DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG. BERLIN, DEN 28. OKTOBER 1922. No. 17.

Gründung mit ABEG-Beton-Bohrpfählen.

Von Ingenieur Ernst Lorenz, Direktor der Allg. Bau-A.-G., Berlin.

1. Sicherung des Schlosses zu Dtsch.-Filehne.

Das Schloß des Grafen von der Schulenburg in Deutsch-Filehne ist etwa im 16. Jahrhundert für einen polnischen Fürsten erbaut. Die Stärke der Mauern erreicht in den unteren Geschossen 3 m. In den letzten Jahrzehnten machten sich Senkungen der Baukörper bemerkbar, die durch die Regulierung des nahe vorbeiführenden Netze-Flusses sich immer größer gestalteten und den Bestand des alten, würdigen Schloßbaues in Frage stellten. Die Gruppierung des dreistöckigen wuchtigen Baues nach Aufbau und Grundriß (vgl. den Grundriß, Abb. 1 auf S. 131) brachten den mit dem Umbau beauftragten Arch. Franz Clement, Berlin-Schöneberg, bereits auf den Gedanken, daß das Schloß ursprünglich in geschlossenem Grundriß mit Innenhof geplant und vielleicht auch gebaut war, und die verbindenden Teile aus irgend welchen Gründen entweder nicht zur Ausführung gelangt oder in vergangenen Jahrhunderten wieder abgebrochen seien. Während der jetzigen Bauausführung wurden nun auch Kellermauern für die Fortführung des Baukörpers nach oben freigelegt, sodaß sich diese Annahme als richtig erwies; es kann aber nicht gesagt werden, ob der Zustand dieser Bauteile bereits früher zu ihrem Einsturz oder zum Abtragen geführt hat.

Die Grundmauern reichten etwa 4 m unter das Gelände des erhöhten Schloßhofes und etwa 2 m unter das Niveau des umliegenden Parkes, bis zu welcher Tiefe durchweg aufgefüllter und mit Findlingen und Bauschutt durchsetzter Boden festgestellt wurde. Die Grundmauern standen auf einem Holz-Pfahlrost aus etwa 4 m langen, dünnen Pfählen, vielfach von etwa 12 cm und bis zu etwa 20 cm im Durchmesser, die aber infolge des gesenkten Wasserstandes in ihren oberen Teilen zermürbt und verfault waren.

Im Frühjahr 1914 wurde bereits vom Architekten der Zustand des Schlosses als gefahrdrohend bezeichnet, und es wurden Erwägungen für eine Sicherung, wenigstens der am meisten gefährdeten Teile des Schlosses, eingeleitet. Zu diesem Zweck wurde die Allgemeine Beton- u. Eisen-G. m. b. H., jetzige Allgemeine Bau-Aktiengesellschaft zu Berlin, zugezogen, die zunächst eine Eisenbetonplatte in Vorschlag brachte, bei der quer durch das Gebäude unter den Pfeilerachsen Eisenbetonträger vorgesehen waren, die senkrecht dazu die Platte aufnehmen sollten; es war dabei beabsichtigt, die starken Gebäudegrundmauern nur jeweils in den Pfeilerachsen, also in Abständen von 3 bis 4 m, zu durchbrechen. Bevor eine Entscheidung getroffen werden konnte, brach der Krieg aus und das Vorhaben mußte zurückgestellt werden. Inzwischen zeigten sich weitere und immer stärker werdende Setzungen, die die Möglichkeit der Erhaltung des Schlosses in Frage stellten. Ende 1920 wurden die Untersuchungen wieder aufgenommen; der Wunsch, das durch die Jahrhunderte geweihte Bauwerk zu erhalten und die wesentliche Kostenersparnis gegenüber einem Neubau ließen im Frühjahr 1921 den Entschluß reifen, endgültig eine Sicherung des Gebäudes vorzunehmen und zwar zunächst und auch versuchshalber erst für den hauptsächlich gefährdeten Teil.

Auch jetzt kam neben anderen Vorschlägen die erwähnte Eisenbetonplatte in erster Reihe in Betracht, während eine Gründung auf Pfähle, die natürlich nicht gerammt sein durften, wegen der höheren Kosten und der im allgemeinen nicht genau bekannten Tragfähigkeit solcher Pfähle erst in zweiter Linie kam.

Die Allgemeine Bau-Aktiengesellschaft Berlin arbeitete sowohl einen Plattenentwurf als auch einen Pfahlentwurf aus und gab dazu die Erklärung ab, daß bei Ausführung der Platte der Zustand der Ruhe erst allmählich, nach etwa 2 Jahren erreicht werden würde, daß inzwischen Setzungen von mehreren Zentimetern zu erwarten seien, die noch weitere — allerdings erheblich geringere — Rissebildungen als bisher hervorrufen würden, sodaß die endgültige Beseitigung der Risse im Gebäude erst nach dieser Zeit bewirkt werden könnte. Bei Ausführung des Pfahlprojektes unter Verwendung ihrer patentierten Abeg-Beton-Bohrpfähle übernahm die A. B. A. jedoch die Gewähr für den sofortigen Ruhezustand des Baues, indem sich diese Pfähle erfahrungsgemäß unter voller Belastung

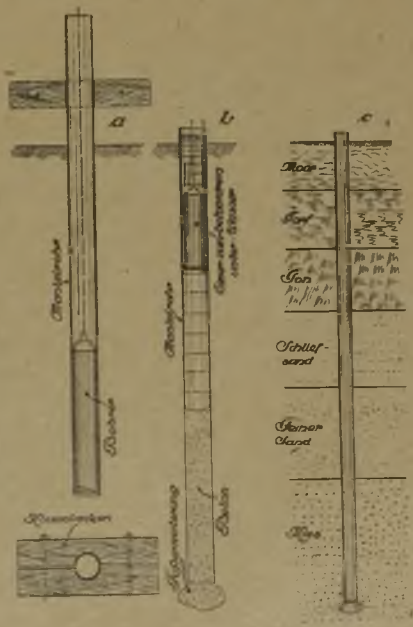


Abbildung 5. Prinzip der Herstellung des Herkules-Betonbohrpfahles.

a) Ausbohren des Erdreiches, Einbringen des eisernen Rohres.

b) Ausbetonieren des Rohres unter Wasser.

c) Fertiger Pfahl über 12 m Länge ausgeführt.

nur 1 bis 2 mm setzen und diese außerordentlich geringen Senkungen aber innerhalb der Mauerkörper ohne besondere Rißbildungen aufgenommen werden, soweit letztere nicht durch den allmählichen Ausgleich der von früher her vorhandenen außerordentlichen Spannungen in den verschiedenen Mauerkörpern des Gebäudes bedingt sind. In Rücksicht hierauf machte die A. B. A. auch eine durchgreifende Verankerung des oberen Geschosses zur Bedingung.

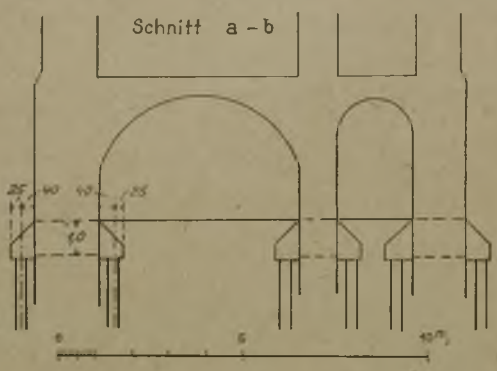
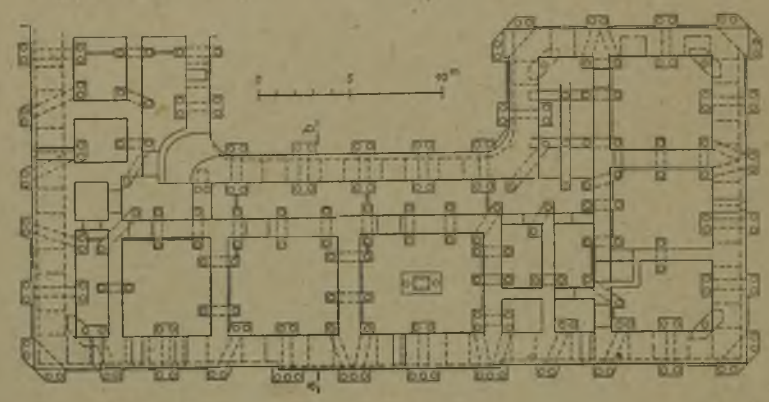


Abbildung 3. Querschnitt durch das Untergeschoß und die neue Pfahlgründung.

Abbildung 2. (hierunter) Aufsicht auf die Grundmauern mit Pfahl- und Beton-balken-Verteilung.



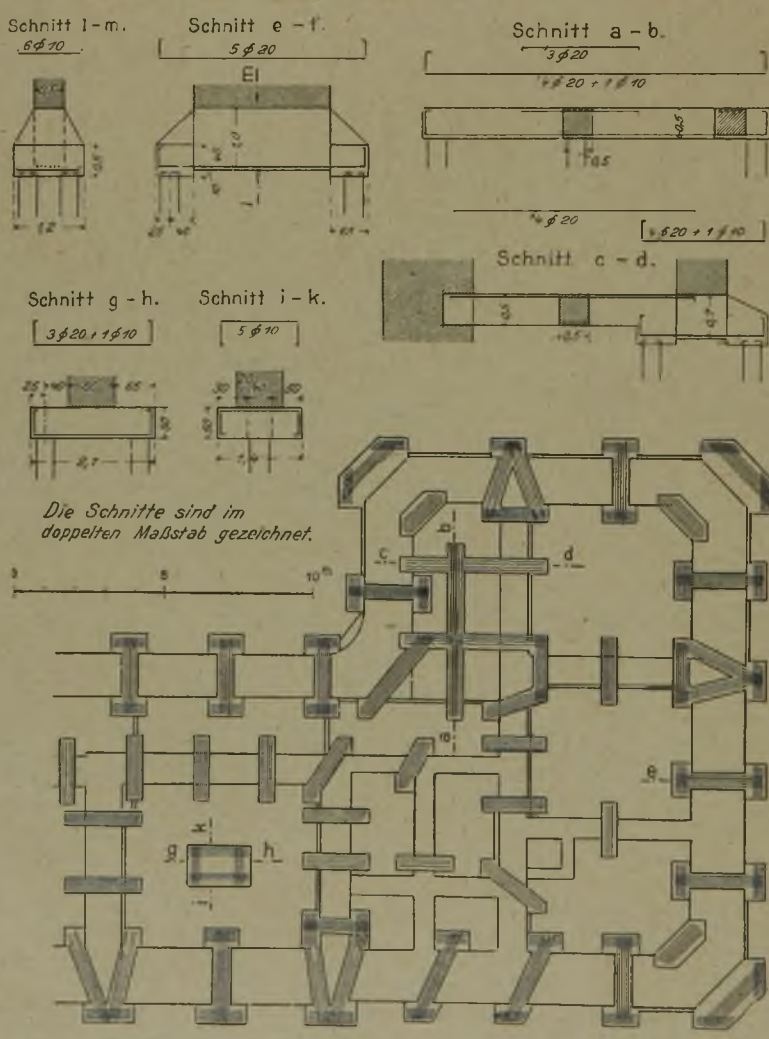


Abb. 4. Bewehrung der Betonbalken für einen Teil des Fundaments

Trotz der nennenswert höheren Baukosten entschieden sich demzufolge Bauherr und Architekt für eine Pfahlgründung. Hierfür waren nun aber auch Konkurrenzpläne eingegangen, die geringere Kosten verursacht hätten. Da in diesen Entwürfen jedoch kein befriedigender Nachweis über die Tragfähigkeit der Bohrpfähle erbracht werden konnte und die betreffenden Firmen auch eine ausreichende Gewähr ablehnten, wurde schließlich die Ausführung mit den Abeg-Beton-Bohrpfählen gewählt.

Die den Untersuchungen voraufgehenden Bohrproben ergaben einen sehr verschiedenartig gelagerten Baugrund, der im wesentlichen unter dem 2 bzw. 4 m hoch aufgefüllten Boden eine Moorschicht aufwies, die in den tieferen Lagen stärker mit Sand durchsetzt war und etwa 2 bis 6 m Mächtigkeit hatte, worunter Schwemmsand etwa 1 m hoch und unter diesem feiner und grober Sand angetroffen wurde. Der Grundwasserspiegel stand zu dieser Zeit etwa in Höhe der Bankettsohle. Das an verschiedenen Stellen und in verschiedenen Tiefen entnommene Moorwasser wurde durch das Chemische Laboratorium für Tonindustrie in Berlin einer eingehenden Prüfung wegen seines Einflusses auf den Beton unterzogen, jedoch als unbedenklich festgestellt, so daß von dem vorgesehenen besonderen Schutz gegen etwaige Moorsäure Abstand genommen werden konnte.

Die Verteilung der Pfähle auf den bisher gesicherten Gebäudeteil und ihre Verbindung mit den Fundamenten ist aus dem Grundriß, Abb. 2, und dem Querschnitt, Abb. 3, ersichtlich. Es wurde dabei davon ausgegangen, daß sich die Gebäudepfeiler auf Eisenbetonbalken stützten, die an ihren hervortretenden Enden verbreitert sind und von Abeg-Bohrpfählen getragen werden. Die Anzahl der Pfähle wurde auf Grund einer zulässigen Belastung von etwa 30 t für jeden Pfahl ermittelt. Im ganzen wurden etwa 70 Mauerdurchbrüche und 210 Pfähle von 7 bis 9 m Länge erforderlich.

Die Anordnung der Bewehrung der Balken und der Ausbildung der Balkenauflager auf den Pfählen zeigt für einen Teil des Grundrisses Abb. 4.

Für die Ausführung waren zunächst umfangreiche Erdarbeiten notwendig, da sowohl der Boden der Kellerräume einschließlich des Pflasters als auch die Gebäudefronten in abgesteifter Baugrube bis auf die notwendige Tiefe ausgeschachtet werden mußten; hierbei durfte aber keinesfalls bis unter die Bankettsohle geschachtet werden. Nunmehr wurden — an zwei Stellen beginnend — die Bohrpfähle eingebracht. Sodann wurde das bis dahin außerordentlich bedrohte und nur teilweise gestützte Bauwerk an allen Außenfronten in zwei Höhenlagen kräftig abgesteift; nun erst durfte mit dem Stemmen der Mauerdurchbrüche für die Betonbalken begonnen werden. Sofort nach Fertigstellung eines jeden Durchbruches wurden schließlich die Betonbalken hergestellt, worauf nach genügender Erhärtung des Betons endlich die Verfüllung des Bodens erfolgen konnte.

Hiernach wurden die besonders durchgebildeten Verankerungen der oberen Geschosse eingebracht.

Die Ausführung bot keinerlei grundsätzliche Schwierigkeiten. Selbst in den außerordentlich beengten Eckkeller von nur etwa 1,80 m Breite und etwa 2,20 m Höhe konnten die dort notwendigen 8 Pfähle von je 7—8 m Tiefe mit größter Sorgfalt hergestellt werden. Das Antreffen von Findlingen und von sehr umfangreichen Mauerresten in größerer Tiefe machte in einigen Fällen ein Versetzen von Pfählen notwendig, dem dann durch entsprechende Wahl anderer Abmessungen — auch des Betonbalkens — immer statisch und praktisch leicht entsprochen werden konnte.

Für das Herstellen der Mauerdurchbrüche war zunächst ein maschinelles Verfahren vorgesehen: das Vorhandensein von Feldsteinmauern an den fraglichen Stellen führte jedoch zur gewöhnlichen Stemmarbeit zurück, die trotz der großen Mauerstärken ohne besondere Schwierigkeiten von beiden Seiten vorgetrieben werden konnte. Aber diese doch schließlich unbedeutenden Mauerdurchbrüche bewirkten an einigen Stellen das gewaltsame Auslösen der durch die verschiedenen früheren, starken Setzungen entstandenen Spannungen, und führten trotz der außerordentlich kräftigen und reichen Absteifungen zu lautem Knacken und an einzelnen Stellen zu starker Erweiterung der vorhandenen alten Risse.

Nach erfolgtem Einbau der Pfähle und Balken trat aber überraschend und sofort völlige Ruhe in dem seit Jahren in ständiger und immer stärker werdender Bewegung befindlichen Bauwerk ein, womit der beste Beweis für die zweckmäßige Wahl der Ausführung erbracht war; bis dahin hatten nur Wenige und am wenigsten der Bauherr selbst an die Möglichkeit einer Bausicherung geglaubt.

Auf Veranlassung des bauleitenden Architekten mußte ein von ihm beliebig bestimmter fertiger Pfahl einer Probebelastung unterzogen werden: trotzdem der Architekt sicher einen ihm am ungünstigsten erscheinenden Pfahl wählte, zeigte dieser unter einer Auflast von etwa 30 t nur 1 mm Einsenkung.

Die Abeg-Beton-Bohrpfähle, D. R. P., deren Ausführung, allerdings für ein anderes Beispiel, Abb. 5 a bis c, S. 129, zeigt, sind Ortpfähle, die — im Gegensatz zu den gewöhnlichen Rammpfählen — erst im Erdreich hergestellt werden, und zwar nach erfolgter Abteufung des Bohrloches. Die Herstellung der Pfähle erfolgt durch Eintreiben und Einpressen eiserner Blechmantelrohre bis auf bestimmte Tiefe, vermittelst gewöhnlichen Bohrverfahrens unter gleichzeitiger Belastung und Drehen, vgl. Abb. 5 a. Der Durchmesser der Rohre beträgt gewöhnlich 30 bis 32 cm. Die angebohrten Bodenmassen werden seitlich abgesetzt und geben einen genauen Aufschluß über die Beschaffenheit des Baugrundes. Die Rohre werden in Längen von nur etwa 2 m angesetzt, worauf weitere Rohre gleicher Länge folgen, die während des Eintreibens durch Aneinanderschweißen miteinander verbunden werden. Die Verrohrung des Bohrloches erfolgt solange, bis in den wirklich tragfähigen Baugrund in genügender Tiefe eingedrungen worden ist. Dabei erübrigt es sich, die einzelnen Pfahllängen durch vorherige Bodenuntersuchung zu bestimmen. Die eisernen Mantelrohre verbleiben dauernd im Erdreich in der eingetriebenen Lage: in diesem Umstand liegt ein wesentlicher Faktor größter Tragfähigkeit gegenüber allen bekannten Bohrpfahlsystemen, bei denen mit dem Herausziehen des Bohrrohres die umgebenden Bodenschichten nach oben gezogen werden und dadurch für den im Erdreich einbetonierten Betonkörper bei eintretender Belastung Setzungen bedingen, die bei den Abeg-Bohr-Pfählen nicht eintreten können. Ist nun die notwendige Tiefe erreicht worden, so erfolgt das schichtenweise Ausbetonieren des Bohrloches unter Wasser bis auf die

Abbildung 1.
Grundriß eines Obergeschosses des Schlosses in Dtsch.-Filehne.

Gegen Senkungen gesichert durch nachträgliche Umformung mittels Pfahlrohre und Herkules-Betonbohrpfählen von ABEG-Berlin.

fertige Pfahlhöhe mittels besonders ausgebildeter Senkbüchsen, vgl. Abb. 5 b. Der zur Verwendung gelangende Beton wird in besonders fetter und breiiger Mischung hergestellt.

Zur Ausführung eines Pfahles ist mehr Beton erforderlich, als dem Inhalt des Bohrloches entsprechen würde. Zunächst wird durch Tieferbohren unter den Eisenmantel der Pfahlfuß vorgebildet; die lockere Füllung des Pfahles wird sowohl unter dem Eigengewicht der Betonmasse als auch dem Gewicht der belastenden Wassersäule im wesentlichen Maße zusammengedrückt und auch durch Einstampfen in die Pfahlfußerweiterung gepreßt.

Der Beton tritt dabei über den unteren Rand des Blechrohres hinaus, dringt in den dort befindlichen Boden ein und bildet eine wulstartige Verbreiterung des Pfahlfußes bei entsprechender Bodenverdichtung, vgl. Abb. 5 c.

Die Höhe der zulässigen Belastung ist von Fall zu Fall zu bestimmen.

Die Pfahlköpfe werden in der Regel durch eisenbewehrte Balken oder Pfetten miteinander verbunden, die durch den in diese hineinragenden Eisenmantel, aber auch durch besondere Eiseneinlagen mit dem Pfahl verankert sein können.

Die Abeg-Beton-Bohrpfähle eignen sich für alle Fälle künstlicher Gründungen, besonders auch für solche Fälle, wo Rammerschütterungen unzulässig erscheinen, oder wo es an der nötigen Höhe zum Aufstellen einer Ramme fehlt, wo aber trotzdem Pfähle sehr hoher Tragfähigkeit hergestellt werden sollen. —

(Schluß folgt.)

Temperaturbeobachtungen an der bogenförmigen Sperrmauer von Montsalvens an der Jogne, frz. Schweiz.

In Nr. 11 unserer „Mitteilungen" haben wir einen Bericht über Berechnungs- und Ausführungsmethode einer bogenförmigen Beton-Talsperre an der Jogne gebracht und in Nr. 13 haben wir eine Konstruktionsskizze und einige Aufnahmen der Sperrmauer nachfolgen lassen. In dem ersten Artikel waren bereits kurze Angaben über die Beobachtungen der Temperatur im Mauerinneren durch zahlreiche bei der Herstellung eingebaute Thermometer gemacht, die die Temperatur durch elektrische Widerstände messen und nach einer Beobachtungsstation die Ergebnisse weiter melden. In derselben

Zeitschrift, der wir die ersten kürzeren Angaben entnahmen, dem „Bulletin Technique de la Suisse Romande“ werden in den Nr. 14—19 vom 24. Juni bis 16. September d. J. die ausführlichen Ergebnisse der Wärmebeobachtungen mitgeteilt, die von Prof. P. Joye vom physikalischen Institut der schweiz. Universität Freiburg mit Dr. A. Christensen durchgeführt worden sind. Diese wertvollen Untersuchungen, die mit einer Sorgfalt und in einem Umfang bewirkt worden sind, wie das bisher bei Bauausführungen noch nirgends geschehen ist, gestatten hinsichtlich des Problems des Temperatur-Einflusses bei derartigen massigen Betonbauten allerdings noch kein abschließendes Urteil, da der Einfluß der Temperatur-Erhöhung des Betons infolge des Abbindens des Zementes so bedeutend und die Abkühlung der Massen so außerordentlich langsam ist, daß die Beobachtungszeit noch verhältnismäßig zu kurz war, um ein diesen Einfluß ausschaltendes klares Bild zu gewinnen und feste Zahlen über das Eindringen der Außentemperatur in das Betoninnere und über die Ausdehnung des Betons geben zu können. Immerhin brachten die Untersuchungen aber doch schon eine Reihe von interessanten Aufschlüssen, die es lohnend erscheinen lassen, aus den umfangreichen Ausführungen hier eine Reihe von Daten wieder zu geben.

Zum besseren Verständnis der Beobachtungen seien hier die Konstruktionsskizze der Sperrmauer in Abb. 1 und einige Angaben über ihre Ausbildung noch einmal wiederholt. Die Sperre von Montsalvens schließt das Tal der Jogne an einer Stelle, wo dieses im unteren Teil sehr eng ist. Die Gesamthöhe der Mauer von Fundamentsohle + 748 bis Krone + 800 ist 52 m. In den untersten Teil des Tales ist ein Fundamentsockel eingespannt und auf diesem ruht eine bogenförmige Sperrmauer, die sich am rechten Ufer unmittelbar gegen die Felswand, am linken, wo der obere Teil des Talhanges flacher ist, zur Abkürzung der Länge gegen ein massiges Widerlager stützt. In Höhe + 750 hat die Mauer 20 m Dicke bei nur 11 m Länge in der Achsrichtung; an der Krone ist die Dicke nur noch 2 m auf 138 m Länge. Auf + 800 liegt am linken Ufer der Überfall. Die Mauer ist an den Stirnen mit Betonquadern verblendet, deren Fugen sehr sorgfältig gedichtet sind, um ein Eindringen des Wassers in den Mauerkern zu verhindern. Die Wasserseite der Mauer ist außerdem noch mit Goudron gestrichen.

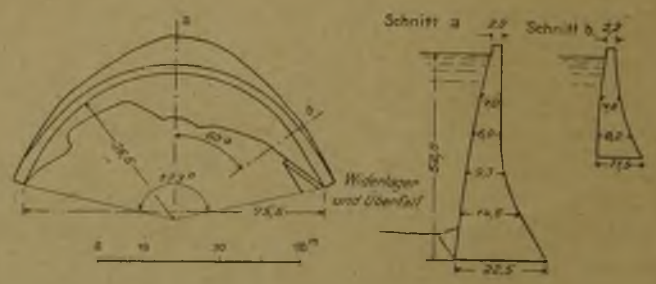


Abbildung 1. Allgemeine Anordnung der Sperrmauer.

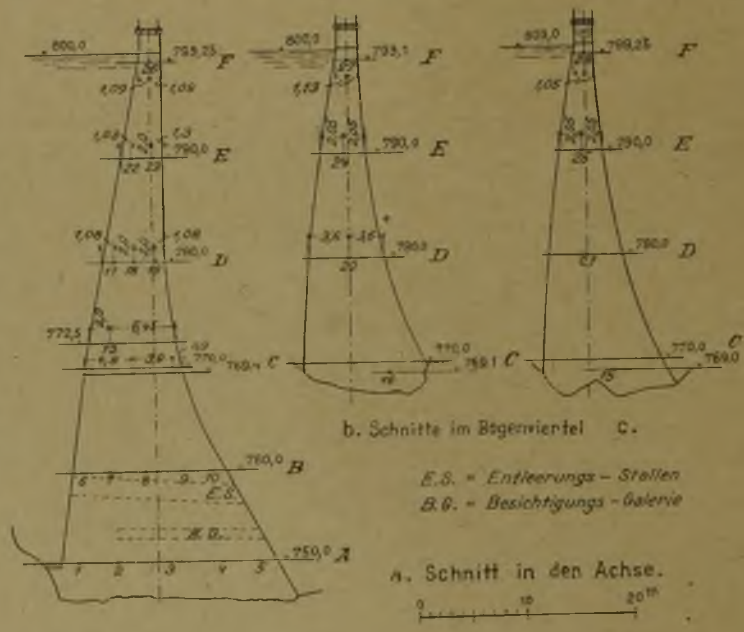


Abbildung 2. Anordnung der Thermometer in der Sperrmauer.
Talsperre in der Jogne bei Montsalvens.

Während der Ausführung blieben in dem Mauerkörper im unteren Teile in der Achse 1, über + 765 dagegen 4 Fugen längere Zeit offen, um Rissen infolge des Schwindens entgegen zu arbeiten.

Der Artikel verbreitet sich zunächst eingehend über frühere Temperaturbeobachtung im Mauerwerk. Die ersten Mitteilungen darüber sind von dem Amerikaner Merriman in den „Transaktions“ der Gesellschaft amerik. Ziv. Ing. Dez. 1908 gemacht und wurden von P. Ziegler in „Beton und Eisen“, Heft 8, 1909, eingehend erläutert. M. H. Ritter hat diese Versuchsergebnisse bei der Berechnung bogenförmiger Staumauern 1913 benutzt. Die Versuchsdauer war aber zu kurz, die Einzelversuche waren zu wenig zahlreich, um darauf mit voller Sicherheit fußen zu können. Es haben seit dem zwar noch andere Untersuchungen stattgefunden, jedoch ebenfalls ohne volle Klarheit zu bringen. Beim Aufstellen des Entwurfes der Sperrmauer von Montsalvens 1918—19 hatte man als Unterlagen nur die rein empirische und nur in gewissen Grenzen gültige Formel von Merriman und Untersuchungen von Schürch als Unterlagen. Man hat sie mit gewissen Änderungen benutzt.

Die schweizerischen Vorschriften vom 26. Nov. 1915 verlangen mangels genauer Zahlen zur Sicherheit die Berücksichtigung eines Temperaturunterschiedes von 15° C. bei Berechnung von Betonkonstruktionen. Sie setzen das Schwinden des Betons mit 0,25 mm auf 1 m an. Die deutschen Vorschriften sehen ebenfalls einen Temperaturunterschied von ± 15° C. und setzen das Schwinden dem Einfluß einer Temperatursenkung um 15° C. gleich, wobei der Ausdehnungskoeffizent des Betons zu 0.00001 gesetzt wird.

Der die Talsperre von Montsalvens ausführende Ingenieur Gruner schlug daher dem Bauherrn vor, hier eingehende Untersuchungen der Temperaturschwankungen anzustellen, um für spätere Ausführungen sichere Unterlagen zu gewinnen. Der Bauherr war auch bereit, die erheblichen Unkosten für diese Zwecke aufzuwenden. Die Untersuchungen sollten auch Gelegenheit geben zur Feststellung der Wärmeentwicklung beim Abbinden großer Betonmassen, über die ebenfalls noch keine Klarheit herrscht. Diese Frage ist praktisch wichtig hinsichtlich der Spannungen, die in der ersten Zeit in einer bogenförmigen Sperrmauer herrschen. Bezüglich der Frage des Eindringens der Außentemperatur in das Innere des Betons ist die Kenntnis der Wärmeleitfähigkeit des Betons nötig. Man hat diese durch verschiedene Methoden und Beobachtungen festgestellt, jedoch mit sehr verschiedenem Ergebnis. M. Schürch legt bei seinen Untersuchungen an der Langwieser Talbrücke diese verschiedenen Ergebnisse einerseits der Verschiedenheit der Betonzusammensetzungen andererseits dem Umstand zur Last, daß diese Laboratoriumsversuche mit sehr hohen Temperaturen angestellt sind, die ein Austreiben des Wassers im Beton zur Folge haben und damit dessen Leitfähigkeit ändern. Diese Untersuchungen hätten also für die Erscheinungen, wie sie an einem Bau auftreten, keinen Wert. Prof. Joye teilt diese Ansicht über den Wert der Laboratoriumsversuche nicht ganz.

Der Berichterstatter untersucht dann kritisch die Ergebnisse und die angewandten Messungsmethoden der bisherigen Versuche. Er gibt dabei eine gute Übersicht über das Gebiet. Dieser Teil des Aufsatzes sei daher hier etwas ausführlicher behandelt. Die Beobachtungen Merrimans an der Boonton-Sperre, die mit elektrischen Thermometern angestellt worden sind, dürfen nach dem Verfasser aus verschiedenen Gründen nur mit Vorsicht benutzt werden. Sie dehnten sich vom Juni 1903 bis Mai 1904 aus und zeigen daß die Temperatur der Mauer höher war als die der Luft, woraus Merriman folgert, daß es etwa ein Jahr dauere, bis die durch das Abbinden des Zementes erhöhte Temperatur im Inneren einer so starken Mauer sich mit der Außentemperatur ausgleicht. Der Boonton-Damm war 655 m lang, 30 m hoch, 20 m an der Sohle, 5 m an der Krone dick. Erst dann wird die Temperatur im Innern eine Funktion der Außentemperatur,

Er stellte die Formel auf:

$$R = \frac{T}{\sqrt[3]{D}},$$

worin R die größte Temperaturschwankung in einem Abstand D von der äußeren Oberfläche des Betons bei der größten äußeren Temperaturschwankung T ist. Die Formel ist verwendbar bei Werten von D größer als 0,5 und kleiner als 6 m. Merriman wendet diese Formel, die nachher von verschiedenen Ingenieuren der Berechnung von Staumauern zu Grunde gelegt worden ist, selbst nur für leeres Staubecken an, also wenn die Mauer beiderseits von Luft umspült wird. Ritter benutzt sie dagegen auch für gefüllten Stausee, wobei er die Wassertemperatur zwischen 0 und 20° C annimmt, im Mittel also T=10° C setzt. Er führt dabei mit Recht an, daß die Wassertemperatur den Wärmezustand des größeren Teiles der Mauer stärker beeinflußt als die Lufttemperatur. Er untersucht aber außer dem gefüllten Becken auch andere Zustände der Mauer.

Bei der Berechnung der Talsperre von Montsalvens hat man sich einerseits auf die Merriman'schen Annahmen gestützt, andererseits aber sich den örtlichen Bedingungen möglichst angepaßt und die Untersuchungen für leeres und volles Becken und für eine Lufttemperatur von —7 oder —12° C durchgeführt.

Abb. 4. Städtisches Lagerhaus Dresden.

Abb. 3. Spritfabrik Simonini in Kehlheim.

Abb. 1. Elektr. Zentrale Schiedswettfabrik Gusen.

Abb. 2. Inneres des Maschinenhauses zu Abb. 1

Betonbauten auf der Mlama in Magdeburg. Ausführungen der A. G. Wayß & Freytag (Text S. 131).

Temperaturmessungen sind auch beim Bau des Wallnut-Lane-Viaduktes in Philadelphia gemacht worden mit einem im Scheitel eingebetteten elektrischen Thermometer von August 1908 bis Mai 1909. Sie wurden mit der von der meteorologischen Station angegebenen gleichzeitigen Lufttemperatur verglichen. Es hat sich eine ziemliche Übereinstimmung der Beton-

temperatur mit der mittleren äußeren Wochentemperatur ergeben. Die Temperaturkurve war stärker abgeflacht und zeigte gegenüber der Lufttemperaturkurve ein Zurückbleiben um rd. 14 Tage. Das Thermometer war 1.42 m tief im Beton eingebettet. Während die Lufttemperatur von —13° auf + 34° C. also um 47° stieg war die Temperaturschwankung im Beton nur 23°, also nur halb so groß. Wendet man diese Messungen auf die Merriman'sche Formel an, so würde sich für T = 47, D = 1,42 ein R von 14° ergeben, also eine recht erheblich von dem gemessenen Wert abweichende Größe.

Sorgfältige Untersuchungen hat Dr. Ing. M. Schürch am Langwieser-Viadukt der Gebirgsbahn Chur—Arosa angestellt. Die schweizerischen Bundesbahnen hatten bei der Größe des Bauwerkes — 100 m Spw. des Hauptbogens — und der Ausführung in Eisenbeton Untersuchungen über den Temperatur-Einfluß gefordert, und zwar um so mehr, als das Bauwerk außergewöhnlichen klimatischen Verhältnissen ausgesetzt ist. Die mittleren täglichen Temperatur-Schwankungen betragen dort in 1320 m Höhe im Winter 7—10, im Frühjahr 17, im Sommer 10°. Die dünne und wenig feuchte Luft begünstigt außerdem eine starke Sonnenbestrahlung. Die knappen Abmessungen der Konstruktion gestatten ferner ein Eindringen der Wärme weit ins Innere. Der Viadukt ist also besonders starken Temperatureinflüssen ausgesetzt. Es wurden dort 30 Quecksilber-Thermometer bis zu 1m Länge in 30—70 cm tiefe Löcher in den Beton eingesetzt. Von Oktober 1913 bis November 1914 wurden täglich drei Ablesungen gemacht. Die Thermometer waren teils der unmittelbaren Sonnenbestrahlung ausgesetzt, teils dagegen besonders geschützt.

Das war wichtig, da in Langwies im Winter, während die Lufttemperatur im Schatten —10° war, das von der Sonne beschienene Thermometer + 40° C erreichte. Nach den Beobachtungen bleibt die Kurve der mittleren Betontemperatur hinter derjenigen der Lufttemperatur bei 30 cm Tiefe um 1¼—1½, bei 50 cm Tiefe etwa 2, bei 70 cm Tiefe etwa 3 Tage zurück. Bei den geringen Abmessungen sind die täglichen Temperaturschwankungen im Beton verhältnismäßig hoch und die Verbreitung der Wärme im Beton vollzieht sich verhältnismäßig rasch.

Weitere Beobachtungen hat M. R. W. Steward bei der Brücke im Zuge der Brooklyn-Avenue in Los Angelos angestellt vom Mai 1909 bis April 1911. Hier bleibt die Kurve der mittleren Betontemperatur 8 Tage hinter derjenigen der mittleren Lufttemperatur zurück. Bei Schwankungen der Lufttemperatur von + 1 bis + 30° C. blieb die Betontemperatur in den Grenzen + 7.7 und 27.2°, sodaß also die Schwankung nur etwa 51.4 v. H. derjenigen der Luft ist. Unter Benutzung der Merriman'schen Formel würde sich der unmögliche Wert D = 8 m ergeben, während es sich doch hier um ein Brückengewölbe mit verhältnismäßig schwachen Abmessungen handelte.

Im Gegensatz zu den Beobachtungen an Brücken ist zunächst derjenigen bei Langwies gegenüber das Fehlen von Eisen in der Jogne-Talsperre hervorzuheben. Außerdem sind dort Thermometer an der dicksten Mauerstelle von 20 m ganz im Innern des Betons eingebaut worden, während die am wenigsten tief liegenden immer noch 1 m vom Beton überdeckt sind. Dann sind auch die Temperaturschwankungen im Jognetal viel geringer, Sonnenbestrahlung und Wind kommen überhaupt nicht in Betracht. Die Tagesschwankungen in der Temperatur spielen also hier keine Rolle, ebensowenig Sonnenbestrahlung, Regen, Schnee usw. Die Wassertemperatur und die mittlere Lufttemperatur sind in erster Linie entscheidend für die Verteilung und den Weg der Temperatur im Inneren der Sperrmauer.

Auf die angewandte Methode der Messung und ihren Vergleich mit anderen, die von den Verfassern eingehend besprochen wird, können wir hier nicht näher eingehen. Messungen mit Quecksilberthermometern konnten hier nicht in Betracht kommen, sondern nur ein elektrisches Meßverfahren und zwar ein solches, das sich auf der Messung des elektrischen Widerstandes reiner Metalle aufbaut, der mit der Temperatur nach einem bestimmten Gesetz wächst, wobei von der Natur der betreffenden Metalle abhängige Koeffizienten einzuführen sind. Eisen kommt nicht in Betracht, da sich mit ihm dauerhafte elektrische Thermometer nicht konstruieren lassen; Platin ist an sich das geeignetste Metall, die notwendigen Platindrähte waren aber im Kriege in der Schweiz nicht zu beschaffen, sodaß man sich mit Nickel begnügen mußte, das nicht ganz so zuverlässig ist und auch nicht vollkommen rein geliefert werden konnte. Benutzt ist ein 0,15 mm starker, aus dem Handel bezogener Nickeldraht. Um dem Thermometer eine ausreichende Empfindlichkeit zu geben, sind 100 Ohm bei 0° als Widerstand angenommen, was eine Drahtlänge von 17 m erforderte. Bei der Ausbildung der Thermometer war auf Dauerhaftigkeit, volle Dichtigkeit und ausgezeichnete Isolierung besonderer Wert zu legen. Die Thermometer wurden vor dem Einbau in die Sperrmauer genau auf ihren Widerstand mit Hilfe der Wheatstone'schen Brücke nachgeprüft; Thermometer, die bei mehrfacher Prüfung bei der gleichen Temperatur Abweichungen von mehr als 0,01 Ohm zeigten, wurden ausgeschieden. Besondere Einrichtungen wurden getroffen, um auch während des Baus der Sperre den Widerstand der Thermometer nachprüfen zu können, um falsche Temperaturmessungen auszuschalten. Es wurden hier also Messungen in einer Feinheit durchgeführt, wie sie sonst nur im Laboratorium üblich ist.

Über die Anordnung der Thermometer in der Sperrmauer geben die Abb. 2a—c Auskunft. Sie zeigen Schnitte, die in der Mittelachse bzw. je im Viertel der Bogenlänge geführt sind. Darnach sind 6 Reihen von Thermometern A—F von etwa + 750 anfangend in Abständen von je 10 m übereinander angeordnet. Ihre Gesamtzahl ist 28. Außerdem ist ein Thermometer Nr. 6 mitten in die untere Ausdehnungsfuge hineingesetzt, hauptsächlich um die Temperatur beim Abbinden des Betons zu verfolgen. Ein weiterer Thermometer außerhalb der Mauer diente zum Messen der Wassertemperatur. Zum Messen der Lufttemperatur wurde Maxima- und Minima-Thermometer verwendet, um jeden Tag die Grenztemperaturen festzustellen, außerdem je ein selbstregistrierendes Thermometer ober- und unterhalb der Mauer geschützt gegen Sonnenbestrahlung, Regen und Schnee. Von den Thermometern führen je 2 Kupferdrähte von der Nickelspule zu der Meßstation, die am rechten Ufer in Höhe der Mauerkrone angeordnet war. Der Aufsatz gibt eine genaue Beschreibung der Verbindung und der Einrichtung der Meßstation. Die Leitungsdrähte waren durch Gasrohre geschützt und diese sollten anfangs hinter die Stirn der Mauer verlegt werden, um deren Aussehen nicht zu schädigen. Das erwies sich aber als undurchführbar bei der Bauausführung und man legte die Leitungen später an die Oberfläche der Mauer. Trotz aller Vorsichtsmaßregeln traten aber doch an einigen Thermometern Störungen ein, die ihre Benutzung für die Beobachtungen beeinträchtigten. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Betonbau auf der „Miama" in Magdeburg. Auf der Ausstellung für Siedelung, Sozialfürsorge und Arbeit in Magdeburg (Miama) haben auch eine Reihe von Betonfirmen Pläne und Photographien von Ausführungen in Beton und Eisenbeton, die in das Gebiet der Ausstellung fallen, vorgeführt. Auf eine systematische Besprechung müssen wir verzichten, schon aus dem Grunde, weil ohne reichliche Illustrierung ein solcher Bericht wenig Wert hätte. Eine solche müssen wir uns aber heute leider aus wirtschaftlichen Gründen versagen. Es seien daher zur Illustration des Gebotenen nur einige wenige Abbildungen von Industriebauten, Ausführungen der Wayß & Freytag A.-G. hier mitgeteilt, die zugleich ein gutes Beispiel von ansprechender und wirkungsvoller architektonischer Ausgestaltung solcher Bauten darbieten.

Entsprechend den in der näheren und weiteren Umgebung von Magdeburg ansässigen Industrien hat die genannte Firma in erster Linie ausgeführt: Beton- und Eisenbetonbauten für Braunkohlen-, Steinkohlen-, Kali- und anderen Bergwerke, für die chemische Industrie, für elektrische Zentralen mit ihren Kesselhausbauten, Kohlenbunkern, wuchtigen Fundamenten für die Großkraftmaschinen, dann Lagerhäuser, Silos aller Art, Verladebunker, Hallenbauten, Schornsteine usw. Eine Reihe von den ausgestellten Bauten haben wir erst in diesem Jahrgang unserer Mitteilungen veröffentlicht (Kokskohlenturm auf Zeche Hannibal, Hochbahn Phönix in Ruhrort-Duisburg, Rieselerturm Köslin). Unsere 4 Abbildungen zeigen weitere Ausführungen mit schöner Außen- und Innenwirkung. Abb. 1 gibt die äußere Erscheinung des Elektrizitäts-Werkes der Schießwollfabrik Güsen, das 1916 ausgeführt wurde, dar und Abb. 2 gibt einen Einblick in das weiträumige, luftige und helle Maschinenhaus mit weitgespanntem freitragenden Dach in Eisenbeton. Abb. 3 gibt das Äußere der Spiritusfabrik Simonini in Kehlheim wieder mit wirkungsvollem äußeren Aufbau. Abb. 4 schließlich zeigt einen mächtigen, fast an ein Hochhaus erinnernden Bau, das nach den Plänen des verstorbenen Stadtbaurats Arch. Erlwein in Dresden 1913—14 errichtete Lagerhaus. Der Aufbau mit den zurücktretenden oberen Geschossen ist in keinem anderen Baustoff als dem Eisenbeton in dieser Form und dieser konstruktiven Einfachheit durchführbar. Im Auslande, in Buenos-Aires, hat

die Firma übrigens ein wirkliches Hochhaus mit 19 Geschossen in Eisenbeton erstellt, von dem Bilder aushingen.

Erwähnt sei hier auch eine von der Firma besonders zum Aufbau von Schornsteinen, Silos, Wasserbehältern, Kalktürmen, Gasleitungen und anderen zylindrischen Bauten verwendete Bauweise mit Lupescu-Formsteinen, die mit Rillen zur Aufnahme ringförmiger Eiseneinlagen versehen sind. Die Steine sind im Gegensatz zu den sonst im Schornsteinbau gebrauchten Steinen nicht geschlossen, sondern nach innen offen und werden nach dem Einbauen der lotrechten Eiseneinlagen durch besonders geformte Stücke auf der Innenseite ergänzt. Die Bauten lassen sich ohne Einschalung ausführen und zeigen ein gutes Aussehen. Für die Leunawerke in Magdeburg ist unter anderem ein Schornstein in dieser Ausführungsweise von 121 m erbaut worden, ebenso Kalktürme der Zellstoffabrik Aschafffenburg von 31 m Höhe. Sie dienen zur Aufnahme einer besonderen Säurelauge für Papierfabrikation.

Die von der Firma ausgestellten Pläne zeigen auch bei der gewollten Beschränkung auf bestimmte Arbeitsgebiete die reiche Anwendungsmöglichkeit des Eisenbetonbaues und seine besondere Eignung für viele Aufgaben. —

Durchlaufende Betonplatte als Gründung für ein 22 Stockwerk hohes Gebäude. Für die Standard Oil Co. in San Francisco wird in dieser Stadt ein 22 Stockwerk hohes Gebäude ausgeführt auf einem Untergrund, der aus verschiedenartigen Mischungen von Sand und Ton besteht und zum Teil von Grundwasser durchsetzt ist. Fester Fels war erst in rd. 49 m Tiefe anzutreffen. Die bei Hochhäusern in Amerika sonst übliche Herabführung der Gründung bis auf den festen Fels mußte daher hier ausscheiden. Pfahlrost war andererseits nicht anwendbar, da die Erfahrung bei ähnlichen Bodenverhältnissen bereits die Unmöglichkeit erwiesen hatte, Pfähle bis zu ausreichender Tiefe herabzurammen. Einspülung von Pfählen war wegen der durch den erforderlichen starken Druck zu erwartenden Umlagerung im Boden gefährlich, auch war die Tragfähigkeit solcher Pfähle zweifelhaft. Eine Verbreiterung der Fundamente derart, daß der Boden nur eine Pressung von 2,4 kg/cm² erhielt, kam in der erforderlichen Masse der Fundamente einer durchgehenden Platte ziemlich gleich. Man entschloß sich daher zur Ausführung einer durchgehenden Eisenbetonplatte von 91 cm Stärke mit oben liegenden Rippen unter den tragenden Säulen des Baues. Um ein Bild über die Bodentragfähigkeit zu erhalten, wurden zunächst nähere Untersuchungen durch Belastungsproben mit einem Apparat angestellt (dessen Beschaffenheit in den Proceed. Am. Soc. C. E. vom August 1920, S. 906 beschrieben worden ist), der es gestattete, Belastungen in Abstufungen von 0,48 kg/cm² (1000 Pfd. auf 1 Quadratfuß) jede halbe Stunde aufzubringen bis 3,9 kg/cm² (8000 Pfd./Q.-F.). Nachdem diese Last 24 Stunden auf dem Untergrund geruht hatte, wurde in halbstündigem Abstand die Last mit denselben Stufen bis auf 7,8 kg/cm² (16 000 Pf./Q.-F.) gesteigert. Einheitliche Ergebnisse konnten wegen der verschiedenen Beschaffenheit des Bodens nicht gewonnen werden, die mittlere Setzung, die an dem Apparat abgelesen wurde, entsprach aber bei einer Gesamtlast gleich dem Gewicht des Gebäudes, die einem Bodendruck von 2,34 kg/cm² gleich kommt, nur 1,77 cm. Daraus wurde gefolgert, daß die Gründung auf einer durchgehenden Platte ausreichende Sicherheit biete. Der Bau steht auf einem rechteckigen Eckgrundstück und besitzt 2 Flügel längs der beiden Straßen von 46,4 bzw. 66,6 m Länge. Die Grundstücksfläche hinter den Flügeln ist noch 3-stöckig überbaut. Die Platte bedeckt das ganze Grundstück. Die durch die Säulen gebildeten Felder haben 6,35 m Seitenlänge. Unter den Säulenreihen liegen die starken und kräftig bewehrten Rippen. Unter den Füßen sind Trägerroste in die Rippen eingebettet. Die Platten sind kreuzweise bewehrt und als durchlaufend über 4 Felder berechnet. Bei der Berechnung der Rippen ist eine gleichmäßige Bodenpressung zugrunde gelegt. An den Nachbargrenzen, am Kopfende der Flügel, wo die Platte genau mit der Grenze abschließen muß, entstehen höhere Bodenpressungen. Hier sind daher noch je 3 Reihen von Röhren von 45 cm Durchmesser in der üblichen Weise bis auf eine harte Tonschicht in 6 m Tiefe unter Straße herabgeführt und mit Beton gefüllt. Um ein Ausweichen des Bodens bei späteren Aufgrabungen zu verhindern, ist die ganze Länge des 22 Stockwerk hohen Gebäudes längs der Straßen und der Nachbargrenzen mit 6 m tief eingerammter Eisenspundwand umgeben. Bei der Ausführung wurde zunächst abteilungsweise bis 2,44 m Tiefe unter Erdgeschoßfußboden ausgeschachtet, eine ebene Sohle hergestellt und eine 7,5 cm starke Betonausgleichschicht eingelegt. Darauf wurde die Bewehrung verlegt, die bei den Platten dem Wechsel der Momente entsprechend bald oben bald unten liegt. Dann wurde die 91 cm starke Platte betoniert, darauf die Rippen bis zur Höhe der Roste der Säulenfüße. Dadurch, daß diese nicht oben auf den Rippen stehen, sondern in diese eingreifen, werden mehrere Fuß Ausschachtungstiefe erspart. Dann wurde die obere Bewehrung der Rippen verlegt und die Betonierung beendet. Die Bewehrung der Rippen besteht nur aus geraden Eisen und Bügeln. Bei der Ausführung wurde auf gutes Aufrauhen, Annässen und Bestreichen der lotrechten Arbeitsfugen in der Platte und der wagrechten Fugen in den Rippen mit Zement besonderer Wert gelegt, um ein festes Zusammenbinden der ganzen Platte zu ermöglichen. Der Aushub der Felder für die Platte diente gleich zur Auffüllung der Nachbarfelder nach Ausbetonierung bis zur Höhe des Erdgeschoßfußbodens. Unter den Kammern für die Fahrstühle und für die maschinellen Einrichtungen mußte die Platte natürlich entsprechend tiefer gelegt werden. (Eng. News-Record. 1922.) —

Praktische Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens. Der „Deutsche Betonverein" hat bekanntlich zuerst von sich aus Einrichtungen geschaffen, um den Studierenden des Bauingenieurwesens, die jetzt als Vorbedingung für die Zulassung zur Diplomprüfung vorgeschriebene praktische Arbeitszeit in den Baubetrieben der ihm angeschlossenen Firmen zu ermöglichen. Unter Mitwirkung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" ist es dann gelungen, auch mit den anderen technisch-wirtschaftlichen Verbänden, wie dem „Deutschen Eisenbauverband" und dem „Reichsverband für das deutsche Tiefbaugewerbe" eine einheitliche Regelung in dieser Frage zustande zu bringen. Wir haben darüber schon früher berichtet.

Wie der „Deutsche Betonverein" jetzt in einem Rundschreiben an seine Mitglieder ausführt, sind mit der bisherigen Einrichtung im allgemeinen gute Erfahrungen gemacht worden, sowohl nach der Seite der Ausbildung der Studierenden, wie nach deren Einfügung in die Baubetriebe. Es wird hervorgehoben, daß die in den Firmen handarbeitenden jungen Studierenden mindestens die volle Leistung eines durch den Arbeitsnachweis zugewiesenen jungen Bauhülfsarbeiters erreicht haben, während ältere Praktikanten bei wiederholter zeitweiliger praktischen Arbeit den Firmen häufig mehr wert waren als gelernte Facharbeiter.

Die Zentralisierung der Stellenvermittlung bei den einzelnen Verbänden hat sich bewährt und es ist dringend erwünscht, daß alle Meldungen durch die Zentralstelle gehen, um einen Überblick über den Bedarf und die vorhandenen offenen Stellen zu gewinnen. Das Verhältnis der Studierenden zu den Arbeitern war im allgemeinen ein gutes. Stellenweise haben die Gewerkschaften den Eintritt der Praktikanten in die Organisation verlangt, was zum Teil auch bedauerlicher Weise geschehen ist.

Es kann das aber keinesfalls als wünschenswert bezeichnet werden. Die Studierenden müssen, damit sie wirklich die entsprechende Ausbildung erhalten, als Volontäre gelten, haben also mit den Arbeiterorganisationen nichts zu tun. Sie können dann natürlich auch nicht den vollen Lohn eines Arbeiters bekommen, denn sie sind nicht dazu da, dem Unternehmer nur Arbeit zu leisten — wie das des Gelderwerbs wegen auch bei Studenten anderer Fakultäten jetzt häufig geschieht —, sondern, um in erster Linie eine für ihren späteren Beruf nötige praktische Ausbildung zu erhalten. Es muß aber auch von den Studierenden, um sich ihre Stellung gegenüber den Arbeitern zu wahren, verlangt werden, daß sie nicht ihrerseits Politik in das Arbeitsverhältnis hineintragen.

Die Beihilfe an die Praktikanten, die also nicht als eine Entlohnung im eigentlichen Sinne zu betrachten ist, soll jetzt derart geregelt werden, daß diese in den beiden ersten Monaten die Hälfte der Bauhilfsarbeiterlöhne und in der folgenden Zeit bis zum Ablauf der regelmäßigen Ausbildungszeit ⅔ der Bauhilfsarbeiterlöhne erhalten. An besonders teueren Plätzen und bei besonders guten Leistungen kann über die Sätze hinausgegangen werden. Für die jungen Studierenden, die in den späteren Semestern freiwillig auf der Baustelle tätig sind, gilt diese Regelung natürlich nicht, hier hat eine Entlohnung entsprechend der Leistung Platz zu greifen.

Wir verweisen noch wiederholt darauf, daß der „Deutsche Betonverein" für die Beton- und Eisenbetonindustrie (also für seine Mitglieder und die des „Beton- und Tiefbauarbeitgeber-Verbandes für Deutschland") ein besonderes Merkblatt herausgegeben hat, das die ganze Frage der praktischen Ausbildungszeit eingehend regelt. —

Staumauern beim Bau der neuen Wasserleitung von San Francisco. Über die neue, etwa 250 km lange Wasserleitung für die Wasserversorgung von San Francisco verbreitet sich das „Zentralbl. d. Bvltg." vom 15. Juli d. Js.,

Nr. 57, nach amerikanischen Quellen. Das Wasser wird aus der Sierra Nevada bezogen und durch Verbindung mit Wasserkraftanlagen das Unternehmen wirtschaftlicher gestaltet. Die Wassermengen werden durch Aufstau des Tuolumne-Flusses und seiner beiden Nebenflüsse Cherry-Fluß und Eleanore-Creek in deren Oberläufen gewonnen und durch Leitungen durch das San Joaquin-Tal, das Küstengebirge und die Bucht von San Francisco der Verwendungsstelle zugeführt. Zu dem Unternehmen gehören das Eleanore- und das Hetch-Hetchy-Becken, die beide im Josemite-National-Park gelegen sind. Ersteres faßt zunächst 31,2, das andere 249,3 Mill. ^{cbm} Wasser.

Die Staumauer des Eleanore-Beckens ist im Grundriß gekrümmt, hat 384,3 ^{m} Kronenlänge, 21,4 ^{m} Mauerhöhe und ist in 20 stehende Kappen von je 12,2 ^{m} Spannweite, unten 0,92, oben 0,38 ^{m} stark, aufgelöst mit dazwischen liegenden Pfeilern. Bei der späteren Vergrößerung des Beckens dient diese Mauer nur als Fuß für einen Damm aus Steinschüttung mit Betonverkleidung der Wasserseite.

Die Hetch-Hetchy-Sperre hat 274 ^{m} Kronenlänge in der ersten Anlage. Der Untergrund hat bis auf große Tiefe losen Kies und Sand, die Fundamente mußten daher bis zu 23 ^{m} Tiefe auf festen Fels herabgeführt werden. Die Staumauerhöhe über Gründungssohle beträgt 91,5 ^{m}. Die Mauer hat Stützmauerprofil im Hinblick auf ihre spätere Verstärkung bei Erhöhung um 25,5 ^{m}. Die Stauwassermenge wird dadurch auf 384,3 Mill. ^{cbm} gebracht. Die Staumauer, deren Fundament gleich in der erforderlichen Breite für die Aufhöhung hergestellt ist, soll dann an der Luftseite um 24,4 ^{m} verstärkt werden. Es muß bezweifelt werden, daß so ein inniges Zusammenwirken des alten und neuen Mauerkörpers erreicht wird.

Die Mauer ist in einem Beton 1 : 3 : 6 im Massivkörper mit eingebetteten Felsbrocken, an Stirn, Abflußkanälen usw. in Mischung von 1 : 2½ : 5 ausgeführt. An der Wasserseite der Fugen sind dabei bei vollem Becken 17 $^{kg/cm^2}$, bei leerem 27 $^{kg/cm^2}$ und bei Zusammentreffen der ungünstigsten Umstände 29,6 $^{kg/cm^2}$ Pressung zugelassen. Der Auftrieb ist an der Wasserseite in jeder Fuge zu 2/3 ^{h} angenommen, wo h die betr. Wasserdruckhöhe, auf o an der Luftseite der Fuge verlaufend, angenommen. Alle 30 ^{m} sind Ausdehnungsfugen vorgesehen, die durch gebogene Kupferbleche abgeschlossen sind.

Die Beziehung des Porenvolumens im Beton zu seiner Dichtigkeit und Festigkeit. Dieses Thema behandelt Dipl.-Ing. Fr. Maier, Karlsruhe, in Heft 18 der Zeitschrift „Der Bauingenieur" zugleich mit der Frage nach der Entstehung des Porenvolumens im Beton. Redner beabsichtigt mit seiner Arbeit, da der Einfluß des Porenvolumens auf die Eigenschaften des Betons noch nicht erforscht sei, über Art und Entstehung der Poren Klarheit zu schaffen, ferner ihre Abhängigkeit vom Wasserzusatz und vom Zuschlagmaterial und ihren Zusammenhang mit Festigkeit und Wasserdurchlässigkeit des Betons zu untersuchen. Um die Versuchsdurchführungen nicht zu umfangreich werden zu lassen, ist nur ein Zement mit einer Druckfestigkeit von 292 $^{kg/cm^2}$ nach 28 Tagen, ein Mischungsverhältnis von 1 : 7 in Gewichtsteilen, gleich einem praktisch richtigen Verhältnis 1 : 5 bis 1 : 5,5 in Raumteilen, verwendet, wodurch die Grenzen der Gültigkeit der Ergebnisse bestimmt sind. Der Wassergehalt als wichtiger Faktor für Porenvolumen und Porengestalt ist dagegen stark wechselnd gewählt zwischen 4—12 v. H., abgestuft nach 2 : 2 v. H. Das Zuschlagmaterial war rein Grubensand und Kies mit einer größten Körnung von 15 ^{mm}. Durch Zerlegung des Rohsandes in 8 Kornabstufungen mittels 8 verschiedener Siebe wurde die Einhaltung einer bestimmten Mischung möglich. Untersucht wurden Mischungsverhältnisse von Sand zu Kies 1 : 1, 1 : 1,5, 1 : 1,75, 1 : 2; bei einem Sand durch Fortlassen der feinen Körner unter 0,4 ^{mm} wurde außerdem ein Grobsand hergestellt, bei dem eine Steigerung des Kieszusatzes über 1 : 1,75 nicht mehr möglich war. Die Zuschlagsmaterialien wurden im allgemeinen getrocknet, aber auch einzelne Versuche mit nassem Sand durchgeführt, um den Verhältnissen in der Praxis näher zu kommen. Bei einigen Proben wurde, um den Einfluß der Veränderung der Oberflächenspannung des Wassers kennen zu lernen, das gesamte Material auf 50 bzw. 75° C. erwärmt, bei anderen Proben zu dem gleichen Zweck Alkohol zugesetzt, in einer Reihe der Probekörpermischung 1 : 1 war ⅓ des Zementes durch Traß ersetzt. Die Versuchskörper waren Prismen von 10 · 10 · 52 ^{cm} Größe, von denen später je zwei Würfel von 10 ^{cm} Kantenlänge für Druck- und Wasserdurchlässigkeitsversuche abgeschnitten wurden, während der Rest zu Oberflächenschliffen für die Porenuntersuchung mit dem Mikroskop verwendet wurde.

Die Ergebnisse sind folgende: Berechnet man das Gesamtporenvolumen und vergleicht dieses mit dem auf mikroskopischem Wege festgestellten, so macht letzteres nur 15, höchstens 50 v. H. des ersteren aus, sodaß also der übrige Teil der Hohlräume in einer ganz feinen, das Bindemittel lockernden Verteilung zwischen den Berührungsstellen der einzelnen Zementkörnchen liegen muß. Über die Art und Verteilung dieser Feinporen läßt sich nichts näheres sagen, dagegen unterscheidet Verfasser die makroskopischen, d. h. mit bloßem Auge oder dem Mikroskop sichtbaren Poren in „Wasserkonzentrationsporen", „Strukturporen", „Randporen". Die Strukturporen entstehen meist durch Mangel der Mischung, die Randporen infolge ungenügender Bindung zwischen Zement und Zuschlag, die durch die Rauhigkeit der Oberfläche der Zuschläge oder ihre wasserabweisende Eigenschaft bedingt ist. Letztere Poren haben auf die Festigkeit einen recht ungünstigen Einfluß. Verfasser erläutert dann die Wirkung der Poren bildenden Faktoren auf die Zementdichtigkeit, das heißt die Feinporen, und auch die Wirkung auf die Großporen. Geringer Wasserzusatz begünstigt die Bildung von Konzentrations-, also Großporen, hoher die von Feinporen, d. h. er vermindert die Zementdichtigkeit und damit auch die Druckfestigkeit. Die Erklärung dieser Erscheinung sucht Verfasser in der Wirkung der Oberflächenspannung des Wassers. Erwärmung der Materialien und Zusatz von Alkohol hatten eine Verringerung der Oberflächenspannung des Wassers und damit eine Vermehrung der Feinporen, also Lockerung des Bindemittels zur Folge. Traßzusatz begünstigt durch seine größere Elastizität dagegen die Dichtigkeit und damit auch die Festigkeit. Bei Abnahme der Oberflächengröße der Zuschlagsmaterialien, d. H. beim Abnehmen des Gehaltes an feinen Teilen zeigt sich eine Verringerung der Großporen und des Porenvolumens überhaupt. Hierbei in größerem Maße auftretende Strukturporen sind der mangelnden Teigwirkung des an feinen Teilen armen Gemisches zuzuschreiben.

Die Porosität und Wasserdurchlässigkeit nimmt mit zunehmendem Wasserzusatz bis zu gewissem Grade ab (Waserzusatz geteilt durch Zementgewicht = Wasserzementfaktor genannt = 0,65), dann infolge Lockerung des Zementgefüges und beginnender Entmischung wieder zu. Die anfängliche Durchlässigkeit nimmt bis etwa 80 Stunden stark ab und bleibt dann ziemlich konstant. Quellungserscheinungen des Zements und Verschließung eines Teiles der Porenwege durch kohlensauren Kalk spielen dabei eine Rolle.

Da die Druckfestigkeit in erster Linie von der Dichte abhängt, sind die Feinporen besonders schädlich. Im Gegensatz zur Wasserdurchlässigkeit ist hier die Vereinigung des überschüssigen Wassers in Großporen vorteilhaft, was die Überlegenheit des erdfeuchten gestampften Betons erklärt. Beim Wasserzementfaktor 0,5 wurde die größte Festigkeit erreicht, auch das Bindemittel erreichte hier die höchste Dichtigkeit. Im allgemeinen ist letztere bei unseren praktisch verwendeten Betonen sehr gering. Sie erreicht höchstens die Hälfte des spezifischen Gewichtes des Zementes. Bei den praktisch brauchbaren Betonmischungen ergab die Festigkeit dividiert durch die errechnete Zementdichtigkeit annähernd eine konstante Zahl, die Verfasser als „ideelle Zementfestigkeit" bezeichnet. Das beweist, daß die Dichtigkeit des Bindemittels in erster Linie bestimmend ist für die Festigkeit des Betons. Die Oberflächengröße der Zuschlagstoffe spielt allerdings auch eine Rolle, doch reichen zur Beurteilung dieser Frage die Versuche nicht aus. —

Muffendichtung von Eisenrohren mit Zement. Der „Gesundheitsingenieur" berichtet in Nr. 36 d. J. nach dem Monats-Bulletin des Schweiz. Vereins v. Gas- und Wasserfachmännern über eine einfache und billige Muffendichtung mit Zement für Gasleitungen, deren Kosten bei Ausführungen der „Detroit City Gas-Comp." in Nordamerika, wo sie bei einer 1300 ^{m} langen und 400 ^{mm} weiten Gasleitung angewendet worden ist, nur einen Bruchteil derjenigen mit reiner Bleiwollendichtung üblicher Art betrugen. Das erste Hanfstück im Grund der Muffe fällt dabei fort, dafür erfolgt die Zentrierung des Rohrendes durch kleine Metallklötzchen und Verdichtung des Rohrendes im Muffengrund durch Zementmörtel. Die Mörtelmischung hatte eine Zugfestigkeit von 16,2 $^{kg/cm^2}$ und eine Druckfestigkeit von 433 $^{kg/cm^2}$. Nach Abbinden der Grunddichtung (d. h. nach etwa drei Stunden) wird die ganze Muffe mit Zement von Hand vollgedrückt und ein doppeltes Hanfstück zwecks Verdichtung eingestrichen und nach außen hin verputzt. Nach 6 Stunden hat das Ganze endgültig abgebunden. —

Inhalt: Gründung mit ABEG-Beton-Bohrpfählen. — Temperaturbeobachtungen an der bogenförmigen Sperrmauer von Montsalvens an der Jogne, franz. Schweiz. — Vermischtes. —

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