinate der Unterkante der Betonplatte erfolgte dann abschnittweise von etwa 10 zu 10 m. Nachdem die ersten 10 m ausgeschachtet waren, galt es, die Gründungsarbeiten selbst auszuführen. Die Vorarbeiten hierzu wurden von der ausführenden Firma in mustergültiger Weise durchgeführt. In der verlängerten Hedemann-Str. war ein Werkplatz eingerichtet, auf dem die Eisenbetonpfähle hergestellt wurden. (Die Eisengerippe für die Pfähle wurden von der Firma auf dem Werkplatz in der Limburger Str. hergestellt und fertig angeliefert.) In drei Partien lagen Schalungen bereit, die so eingerichtet waren, daß Pfähle bis zu 12 m Länge hergestellt und die Schalungen selbst dauernd wieder verwendet werden konnten.

(Schluß folgt.)

Bogenförmige Betontalsperre in der Jogne (franz. Schweiz).

Für die „Entreprises Electriques fribourgoises" ist in den Jahren 1918—21 an der Jogne ein Elektrizitätswerk in Verbindung mit einem Staubecken unter der Oberleitung von Ing. H. E. Gruner, Basel, erbaut worden. Das Staubecken wird in der engen Schlucht von La Russille durch eine als Bogen ausgebildete und berechnete Talsperre abgeschlossen, die an der tiefsten Stelle des Tales eine Höhe von rund 52 m besitzt und ganz in Stampfbeton mit Betonwerkstein-Verkleidung ausgeführt ist. In dem „Bulletin technique de la Suisse Romande" Nr. 1 und folgende d. J. wird von Ing. A. Strucky in einer allgemeinen Betrachtung über Staumauern in Bogenform (Etude sur les barrages arqués) die Berechnung dieser Staumauer durchgeführt nach Methoden, die von dem Ingenieur Gruner in Gemeinschaft mit Prof. Rohn, Zürich, entwickelt sind, und es werden im Anschluß daran Temperaturbeobachtungen usw. an dieser Mauer mitgeteilt und allgemeiner interessierende Schlußfolgerungen für die Ausbildung solcher Mauern gezogen. Es seien daher einige Angaben aus dieser umfangreichen Veröffentlichung mitgeteilt, die auch einige Pläne des Bauwerkes wiedergibt, auf die Konstruktion und Ausführung sonst aber nur nebenher eingeht.

Die Mauer stützt sich nur auf der einen Seite unmittelbar gegen den steilen Felshang der Schlucht, auf der anderen Seite, wo die flachere Neigung der Talwand eine größere Länge des Bogens bedingt hätte, ist diese durch Einschaltung eines ausgedehnteren Widerlagskörpers abgekürzt, der gleichzeitig einen Überfall enthält. Die Mauer hat eine Sehnenlänge von 76,5 m zwischen den Widerlagern und einen Zentriwinkel von 173°. Sie ist im Grundriß in Höhe der Krone nach einem Halbmesser von 36,5 m gekrümmt. Im Vertikalschnitt ist ihre Oberseite schwach konvex gekrümmt, die Unterseite stärker konkav. Die Kronenbreite ist nur 2 m und die Querschnittsdicke wächst bis 10, 20, 30, 40, 52 m unter Wasser auf 4; 6; 9,3; 14,6; 22,5 m. Entsprechend der Gewölbewirkung wächst die Stärke vom Scheitel des wagerechten Bogens nach den Kämpfern um etwa 50 v. H. Als eingespanntes Gewölbe berechnet ist übrigens nur der obere Teil bis 45 m unter dem Wasserspiegel, während der untere, allseitig fest in die Talsohle und Talhänge eingespannte Teil als unverschiebliches Fundament betrachtet ist.

Der Bogen erleidet infolge der gleichmäßigen Belastung durch den Wasserdruck achsiale Pressungen, außerdem aber wird der lotrechte Querschnitt durch den Wasserdruck wie eine Stützmauer in wagerechtem Sinne normal zur Stirnfläche beansprucht. Der Wasserdruck wird daher vom Bogen und vom Stützmauerquerschnitt zugleich nach Maßgabe ihrer Widerstandsfähigkeit aufgenommen. Aus der Bedingung, daß in demselben Element der Mauer die Deformationen aus beiden Kraftwirkungen gleich sein müssen, läßt sich die Kraftverteilung auf den Bogen bzw. den Stützmauerquerschnitt ermitteln und damit in angenäherter Weise eine Berechnung der Mauer durchführen. In dem vorliegenden Fall ist diese Berechnung für 4 wagerechte Schnitte an der Krone und in je 10 m Abstand weiter darunter sowie für 9 symmetrisch gewählte lotrechte Querschnitte durchgeführt, wobei außerdem der Einfluß der Temperaturänderungen bei leerem und vollem Becken berücksichtigt ist. Das Becken ist hier zur Zeit der niedrigsten Temperatur leer, diese ist dann aber für beide Seiten der Mauer die gleiche. Bei vollem Becken ist die Wassertemperatur zeitweilig höher als die Lufttemperatur. Es ist also in diesem Fall mit ungleichmäßiger Erwärmung beider Mauerseiten gerechnet.

Für den Beton der Mauer ist eine Mischung von 200 kg Portlandzement auf 1 cbm gewählt worden, für die Verblendung eine solche von 300 kg auf 1 cbm. Die errechneten Spannungen ergaben sich höher als im Allgemeinen bisher bei Talsperren (Schwerkraftmauern) üblich, bei denen 18 bis 20 kg/cm² Druck nicht überschritten, Zugspannungen in Allgemeinen ganz ausgeschlossen werden. Verfasser stellt aber einige überschlägliche Vergleichsrechnungen an amerikanischen Bogensperren an, wonach sich die Beanspruchungen bei der hier behandelten Sperre auf einer mittleren Linie halten. Bei Berechnungen nach der entwickelten Methode hält Verfasser aber Beanspruchungen bis 30 kg/cm² Pressung für den Bogen für durchaus zulässig, während er sie für den lotrechten Querschnitt auf 25 kg/cm² begrenzen will. Werden auch die Temperaturschwankungen berücksichtigt, so lassen sich diese Zahlen auf 35 und 30 kg/cm² steigern. Die Spannungen bleiben dann noch immer unter denjenigen, die der Verfasser für den Salmon-Creek- und Barossa-Damm in Nordamerika überschläglich berechnet. Als Zugspannung will Verfasser bis höchstens 10 kg/cm² zulassen. Die Zahl muß aber in gutem Verhältnis zu der bezüglichen Druckspannung stehen. Mit den Scherspannungen will er, sofern es sich um reine Scherspannungen oder solche in Verbindung mit Zugspannungen handelt, nicht über 4 kg/cm² gehen (entsprechend den schweiz. Bestimmungen), während man bei gleichzeitigem Druck wesentlich höher gehen könne. Sie steigen bei der Jogne-Sperre stellenweise bis auf 8—10 kg/cm².

Verfasser untersucht dann die Frage, bis zu welcher Weite des Tales Bogensperren noch vorteilhaft sind. Die Beantwortung dieser Frage hängt ab von dem Verhältnis der Länge der Bogensehne an der Krone zur Höhe der Mauer und außerdem von der Profilform. Wird die Bogensehne im Verhältnis zur Höhe zu lang, so ist die Bogenwirkung zu schwach. Nach den amerikanischen Beispielen ist ein Verhältnis von 2,5 etwa als Grenze anzunehmen. Aus diesem Grunde ist hier auch auf der einen Seite mit flacherem Talhang die Länge des Bogens durch ein Widerlager abgekürzt.

Eine wichtige Rolle spielt bei den Talsperren das Schwinden des Betons. Die schweizer. Vorschriften sehen die Berücksichtigung eines Schwindens um 0,25 mm auf 1 m vor, was einer Temperaturmäßigung um —20° C gleich zu setzen ist. Für die Jogne-Talsperre sind die Berechnungen mit Temperatur-Unterschieden von 7—14° C durchgeführt und es ergaben sich dabei schon sehr hohe Spannungen. Um den Einfluß des Schwindens nicht voll zur Geltung kommen zu lassen, ist daher von einer weiteren Bestimmung der schweiz. Betonvorschriften Gebrauch gemacht, daß dieser Einfluß nur mit der Hälfte berücksichtigt zu werden braucht, wenn Ausdehnungsfugen angeordnet und mindestens 14 Tage nach dem Betonieren offen gelassen werden, da das Schwinden ja zum größten Teil in der ersten Zeit der Erhärtung sich vollzieht. Man hat daher hier den Bogen in 5 Abschnitte von je etwa 20 m Länge geteilt durch 4 lotrechte Ausdehnungsfugen von etwa 1 m Länge, die man 6—10 Wochen lang offen gelassen und dann mit Beton gefüllt hat. Dieser wurde nach Aufrauhung der Stirnflächen der Fugen mit Preßluftstampfern eingestampft, um eine möglichst innige Verbindung des alten und neuen Betons zu erhalten. Infolge großer Wasserklemme blieb das Becken während des ganzen Winters 1920/21 ungefüllt, sodaß die Mauer während dieser Zeit beiderseits großer Kälte ausgesetzt war. Es entstand dann erst in einer, dann noch in einer zweiten Fuge ein Riß; diese schlossen sich aber, sobald die Sperre unter Druck gesetzt worden ist und haben zu Undichtigkeiten keine Veranlassung gegeben. Immerhin ist aber doch trotz der großen Vorsicht Rißbildung nicht ganz vermieden worden.

Nach den Berechnungen haben sich die Temperaturspannungen verschiedentlich höher ergeben, als diejenigen aus Wasserdruck. Es sind deshalb, um für weitere Fälle bessere Unterlagen für die Berücksichtigung der Temperaturschwankungen im Inneren der Mauer zu haben, in diese einige dreißig Thermometer mit elektrischen Widerständen eingesetzt worden, deren Beobachtung während des Baues und später während des Betriebes interessante Ergebnisse lieferten. Eine eingehende Veröffentlichung ist in Aussicht gestellt, deswegen werden in dem vorliegenden Aufsatz nur einige kurze Mitteilungen gegeben.

Über die Temperaturerhöhungen während des Abbindens gaben die Thermometer ebenfalls Aufschluß. Es ist eine Temperaturerhöhung von 30—35° C festgestellt, deren Höhepunkt i. Allg. nach mehreren Tagen erreicht war, während sich die normale Temperatur nur sehr langsam, erst nach Verlauf mehrerer Monate, wieder einstellte (abgesehen von dem schwachen oberen Mauerteil). Darnach ist anzunehmen, daß nach 6—8 Wochen die Temperatur des Bogens noch eine ziemlich hohe war, sodaß auch noch eine merkliche Ausdehnung vorhanden war. Wird die Ausdehnungsfuge zu diesem Zeitpunkt aber geschlossen, zu dem außerdem das Schwinden des Betons noch nicht ganz sein Ende gefunden hat, so können infolge der Abkühlung unangenehme Risse in den Ausdehnungsfugen eintreten. Man müßte diese Fugen also, um den damit verfolgten Zweck voll zu erreichen, mindestens 8 Monate offen stehen lassen und erst am Ende des Winters schließen. Ein so langes Offenhalten der Fugen wird aber u. Umst. seine praktischen Schwierigkeiten haben. Verfasser wirft daher die Frage auf, ob bei sehr elastischen Sperrmauern die Anbringung von Ausdehnungsfugen überhaupt noch angebracht sei, um so mehr als solche Fugen ja eigentlich zur Annahme eines vollständig eingespannten Bogens in gewissem Widerspruch stehen. Durch entsprechende Auswahl der Baustoffe ist natürlich dem Schwinden möglichst entgege zu wirken.

Die Beobachtungen der Schwankungen der Jahrestemperatur hat Ergebnisse gehabt, die zeigten, daß die der Berechnung zu Grunde gelegten Annahmen noch übertrieben waren. Die Thermometer waren in Gruppen in der Krone der Sperre und in 10, 20, 30, 40 und 50 m Tiefe unter dieser eingelegt. Die ersteren waren 1 m tief eingebettet und gingen im Winter bei leerem Becken nicht unter —2° C herab bei —10° C Außentemperatur. Im August zeigte das Thermometer eine Höchsttemperatur von +22° C. In 20 m unter der Krone betrugen die beobachteten Grenztemperaturen + 5 und + 17, 50 m unter Krone nur noch + 7 und + 9° C. Gegenüber einer mittleren Temperatur von 11° sind also die beobachteten Abweichungen für die bezüglichen Stellen nur 13, 6, 4°, während der Berechnung zu Grunde gelegt waren 14, 9, 5°. Es sind also die errechneten Temperaturspannungen nicht erreicht worden, sie würden somit i. M. ohne Bedenken um etwa 20 v. H. herabgesetzt werden können.

Es sind außerdem an der Sperrmauer Meßvorrichtungen angebracht, um die elastischen Deformationen zu messen, auf deren Auswirkung sich die Berechnung im wesentlichen Maß stützt. Im Scheitel des Sperrbogens sind daher in der Krone und 8 m darunter Spiegel eingesetzt, die mit Hilfe eines Fernrohres die Ablesung der Scheitelbewegungen gestatten. Außerdem sind auf die beiden Ansichtsflächen der Mauer etwa 35 eingemauerte Bolzen verteilt, die mit Präzisionsclinometern in den betreffenden Punkten die Biegungswinkel der Mauer abzulesen gestatten, aus denen sich dann die Deformationen berechnen lassen. Nähere Mitteilungen über diese Beobachtungen werden aber nicht gemacht. —

Fr. F.

Vermischtes.

Widerstand von Mörteln aus Normenzementen gegen Abnutzung. (Verschleißfestigkeit). In der Zeitschrift „Zement" Nr. 6 — 8 d. J. veröffentlicht Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M., Untersuchungen, die mit dem Ziel durchgeführt worden sind, festzustellen, ob die Verschleißfestigkeit der Mörtel aus Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement, wie in Fachkreisen vielfach angenommen wird, tatsächlich größere Verschiedenheiten zeigen. Die Frage ist für bestimmte Verwendungszwecke des Zementes, namentlich für Fußboden-Estrich und -Platten, sowie für Betonstraßen usw. von großer Wichtigkeit. Die Versuche sind mit 8 verschied. Zementen (2 Portland-, 3 Eisenportland-, 3 Hochofenzementen)) durchgeführt, und zwar mit reinen Zementkörpern, Normenkörpern der Mischung 1 : 2 und 1 : 3, sowie mit Mauersand 1 : 1½ hergestellten. Außerdem wurden noch 5 verschiedene Mischungen verwendet, bei denen man dem Normensand Füllstoffe wechselnder Art, nämlich Feinsand, gesiebten Rohsand, Perlkies, Basaltsplitt- und Quarzmehl zur Dichtung zugesetzt hatte, um ziemlich dichte Mörtel mit geringem Zementgehalt zu erhalten. Der Zementzusatz wurde dabei so bemessen, daß als verbleibender und mit Zement zu füllender Hohlraum das Mittel aus den beim Einrütteln und beim Einstampfen verbleibenden Hohlräumen des Gemenges gewählt wurde. Es wurde dabei mit einer Zementausbeute von 90 v. H. gerechnet. Bei den Proben, bei denen die Dichtung der Hohlräume am weitesten getrieben war, mußte dann allerdings aus praktischen Rücksichten doch noch ein Zementüberschuß gegeben werden. Es ergaben sich dann i. M. der 8 Zementsorten Mischungsverhältnisse zwischen 1 : 3 und 12,2 bezw. 32,4 (in Raumteilen). Die letztere Mischung konnte dann aber wegen zu bröckliger Beschaffenheit den Schleifversuchen nicht mehr ausgesetzt werden. Es wurden ferner auch fluatierte Körper in Vergleich gestellt, die einen zweimaligen Anstrich mit Magnesiumfluat erhalten hatten. Es wurden also 40 verschiedene Mörtelsorten hergestellt. Geprüft wurden die Körper, die normengemäß eingeschlagen und kombinierter Erhärtung unterworfen wurden, nach 31—111 Tagen in 6 Altersreihen. Im Ganzen wurden mit 376 Würfeln 1448 Schleifversuche durchgeführt, und zwar mit je 220 Umdrehungen auf der Normalschleifscheibe.

Die mittleren Normenfestigkeiten der 8 Zemente betrugen nach 28 Tagen bei kombinierter Lagerung für die beiden Portlandzemente 347 und 469 kg/cm², für die 3 Eisenportlandzemente 272, 323 und 365 kg/cm² und schließlich für die 3 Hochofenzemente 272, 328 und 431 kg/cm². Dem entsprechend schwanken natürlich auch die Druckfestigkeiten der anderen Mörtelmischungen in weiten Grenzen. Sie bewegen sich bei der Mischung 1 : 2 zwischen 320 (ein Hochofenzement) und 663 kg/cm² (ein Portlandzement) bei der Mischung 1 : 12,2 zwischen 71 (derselbe Hochofenzement) und 135 kg/cm² (derselbe Portlandzement), bei der Mischung 1 : 32,4 zwischen 39 und 71 kg/cm². Die Körper erhärteten 1 Tag in der Form, 6 Tage unter Wasser und wurden bis 7 Tage vor der Prüfung in feuchter, dann in trockener Luft gelagert. Die Abnutzungsversuche wurden nur mit der Normalschleifscheibe durchgeführt, weil die Erprobung mit dem Sandstrahlgebläse nicht der Beanspruchung des Mörtels bei gleitender Reibung entspricht. Die Beschränkung der Umdrehungszahl auf 220 geschah aus Sparsamkeitsrücksichten.

Aus den Ergebnissen sollen Einzelzahlen hier nicht angeführt werden. Es sei bezüglich dieser auf die dem Aufsatz beigegebenen umfangreichen Tabellen und Schaubilder verwiesen. Es ergab sich bei den Versuchen, daß durch die Fluatierung eine merkliche Erhöhung der Verschleißfestigkeit erzielt wurde und daß die geprüften Hochofenzemente, bei denen auch wesentlich seltener Abbröckelungen beim Schleifen vorkamen, einen höheren Abnutzungswiderstand besaßen, als die anderen Bindemittel. Die Eisenportlandzemente haben sich am wenigsten fest gegen diese Abnutzungsart erwiesen. Um dieses Verhalten als allgemeine Regel gelten lassen zu können, reichen die Versuche nach Ansicht des Verfassers jedoch nicht aus. Sie zeigen aber jedenfalls, daß in der Verschleißfestigkeit den Zementen allgemein nicht unerhebliche Unterschiede eigen sein können. Zemente hoher Verschleißfestigkeit werden sich aber wohl bei allen drei Zementsorten finden. Der Silikatmodul der Zemente scheint dabei keinen entscheidenden Einfluß zu haben, wohl aber der hydraulische Modul. Dem höheren hydraulischen Modul des gleichen Zementes entspricht auch bei allen drei Sorten eine höhere Verschleißfestigkeit. Eine Beziehung der letzteren zur Sandfestigkeit der Zemente konnte übrigens nicht festgestellt werden.

Verfasser bezeichnet seine Versuche selbst nur als eine Vorarbeit und empfiehlt, weitere Versuche anzustellen, um zu ermitteln, ob noch weitere Momente die Verschleißfestigkeit beeinflussen. Er schlägt dabei vor, nicht die Mischungsverhältnisse verschieden zu wählen, wie das hier geschehen ist, sondern eine Mischung 1 : 2 mit Normensand, die durch feinen Sand etwas gedichtet ist, dann aber die Untersuchung mit möglichst vielen Zementen durchzuführen. —

Die Höchstpreise für Zement sind vom 1. Juni ab durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement (Reichsanzeiger Nr. 24) wiederum erhöht und betragen nunmehr für 1000 kg in den Gebieten der 3 Zementverbände:

Norddeutscher Zementverband	14 201 M	14 131 M.
Rhein. Westf. „	14 097 „	14 027 „
Süddeutscher „	14 613 „	14 543 „

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 51. Festigkeit von Beton bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe in erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton. Ausgef. i. A. d. Deutsch. Beton-Vereins von Dyckerhoff & Widmann A. G., Biebrich a. Rh. Bericht nach Zusammenstellungen von C. Spithaler von Geh. Reg.-Rt. Prof. Dr.-Ing. M. Gary, Berlin-Dahlem. 8°, 75 S. Text mit 28 Tabellen und 37 Diagrammen. Berlin 1922, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 105 M. —

Diese Versuche des Deutschen Beton-Vereins, die wegen ihres Wertes und weil sie eine Ergänzung zu

Heft 29 der Mitteilungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton*) bilden, in diese als selbständiges Heft aufgenommen sind, verfolgen in erster Linie den Zweck, die zweckmäßigste Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton weiter zu erforschen und außerdem den, im Anschluß an die neuen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton den Nachweis zu erbringen, daß auch ohne Vorschrift einer Mindestmenge von Zement im Kubikmeter Beton bei zweckmäßiger Zusammensetzung der Zuschlagstoffe die verlangten Festigkeiten erreicht werden können. Nebenher sollte, da bekanntermaßen bei Anwendung sehr nasser Mischungen in Eisenformen die geforderten Festigkeiten nicht oder nur sehr schwer erreicht werden können, während die gleiche Mischung im Bauwerk infolge der Durchlässigkeit der hölzernen Schalung und Absaugens des Wassers durch diese sehr wohl diese Festigkeiten mögsind, die zweckmäßigste, den Festigkeitsverhältnissen im Bauwerk entsprechende Herstellung der Probekörper ermittelt werden.

Die Versuche zerfallen im Wesentlichen in 4 Gruppen, von denen die ersten 3 sich mit der Erprobung verschiedener Zuschlagstoffe für den Beton befassen und zur Verwendung bringen: Biebricher Rheinkiessand ohne und mit Odenwalder Basaltsplitt und Basaltsand, desgleichen Isarkiessand und Ludwigshafener Kiessand mit den gleichen Beimischungen, während die 4. Gruppe nur 5 Sande verschiedener Zusammensetzung bis 7 mm Korngröße verwendet, also Mörtelmischungen betrifft. Die Probewürfel für die sich ergebenden 27 Betonmischungen hatten 30 cm, die der 5 Mörtelmischungen 10 cm Kantenlänge. Die Mehrzahl der Würfel wurde in Eisenformen, ein Teil in Holzformen hergestellt, und zwar z. T. noch unter gleichzeitiger Rüttelwirkung. Bei letzteren Proben kamen Mischungen nach Raumteilen 1 : 5 und 1 : 6, bei dem Isar- und Ludwigshafener Kiessand 1 : 5, beim Rheinkiessand 1 : 4, 1 : 5 und 1 : 6 zur Anwendung. Als Sand wurden die Korngrößen 0—7 mm, als Kies und Splitt diejenigen von 7—25 mm angesehen. Sand und Kies bezw. Splitt wurden außerdem noch in verschiedenen Verhältnissen und in verschiedener Zusammensetzung des feineren und groberen Materials zusammengemischt. Alle 3 Reihen wurden dann mit 3 Wasserzusätzen: erdfeucht, weich und flüssig (sodaß die Betonmasse in einer unter 30° geneigten Holzrinne leicht abfließt) hergestellt, sowie mit nur 1 Portlandzement.

Die Ergebnisse der Festigkeitsversuche bestätigen z. T. bekannte Tatsachen, teils bringen sie neue Aufschlüsse über die Wirkung der gewählten Zuschlagstoffe usw. auf die Festigkeit. Die wesentlichen Ergebnisse sind folgende: Die Vermehrung des Zementgehaltes erhöht selbstverständlich durchweg die Festigkeit; die relative Festigkeitszunahme von Mischung 1 : 5 auf 1 : 4 ist dabei meist größer als von 1 : 6 auf 1 : 5. Um in den eisernen wasserundurchlässigen Formen die verlangte Festigkeit von 180 kg/cm² zu erreichen, darf nach den Versuchen der Zementgehalt in der flüssigen Mischung nicht unter 18 v. H. sinken.

Alle Mischungen zeigen mit zunehmendem Alter regelmäßige und ausreichende Festigkeitszunahme. Dieser Zuwachs ist aber bei geringerem Zementgehalt und ebenso bei höherem Wassergehalt relativ größer. Die Probekörper mit geringerem Sandgehalt zeigen einen geringeren relativen Zuwachs. Der Wasserbedarf verringert sich bei geringerem Sandgehalt, und zwar relativ stärker bei den den flüssigen als bei den weichen und bei den weichen relativ mehr als bei den erdfeuchten Mischungen. Mit der Erhöhung des Wassergehaltes verringert sich bekanntermaßen die Druckfestigkeit. Die weichen Mischungen zeigen gegenüber den erdfeuchten mit zunehmendem Alter, mit höherem Zementgehalt und mit höherem Steingehalt eine Verringerung des relativen Festigkeitsunterschiedes. Bei den steinreichen und den basalthaltigen Mischungen ist der relative Festigkeitsunterschied zwischen weich und flüssig im Allgemeinen größer als zwischen erdfeucht und weich. (Die flüssigen und weichen Mischungen holen die Festigkeiten der erdfeuchten aber mit der Zeit ein. Die auf getragenen, zunächst von einander abweichenden Erhärtungskurven der verschiedenen Mischungen laufen bei etwa 16 Monaten zusammen).

Mit Vergrößerung des Steingehaltes gegenüber dem Sandgehalt wächst die Festigkeit. Der relative Festigkeitszuwachs mit höherem Steingehalt ist bei den weichen Mischungen größer als bei den erdfeuchten. Bei einer Erhöhung des Steingehaltes kann innerhalb bestimmter Grenzen unbeschadet der Druckfestigkeit der Zementgehalt geringer sein. Der Einfluß der Basaltzusätze ist keineswegs durchweg ein günstiger auf die Festigkeit, trotzdem es sich um ein schwereres und festeres Material, als es der Kies ist, handelt. Ursache davon ist die geringere Wasseraufnahmefähigkeit gegenüber dem Rheinkiessand und namentlich dem aus Kalkstein bestehenden Isarkiessand. Ersetzt man den Rheinkiessand zur Hälfte durch Basaltsplitt und -Sand, so bleibt die flüssige Mischung hinter der Festigkeit der reinen Kiessandmischung zurück, beim Isarkiessand sogar bei Mischungen aller 3 Feuchtigkeitsgrade. Bei diesem Material ist also der Zusatz von Basalt direkt schädlich, ganz abgesehen davon, daß er außerdem größere Kosten für Beschaffung und Verarbeitung erfordert. Bei geringerem Zement-, oder Wasser-, oder Sandgehalt wächst der Bedarf an Zuschlagstoffen infolge der Verdichtung. Höherer Steingehalt vermehrt das Betongewicht, womit auch die höhere Festigkeit dieser Mischungen sich teilweise erklärt.

Werden nun die Festigkeitsergebnisse mit den Mindestwerten der Bestimmungen zur Ausführung von Bauten aus Eisenbeton verglichen, so ergibt sich, daß von allen Mischungen, die flüssig angemacht in Eisenformen gebracht sind, nur ein kleiner Teil diese Bedingungen (nach 28 Tagen 150, nach 45 Tagen 180 kg/cm² Druckfestigkeit) erfüllt. Während von den erdfeuchten Mischungen 1 : 4 bis 1 : 6 von 27 die Bedingungen von 23 erfüllt werden, waren es in der weichen Mischung 1 : 4 bis 1 : 6 von 27 nur noch 17, in der flüssigen Mischung, die nur 1 : 4 und 1 : 5 hergestellt wurde, nur noch 6. Auch der Ersatz von Zement durch feinen Sand konnte daran nichts ändern. Bei Anwendung von Holzformen wurden mit flüssigem und weichem Beton höhere Festigkeiten erzielt als in der Eisenform, wie das schon früher festgestellt war: die erdfeuchten Mischungen blieben dagegen hinter den in Eisenformen hergestellten zurück. Werden die Holzformen gerüttelt, so tritt eine dichtere Lagerung bei den weichen und flüssigen Mischungen und damit eine Erhöhung der Festigkeit ein (das trifft übrigens auch bei Klopfwirkung an Eisenformen zu). Je mehr Sand angewendet wird, um so weniger wirken die Holzformen auf die Erhöhung der Festigkeit. Basaltzuschläge erweisen sich auch hier als nutzlos. Mit höherem Alter verringern sich die Unterschiede der Festigkeiten von in Eisen bzw. Holzformen hergestellten Körpern. Jedenfalls ergibt sich aus den Versuchen, daß nur mit durchlässigen, Wasser absaugenden Formen, unter Umständen mit Zuziehung des Rüttelverfahrens, mit Sicherheit der Nachweis erbracht werden kann, daß die Mischung den gegenwärtigen Bestimmungen genügt. Es muß also entweder das Prüfungsverfahren geändert werden oder der Wortlaut der Bestimmung. Ein besonderer Unterausschuß des Deutschen Ausschusses beschäftigt sich bereits mit dieser Frage. Im Auftrag dieses Ausschusses ist auch versucht worden, Vergleichswerte zu finden, die es gestatten, von der Druckfestigkeit des in eiserner Form hergestellten erdfeuchten Betons auf diejenige des weichen und flüssigen Betons zu schließen. Aus den hier beschriebenen und früheren Versuchen ist zu erkennen, daß die Abnahme der Festigkeit mit dem Wassersatz durchaus gesetzmäßig bei allen Proben bis zu etwa 11 v. H. Wassergehalt verläuft. Im Durchschnitt geht die Festigkeit für je 1 v. H. mehr Wassergehalt wie folgt zurück: Mischung 1 : 4 um rd. 29,30 kg/cm², Mischung 1 : 5 um rd. 28,25 kg/cm², Mischung 1 : 6 um rd. 27,20 kg/cm². Daraus lassen sich angenähert die Werte der Druckfestigkeit des flüssigen Betons berechnen.

Bezüglich der Mörtelproben aus Sanden von 0 bis 7 mm sei noch erwähnt, daß sich der Wasserbedarf mit geringerem Zementgehalt verringert und ebenso mit Vergröberung des Sandes. Die Erhöhung des Wassergehaltes verringert auch hier die Druckfestigkeit. Gröbere Sande ergeben größere Druckfestigkeiten.

Zum Schluß werden in der Schrift die für die Praxis überaus wichtigen Ergebnisse noch einmal in Bezug auf den Einfluß des Wassergehaltes, des Sand- und Steingehaltes, des Bedarfs an Zuschlagstoffen, des gestampften Betons und der erzielten Betongewichte übersichtlich zusammengestellt. Unterstützt werden die Ausführungen ganz besonders durch die zahlreichen schaubildlichen Auftragungen, die ein viel klareres Bild als tabellarische Zusammenstellungen geben. — Fr. E.

*) Vgl. Besprechung in unseren Mitteilungen Jahrg. 1915, S. 40.

Inhalt: Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrich-Straße in Berlin — Bogenförmige Betontalsperre in der Jogne (franz. Schweiz) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.