

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 28. September 1934

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Grundwasserabsenkung mit Wasserstrahlpumpen.

Von Dr.-Ing. A. Hinderks, Stralsund.

1. Lage der Baustelle, Vorarbeiten.

Die Avenue im Tale der Woluwe bei Brüssel, die sich von der Avenue de Tervueren in weitem Bogen über Crainhem und Dieghem bis nach Vilvorde erstreckt, wird als Fortsetzung des „Boulevard du Souverain“ einen Teil des neuen Außenringes um die belgische Hauptstadt bilden. Die Avenue mit einem darunter angeordneten Hauptsammler liegt durchweg in einem Gelände, das wegen seiner außergewöhnlich schwierigen Untergrundverhältnisse, besonders hinsichtlich der Wasserhaltung, bekannt und gefürchtet ist.

Von dem Hauptsammler wurde in den Jahren 1932 und 1933 das 6. Los durch eine belgische Unternehmung ausgeführt. Die bei den Bauarbeiten erforderliche Grundwasserabsenkung, über die im folgenden berichtet werden soll, wurde durchgeführt nach dem Vorschlage der Firma Grün & Bilfinger AG, Mannheim, die auch die Absenkungsanlage im einzelnen entwarf und alle mit der Wasserhaltung zusammenhängenden Fragen klärte.

Das Baulos 6 beginnt an der Straße Brüssel—Löwen und folgt etwa dem Woluwebach aufwärts bis Woluwe-St. Lambert. Die Gesamtlänge beträgt 2550 m. Abb. 1 zeigt die Lage der Baustelle, Abb. 2 das Bauwerk im Schnitt. Die Sohle des Sammlers liegt bis etwa 10 m unter Gelände.

Die Frage, ob für die Ausführung der Arbeiten Grundwasserabsenkung vorzusehen und welches System gegebenenfalls zu wählen wäre, wurde anhand von Probebohrungen mit einem Bohrergerät von 350 mm Durchm., Sondierungen mit einem Kernsondiergerät von 40 mm Durchm. sowie anhand von Pumpversuchen geklärt.

Schon die ersten Sondierungen zeigten einen starken Wechsel der Böden, zum Teil stark treibende Fließarten, und durchweg artesischen Wasserdruck in tieferen Schichten. Der Druckhorizont lag am Anfang der Baustelle bis 1,50 m über Gelände, weiter nach dem Ende zu etwa in Geländehöhe. Nach den zutage geförderten Bodenproben und dem Ausfall der Pumpversuche, die kleine Wassermengen und außerordentlich steile Absenkungskurven ergaben, war zu erwarten, daß die in der Hauptsache vorkommenden Bodenarten ihr Wasser nur schlecht abgeben würden.

Um für das ganze Baulos einen genaueren Aufschluß über die zu erwartenden Bodenarten zu erhalten, wurden die Sondierungen mit dem genannten Kernsondiergerät über die ganze Länge in Abständen von 50 zu 50 m und bis zu etwa 14 m Tiefe ausgeführt. Die gewonnenen Bodenproben erlaubten die Aufstellung eines geologischen Profils, das — in Verbindung mit den Pumpversuchen — der Planung der Absenkungsanlage hinsichtlich erforderlicher Brunnentiefe und Brunnenabstand sowie der jeweils für den Betriebsabschnitt zu erwartenden Wassermengen zugrunde gelegt werden konnte.

Das geologische Profil, das später während der Ausführung des Bauwerks durch die bei der Brunnenbohrung gewonnenen Aufschlüsse weiter ergänzt werden konnte, ist in Abb. 3 dargestellt. Das Profil wurde entsprechend der Anordnung von zwei Brunnenreihen, eine auf jeder Seite des Bauwerks, für beide Seiten getrennt aufgestellt, und es wurde dabei — mit Rücksicht auf einen schwachen Grundwasserstrom im Untergrund

von West nach Ost, also von den Hängen her nach dem Woluwebach zu — unterschieden zwischen Bergseite und Talseite.

Das Profil zeigt in der Hauptsache vier grundsätzlich verschiedene Bodengruppen:

1. Graue und braune, mehr oder weniger sandige Lehme und Tone, Diese Schichten sind fast völlig wasserundurchlässig, sie lassen sich gut bearbeiten und gut baggern. Böden dieser Gruppe fanden sich in größerer Mächtigkeit als Deckschicht über den durchlässigen Schichten und außerdem hin und wieder in größeren Tiefen, aber zumeist geringer Mächtigkeit. Von einem Abschluß der Baugrube durch Einbinden der Spundwand in diese Schicht mußte abgesehen werden, da die Schicht da, wo sie angetroffen wurde, zu unzuverlässig war, auf längeren Strecken aber bis zu 18 m Tiefe überhaupt keine Tonschicht angetroffen wurde.

2. Gelbe, graugelbe und graue Fließarten. Diese Schichten, die in Mächtigkeiten bis zu 13 m angetroffen wurden, sind die gefährlichsten; der Fließ hat sehr geringe Durchlässigkeit und gibt sein Wasser nur sehr schwer ab; er pflanzt aber den artesischen Druck fort und beginnt, sobald er freigelegt und nicht genügend entspannt wird, zu quellen. Dieses Quellen wird stark beschleunigt durch Arbeiten in dem Boden mit Spaten oder Schaufel. Es kommt dann leicht zur Bildung eines unergründlichen zähen Schlammes, der fast im gleichen Tempo weiter quillt, in dem er abgetragen werden kann. Die undurchlässige Deckschicht bricht dabei streifenweise von der angeschnittenen Böschung los und schwimmt fort. Abb. 4 zeigt diese Vorgänge bei Voreinschnitt Station 250 m. Der

Abhub von Hand ohne Grundwasserabsenkung mußte hier als aussichtslos eingestellt werden und konnte erst nach Vorabsenkung mit einer Reihe Brunnen in 10 m Abstand wieder aufgenommen werden. Ein ähnlicher Vorgang (Abb. 5) spielte sich ab bei Station 950 m, wo nach Fertigstellung des Bauwerks ein mit Grundwasserabsenkung begonnener Voreinschnitt später — nach weiterem Vorrücken der Baustelle — auf Avenuebrenne erweitert wurde; das allmähliche Wiederansteigen des Wasserdrucks hatte hier ein langsames Zerstören der Böschung zur Folge.

Die Tiefsenkung und völlige Entspannung bis unter Bauwerksohle ist in diesen Böden, sofern sie große Mächtigkeiten erreichen und die darunterliegende Sand- oder Kiesschicht nur schwach ist, sehr schwierig.

3. Torfböden. In geringen Tiefen hat der Torf hellbraune Farbe und meist lockere Struktur, in größeren Tiefen ist er schwarz und fest. Stellenweise ist er mit Holz, auch ganzen Baumstämmen im Verrottungszustande durchsetzt; Übergangszonen treten auf als sandige Muschel- oder Muschel-Kalk-Bänke. Hinsichtlich der Wasserhaltung verhält sich der Torf sehr verschieden; da, wo er auf undurchlässigen Böden, Lehm oder Ton aufruhet und keinem Wasserdruck von unten her ausgesetzt ist, ist er gut zu bearbeiten; wo er dagegen über Bodenschichten liegt, die unter Wasserdruck stehen, gibt der freigelegte Torf den Druck weiter und beginnt selbst zu quellen. Ein stark schlammiger Torf fand sich auf der Sumpfstrecke Station 330 bis 600 m. — Ob die Torfschichten für den Baufortschritt als günstig oder ungünstig zu bezeichnen sind, hängt hienach ganz davon ab, auf was für Schichten sie gelagert sind.

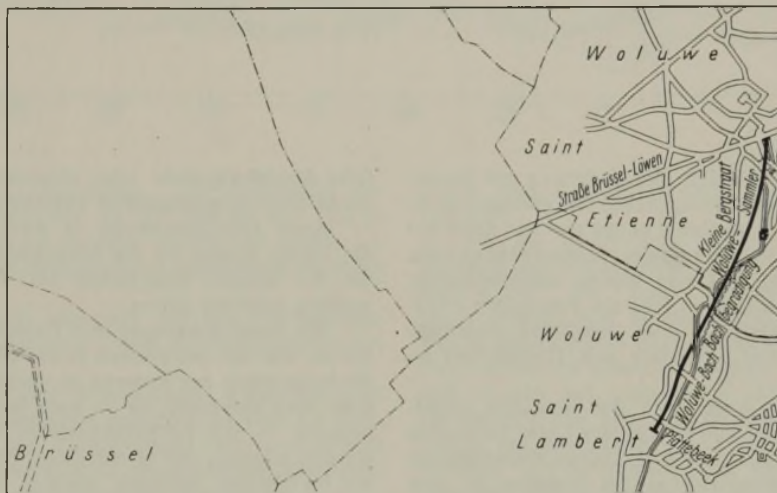


Abb. 1. Lageplan der Baustelle.

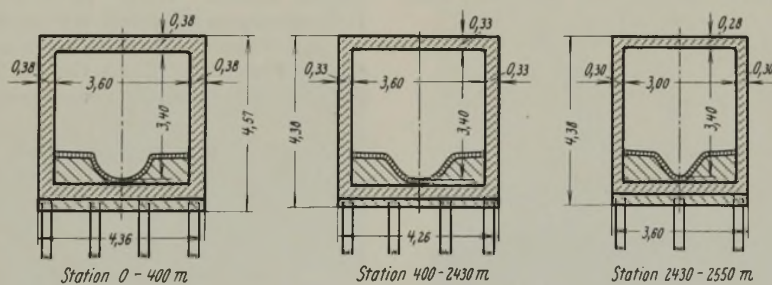


Abb. 2. Schnitte durch den Sammler.

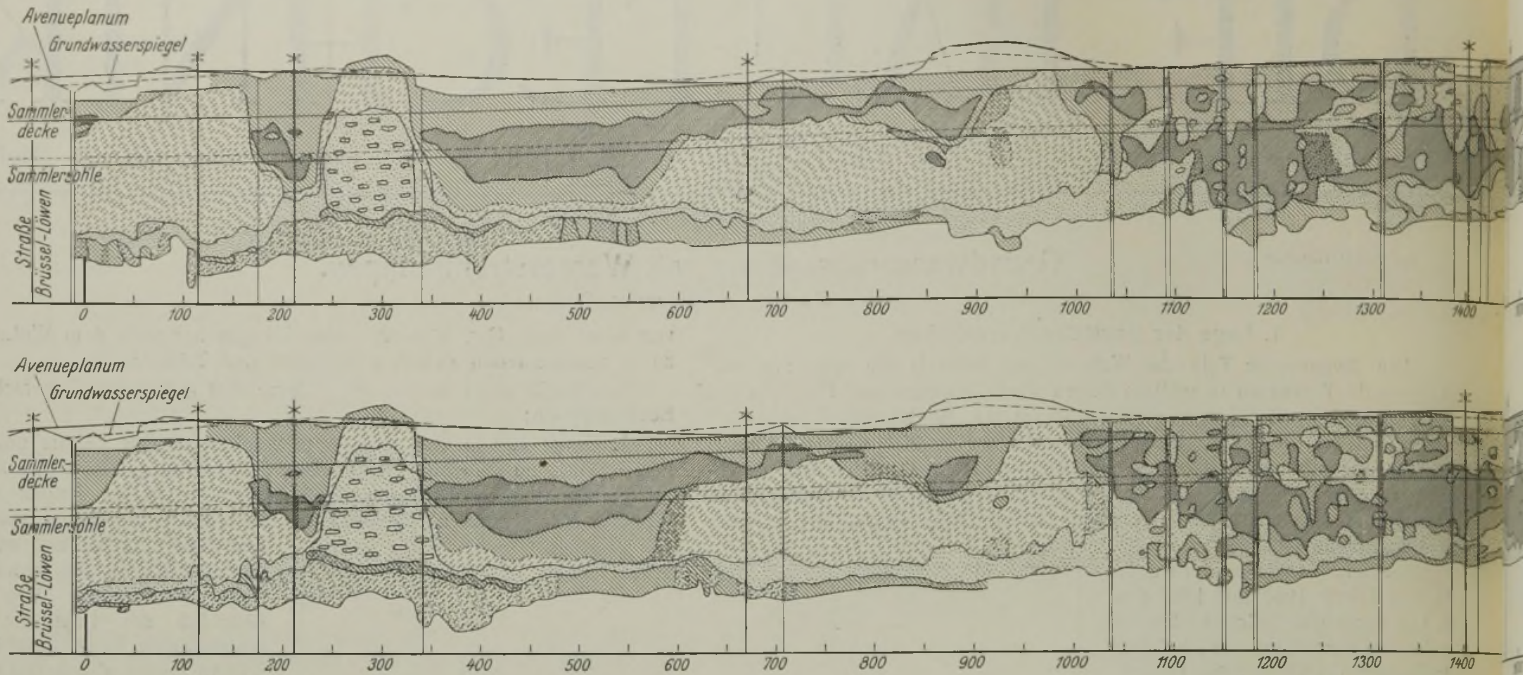


Abb. 3. Geologisches Profil,

4. Gelbe oder graue Sande. Es handelt sich durchweg um Sande, die infolge ihrer Kornfeinheit oder ihres Lehmgehaltes nur geringe Durchlässigkeit aufweisen. Eine gewisse Ausnahme bildet nur der Sand auf der Strecke 240 bis 340 m, der stark mit Steinplatten verschiedener Größe durchsetzt, im übrigen aber rein ist und sein Wasser verhältnismäßig leicht abgibt. Sehr unbequem für das Bohren war ein grau-gelber Fließsand, der vielfach unterhalb einer Kiesschicht oder unmittelbar unterhalb des gelben Fließ angetroffen wurde und sehr stark zum Hochtreiben im Bohrrohr neigte.

Hinsichtlich der Bodenschichtung kann man die Baustelle grundsätzlich in zwei Abschnitte teilen, einen von Anfang des Loses bis Station 1030 m, in dem gelber Fließ, Sand und Torf in größeren Mächtigkeiten vorherrschen, den zweiten von Station 1030 m bis Losende, in dem Schichten geringerer Mächtigkeit stärker abwechseln und in dem gegen Ende der gelbe Fließ zwar noch in starker Schicht, aber bedeutend tiefer angetroffen wurde.



Abb. 4. Schwimmender Boden bei Station 250 m.

Auf der Strecke 1030 bis etwa 1750 m ist die starke Zerrissenheit der Schichten besonders auffallend. In dem grauen Lehm und dem tiefer liegenden Torf sind unregelmäßig begrenzte Sandeinlagerungen in verschiedenen Tiefen eingeschlossen. Es handelt sich hierbei um einen feinen grauen lehmigen Triebssand, der dem Sand im Bett der Woluwe gleicht. Man muß annehmen, daß die Woluwe in diesem Gebiet während der Auffüllung des Tales im Laufe geologischer Zeiträume ihr Bett mehrfach verlagert und auf diese Weise Feinsandstreifen in verschiedener Höhe im Boden geschaffen hat, die, durch die Bohrungen längs des Sammlers angeschnitten, einen völlig unregelmäßigen Eindruck erwecken. Bei der Grundwasserabsenkung werden die Brunnen möglichst so angeordnet, daß diese Sandadern mit entwässert werden, da es sonst beim Aushub leicht zu Quellenbildungen kommt.

Bei den geschilderten Untergrundverhältnissen — stark treibender Boden und geringes Wasserabgabevermögen — mußte für die erforder-

liche Absenkungstiefe eine einstaffelige Absenkung im Saugbetrieb mit Niederdruck-Kreiselpumpen ausscheiden.

Auch eine Absenkung in zwei Staffeln kam nicht in Frage wegen der hohen Kosten für die Absenkungsanlage selbst und der Verteuerung, die die übrigen Bauarbeiten bei dem erheblich umständlicheren Bauvorgang erfahren hätten.

Bei einer Absenkung mit Tiefbrunnenpumpen, die ebenfalls erwogen wurde, war bei den kleinen zu erwartenden Wassermengen mit schlechtem Wirkungsgrade der Pumpen zu rechnen; ferner wären die Brunnenkosten sehr hoch gewesen, da — auch bei Wahl einer kleinen Type von Tiefpumpen — der Filterdurchmesser kaum unter 200 mm hätte gewählt werden können; der erforderliche Bohrohrdurchmesser hätte dabei etwa 400 bis 500 mm betragen müssen, da mit Rücksicht auf die Gefahr der Verschlämzung der Filter auf einen starken Kiesmantel nicht verzichtet werden konnte. Weiter fallen bei diesem System die Kosten für die Tiefbrunnenpumpen selbst sehr stark ins Gewicht.

Auf Grund dieser Erwägungen und von Vergleichskostenberechnungen entschloß sich die Firma Grün & Bilfinger zur Ausarbeitung einer Absenkung durch mit Preßwasser betriebene Wasserstrahlpumpen.

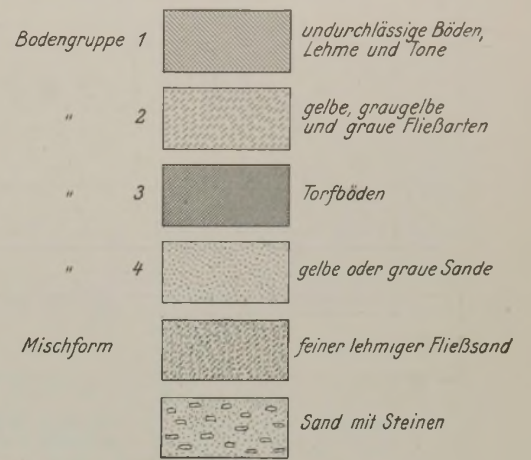
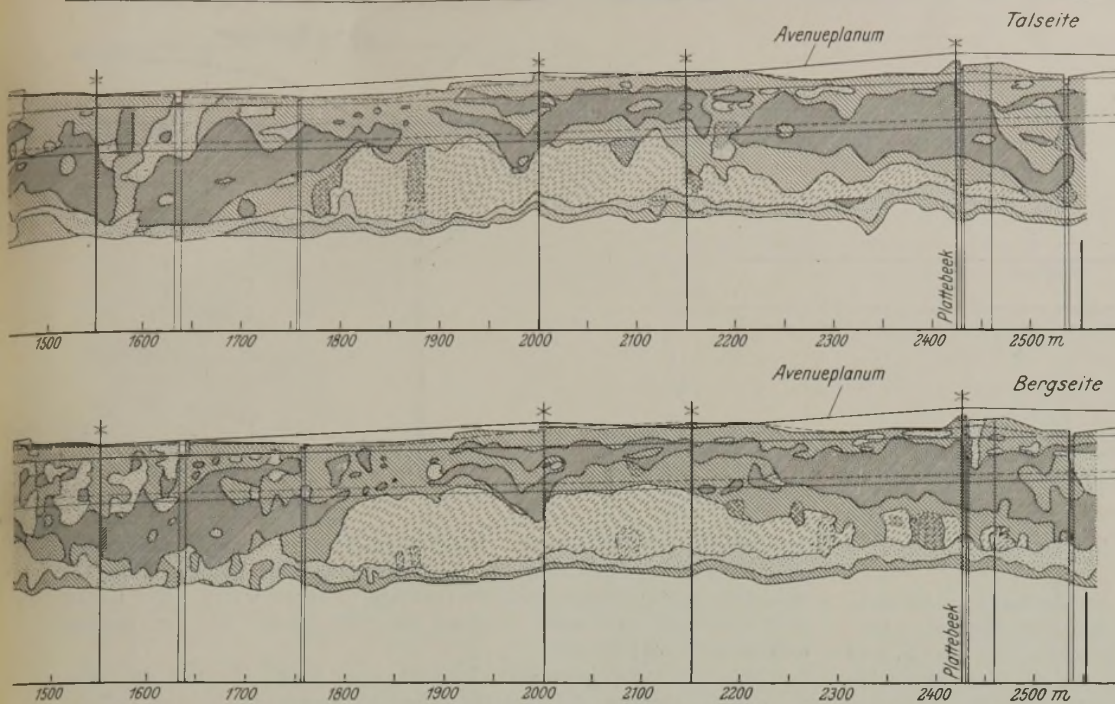


Abb. 5. Zerstörung der Böschung bei Station 950 m.

2. Ausführung der Grundwasserabsenkung.

Eine Übersicht über die Baustelle geben Abb. 6 u. 7. Die Bagger laufen seitlich der Baugrube; alle anderen Maschinen, die Spundwandramme, die Pfahlramme, Betonmischmaschine und das Ziehgerät für Spundwand und Brunnen, sind auf Rollbrücken montiert, die auf beiderseits der Baugrube verlegter Schiene laufen. Die Schalung wird als Metallschalung ausgeführt. Die Innenschalung wird eingebaut, ausgebaut und vorwärts bewegt mit Hilfe eines Montagewagens, der auf besonderem, auf der Betonsohle des Sammlers verlegtem Gleis läuft und mit Elektromotor angetrieben wird. Die ganze Baustelleneinrichtung ist für einen täglichen Fortschritt von 8 bis 10 m bemessen.

Die Brunnen sind außerhalb der Spundwand angeordnet. Für die Wasserstrahlpumpen konnte ein Filterdurchmesser von 130 mm gewählt werden, und bei Anwendung eines Bohrohrdurchmessers von 350 mm war mit einem Filterkiesmantel von 11 cm Dicke der Gefahr der Ver-



Zu Abb. 3.

Ausschlämmen fertiggestellter Filterbrunnen, für das Ziehen von außer Betrieb gesetzten und das Reinigen von gezogenen Brunnen.

Die Pumpstation, bestehend aus zwei Hochdruck-Kreiselpumpen für 2 m³/min größte Fördermenge, eine als Betriebs-, eine als Reservepumpe, wurde im Verlauf der Bauarbeiten zehnmal versetzt. Der Umbau

10fach überhöht.

schlammung der Brunnen genügend vorgebeugt. Die Gesamtzahl der auf der Bergseite gebohrten Brunnen betrug rd. 300, die auf der Talseite rd. 200 Brunnen. Tiefe und Abstand der Brunnen wurde den jeweils angetroffenen Bodenarten angepaßt. Die Brunnentiefen schwankten zwischen 13 und 17 m.

Die Hochdruckpumpenanlage war bemessen für den gleichzeitigen Betrieb von 30 bis 35 Brunnen entsprechend einem Betriebsabschnitt von 120 bis 160 m.

Die von jedem Brunnen geförderte Wassermenge schwankte stark mit den Bodenarten und lag im allgemeinen zwischen 0,2 und 1,5 l/sek; die Tiefsauger konnten, je nach den Erfordernissen, für verschiedene Wassermengen abgeändert werden, eine weitere Anpassung der Maschinenleistung wurde durch Regelung des Betriebsdruckes ermöglicht.

wurde jeweils so vorbereitet, daß Betriebsunterbrechungen dabei nicht auftraten.

Für die rechnerische Untersuchung der Absenkung treten als Unbekannte die Wassermenge q , die Reichweite R und der Durchlässigkeitswert k auf. Die Größen wurden auf bekannte Weise ermittelt durch Pumpversuche und Beobachtungen des Spiegels in besonders für diesen Zweck angeordneten Beobachtungsrohren bzw. in Filterbrunnen, die noch nicht in Betrieb genommen waren. Zusätzliche Beobachtungen ergaben sich in den auf umliegenden Höfen vorhandenen artesischen Brunnen. Da es sich um die Entspannung eines artesischen Spiegels handelte, schritt die Absenkung rasch fort. Nach ein bis zwei Tagen Pumpzeit machten sich Setzungsrisse in einer Straße in 60 bis 80 m Entfernung bemerkbar, außerdem fiel in den artesischen Brunnen der Nachbarschaft



Abb. 6. Übersicht über die Baustelle Station 0 bis 100 m mit Voreinschnitt.

In Abb. 6 sind links und rechts der Baugrube die Brunnen sowie die Rohrleitungen zu erkennen. Auf jeder Seite ist eine von der Pumpstation kommende Druckwasserleitung, die die Wasserstrahlpumpen mit Druckwasser speist, und eine Förderleitung, die das entspannte Druckwasser und das abgesaugte Grundwasser abführt, angeordnet.

Bei dem gewählten System mit Druckwasserbetrieb bestand die Möglichkeit, die Wasserversorgung der Baustelle (Speisung der Kessel, Wasser zum Betonieren) sowie die Oberflächenwasserhaltung, Abführung von Regenwasser, Wasser aus angeschnittenen Quellen oder Wiesendränagen, mit der Grundwasser-Absenkungsanlage zusammenzuschalten. Für die praktische Ausgestaltung der dafür nötigen Geräte und Hilfsrohrleitungen waren im Anfang gewisse Erfahrungen zu sammeln, die bald zu einer Norm für das ganze Wasserhaltungs- und Wasserversorgungssystem führten. Die Gesamtanlage ist in Abb. 8 schematisch dargestellt. Sie umfaßt außer der Absenkungs- und Wasserversorgungsanlage noch die Hilfsgeräte für offene Wasserhaltung in der Baugrube und im Gelände, sowie die mit Druckwasser betriebenen Hilfseinrichtungen für das

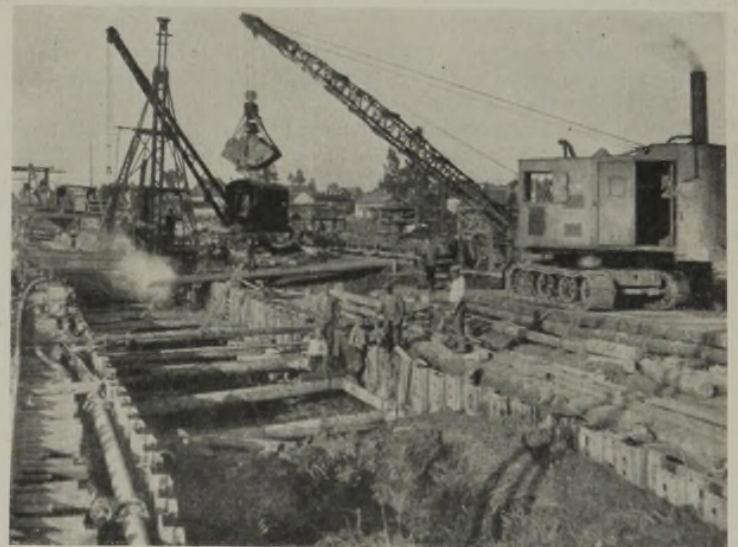


Abb. 7. Übersicht über die Baustelle.

der Wasserspiegel bis unter den Entnahmezapfhahn. Die Wasserversorgung der Nachbarschaft wurde darauf von der Absenkungsanlage mit übernommen.

Zur Berechnung der genannten Werte sind im vorliegenden Falle die Beziehungen für gespannten Spiegel oder dort, wo im Laufe der Absenkung ein größerer innerer Teil des Absenkungstrichters unter die undurchlässige Deckschicht fällt, die Gleichungen für teilweise gespannten, teilweise freien Spiegel anzusetzen. Zur Ermittlung von R aus Versuch mit Einzelbrunnen, als einfachstem Fall¹⁾, bei dem der größte Teil des Spiegels innerhalb der Deckschicht bleibt, ist nach Abb. 9

$$(1) \quad y = H - \frac{q}{2\pi hk} \cdot \ln \frac{R}{r}$$

¹⁾ Über Auswertungen mit Gruppen von Probebrunnen vgl. z. B. W. Scharadt und H. Weber. Bautechn. 1930, Heft 29, S. 451 ff.

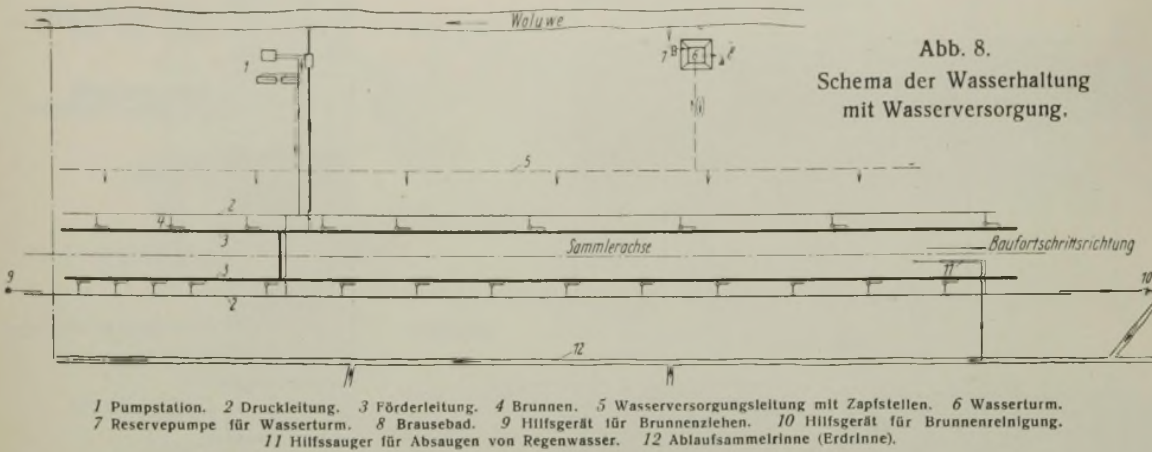


Abb. 8.
Schema der Wasserhaltung
mit Wasserversorgung.

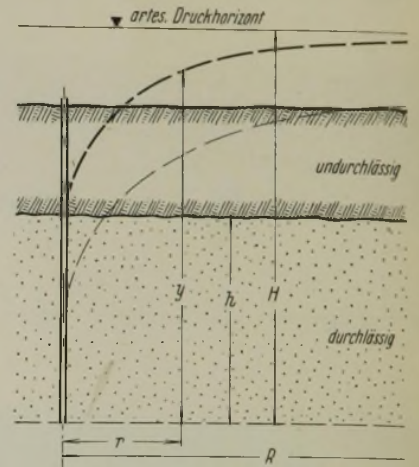


Abb. 9.

oder nach Zusammenfassung der Konstanten

$$(2) \quad \begin{cases} y = H - C_1 \cdot \ln R + C_1 \cdot \ln r \\ y = C + C_1 \cdot \ln r. \end{cases}$$

Bei dem Auftragen der beim Versuch beobachteten zusammengehörigen Werte y und r und Wahl des logarithmischen Maßstabes für r ergibt sich somit eine Gerade, die, mit dem Druckhorizont zum Schnitt gebracht, den Wert R ergibt. Bei starker Streuung der Versuchspunkte kann man mehrere Näherungsgeraden auftragen oder die Versuchsergebnisse nach einem Näherungsverfahren, etwa der Methode der kleinsten Quadrate, auswerten.

Im allgemeinen genügt es, die Reichweite R zwischen gewissen Grenzen anzugeben, da R nur logarithmisch auftritt, ein fehlerhaftes R daher für die weitere Ermittlung von k nur von geringem Einfluß ist. Im vorliegenden Falle wurden Reichweiten von 150 bis 200 m ermittelt. Da sich Wirkungen der Absenkung bis auf 100 m Entfernung noch deutlich beobachten ließen, werden diese Werte mit den wirklichen Verhältnissen gut übereinstimmen.

Für die Ermittlung des Durchlässigkeitswertes k bestanden gewisse Unsicherheiten wegen der stark wechselnden Bodenschichten sowie wegen der Übergangszonen zwischen durchlässigen und undurchlässigen Schichten und daher wegen der Unsicherheit in der Bestimmung der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht. Allgemein gültige Werte für k lassen sich daher nicht angeben. Näherungsweise erfaßbare Verhältnisse ergaben sich aber immerhin für die Strecken, in denen sich gleichmäßiger Boden in größerer Mächtigkeit und auf ausreichender Strecke vorfand.

Einsetzung der oben angegebenen Werte R und der gemessenen Wassermengen in die Absenkungsgleichung ergab Durchlässigkeitswerte k von 0,000 03 bis etwa 0,000 1.

Die Durchlässigkeit der Bodenarten ist hiernach sehr gering. Für die Grundwasserabsenkung ergaben sich daraus Schwierigkeiten, die sorgfältigste Durcharbeitung des Absenkungssystems ratsam erscheinen ließen. Da es sich fast durchweg um Absenkung in artesischem Gebiet handelte, hätte man bei Unterbrechung der Haltung mit einem raschen Wiederanstieg

des Druckes rechnen müssen. Ein Probeaushub zwischen Spundwänden ohne Grundwasserabsenkung ließ die Gefahren deutlich erkennen, die bei nicht genügender Entspannung zu erwarten gewesen wären. Der Boden quoll dabei um mehr als 1 m in der Baugrube hoch. Die Spundwände wurden stark eingedrückt.

Neben den obengenannten Anforderungen mußte hiernach die Frage der Betriebsicherheit der Absenkungsanlage geradezu als eine Lebensfrage für den Bestand des in Arbeit befindlichen Teils des Bauwerks betrachtet werden.

Bei dem Entwerfen der Anlage stand dieser Gesichtspunkt mit im Vordergrund, und während der Bauzeit konnte in dieser Richtung noch manches an dem System verbessert und weiter entwickelt werden.

Die Betriebsicherheit muß sich erstrecken auf die Einzelglieder der Anlage, Rohrleitung, Pumpstation und Brunnen mit Tiefsaugern. Durch passende Anordnung des Leitungssystems wurde dafür Sorge getragen, daß bei Beschädigung der Leitung durch andere Baumaschinen oder bei etwaigen Rohrbrüchen möglichst nur ein kleiner Teil der Anlage für kurze Zeit stillgelegt zu werden brauchte, der übrige Teil der Anlage aber ungestört weiter betrieben werden konnte. Die Pumpstation bestand, wie oben erwähnt, aus Betriebs- und Reservepumpe. Zum Betriebe der Brunnen wurden Wasserstrahlsauger verschiedenen Systems benutzt und nach längerer Betriebszeit die Ausführung bevorzugt verwendet, die hinsichtlich Wirtschaftlichkeit im Betriebe und bei Ein- und Ausbau am meisten befriedigte.

Nach den Absenkungsergebnissen, die mit den mit Preßwasser betriebenen Wasserstrahlpumpen erzielt wurden und voll befriedigten, ist das Absenkungssystem besonders geeignet auf Baustellen, auf denen ähnliche Verhältnisse hinsichtlich Bodenstruktur, Wasserergiebigkeit und Druckerscheinungen zu erwarten sind. In zweijähriger Bauzeit auf der Baustelle Woluwe Los 6 konnten hierüber reiche Erfahrungen gesammelt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Stuttgart.
(Schluß aus Heft 37.)

III. Vorschläge für leichte Fahrbahnen.

Durch den großzügigen Arbeitsbeschaffungsplan der Reichsregierung sind die Brückenbauer vor schwierige und verantwortungsvolle Aufgaben gestellt. Dabei gilt es, die Erfahrungen zu nützen, die im In- und Auslande mit Neukonstruktionen im Stahlbrückenbau gemacht worden sind.¹⁾ Im Interesse einer stetig fortschreitenden Entwicklung muß zunächst versucht werden, die bisher bewährten Fahrbahnkonstruktionen technisch weiterzubilden und zu vervollkommen sowie wirtschaftlicher zu gestalten.

Die schweren Fahrbahndecken begünstigen durch ihre Dicke die Verteilung schwerer Radlasten auf eine große Fläche. Bei der Ausführung von hochwertigen dünnen Verschleißdecken, die zur Gewichtsersparnis unmittelbar auf die tragende Fahrbahnplatte aufgebracht werden, ist die Flächenverteilung von Einzellasten ungünstiger und muß in der Hauptsache durch die Fahrbahnplatte gewährleistet werden.

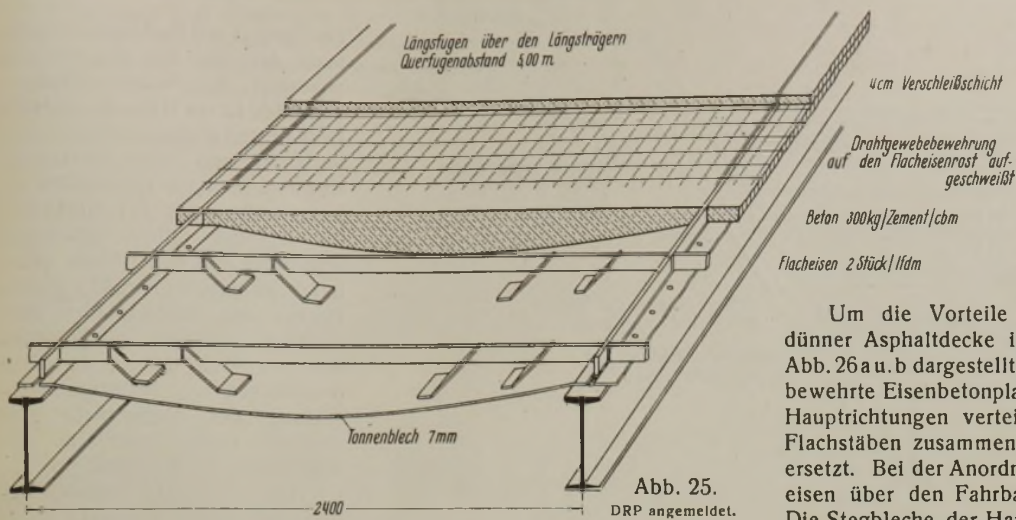
Für Brückenfahrbahnen, die von schnellen und schweren Kraftfahrzeugen befahren werden, kommen in erster Linie Verschleißdecken aus hochwertigem Beton mit Stahlgeweebeinlagen und Guß- oder Preßasphaltdecken in Betracht. Zur Erzielung eines vollen Gleitschutzes und zur Verhinderung des Schleuderns muß die Verschleißdecke eine raue Ober-

fläche und griffige Struktur erhalten. Erwünscht ist ferner, daß die Decke im Betrieb sich möglichst gleichmäßig abnutzt. Die plastischen Decken aus Guß- oder Walzasphalt erhalten erst beim Befahren die erforderliche Dichtigkeit, wobei die Gefahr von Wellen-, Schlagloch- und Fahrinnenbildung besteht. Spröde Betondecken neigen zur Rissebildung. Bei beiden Bauweisen müssen neben den Vorzügen gewisse Mängel und Unvollkommenheiten in Kauf genommen werden; immerhin ist es möglich, durch sorgfältige Auswahl der Bindemittel und Zuschlagstoffe, durch besondere Herstellungsverfahren und auch durch bauliche Maßnahmen die Fahreigenschaften der Straßenbeläge zu verbessern und durch sorgfältige Unterhaltung betriebsgefährliche Auswirkungen der unvermeidlichen Mängel zu verhüten.

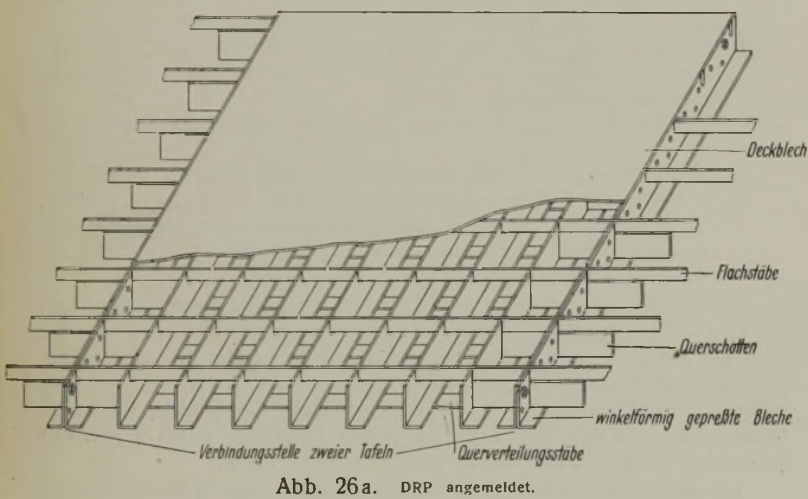
Abgesehen von der Deckschicht ist die Herabminderung des Fahrbahngewichtes durch Gewichtsersparnisse bei der tragenden Unterlage, also der Fahrbahnplatte anzustreben.

Bei der Fahrbahnplatte aus Buckelplatten oder Tonnenblechen besteht die Möglichkeit, den Füllbeton zum Mittragen heranzuziehen. Die Verbundwirkung ist dadurch zu erreichen, daß auf die Hängebleche Flach- oder Profilstäbe oder Stahlgitter aufgeschweißt werden. Das in sich ausgesteifte, ausbetonierte Hängewerk wirkt als Platte, übt bei lotrechter Belastung auf die Fahrbahnträger nur lotrechte Stützendrücke aus und darf als Verbundplatte berechnet und bemessen werden. Indem der ver-

¹⁾ Schaper, Feste stählerne Brücken, 6. Aufl. (Das Bauen in Stahl, II. Teil, I. Bd.). Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

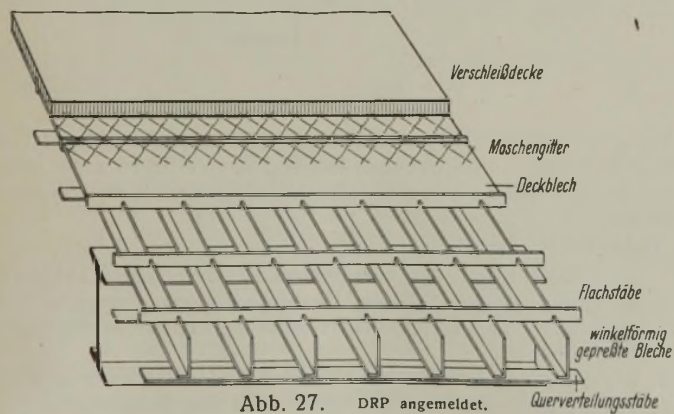


ankerte Beton zum Mittragen herangezogen wird, erhält man bei geringem Werkstoffverbrauch eine außerordentlich steife Unterlage. Die Stahlteile der Konstruktion werden in größeren Stücken fabrikmäßig zusammengeschweißt, so daß sie mit einfachen Hebezeugen auf den Unterzügen verlegt werden können. Die einzelnen Tafeln werden über den Unterzügen mit Schrauben oder Nieten auf den Fahrbahnträgern befestigt und an den Stößen der Hängebleche mit Stumpfnähten und Decklaschen zusammengeschweißt, so daß eine durchlaufende Fahrbahnplatte entsteht. Nach dem Ausbetonieren der Mulden bis auf 1 cm unter Oberkante der



oben durchlaufenden Flachstäbe wird darauf ein Stahldrahtgewebe oder ein Maschengitter aus Rundeisen oder Streckmetall über die ganze Fahrbahn verlegt, auf die Stege aufgeschweißt, sodann ohne Unterbrechung die Verschleißdecke aufgebracht.

In Abb. 25 ist der Ausführungsvorschlag für eine Verbundkonstruktion mit ausgesteiften Tonnenblechen dargestellt. Durch die auf die Tonnenbleche aufgeschweißten Flachstäbe in Verbindung mit den Schrägisen

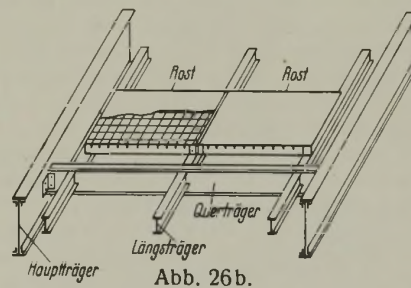


wird der Horizontalzug des Hängegurtes aufgehoben und auf den Beton übertragen, so daß sich eine schubfreie Auflagerung der Decke ergibt. Damit können die bisher üblichen Aussteifungen der Unterzüge unter der Fahrbahn gespart werden.

Das Gewicht der Fahrbahnplatte bei 2,5 m Abstand der Fahrbahnträger einschließlich Verschleißdecke beträgt rd. 450 kg/m² und ist damit nur halb so groß wie das Gewicht einer gleichwertigen 200 mm dicken Fahrbahnplatte aus Eisenbeton mit 15 cm hoher Deckschicht. Bei Buckelplatten läßt sich in gleicher Weise durch Aufschweißen eines Stahlgitterrostes eine Verbunddecke erzielen, die in sich ausgesteift ist und die Lasten schubfrei nach zwei Hauptrichtungen auf die Unterzüge überträgt.

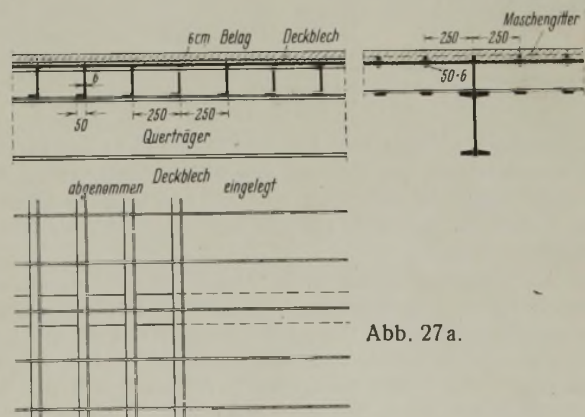
Um die Vorteile der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatte mit dünner Asphaltdecke in reiner Stahlkonstruktion auszunutzen, ist in Abb. 26 a u. b dargestellte Stahlzellendecke entwickelt worden. Die kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte wurde dabei durch einen die Lasten nach zwei Hauptrichtungen verteilenden, aus Profilleisen, gepreßten Blechen und Flachstäben zusammengeschnittenen Tragrost mit ebener Blechabdeckung ersetzt. Bei der Anordnung Abb. 27 u. 27 a laufen die L-förmigen Haupttrageisen über den Fahrbahnquer- und etwaigen Zwischenquerträgern durch. Die Stegbleche der Haupttrageisen sind oben mit Schlitzern zur Aufnahme der quer zur Brückenachse laufenden Flachstäbe versehen. Zwischen den über die Oberkante der Haupttrageisen emporragenden Flachstäben sind die Deckblechstreifen versenkt angeordnet, so daß sie auf den Haupttrageisen aufliegen und an den Quereisen von oben durch Kehlnähte angeschweißt werden können. Zur Ausführung der inneren Kehlnähte müssen die Tafeln in der Werkstatt umgedreht werden. Um die Verteilung konzentrierter Lasten auf eine möglichst große Plattenbreite sicherzustellen, sind unter den Flachstäben noch Querunterzüge an die Unterflanschen der Haupttrageisen angeschweißt. Die Zellendecke wird in großen Tafeln fabrikmäßig hergestellt und über den Fahrbahnträgern auf der Baustelle so gestoßen, daß eine durchgehende Tafel entsteht.

Bei dem Ausführungsvorschlag Abb. 28 u. 28a liegen die L-förmigen Haupttrageisen quer zur Fahrrichtung auf den Längsträgern. Das Abdeckblech ist zwischen den Haupttrageisen versenkt angeordnet und ruht auf Flachstäben, die in der Längsrichtung verlaufen und durch Schlitz im Stegblech der Haupttrageisen hindurchgesteckt sind. Die Deckblechstreifen werden in der Werkstatt mit Kehlnähten von oben an die Stegbleche angeschweißt. Sodann wird die Zellendecke um 180° gedreht, um die inneren Kehlnähte einwandfrei ausführen zu können.



Bei größeren Stützweiten müssen die hohen und dünnen Längstragwände der Tafel mit Querschotten vollwandig ausgesteift werden, damit ein Ausknicken der dünnen Stegblechwände vermieden und eine Übertragung konzentrierter Lastangriffe möglichst gleichmäßig nach

beiden Hauptrichtungen gewährleistet werden kann. Die Längstrageisen bestehen nach dem Ausführungsvorschlag Abb. 29 u. 29a wieder aus L-förmig gepreßten Blechen, die an der Oberseite mit Schlitzern zur Aufnahme der Querstäbe versehen sind, die über die Oberkante der Längstrageisen hervortreten. An die quer zur Fahrrichtung verlaufenden Roststäbe sind die Querschottbleche angeschweißt, die ihrerseits über die Unterfläche der Längswinkel hervortreten. Auf der Oberseite werden die



Deckbleche in Streifen zwischen den Querstäben versenkt eingeschweißt; auf der Unterseite die Schottbleche durch Flachstäbe verbunden, so daß ein durchgehender Zuggurt entsteht, der eine günstige Lastverteilung in der Querrichtung sicherstellt.

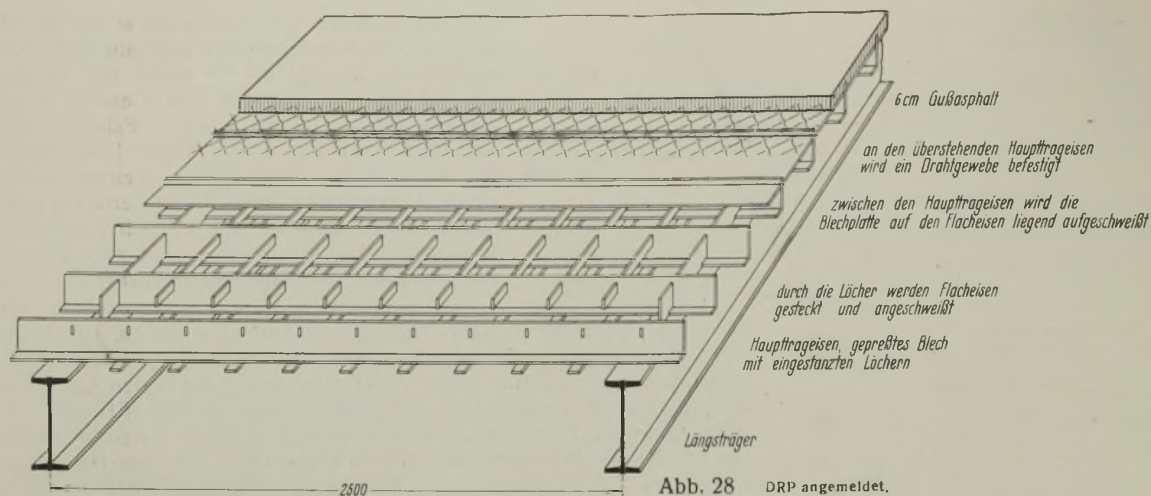


Abb. 28 DRP angemeldet.

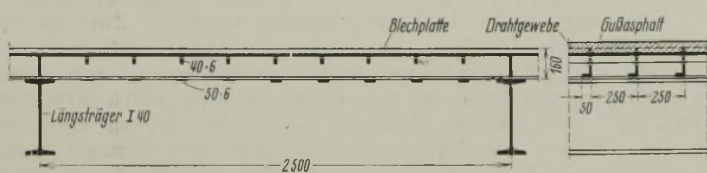


Abb. 28 a.

Eine solche Decke kann bei vierseitiger Auflagerung bis zu 12 m frei gespannt werden; man spart also an Längsträgern und braucht keine Zwischenquerträger.

Auf die Zellendecken kommt die 50 bis 70 mm hohe Verschleißschicht aus Gußasphalt zu liegen. Da die Haftung des Asphaltteppichs auf einer ebenen Blechtafel nicht genügt, um unter schnellem und schwerem Kraftwagenverkehr Längsverschiebungen auf der Stahlunterlage zu verhindern, die zu Rissen, Unebenheiten der Oberfläche und Wellenbildung Veranlassung geben können, und außerdem die Gefahr besteht, daß die abgenutzte Verschleißdecke sich von der Unterlage löst und unter der Saugwirkung der schnellen Fahrzeuge abgehoben wird, so sind besondere Sicherungsmaßnahmen notwendig. Zunächst muß versucht werden, die Haftung der Asphaltbeläge am Eisen durch besondere Klebeaufstriche auf die Eisenteile zu verbessern. Als weitere Sicherungsmaßnahme kommt eine Verankerung des Teppichs auf der ebenen Stahlunterlage in Betracht. Hierfür sind von Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper beachtliche Vorschläge gemacht worden. Bei den oben geschilderten Zellendecken (Abb. 27 bis 29) dürften die über die Bleche hervortretenden Querrippen ausreichen, um Längsverschiebungen zu verhindern.

Die nach Bauart Schaper durch Drahtgewebe oder Streckmetall bewehrte Gußasphaltdecke wird zweckmäßig in

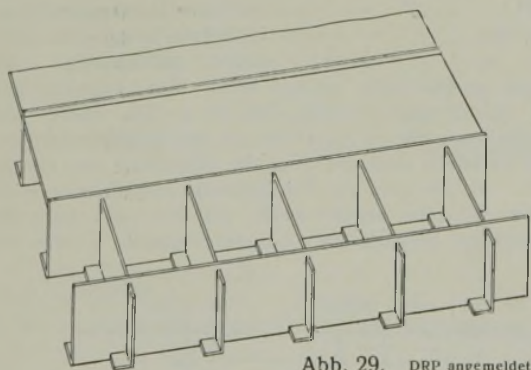


Abb. 29. DRP angemeldet.

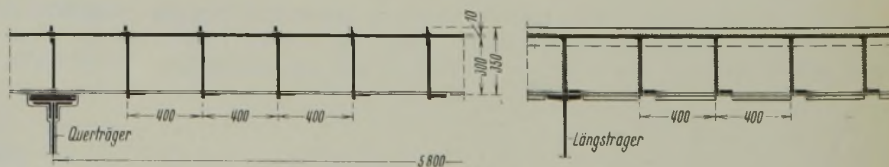


Abb. 29 a.

mehreren Schichten aufgetragen. Auf eine Unterschicht aus Asphaltbeton, der in Zusammensetzung und Körnung eine dichte Umschließung der Eisenlagen sicherstellt und außerdem ausreichende Druckfestigkeit besitzt, folgt eine Zwischenschicht mit Feinsplitt und schließlich die Oberflächenschicht aus Sandasphalt.

Allen Asphaltdecken haften noch Mängel an, die einestils in den Baustoffeigenschaften begründet sind, andernteils mit dem Herstellungsverfahren zusammenhängen. Die Gußasphaltdecke wird durch schwere Radlasten plastisch verformt und verdichtet, beim Überschreiten der Plastizitätsgrenze weicht das hochgepreßte Material nach der Seite aus, so daß Unebenheiten der Oberfläche entstehen. Größere Widerstandsfähigkeit weisen Beläge aus fabrikmäßig mit Hochdruckpressen hergestellten Asphaltplatten auf. Es ist aber noch nicht bewiesen, daß sich derartige Plattenbeläge auf federnden Unterlagen gut halten. Dabei besteht die Gefahr, daß die Platten sich im Betrieb von der Unterlage lösen und der Verband gelockert wird. Deshalb erscheint bei Stahlbrückenbelägen

ein Versuch mit Preßasphaltklötzen nach Art der Holzpflasterklötze angezeigt. Aus Preßasphaltklötzen von 8 bis 12 cm Höhe hergestellte Decken sind leicht, elastisch, raumbeständig und gegen Witterungseinflüsse weniger empfindlich als Holzpflaster, das bei trockenem Wetter und Sonnenbestrahlung schwindet und in der Nässe quillt. In fahrtechnischer Hinsicht dürften Decken aus Asphaltplatten oder -klötzen günstiger zu bewerten sein als Holzpflaster, da durch entsprechende Kornzusammensetzung der Deckschicht eine dauernd raue Oberfläche gewährleistet werden kann.

Die leichteste Brückenfahrbahn läßt sich mit offenen Stahltragrosten erzielen. Wegen der großen wirtschaftlichen Vorteile, die die Ausführung der offenen Fahrbahn bei Stahlbrücken bietet, die vorwiegend von Kraftfahrzeugen befahren werden, ist die praktische Erprobung der offenen Stahltragroste²⁾ auf stark befahrenen Brücken ernstlich in Erwägung zu ziehen.

Die Brückenfahrbahnen aus offenen Stahltragrosten müssen folgenden Anforderungen entsprechen:

1. Die Stahltragroste aus rechteckig oder rautenförmig angeordneten Stabgittern müssen die Radlasten möglichst nach zwei Hauptrichtungen auf die Unterkonstruktion übertragen.
2. Die Rosttafeln sind fabrikmäßig in solcher Größe herzustellen, daß sie mit einfachen Hebezeugen verlegt werden können.
3. Die einzelnen, auf den Unterzügen unverschieblich befestigten Rosttafeln sind so zu verbinden, daß eine einheitliche durchlaufende Fahrbahnplatte entsteht.
4. Die Roststäbe müssen in der Fahrfläche abgerundete Kanten erhalten.
5. Die Öffnungen der Roste dürfen nicht größer sein als 50 mm.
6. Zu den Rosten ist hochwertiger, korrosionsfester Stahl zu verwenden.
7. Die Auflagerung auf den Fahrbahnträgern ist so zu gestalten, daß die Luft überall durchstreichen kann, Wassersäcke und Schmutznester vermieden werden.

Die Unterkonstruktion freitragender Stabgitterroste wird in der Regel aus Quer-, Längs- und Zwischenquerträgern bestehen. Man kann aber auch die Stabroste mit Unterlagscheiben auf Zellendecken aufschweißen und nachträglich mit Sandasphalt ausgießen. Schließlich sind Ausführungen möglich, bei denen aus dem Abdeckblech einer Zellendecke Öffnungen herausgedrückt werden, so daß eine griffige Fahrfläche entsteht und eine besondere Verschleißdeckschicht gespart werden kann.

Die Weiterentwicklung der amerikanischen Stahltragroste verdient nicht nur im engeren Kreise der Stahlbrückenbauer, sondern auch im weiteren Kreise der an der Ausgestaltung des neuzeitlichen Straßenverkehrs Beteiligten Beachtung.

Vor der praktischen Anwendung der offenen Stahltragroste und der

Zellendecken mit bewehrten und verankerten Asphaltbelägen ist es unbedingt notwendig, die Wirkungsweise und das Verhalten unter rollenden Lasten durch Versuche in einer Materialprüfungsanstalt zu erkunden und zu klären.

Dabei ist festzustellen:

1. die Tragfähigkeit der verschiedenen Anordnungen bei statischer Belastung; dazu gehören Durchbiegungsmessungen und Beobachtungen über Verformungen unter den einzelnen Laststufen bis zum Bruch;
2. das Verhalten bei oftmals wiederkehrender Belastung und schwingender Beanspruchung bis zum Eintritt des Dauerbruchs.

Zur Erkundung der fahrtechnischen Eigenschaften der offenen Stahltragroste und der dünnen Asphaltbeläge auf Stahlzellendecken sind Fahrversuche auf dem Rundlauf beabsichtigt. Mit diesen Fahrversuchen sind

²⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 43, S. 575 ff.

Beobachtungen und Messungen über Verformungen, Abnutzung und Verschleiß, über den Einfluß der Schwingungen auf die Haftung der Asphaltbeläge auf der Blechunterlage und den Nutzen der Verankerung zu verbinden, aus denen auf die Gebrauchsdauer der Beläge geschlossen werden kann.

Der Rundlauf ermöglicht, die der Belastung einer stark befahrenen Überlandstrecke im Verlauf von vier Jahren entsprechende Verkehrsmenge in 14 Tagen über den Belag rollen zu lassen. Die mit Vollgummireifen ausgestatteten Laufräder werden mit 2,5 t belastet und laufen mit einer Geschwindigkeit von 28 km/h. Während des Fahrversuchs können Witterungseinflüsse und Temperaturwechsel durch besondere Einrichtungen (Heizkörper, Sprinkler, Gefrieranlagen) wirklichkeitsgetreu nachgeahmt und die Auswirkungen häufigen Anfahrens und Bremsens beobachtet werden. Wegen der Erhitzung der Asphaltdecke im stetigen Betrieb

müssen ohnehin von Zeit zu Zeit Ruhepausen eingeschaltet werden. Nach den Erfahrungen, die bisher mit dem Rundlauf gemacht worden sind, kann aus den Versuchen mit Sicherheit auf das Verhalten der Fahrbahnen im Betrieb geschlossen werden.

Mit den vorstehend behandelten Ausführungsvorschlägen für leichte Fahrbahnen sind natürlich die technischen Möglichkeiten nicht erschöpft. Sie sollen nur die Entwicklungsrichtung kennzeichnen. Es ist nicht anzunehmen, daß die bisher bewährten Fahrbahnkonstruktionen vollständig verdrängt werden. Die unbestrittenen Vorteile der älteren schweren Fahrbahnen können aber auch bei den leichten Fahrbahnen erhalten werden. Die Verminderung der toten Last durch Verwendung leichter Fahrbahnen wird wesentlich dazu beitragen, die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauweise im Straßenbrückenbau zu heben und dadurch das Anwendungsgebiet der Stahlbauweise zu erweitern.

Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neue Vorlesungsverzeichnis für das Wintersemester 1934/35 enthält u. a. wieder Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens:

11. Oktober 1934, 20 bis 22 Uhr im Städt. Saalbau, Essen: Die deutschen Reichsautobahnen. (Allgemeiner Vortrag.) Generalinspektor Dr.-Ing. Todt, Berlin. — 26. Oktober 1934, 19 bis 21 Uhr: Fortschritte in der Baugrundforschung. Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. A. Hertwig, T. H. Berlin. — 6. November 1934, 19 bis 21 Uhr: a) Wissenschaft und Praxis des neuzeitlichen Teerstraßenbaues. Direktor Dr. Hans Luer, Essen. — b) Beton als Straßenbaustoff. Prof. Dr. R. Grün, Düsseldorf. — 28. November 1934, 19 bis 21 Uhr: Die Verteilung der chemischen Elemente im Weltraum. Reg.-Rat Dr. W. Noddack, Berlin. — 14. Dezember 1934, 19 bis 21 Uhr: Moderne Ton- und Bodenforschung sowie ihre technische Bedeutung. Prof. Dr. K. Endell, T. H. Berlin. — Freitag, 11. Januar 1935, 19 bis 21 Uhr: Bemerkenswerte Stein- und Eisenbetonbauten im In- und Auslande. Gen.-Dir. Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Chr. Vögler, Essen. — 29. Januar 1935, 19 bis 21 Uhr: Schnellfahrt auf Schienen. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Hannover. — Außerdem Sonderveranstaltungen.

Hörerkarten an der Abendkasse, der Geschäftsstelle des HdT und in den bekannten Vorverkaufsstellen. Hörerkarten für eine technische Vorlesung 1,50 RM, Eintrittskarten für die allgemeinen Vorträge im Vorverkauf 0,75 RM, an der Abendkasse 1 RM, Semesterkarten für alle Vorträge (ohne Sonderveranstaltungen) 10 RM.

Programm von der Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Postfach 254, erhältlich.

Wiederherstellung der Brücke über den Rio Grande bei Hidalgo, Tex. Im November 1933 wurde der an der nordamerikanischen Seite gelegene Pfeiler der Hängebrücke über den Rio Grande zwischen Hidalgo, Tex., und Reynosa, Mex., der auf Holzpfählen stand, durch Hochwasser unterspült und in eine erhebliche Neigung außerhalb seines Standortes verschoben (Abb. 1). Über die Wiederherstellungsarbeiten gibt Eng. News-Rec. 1934, Bd. 112, Nr. 24, S. 777, vom 14. Juni, einen bemerkenswerten Bericht.

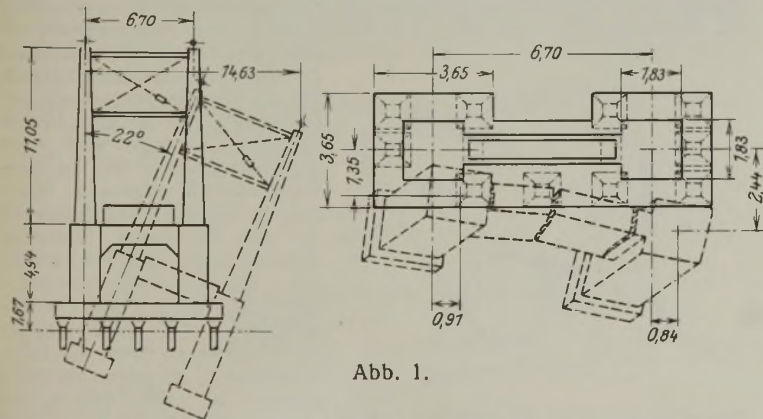


Abb. 1.

Während der Hochwasserzeit des vergangenen Jahres war das Kabelwiderlager am Ufer zum Schutze gegen Unterspülung durch eine Steinschüttung gesichert worden. Durch diese Schüttung wurden die Strömungsverhältnisse in der Nähe der Pfeilergründung ungünstig verändert, so daß die ursprüngliche Gründung (auf Holzpfählen) den Fluten nicht widerstehen konnte. Die Hidalgo-Reynosa-Brücke ist eine der wichtigsten Verbindungen für die Straßennetze der beiden Staaten, so daß schnellste Wiederherstellung der Brücke erforderlich war.

Der Plan zur Wiederherstellung stützte sich im wesentlichen auf den Umstand, daß die Brücke ein reines Hängesystem ohne Versteifungsträger ist. Demzufolge konnte die Fahrbahn ohne starke Beschädigungen der Anschlüsse die durch die Pfeilerverschiebung entstandene Verdrehung aushalten. Die Kabel hatten dazu beigetragen, daß ein vollständiges Umkippen der Brücke eintrat.

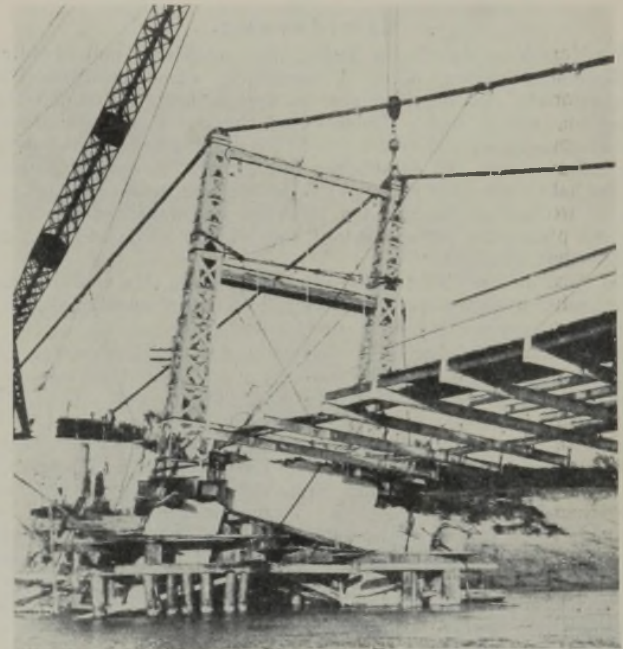


Abb. 2.

Die beiden Stahltürme wurden unter Verstärkung ihres bestehenden Querverbandes gleichzeitig in die richtige Lage auf den neuen Pfeiler gesetzt, der auf eingerammten Eisenbetonpfählen steht. Seine Errichtung an der ursprünglichen Stelle wurde dadurch ermöglicht, daß der alte Pfeiler in seinem unteren Teil nach der Flußmitte hin durch die Flutwelle verschoben worden war. Für die Betonierung des neuen Pfeilers wurde besonders in den oberen Teilen zur Beschleunigung der Arbeiten schnellbindender Zement verwendet.

In 21 Tagen war die Brücke für leichten Verkehr wieder verwendbar. Am 28. Februar 1934 konnte der gewöhnliche Verkehr wieder eröffnet werden. Die gesamten Kosten für die Wiederherstellung einschließlich der Vorrichtungen und der Baustoffe beliefen sich auf rd. 16 000 \$. Zs.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Neues Ausbaugehen für Tunnel. Dieser in Bautechn. 1934, Heft 24, S. 295, erschienene Aufsatz von Berg und Ewers veranlaßt mich zu folgenden Bemerkungen:

Der Keilkranzausbau stellt für den Bergbau zur Übernahme der meistens kaum rechnerisch zu erfassenden Gebirgsdrücke zweifellos eine ideale Lösung dar. Seine Standfestigkeit und Standdauer könnte m. E. durch Verwendung eines elastischen Mörtels (Bitumenmörtel), der die Wirkung der Quetschhölzer aufzunehmen hätte, noch bedeutend gesteigert werden. Durch Verwendung dieses elastischen Mörtels würde die Verformungs- und Anpassungsmöglichkeit der Stützlinie des Gewölbes an den Gebirgsdruck größer sein, ohne die Gefahr der Kantendruckung zu erhöhen. Ein Versuch in dieser Richtung, der ohne großen Kostenaufwand durchführbar ist, würde dies bestimmt bestätigen.

Die Verwendbarkeit des Keilkranzausbaues im Eisenbahntunnelbau dagegen erscheint zum mindesten zweifelhaft, in vielen Fällen ist sie m. E. sogar ausgeschlossen. Die Anforderungen, die an einen Eisenbahntunnel gestellt werden, sind neben der unbegrenzten Standdauer und größten Standsicherheit doch erheblich höher als die für einen Füllort oder Streckenausbau. Grundbedingung für ein Tunnelgewölbe ist — oder sollte es wenigstens sein — seine Wasserundurchlässigkeit. Diese Forderung ist bei dem Keilkranzausbau nicht zu erreichen. Die einwandfreie Abdichtung eines Tunnelgewölbes ist in den meisten Fällen für die Lebensdauer des Tunnels ausschlaggebend, denn fast alle Gebirgswässer führen aggressive Stoffe mit sich, die eine Zerstörung des Steinmaterials oder Mörtels und in erhöhtem Maße des Betons bewirken. Ferner bilden sich durch die Rauchgase in Verbindung mit dem Wasser Säuren, die schädlich auf das Tunnelmauerwerk einwirken und seine Haltbarkeit herabmindern. Hinzu kommt noch Eisbildung durch das Tropfwasser an den Tunnelwänden und am Gewölbe, Verschlammung des Gleisbettes, kurze Lebensdauer des Oberbaues durch Verrostung usw. Eine Abdichtung des Keilkranzausbaues ist aber, wenn nicht die statische Wirkung verloren gehen soll, praktisch ausgeschlossen. Grundbedingung für die günstige statische Wirkung ist doch, daß der Gebirgsdruck von dem überhöhten, breiten Ring übernommen wird. Da aber dieser Ring unmittelbar an das Gebirge angemauert wird, ist eine Abdichtung nicht mehr durchführbar. Auf diese kann jedoch, wegen der oben aufgeführten Einwirkungen, nicht verzichtet werden.

Die Vorteile der neuen Bauweise, die ja für den Bergbau nicht bestritten werden sollen, werden daher für den Tunnelbau, wenn nicht die unbedingte Dichtung gewährleistet ist, durch erhöhte Instandsetzungsarbeiten sowohl am Tunnel selbst wie an dem Oberbau und der Bettung illusorisch.

Erwiderung.

Der Vorschlag des Herrn Buhr, die Standdauer und Standfestigkeit des Keilkranzausbaues durch Verwendung eines elastischen Mörtels (Bitumenmörtel), der die Wirkung der Quetschhölzer aufzunehmen habe, zu steigern, bringt nichts Neues. Der Erfinder des Keilkranzausbaues, Bergwerksunternehmer Herzbruch in Essen, wendet nämlich schon seit vielen Jahren einen zäh-elastischen Mörtel bei seinem Ausbaurverfahren an. Dies haben wir auch schon auf S. 296 unseres Aufsatzes zum Ausdruck gebracht, wo wir schrieben, daß statt des gewöhnlichen Mörtels zweckmäßig ein plastischer (zäher) Mörtel angewendet wird, wie es auch beim Schachtausbau geschieht.

Die Ansicht des Herrn Buhr, die Verwendung des Keilkranzausbaues im Eisenbahntunnelbau erscheine zum mindesten zweifelhaft, in vielen Fällen sogar ausgeschlossen, ist nicht zutreffend.

Zunächst ist die Annahme unrichtig, das Keilkranzverfahren eigne sich nur für den Füllort- und Streckenausbau. Der Keilkranzausbau kommt vielmehr auch für Teile des Grubengebäudes in Betracht, an die die höchsten Ansprüche gestellt werden müssen, auch in bezug auf Wasserundurchlässigkeit. Erinnert sei nur an die wichtigen Hauptschächte von großer Teufe und großem Durchmesser. Diese können außer dem Gebirgsdruck auch noch einem durch die Abbauwirkungen hervorgerufenen dynamischen Druck ausgesetzt sein. Dazu wird die Schachtröhre auch oft noch durch einen großen hydrostatischen Druck, bei dem die aggressiven Gebirgswässer in erhöhtem Maße chemisch und physikalisch wirken, beansprucht. Die Abwehr dieser schädigenden Einwirkungen erfordert auch beim Schacht einen wasserundurchlässigen Ausbau. Ein solcher ist auch mit Rücksicht auf die Vermeidung gefährlicher Eisbildungen in den Einzelschächten erforderlich.

Ferner trifft es nicht zu, daß die zur Druckaufnahme bestimmten breiten Ringe unmittelbar an das Gebirge angemauert werden müßten. Diese Annahme ist schon deswegen nicht richtig, weil es in den meisten Fällen ausgeschlossen ist, das Gebirge profilmäßig auszubrechen. Vielmehr geschieht der Gebirgsausbruch genau so wie bei den gewöhnlichen Ausbaurverfahren: Zwischen Ausbaurücken und Ausbruch bleibt so viel Arbeitsraum, daß bei nassem Gebirge eine Rückendichtung vorgenommen werden kann.

Wegen der im Gewölberücken durch die vertiefte Anordnung jedes zweiten Ringes erscheinenden Nuten, die im übrigen sehr schmal gehalten werden können, muß natürlich die Dichtungsart entsprechend gewählt werden. An dieser Stelle sei eine dem Herzbruchausbau angepaßte Art angegeben: Auf den Ausbaurücken werden Zink- oder besser dünn ausgewalzte geriffelte und damit schmiegsame Kupferbahnen unter Verwendung von heißem Asbestbitumen als Klebmasse aufgebracht und die Stoßstellen überlappt verklebt bzw. gefalzt oder gelötet. Zum Schutze dieser Dichtung wird eine Flachsicht aus Klinkern verlegt, die die Vertiefungen des Keilkranzausbaues überbrückt. Statt der Flachsicht können bei sehr starkem Wasserandrang auch Entwässerungsklinker verwendet werden. Der verbleibende Raum wird je nach Wasserandrang mit lagerhaften Bruchsteinen versetzt, ausbetoniert oder schließlich in schwierigen Fällen torkretiert. Durch diese Maßnahme wird die günstige statische Wirkungswise des Herzbruchschen Keilkranzausbaues nicht leiden.

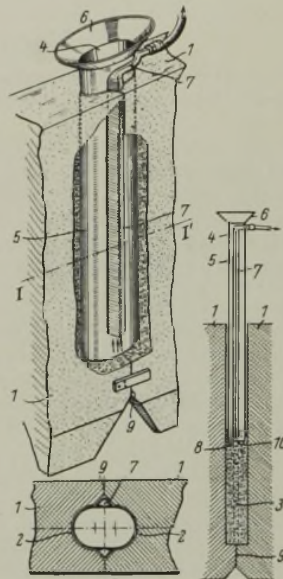
In diesem Zusammenhange sei noch auf einen besonderen Vorteil des Keilkranzausbaues hinsichtlich seiner Wasserundurchlässigkeit hingewiesen: Infolge ihrer Doppelkeilform und ihrer axialen und radialen Verspannung werden alle Mörtelfugen, auch die Seitenfugen bei einsetzendem Gebirgsdruck mehr und mehr zusammengepreßt und damit dichter. Beim gewöhnlichen Gewölbeausbaurverfahren reißen dagegen die Seitenfugen wegen der parallelen und nicht keilförmigen Seitenflächen auf und werden infolgedessen mehr oder weniger wasserundurchlässig.

Daher ist auch beim Tunnelausbau nach dem Keilkranzverfahren eine gute Dichtung gewährleistet, so daß seiner Anwendung beim Ausbau von Eisenbahntunneln auch in bezug auf die Wasserundurchlässigkeit keine Bedenken entgegenstehen.

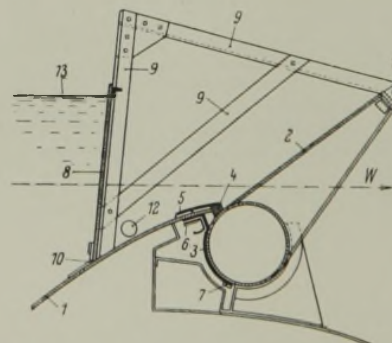
Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Verfahren zur Ausfüllung der Fugen zwischen den Bohlen einer Betonspundwand. (Kl. 84c, Nr. 578 703 vom 27. 2. 1932 von Naamlooze Maatschappij Technisch Studiebureau, Constructor, Société Anonyme Bureau Technique in Antwerpen, Belgien.) Um dem Fugenbeton die gewünschte Zusammensetzung und Dichte zu verleihen, wird das in dem freien Raum zwischen Füllrohr 5 und den Wandungen der Fuge 3 sich befindende oder hierin eindringende Gemisch aus Wasser und Erde während der Ausfüllung der Fuge mit Beton und des Anhebens des Füllrohres 5 aus diesem Raum durch Auspumpen abgeführt. Jede Betonbohle 1 besitzt an beiden Seiten eine Längsnut 2, so daß die Seiten zweier benachbarter Bohlen eine Fuge 3 bilden, die mit Beton ausgefüllt wird. Nach Reinigung der Fuge 3 durch Ausspritzen wird die Füllvorrichtung 4 bis zum Boden der letzteren niedergelassen, worauf eine bestimmte Betonmenge in das Füllrohr eingeschüttet wird, die beim Niedersetzen auf dem Boden der Fuge und im Innern des Rohres 5 einen Pfropfen 10 bildet, der das Eindringen des Wassers in das Rohr 5 verhindert. Nach dem Abführen des Wasser- und Erdgemisches durch Auspumpen wird die Füllvorrichtung 4 nur soweit angehoben, daß das untere Ende des Füllrohres 5 noch in der Betonfüllung (Abb. 3) eingetaucht bleibt, wodurch das Eindringen von Wasser in das Rohr 5 völlig verhindert wird. Eine weitere Betonmenge wird in das Rohr 5 eingeführt, die von einer Höhe von etwa 3 m herunterfällt und sich dadurch von selbst verdichtet. Die Füllvorrichtung besitzt am oberen Ende des Füllrohres einen Fülltrichter 6 und zwei Saugrohre 7, die seitlich am Füllrohr 5 befestigt sind und in einer Höhe von z. B. 5 cm über der unteren Öffnung 8 des Rohres 5 münden. Verbindet man diese Rohre 7 mit einer Pumpe, so kann das Gemisch aus Wasser und Erde ausgepumpt werden, ohne daß der Beton mitgerissen wird.



Einrichtung zur Trockenlegung der Klappendichtung bei einem beweglichen Wehr mit Aufsatzklappe. (Kl. 84a, Nr. 572 198 vom 6. 3. 1929 von Vereinigte Stahlwerke AG in Düsseldorf.) Um zu vermeiden, daß zur Auswechslung der Dichtungsmittel der Stau bis zur Freilegung der Dichtungsmittel abgesenkt werden muß, wird ein Notverschluß eingesetzt, der die Trockenlegung der Klappendichtung eines beweglichen Wehres ermöglicht, wobei der Stau während der Auswechslung der Dichtungen in voller Höhe aufrecht erhalten wird. Die aufgerichtete Stauklappe wird als Stützpunkt für eine Hilfsstauwand benutzt, die auf der Oberwasserseite der Dichtungsstelle auf dem Hauptwehrkörper gelagert und gegen diesen abgedichtet ist. Die Stauwand des beweglichen Wehrkörpers ist mit 1, die Stauwand der die Wehrkrone bildenden Aufsatzklappe ist mit 2 bezeichnet; die Klappendichtungen 3 und 4 sind bei 5, 6 und 7 lösbar befestigt. Zur Trockenlegung der Dichtungen dient die Hilfsstauwand 8, die gegen Stützen 9 gelagert ist. Die Dichtung der Stauwand gegen den Wehrkörper 1 ist bei 10 angeordnet. Zur Verbindung der Hilfsstauwandstützen 9 mit dem oberen Rande der Klappe dient der Bolzen 11. Der Stauraum am Wehrkörper hat eine Öffnung 12 und ist während des gewöhnlichen Wehrbetriebes durch einen Schieber oder dgl. verschlossen. Der Stauspiegel 13 kann in voller Höhe vor der Hilfsstauwand aufrechterhalten bleiben, während die Auswechslungsarbeiten an den Klappendichtungen vorgenommen werden.



INHALT: Grundwasserabsenkung mit Wasserstrahlpumpen. — Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken. (Schluß). — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Wiederherstellung der Brücke über den Rio Grande bei Hidalgo, Tex. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

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