

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 1. Mai 1931

Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schäden am Dörverdener Wehr.

Von Regierungsbaurat Odenkirchen, Hoya a. d. Weser.

Es hat vielfach Erstaunen hervorgerufen, daß das Weserwehr bei Dörverden, das erst kurz vor dem Kriege, im Frühjahr 1914, in Betrieb genommen worden ist, tiefgreifend umgebaut werden muß, wobei die alte Eisenkonstruktion durch eine neue ersetzt wird. Weiten technischen Kreisen wird es daher willkommen und von Nutzen sein, mit den Gründen bekannt zu werden, die zu dieser Maßnahme führten und die ihren Ursprung haben in mannigfachen, im Laufe der Zeit aufgetretenen Schäden an Eisenkonstruktion und Pfeilern.

Beschreibung der alten Anlage.

Zum Verständnis sei eine kurze Beschreibung der alten Anlage vorangestellt. Im übrigen wird auf die Z. f. Bauwes. 1922, S. 362 ff., verwiesen. Das alte Dörverdener Wehr besteht, wie Abb. 1 zeigt, aus zwei großen



Abb. 1. Das alte Wehr.

Schiffahrtöffnungen, die mit umklappbaren Schützenwehren ausgestattet, sowie zwei kleineren Öffnungen, die mit versenkbarem Segmentwehrkörper versehen sind. In den großen Öffnungen hängen am Untergurt der Bedienungsbrücke zu je fünf in einem Rahmen zusammengefaßt die Griesständer, die in der Sohle mittels einer Verriegelungswelle durch Nocken festgehalten werden (Abb. 2). Zwischen den Griesständern stellen zweiteilige Schütze den Stau her. Die Tafeln laufen in Rollen mit Messingbüchsen und hängen an Ketten, die im oberen Teil der Griesständerahmen sich beim Ziehen der Tafeln auf eine Welle aufwickeln. Es ergeben sich für beide Mittelöffnungen 20 Griesständer und 32 Schütztafeln. Die einzelnen Wehrteile werden durch Motoren bewegt. Beim Niederlegen des Wehres ist die Reihenfolge der Bewegungen folgende:

1. Hochziehen der Schütztafeln,
2. Entriegeln der Griesständer,
3. Umlegen der Griesständer.

Das Wehr wird in der umgekehrten Reihenfolge aufgestellt:

1. Aufstellen der Griesständer,
2. Verriegeln der Griesständer,
3. Absenken der Schütztafeln.

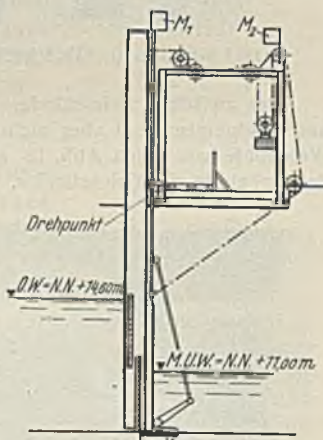


Abb. 2. Querschnitt durch das alte Wehr.

Umbau der Verriegelungsvorrichtung.

Die Entriegelung der Griesständer war des öfteren schwierig, weil sich hinter den Schütztafeln Kies ablagerte. Da der Entriegelungshebel bei der Endstellung bis fast auf die Sohle herabgedrückt werden mußte, fand er an dem auf der Wehrsohle liegenden Kies Widerstand, und damit war eine Entriegelung zunächst nicht möglich (Abb. 3). Es mußte dann erst versucht werden, durch Spülen, d. h. Zusetzen einzelner Wehrtafeln und Öffnen der anderen, zum Zwecke der Erzeugung größerer Durchfließgeschwindigkeiten, den Kies fortzubringen. Infolge dieser Erschwernisse bei der Entriegelung war es im Winter 1923 bis 1924 nicht möglich, das

Wehr vor Eintreffen des Eises ganz umzulegen. Die Eismassen stießen in der linken Wehröffnung gegen das halbentriegelte Wehr, wobei die Bedienungsbrücke kantete und einige Brückenanker und Ketten brachen.

Diese Behinderungen führten alsdann zu dem Entschluß, die Verriegelungsvorrichtung umzubauen und den Verriegelungshebeln eine gekrümmte Form zu geben, so daß sich zwischen Wehrsohle und tiefstem Punkte des Hebels in der Endstellung nunmehr ein Zwischenraum von 34 cm befand (Abb. 4).

Als die neuen Hebel wegen der Aufrechterhaltung des Staues unter Einbau der Interimsvorrichtung eingebracht werden mußten, sollten zugleich die unter Wasser befindlichen Teile der Sohle und der Pfeiler gründlich untersucht und überholt werden. Zunächst wurde die linke Wehröffnung vorgenommen.

Die Interimskonstruktion (Ztbl. d. Bauv. 1914, S. 656, Abb. 11 u. 12), ein an der Bedienungsbrücke befestigtes beiderseitiges Nadelwehr, aus eisernen Nadeln bestehend, konnte ohne Schwierigkeiten eingebracht werden. Mittels beschwerter Taustricke, die zwischen die Nadeln gelegt wurden und mittels im Oberwasser eingebrachter Mischung von Lehm und Kohlenasche konnte alsbald die Baugrube vollkommen abgedichtet und trockengelegt werden.

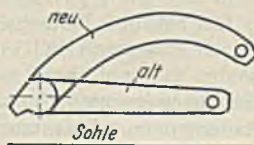


Abb. 3. Vorgang der Entriegelung der Griesständer.

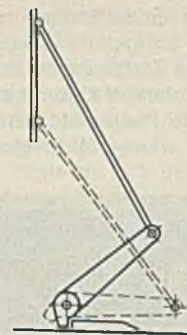


Abb. 4. Abgeänderter Verriegelungshebel.

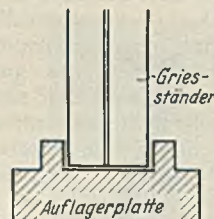


Abb. 5. Griesständerfuß mit Auflagerplatte.

Mechanische Beschädigungen.

Die eingehende Untersuchung ergab, daß sowohl die Eisenkonstruktion als auch das Mauerwerk der Sohle und der Pfeiler erhebliche Beschädigungen aufwies, als deren Ursache bald ein in Dörverden herrschender starker Sandschliff erkannt wurde. Sowohl zwischen Pfeiler und Griesständer als auch am Fuß der Griesständer zwischen Griesständer und Auflagerplatte (vgl. Abb. 5) preßt sich Wasser mit Sand vermischtes durch und übt auf Stein und Eisen eine abschleifende Wirkung aus. Die unmittelbar nach Trockenlegung der Baugrube aufgenommenen Abb. 6 bis 8 veranschaulichen die Wirkung dieses — man kann fast sagen nassen Sandstrahlgebläses — recht gut. Abb. 6 gibt ein im Mittelpfeiler des Wehres gefundenes Loch wieder. Man erkennt am Mauerwerk oberhalb und unterhalb die wellenförmigen Abschleifungen der Verblendung; nach ihrer gänzlichen Zerstörung hat das mit Sand vermischte Wasser auch den Beton angegriffen. Im oberen Teil des Loches erkennt man die zur Nadelspitze abgeschliffenen Eiseneinlagen.

Abb. 7 gibt die Zerstörungen eines Griesständerfußes wieder. Man beachte hier das völlige Durchschleifen des Knotenbleches und der Niete sowie die Abschleifung des Verriegelungsnockens, der den Griesständer halten muß (vgl. auch Abb. 11).

Abb. 8 zeigt denselben Griesständer von der anderen Seite her, insbesondere den Abschluß des hinteren Rahmeneisens. Ähnliche Erscheinungen wurden auch an anderen Griesständern, wenn auch in abgeschwächerter Form, angetroffen. Der in den Abbildungen dargestellte Griesständerfuß mußte mitsamt seiner Unterlagsplatte vollkommen ersetzt werden.

Abb. 9 u. 10 zeigen ausgebaute Teile in ihrer ganzen Zerstörung. Man beachte vor allem die Schleifwirkung an den Bolzen, deren Köpfe schon nicht mehr vorhanden waren.

Abb. 11 zeigt den am stärksten abgeschliffenen Verriegelungsnocken, nachdem er von der Welle abgetrennt ist, neben einem weniger beschädigten. Gerade dieses Bild beweist die starke Gefährdung der Griesständerkonstruktion.

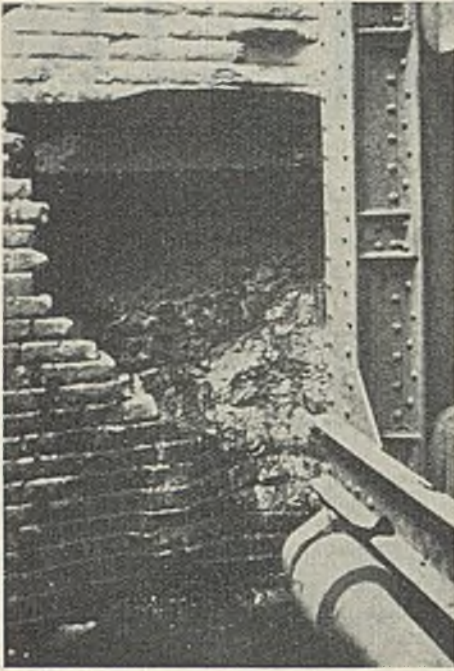


Abb. 6.
Loch im Pfeiler am Griesständer.

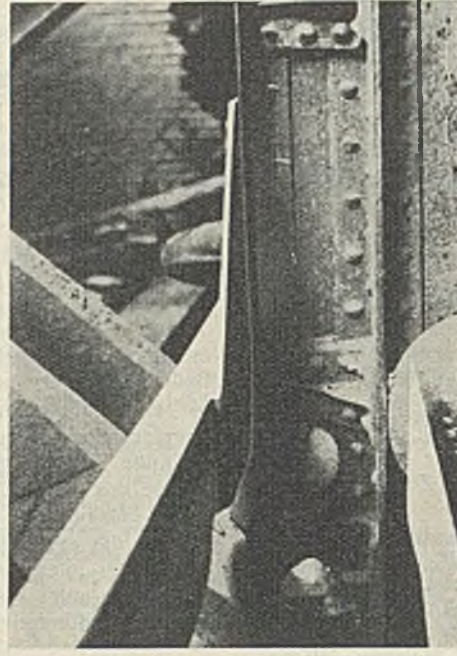


Abb. 7. Durchgeschliffenes Knotenblech
am Griesständerfuß.

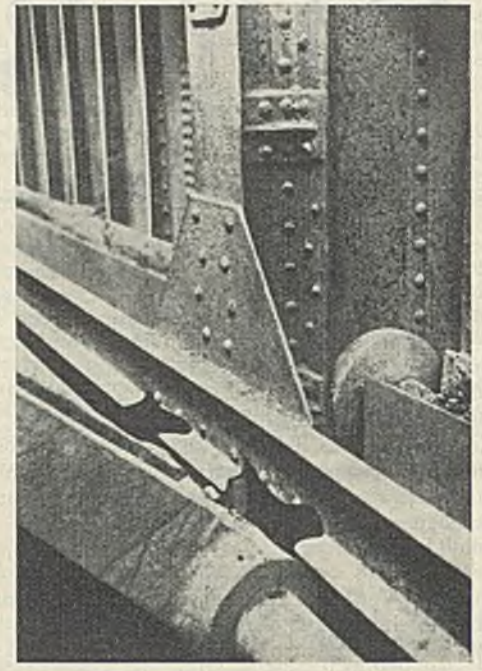


Abb. 8. Durchgeschliffenes Eisen
am Griesständerfuß.

Abb. 12 läßt die starken Zerstörungen der zum obengenannten Griesständer gehörenden 10 cm starken Unterlagsplatte erkennen. Diese aus bestem Stahlguß bestehende Platte ist gletscherartig ausgewaschen, an einigen Stellen sogar bis auf wenige Millimeter. Die beiden Verstärkungen

in so kurzer Zeit durch Sandschliff wohl noch nirgends beobachtet worden. Sie haben hier zum großen Teil dazu geführt, die alte Konstruktion zu verlassen und waren richtunggebend bei der Wahl des neuen Wehrverschlusses.

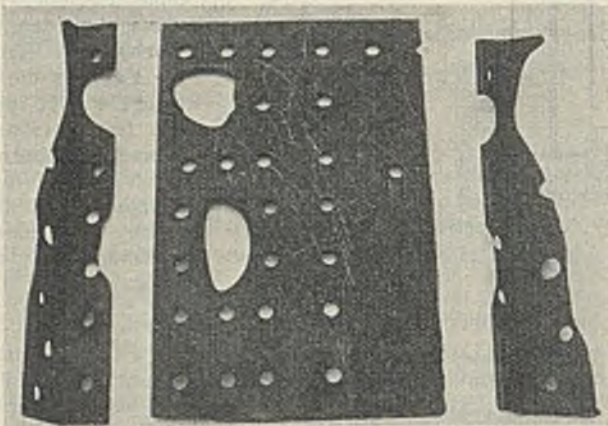


Abb. 9. Durchgeschliffene Knotenbleche und Winkel.

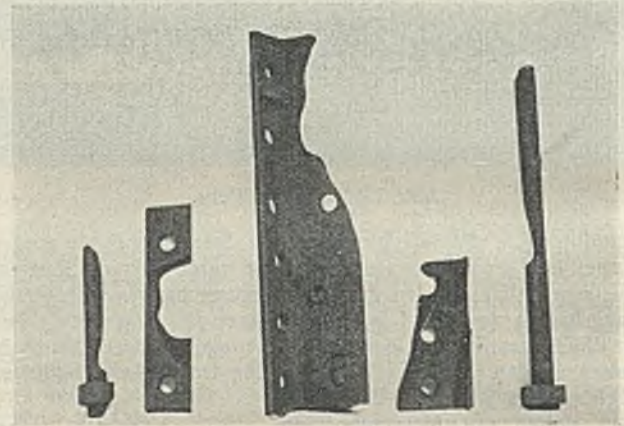


Abb. 10. Durchgeschliffene Bolzen und Winkel.

rechts, gegen die sich die Nocken der Verriegelungshebel anlegen, sind vollkommen ausgehöhlt. An einem ist zum Vergleich der alte Querschnitt punktiert dargestellt.

Derartige erhebliche Zerstörungen eiserner Konstruktionsteile sind

Das zwischen Griesständer und Unterlagsplatte eindringende Wasser- und Sandgemisch hat aber nicht nur die Eisenteile beschädigt. Auch die Wehrsohle war nach Abb. 13 ausgewaschen, und zwar jedesmal hinter der Fußplatte der Griesständer. Die Abmessungen dieser Auswaschungen

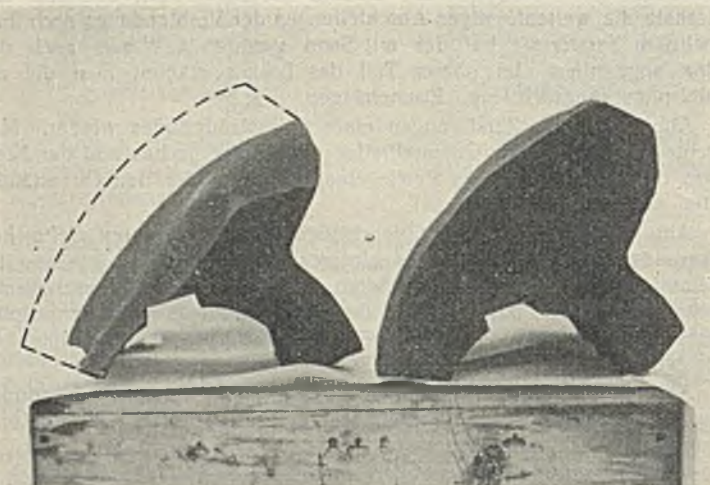


Abb. 11. Abgeschliffener und unbeschädigter Verriegelungsnocken
am Griesständerfuß.

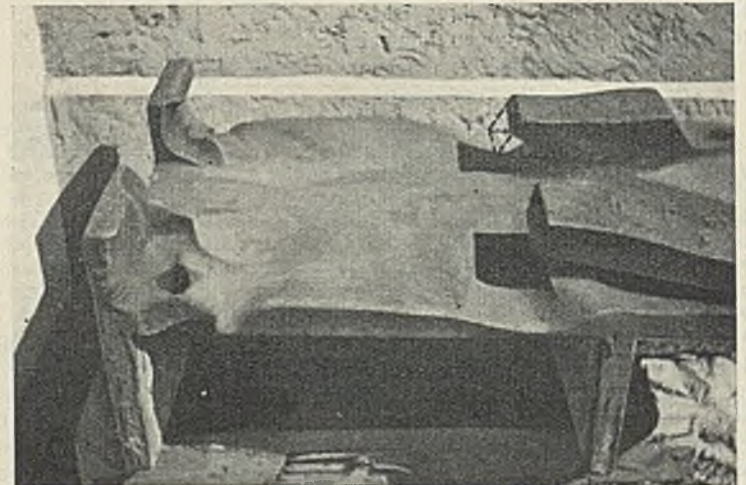


Abb. 12.
Abgeschliffene Auflagerplatte.

schwankten zwischen 30 bis 75 cm Länge, 35 bis 100 cm Breite und 5 bis 25 cm Tiefe. Mängel im Beton können nicht die Ursache dieser Beschädigungen sein, da sich der obere Beton der Wehrsohle im übrigen als von guter Beschaffenheit herausstellte.

Weiter waren an mehreren Stellen die zum Abschluß der Schütztafeln auf der Sohle eingesetzten Granitquader stark ausgeschliffen, stellenweise bis 15 cm tief. Dieser Vorgang ist nur dadurch zu erklären, daß es nicht immer gelingt, die etwas leichten Schütztafeln, die im Laufe der Zeit auch verbogen werden, fest aufzusetzen, insbesondere auch, weil die rollende Reibung des Schützes durch Festrosten der Führungsrollen in gleitende übergeht. Bleiben aber beispielsweise durch eingeklemmte Kiesel oder sonstige Fremdkörper nur einige Millimeter Zwischenraum zwischen Sohle und Schütz (Abb. 14), so entsteht auch hier ein starker Spülstrom, der im Laufe der Jahre diese erheblichen Wirkungen hervorruft. Bei der Bedienung des Wehres war, weil eine gewisse Durchlässigkeit festgestellt war, schon immer darauf Rücksicht genommen, die unteren Wehrtafeln möglichst stehenzulassen und den Stau mit den oberen Tafeln zu regeln, soweit die Segmentwehre dazu nicht ausreichten. Auch wurden die unteren Tafeln durch Asche gedichtet. Aber das alles hat die Beschädigungen nicht verhindern können. Man sieht hier einen Beweis für die große Wichtigkeit der Frage des dichten Anschlusses von Wehrkörpern an die Wehrsohle und die Pfeiler.

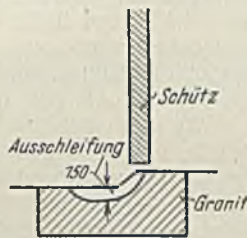


Abb. 14. Ausgeschliffener Granitstein unter den Schütztafeln.

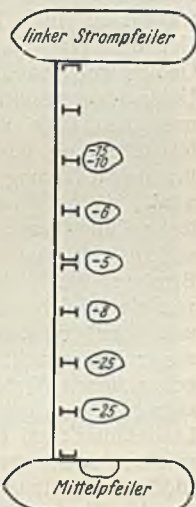


Abb. 13. Zerstörungen in der linken Griesständeröffnung.

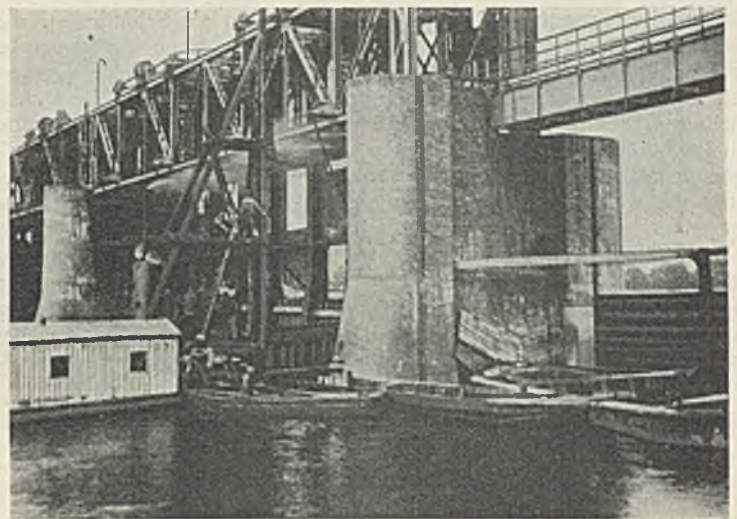


Abb. 15. Untersuchung des linken Strompfeilers.

als schwefelsaure Magnesia im Oberwasser vorhanden und setzt sich mit dem freien Ätzkalk des Zements nach der Formel $MgSO_4 + CaO = CaSO_4 + MgO$ zu treibendem Gips um. Die Umsetzung ist von 212 mg bis auf 17 mg, also fast vollständig vor sich gegangen.

Die Ergebnisse der vorgenannten Untersuchungen in Verbindung mit der Beurteilung der entnommenen Betonproben waren so schwerwiegender Art, daß man sich entschloß, eine gründliche Untersuchung eines Pfeilers vorzunehmen, um genau zu erfahren, wie weit die Zerstörungen im Innern des Bauwerks fortgeschritten seien und ob durch geeignete Maßnahmen den weiteren Zerstörungen vorgebeugt werden könne.

Im Frühjahr 1926 wurde zugleich mit der Überholung der rechten Schiffahrtöffnung diese Untersuchung am linken Strompfeiler in der Weise durchgeführt, daß man zur Trockenlegung um den Pfeiler herum eine eiserne Spundwand rammte (vgl. Abb. 15). Bemerkenswert ist hierbei daß es gelang, die eiserne Spundwand in die alte hölzerne etwa 0,5 m tief hineinzurammen und so einen recht dichten Anschluß zu erzielen.

Chemische Zerstörungen.

Die an den Pfeilern vorhandenen Ausblühungen hatten schon längere Zeit Aufmerksamkeit erregt. Man hatte ihnen aber nicht das Gewicht beigelegt, das sie später beanspruchen sollten, weil sowohl bei Wehren als auch Schleusen in Klinkerverblendung derartige Ausblühungen als unschädliche Auslaugungen des Mörtels öfter vorkommen.

Nach Leerpumpen der Wehrgrube fand sich jedoch im linken Seitenpfeiler eine starke Durchquellung. Um festzustellen, woher dieses Wasser kam, wurden einige Wasseruntersuchungen vorgenommen, und zwar untersuchte man einmal das Weserwasser und alsdann das aus dem Pfeiler austretende Wasser. Die beiden Untersuchungen seien hier wiedergegeben.

1. Abwasser-Untersuchungsstelle Hildesheim.

	Weser	Pfeiler
Alkalinität gegen Phenolphthalein	70 mg CaO	630 mg CaO
Gesamthärtegrade	14 „ „	58,2 „ „
Schwefelsäure (SO ₃)	104 „ „	5,5 „ „
Chlorgehalt	210 „ „	210 „ „

2. Apotheke Hoya.

	Weser	Pfeiler
Alkalinität gegen Phenolphthalein	neutral	557 mg CaO
Gesamthärtegrade	12,6 mg CaO	62 „ „
Schwefelsäure (SO ₃)	134 „ „	4,8 „ „
Chlorgehalt	433 „ „	241 „ „

Schon diese beiden Analysen zeigten übereinstimmend, daß Wasser in den Pfeiler eindringt, und daß die im Weserwasser vorhandene Schwefelsäure fast restlos im Pfeiler zurückgehalten wird. Auch zeigt ein Vergleich der Härtegrade eine starke Zunahme des Härtebildners, also eine Kalkentziehung. Eine weitere Wasseruntersuchung durch das Laboratorium Fehn in Hannover hatte auszugswise folgendes Ergebnis:

	Oberwasser	Pfeiler	Sohle
Alkalinität gegen Phenolphthalein	neutral	327 mg CaO	411 mg CaO
Gesamthärte	24 mg CaO	34,2 „ „	40,9 „ „
Schwefelsäure (SO ₃)	142 „ „	11 „ „	11 „ „
Magnesium als MgO	72 „ „	6 „ „	6 „ „
Als schwefelsaure Magnesia vorhanden	212 „ „	17 „ „	17 „ „
Chlor	383 „ „	305 „ „	320 „ „

Vorstehende Analyse bestätigte die früheren Ergebnisse, wonach im Bauwerk Gips sich bildete. Die Schwefelsäure SO₃ ist mit dem Magnesium

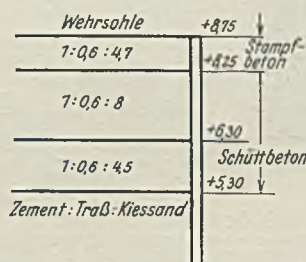


Abb. 17. Mischungsverhältnisse der alten Wehrsohle.

Um in das Innere des Pfeilers zu gelangen, wurde dann nach Wegnahme der Verblendung ein Schlitz durch den Pfeilervorkopf mittels Preßlufthammer vorgetrieben. Hierbei konnten dann fortlaufend der Beton und das Wasser eingehend untersucht werden. Es wurde festgestellt, daß der Beton — zumal der hinter der Verblendung befindliche — zum größten Teil mürbe war und sich leicht mit dem Preßlufthammer lösen ließ. Auch wurden Nester mit gelber Färbung vorgefunden. Abb. 16 veranschaulicht gut den freigelegten Beton.

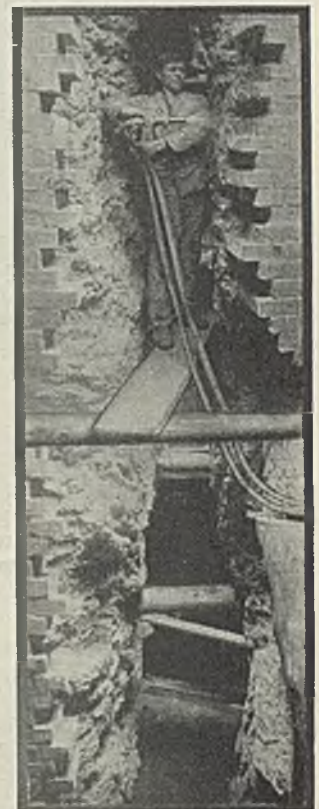


Abb. 16. Freigelegter Beton im Pfeilervorkopf.

Um voneinander unabhängige Begutachtungen zu erhalten, wurden sowohl an das Staatliche Materialprüfungsamt in Berlin als auch an Prof. Dr. Grün, Direktor des Forschungsinstituts für Hütten- und Zementindustrie in Düsseldorf, zahlreiche Beton und Wasserproben, die an den verschiedensten Stellen des Bauwerks entnommen waren, übersandt. Zugleich fanden mit den Gutachtern eingehende örtliche Besprechungen und Prüfungen der Bauwerkteile statt. Für die Beurteilung der Beschädigungen waren selbstverständlich die Mischungsverhältnisse und Art der Einbringung des alten Betons wesentlich. Hierüber sei kurz folgendes gesagt:

Die beiden unteren Lagen der Sohle wurden als Schüttbodyeton, die obere nach Erhärten des Schüttbodyetons und Auspumpen der Baugrube aus Stampfbeton hergestellt. Die gewählten Mischungsverhältnisse ergeben sich aus Abb. 17. Die fettere unterste, 1 m starke Schicht sollte Durchquellungen verhüten, die obere, 0,5 m starke Stampfbetonschicht sollte mit Rücksicht auf Schleifwirkungen möglichst hart werden. Für das aufgehende Mauerwerk der Pfeiler wählte man 1 Zement:0,6 Traß:9,5 Kiessand. Verwendet wurde Alemannazement und Hersfelder Traß, dazu der in der Nähe der Wehrbaustelle gewonnene Kiessand aus der Weser.

Die Mischungen sind seinerzeit in der Staatlichen Materialprüfungsanstalt Berlin und auch auf der Baustelle untersucht worden. Sie ergaben ganz ungewöhnliche Festigkeiten. Nach der damals geltenden Anschauung hat man geglaubt, den Traß als Bindemittel ansehen zu dürfen. Rechnet man nach dieser Anschauung die gewählten Mischungen auf reinen Zementbeton um, so erhält man etwa:

1 Zement + 0,6 Traß + 4,5 Kiessand = 1 Zement + 2,75 Kiessand,
1 " + 0,6 " + 4,7 " = 1 " + 3,00 "
1 " + 0,6 " + 8,0 " = 1 " + 5,00 "
1 " + 0,6 " + 9,5 " = 1 " + 6,00 "

Diese Mischungen waren damals als üblich und den gewählten Ausführungsverhältnissen entsprechend anzusehen.

Wie kaum anders zu erwarten war, kamen die neuen Gutachten zu einer Bestätigung der bisherigen Ergebnisse. Die Einführung der Kaliabwässer aus den Werken im Gebiete der Werra reichert das Weserwasser stark mit Schwefelsäure an. Durch zahlreiche Wasseranalysen wurde festgestellt, daß das Weserwasser vor dem Wehr erhebliche Mengen Schwefelsäure enthält. Was an Schwefelsäure in der Weser gefunden wird, kommt als Salz vor. Kaliabwässer, und zwar Kiseritwaschwässer und Sulfatendlaugen erhöhen den Gehalt der Flüsse an Schwefelsäure, indem sie diesen neben anderen insbesondere Magnesiumsulfat und Kaliumsulfat zuführen. Wässer, die diese Salze in verdünnt-wässriger Lösung und außerdem viel freie Kohlensäure und Chloride enthalten, sind zum Basenaustausch mit den Bestandteilen des Betons befähigt. So bilden im vorliegenden Falle die Sulfate mit dem freien Ätzkalk des Betons zunächst Gips. Im weiteren Verlauf der Zersetzung tritt dieser Gips mit dem im Mörtel vorhandenen Kalziumaluminat zu einer mit viel Wasser auskristallisierenden Doppelverbindung, dem Kalzium-Aluminium-Sulfat — auch Zementbazillus genannt — zusammen. Mit ihrer etwa 32 fachen Volumenvergrößerung lockert diese

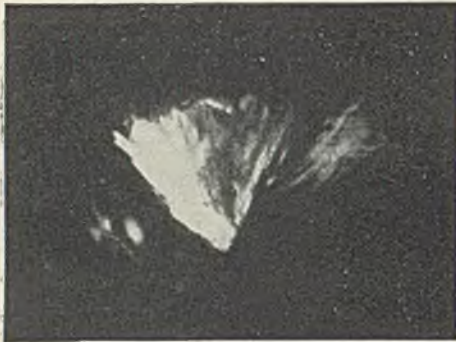


Abb. 18. Zementbazillus (stark vergrößert).

Verbindung das Gefüge des Betons in hohem Maße. Prof. Dr. Grün belegt seinen Befund mit einem als Abb. 18 beigefügten Abzug eines mikroskopischen Bildes des Zementbazillus.

Die Untersuchungen des Betons ergaben, daß die Zerstörungen im Innern des Bauwerks schon weit fortgeschritten sind, besonders in den Teilen, die in weniger fetter Mischung hergestellt wurden. Auch die Gutachter stehen auf dem Standpunkte, daß die Erfahrungen der letzten fünf Jahre dazu geführt haben — entgegen der früheren Anschauung —, den Traß nicht mehr als Bindemittel anzusehen. Traß sei zwar ein vorzügliches Dichtungsmittel, greife aber in die Erhärtung nur in untergeordnetem Maße ein. Infolgedessen seien die Bauwerkteile mit weniger fetter Mischung, die vom Weserwasser unter hohem Druck dauernd durchflossen werden, nicht geeignet gewesen, diesen Angriffen standzuhalten. Günstig sei gewesen, daß die bis jetzt noch verhältnismäßig dichte Verklüftung ein stärkeres Durchsickern des Betons verhindert habe.

Als Endergebnis ihrer Untersuchungen stehen beide Gutachter auf dem Standpunkte, daß der Bestand des Bauwerks gefährdet ist. Die Zerstörungen werden für so schwerwiegend gehalten, daß die Ansicht gerechtfertigt erscheint: „Der Schüttbodyeton des jetzigen Wehres stellt dauernd keinen sicheren Unterbau für die Pfeiler und die Wehrsohle mehr dar.“ Auch werde durch eine Ummantelung des Betonkerns der Pfeiler der Zutritt von Weserwasser durch den Pfeilerfuß und damit die weitere Zerstörung nicht verhindert werden können.

Schwefelwasserstoffquelle.

Im Laufe der Arbeiten am linken Stompfeiler zeigte sich plötzlich dicht neben der alten Pfeilerspundwand eine Schwefelwasserstoffquelle, die nach mehrfacher Verlegung ihrer Ausbruchstelle durch ein Filterrohr gefaßt wurde und die Anfang Dezember 1926 1 sl frei auslaufen ließ.

Der Schwefelwasserstoffgehalt war gering, aber am Geruch deutlich erkennbar. Auffallend war die starke Temperaturabweichung gegenüber dem Weserwasser. Am 1. Dezember 1926 wurden auf dem Grunde des Filterrohres + 15,8° C gemessen, während die Temperatur des Weserwassers an jenem Tage + 4,4° C und die Lufttemperatur + 1,4° C betrug. Um die Herkunft der Quelle zu erforschen, wurde auf Vorschlag der Geologischen Landesanstalt zu Berlin in nächster Nähe des Wehres eine Untersuchungsbohrung bis zu der mit dem verfügbaren Bohrzeug möglichen Tiefe von 37,20 m niedergebracht. Man wollte vor allem feststellen, ob das Quartär bereits in geringer Tiefe von einer älteren, für den Ursprung der Quelle verantwortlichen Formation unterlagert wird. Hierbei konnte man — wie die Geologische Landesanstalt in ihrem Gutachten ausführt — an Tertiär denken, wie es als Ursprungsschicht der von Dörverden 16,5 km entfernten Schwefelquelle von Blenhorst beschrieben ist, oder an einen unterirdischen Salzgebirgspfeiler, wie sie in 6 bis 8 km Entfernung von Dörverden, bei Hülsen, Westen und Ahnebergen, auftreten. Leider hat die Bohrung für die Aufklärung dieser Frage nicht ausgereicht. Die Ergebnisse der aus dem Bohrloch genommenen Wasserproben zeigte eine auffällige Zunahme des Schwefelsäuregehalts mit der Tiefe. Diese dürfte nach Ansicht der Geologischen Landesanstalt auf einen steigenden Gipsgehalt des Grundwassers zurückzuführen sein, was seinerseits auf die Nähe von Zechsteinsalzgebirge in südlicher Richtung oder in der Tiefe hindeutet. Da die angetroffene Quelle offenbar die Schadensgefahr für den Beton, die das Flußwasser in sich birgt, erhöht, versuchte man durch eine zweite Bohrung auf 100 m Tiefe Aufschluß über deren Herkunft zu erlangen.

Nach Bestimmung im Bohrarchiv der Landesanstalt ist die angetroffene Schichtenfolge:

0 bis 0,20 m	Auelehm,
0,20 " 1,00 "	Sand, kiesig,
1,00 " 2,40 "	Auelehm,
2,40 " 12,40 "	Weserschotter und Kiese, oben von etwas Sand bedeckt,
12,40 " 20,70 "	Sand und Kies nordischen Ursprungs, mit einheimischem Material — doch nicht Weserschotter — gemischt,
20,70 " 70,00 "	Sand, grau, fein, etwas glimmerhaltig, mit Braunkohlentelchen, kalkhaltig,
70,00 " 100,00 "	Sand, fein, grau, glimmerhaltig, mit unregelmäßigen, etwa bohnen großen Braunkohlegeröllen.

Die Geologische Landesanstalt bestimmte die Schichten von 0 bis 2,8 m als zweifellos alluvial, die Schichten von 2,8 bis 12,4 m als alluvial, vielleicht teilweise auch angesichts der Verlagerungen des Weserbettes in alluvialer Zeit und der damit verbundenen Schotter-Umlagerungen als diluvial. Unterhalb der Tiefe von 12,4 m sind die Schichten als Diluvium angesprochen. Leider hat auch diese Bohrung den Grund des alten Diluvialtals nicht erreicht. Man darf aber mit ziemlicher Sicherheit auf große Nähe des Talgrundes bei 100 m Tiefe schließen, weil von 80 m ab der Gehalt des Grundwassers an löslichen Salzen — eine schnelle Zunahme zeigt. Vgl. nachfolgende Zusammenstellung:

Tiefe	CaO mg/l	SO ₃ mg/l
70 m . . .	126	96
80 " . . .	167	128
90 " . . .	845	928
100 " . . .	1078	1105

Die gefundene stark erhöhte Temperatur des Grundwassers, die schon an der Baugrubenquelle auffiel, läßt sich nach Ansicht der Geologischen Landesanstalt nur durch Zuflüsse aus Tiefen von etwa 200 bis 300 m erklären. Vermutlich sind sie es, die zugleich den auffallenden Gipsgehalt herbeiführen, als dessen Ursprungsgebiet voraussichtlich ein Riff von Zechsteingips in der Nachbarschaft in Frage kommt.

Es fällt auf, daß die Analysen des Grundwassers keinen Schwefelwasserstoff enthalten. Daraus müßte man schließen, daß der Schwefelwasserstoffgehalt der Baugrubenquelle rein örtlicher Herkunft, etwa aus dem Weseralluvium stammt. Dies wird vielleicht bei Trockenlegung der Baugrube weiter geklärt werden. Nach dem Gutachten muß man bei Wasserbauten in der Nähe von Dörverden mit einem beträchtlichen Gehalt des Grundwassers an Chloriden des Natriums, Magnesiums usw. besonders an Gips und einer der erhöhten Durchschnittswärme des Wassers entsprechenden chemischen Aktivität des Grundwassers rechnen.

Zusammenfassung.

Die vorstehend geschilderten erheblichen Beschädigungen des Wehres und die in den Gutachten ausgesprochenen Ansichten über seinen weiteren Fortbestand mußten dazu führen, von einer Instandsetzung der alten Anlage abzusehen, die Unterbauten aufzugeben und auch die alte Eisen-

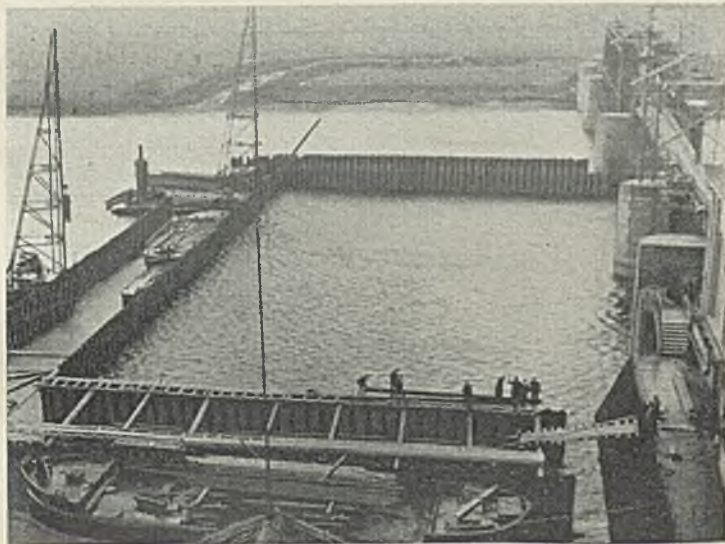


Abb. 19. Fangedammrammung für das neue Wehr.



Abb. 20. Fertiger Fangedamm und Leerpumpen der Baugrube.

konstruktion zu verlassen. Leider erschwert das nebenliegende Kraftwerk die Verlegung an eine andere Stelle, und so soll 15 m oberhalb das neue Wehr entstehen, bei dessen Bau die hier und bei anderen bestehenden und im Bau begriffenen Anlagen gemachten Erfahrungen, insbesondere

die inzwischen neu gewonnenen Anschauungen über Betonzusammensetzung und Betonbereitung sowie Eisenkonstruktion, weitgehend berücksichtigt werden.

Eine weitere Veröffentlichung soll demnächst hierüber Auskunft geben. Die Bauten sind bereits im Gange. Der Fangedamm der rechten Wehrhälfte steht, und man arbeitet zur Zeit am Einbau der Wasserhaltungsbrunnen (vgl. Abb. 19 u. 20).

Alle Rechte vorbehalten.

Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke in Berlin.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsoberbaurat, Berlin.

(Schluß aus Heft 18.)

Durch die Behelfsbrücken wurden die Gewölbebogen von der Verkehrslast befreit. Um sie abbrechen zu können, mußte eine behelfsmäßige Pfeilerverstärkung vorgenommen werden, da die Kämpfer zweier benachbarter Bogen so weit in das Pfeilermauerwerk hineingingen, daß nach ihrem Ausbruch der Pfeiler nur noch in einer Stärke von 25 bis 35 cm vorhanden war. Daher wurde an die Außenflächen der Pfeiler

genieteten Schnabel, der an den Bremsverband durch eine waagerechte Schwinge angeschlossen ist (Abb. 14). Nach Inbetriebnahme des Brems-

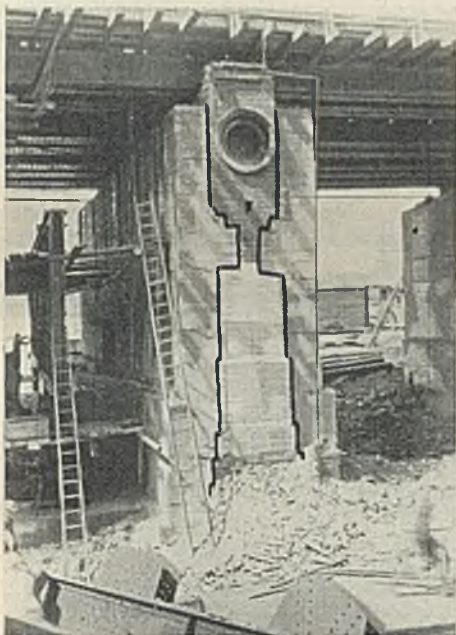


Abb. 11. Verstärkter Pfeiler. (Der stehengebliebene alte Pfeiler ist umrandet.)

eine mit ihnen durch Anker verbundene Eisenbetonschale angesetzt, die sich nach unten entsprechend verbreiterte (Abb. 11). Die Verstärkung wurde zunächst bis zur Bogenkämpferhöhe auf der ganzen Länge der Pfeiler durchgeführt, sodann wurde der äußere etwa 1 m breite Streifen des Bogens abgebrochen und die Pfeilerverstärkung in dem frei gewordenen Streifen bis unter die Behelfsbrücken hochgeführt (Abb. 12). Dadurch erhielt der obere Teil des Pfeilers eine Unterstützung, die den Ausbruch einer zweiten Bogenlamelle ermöglichte (Abb. 13). Bei diesen Arbeiten mußte sehr vorsichtig vorgegangen werden; Schritt für Schritt wurde die Sicherung der Pfeiler und der Abbruch der Bogen durchgeführt,

wobei die Pfeiler durch eine doppelte Steifenlage noch besonders gesichert waren. Der Bogenabbruch wurde zunächst nur im Bogen 70 durchgeführt, in den frei gewordenen Bogen wurde sodann zunächst ein Bremsverband zwischen der oberen Steifenlage und den Behelfsbrücken eingebaut. Dieser Verband hat eine Spannweite von rd. 30 m und stützt sich auf die behelfsmäßigen Fundamente Z₂. Auf diese überträgt er die Bremskräfte aus den über den Bogen 67 bis 71 liegenden Behelfsbrücken, die sämtlich durch Winkellaschen miteinander verbunden sind. Die Übertragung geschieht durch einen an die Brücken des Bogens 70 unten an-

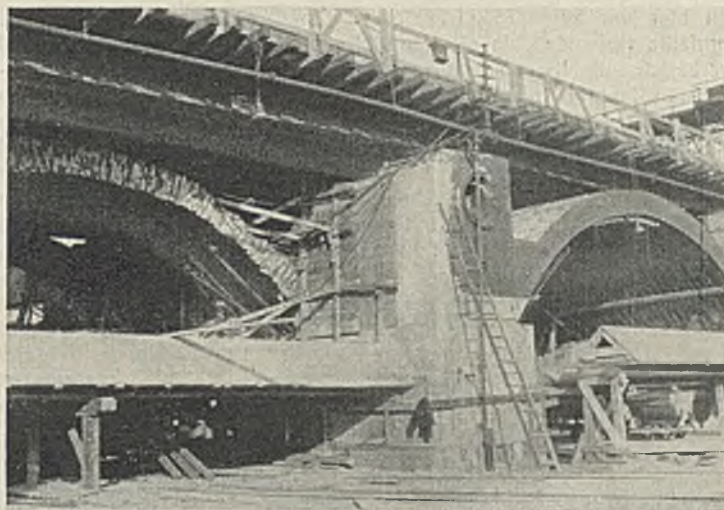


Abb. 12. Abbruch des Bogens 70 und lamellenweise Hochführung der Pfeilerverstärkung.

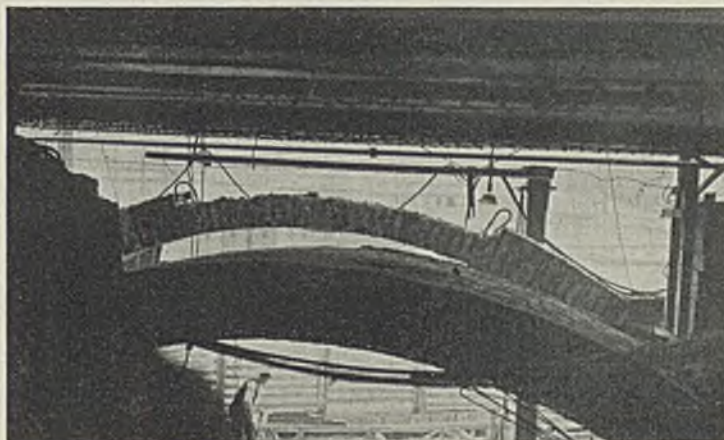


Abb. 13. Lamellenweiser Bogenabbruch.

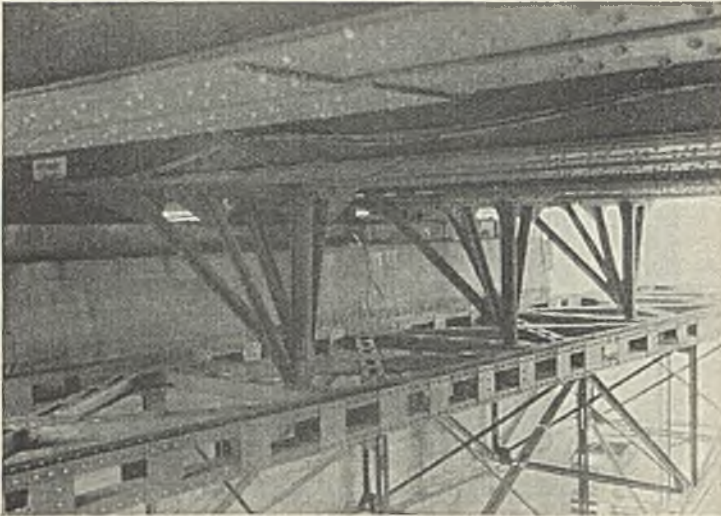


Abb. 14. Bremsverband im Bogen 70.

verbandes hatten die frei stehenden Pfeiler I bis 4 nur noch lotrechte Lasten aufzunehmen, der Abbruch der Bogen 67 bis 69 konnte nun mit größerer Sicherheit zu Ende geführt werden.

Jetzt erst war die Möglichkeit für den Einbau der eisernen Abfangungen gegeben. In der Bahnhofsvorhalle wurden die Fachwerkträger 74 bis 76 eingebaut. Sie stützen sich auf die außerhalb der alten Stützfundamente liegenden Pfahlgruppen t, v, w_1 bis w_3 und u_1, u_2 sowie s , wobei Träger 75 durch Einschaltung des Trägers 77 wegen der hier durchführenden großen Leitungen auf w_3 und s übertragen wurde. Die genannten Konstruktionen tragen mit Hilfe von Längs- und Querträgern den alten Überbau der Vorhalle, so daß nach Außerlaststellen der alten Pendelstützen und Abbruch der alten Fundamente der Raum für die neuen Fundamente H_1 und H_2 geschaffen wurde. Der alte Frontpfeiler wurde durch die Fachwerkträger 15 und 16 ersetzt, die einerseits auf den Pfahlgruppen r_1 und r_2 , andererseits auf dem Träger 17 lagern (Abb. 15). Auch hier war keine Möglichkeit einer unmittelbaren Auflagerung auf Bohrpfähle vorhanden, da die unmittelbar an den Fundamenten n, t und v vorbeiführende Larssenspundwand wegen der für den südlichen Spreetunnel-Bauabschnitt frei zu lassenden Schiffahrtrinne so nahe wie möglich an den Reichsbahnviadukt herangeführt worden war. Der alte Überbau der Straße „An der Jannowitzbrücke“ wurde durch die nahezu parallel verlaufenden Fachwerkträger 9 bis 13 abgefangen. Diese haben bis zum Einbau des U-Bahn-Tunnels mehrere Belastungszustände durchzumachen (Abb. 17). Die Träger 9 und 13 geben ihre Lasten unmittelbar an Träger 15 ab, während 10 bis 12 vorläufig auf den Pfahlgruppen o, p und q aufliegen und von dort bis zum Träger 15 Koppelträger eingeschaltet sind. Da das Endwiderlager des Bogens 67 mit den unter dem westlichen Bürgersteig liegenden Stützenpfeilern ein gemeinsames Fundament bildete, wurden zunächst die westlichen Enden der Träger 9 bis 13 auf die hier aufbetonierten Fundamente Z_3 bis Z_6 aufgelagert (Abb. 18). Der Einbau der Träger 9 bis 13 war besonders schwierig, da er durch die behelfsmäßigen hölzernen Absteifungen außerordentlich be-

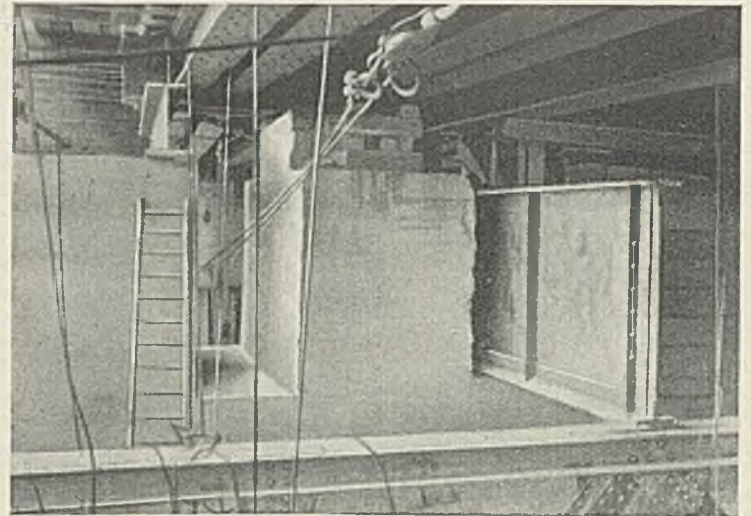


Abb. 16. Durch Pfeiler 2 hindurchgesteckte Querträger.

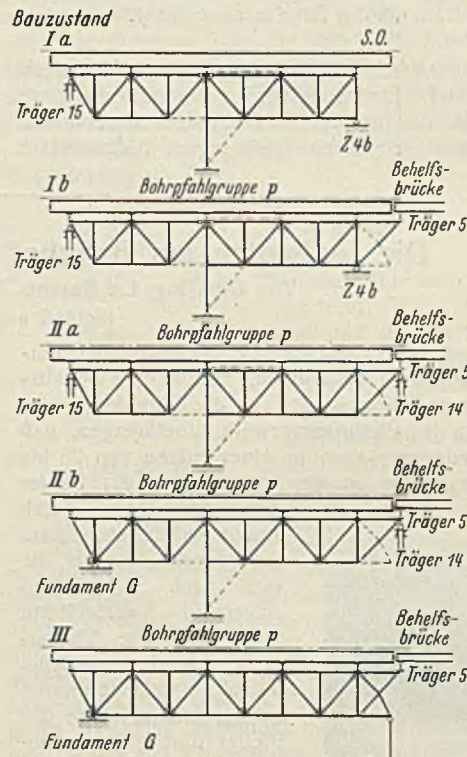


Abb. 17. Fundament F
Schema der verschiedenen Auflagerzustände des Trägers 11.

hindert war und zur Aufnahme der waagerechten Lasten mehrere Verbände eingebaut werden mußten. Weiter wurden in die Bogen 67 bis 69 die Fachwerkträger 56 bis 59 eingebaut, die — teilweise unter Verwendung von durch die Pfeilerköpfe hindurchgesteckten Querträgern (Abb. 16) — die Lasten der Behelfsbrücken aufnahmen und dadurch den Abbruch der Pfeiler 1 und 2 ermöglichten. Der Pfeiler 3 konnte zur Aufnahme der Behelfsbrücken zum größten Teile als Hilfskonstruktion bestehen bleiben; soweit er zum Einbau des Fundamentes D_1 abgebrochen werden mußte, wurde er durch den Träger 81 ersetzt, der auf einem der Bremsbockbeine aufliegt. Durch diese Konstruktionen und durch den Abbruch der Gewölbepfeiler war jetzt die Möglichkeit für den Einbau der neuen Fundamente E, D

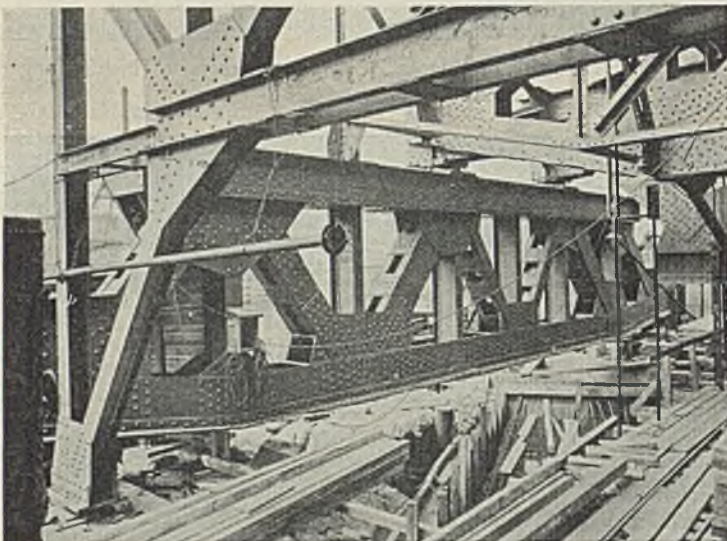


Abb. 15. Träger 17 mit den Auflagerungen von 15 und 16, darunter das spreeseitige Ende des Senkkastens G.



Abb. 18. Träger 13, auf Z_6 gelagert, wird durch einen Schlitz in Pfeiler 67 verlängert. Träger 14 wird durch 13 hindurchgesteckt.

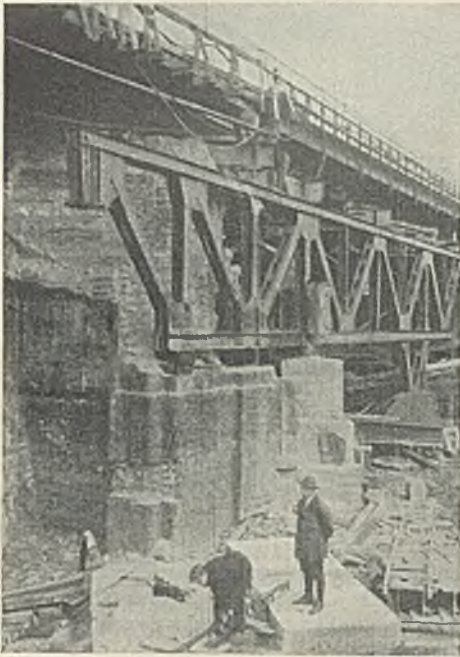


Abb. 19. Verlängerung von Träger 9 über das Auflager Z_3 hinaus.

und D_1 geschaffen, von denen E und D_1 die Stützen auf dem neuen westlichen Bürgersteig der verbreiterten Straße tragen werden, während D als Zwischenstützung zwischen E und C eingeschaltet ist. Für den neuen Pfeiler G war ebenfalls nach Abbruch des alten Frontpfeilers der Vorhalle der notwendige Raum geschaffen worden (Abb. 26), während bis zur Beseitigung des Endpfeilers des Bogens 67, der vorläufig noch von den Trägern 9 bis 13 und den Behelfsbrücken des Bogens 67 belastet war, noch größere Schwierigkeiten zu überwinden waren. Unter besonders schwierigen Umständen wurde hier zunächst stückweise ein Träger 5 (Abb. 17) unter die Enden der Behelfsbrücken geschoben und

unter diesem fünf schmale Schlitz in das Endwiderlager gestemmt, damit die Träger 9 bis 13 über die Fundamente Z_3 bis Z_6 hinaus verlängert und die Behelfsbrücken durch Vermittlung des Trägers 5 auf diese Verlängerungen aufgelagert werden konnten (Abb. 19 u. 20). Jetzt war die Möglichkeit vorhanden, durch das Endwiderlager einen weiteren größeren Schlitz in der Linie der Pfahlgruppen $l-k$ zu brechen und durch diesen Schlitz den Fachwerkträger 14 einzuziehen, dessen Stäbe durch die Fachwerke 12 und 13 hindurchgesteckt werden mußten (Abb. 18). Der Träger 14 wurde auf die Pfahlgruppen k und l gelagert und die Fachwerke 9 bis 13 auf ihn abgesetzt, wodurch endlich die Fundamente Z_3 bis Z_6 entlastet wurden und das Endwiderlager abgebrochen werden konnte. Damit war auch für das neue Fundament F , das künftig Stützenfundament in Straßenmitte werden wird, der notwendige Raum geschaffen.

Wie aus der vorstehenden Schilderung hervorgeht, war der Einbau der eisernen Abfangkonstruktion und der Abbruch der alten Steinbauten eine überaus verwickelte Arbeit sowohl im Entwurf wie in der Ausführung, die jedoch ohne die geringste Störung des dauernd über die Umbauten rollenden Verkehrs vor sich gegangen ist.

Der Einbau der neuen Fundamente vollzog sich nun ohne Schwierigkeiten; wegen der Tiefenlage wurde für das Einbringen von H_1 , G , F , E und D_1 Druckluftgründung angewendet (Abb. 21), während die übrigen Fundamente in offener Baugrube gegründet wurden. Über die verschiedenen

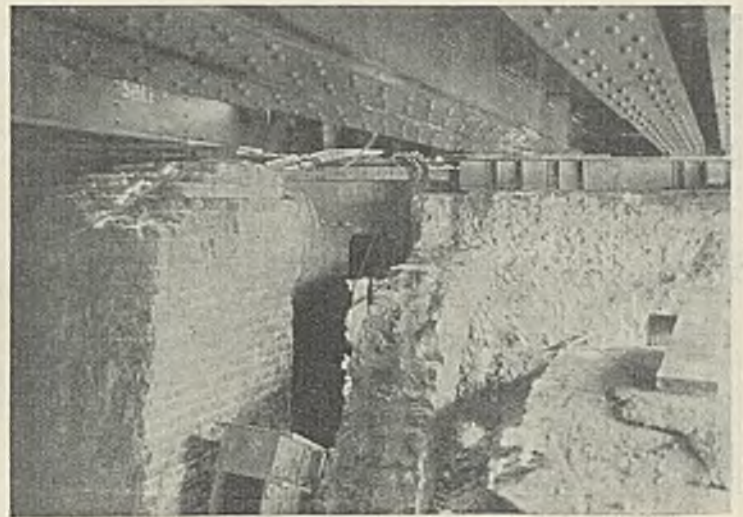


Abb. 20. Einführen eines Verlängerungsstückes des Trägers 10 in einen Schlitz des Pfeilers 67.

Tiefenlagen der Fundamente gibt der Längsschnitt Abb. 5 Auskunft. Es ist aus dem Grundriß Abb. 4 zu ersehen, daß die Fundamente E , D und D_1 sehr dicht aneinanderliegen und daß D den alten Pfeiler 3, der zur Zeit noch drei Gleise trägt, nahezu berührt. Unter normalen Umständen hätte man demnach, da man bei dem Heruntergehen von Senkkasten mit dem Nachrutschen des Bodens rechnen muß und infolgedessen alle Fundamente in der Tiefenlage voneinander abhängig sind, die Fundamente D und D_1 bedeutend tiefer gründen und den Pfeiler 3 durch eine Abfangkonstruktion ersetzen müssen. Der Einfluß der normalen Tiefe von D und D_1 hätte sogar zur Folge gehabt, daß Pfeiler C unterfangen werden mußte, was bei seiner Breite nur unter erheblichen Kosten möglich gewesen wäre. Zur Vermeidung dieser Schwierigkeiten wurde das neue Bodenverfestigungsverfahren angewendet (Abb. 23 bis 25). Um die nach D zu gelegene Ecke des Fundamentes E gruppiert sich diese Verfestigung des Bodens in vier verschiedenen tiefen Zonen, die treppenförmig nach dem alten Pfeiler 3 emporsteigen und mit der letzten Zone IV unter diesen teilweise heruntergreifen. Dadurch wurde erreicht, daß die Fundamente D und D_1 auf den verfestigten Zonen mit einer Ordinate $+28,20$ gegründet werden konnten, während E mit $+22,70$ um $5,50$ m tiefer liegt. Die Oberkante der Zonen I bis III liegt jedoch noch um 2 m unterhalb der seitlichen Verstärkungen des Pfeilers 3, und das untere Bankett des Fundamentes D greift unter einen dieser Verstärkungstreifen herunter. Infolgedessen mußte dieser Streifen auf die Länge des Fundamentes D zunächst durch eine Unterfangung gesichert werden. Diese Unterfangung ruht auf der Zone III, wurde in 11 Einzellamellen ausgeführt und bildet mit Hilfe einer Verzahnung einen Teil des unteren Banketts von D . Sie sichert den Pfeiler 3 gegen Rutschen nach der Baugrube von D ; bei D_1 wurde diese Sicherheit durch die Bodenverfestigung der Zone IV erreicht. Es wurden insgesamt etwa 450 m³ Boden mit einer Chemikalienmenge von etwa 290 kg je m³ verfestigten Bodens ausgeführt.

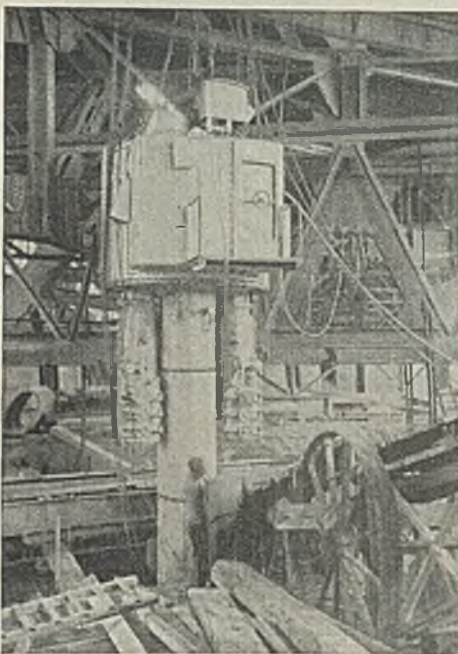


Abb. 21. Druckluftschleuse für Senkkasten G .



Abb. 22. Ansicht der Baustelle von der Alexanderstraße aus.

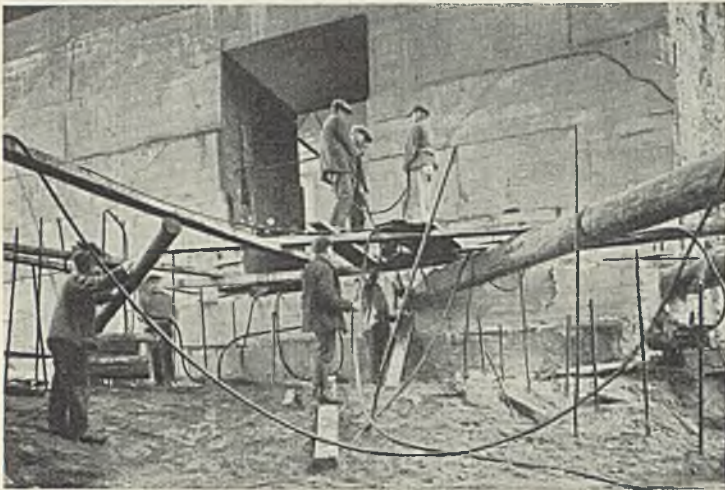


Abb. 24. Bodenverfestigungsarbeiten.

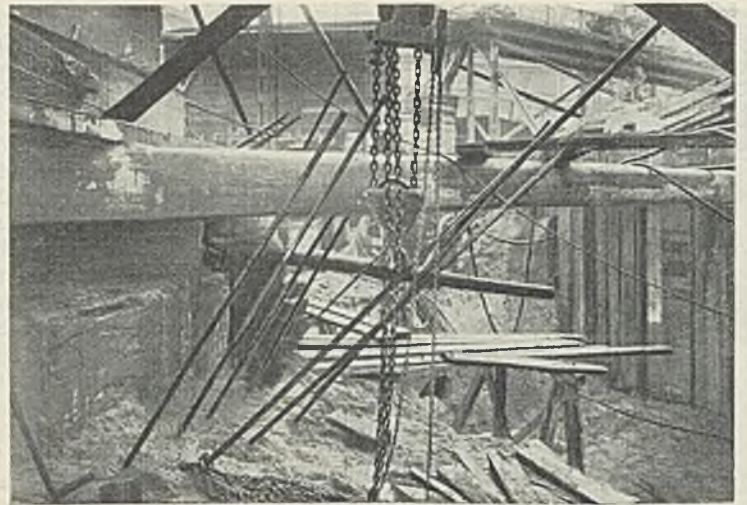


Abb. 25. Bodenverfestigung. Schrägrohre für Pfeiler 3.

Nach der Fertigstellung der Fundamente *F* und *G* mußte der Raum zwischen beiden für den Einbau des Untergrundbahntunnels freigemacht werden. Die Pfahlgruppen *l*, *n*, *o*, *p* und *q* mußten demnach entfernt und die auf ihnen ruhenden Träger umgelagert werden. Soweit die Fachwerkträger 9 bis 13 auf dem Träger 14, dessen Fundament *l* beseitigt werden mußte, auflagen, wurden sie unter teilweiser Verlängerung auf das Fundament *F* umgelagert und der Träger 14 herausgenommen. Dieselbe Umlagerung fand am Pfeiler *G* statt, wo infolge Fortfalls des Fundamentes *n*

auf *G* folgen konnte. Durch die letztere Umlagerung wurden die Fundamente *o*, *p* und *q* frei. Alle diese Änderungen an den Abfangkonstruktionen und die Umlagerungen konnten nur in den nächtlichen Betriebspausen vorgenommen werden.

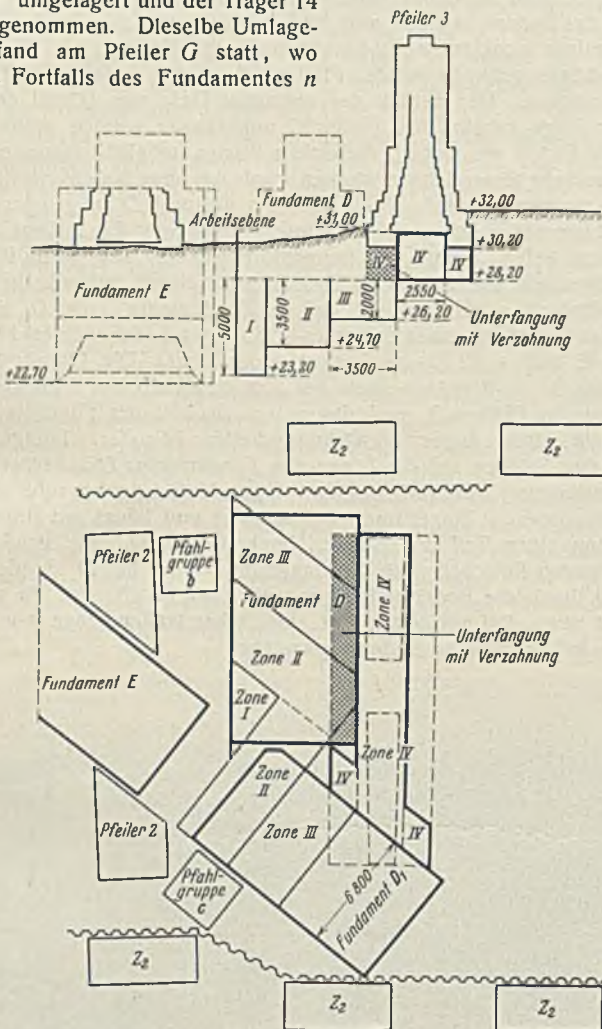


Abb. 23. Bodenverfestigung zwischen Fundament *E* und Pfeiler 3.



Abb. 26. Bodenaushub für die Baugrube des Pfeilers *G*.

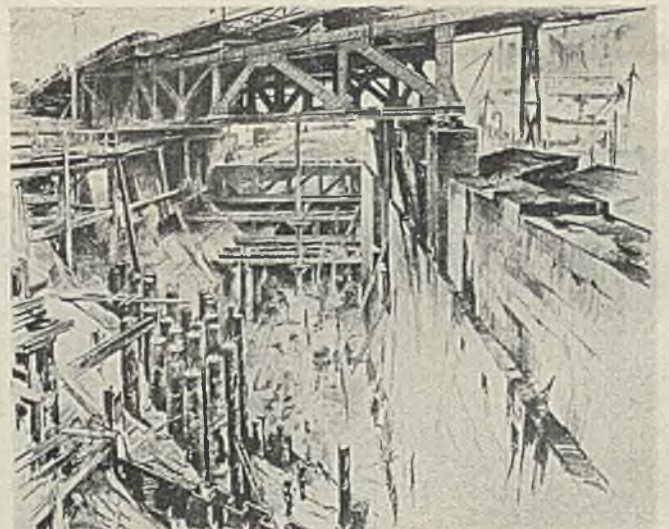


Abb. 27. Ansicht der Tunnelbaugrube von Norden her.

der Träger 17 und damit der Unterzug 15, der das Hochführen des Pfeilers *G* nicht zuließ, beseitigt werden mußten. Der ebenfalls auf 17 liegende Unterzug 16 konnte auf das Fundament *G* umgelagert werden, da sein Vorhandensein das Hochführen des Pfeilers *G* unter den Gleisen 2 bis 4 nicht stört und der Träger nach Fertigstellung des Gleises 2 beseitigt werden kann, und dadurch die Möglichkeit der Vollendung des Pfeilers gegeben ist. Die Träger 9 und 13 wurden unmittelbar von 15 auf *G* umgelagert, während 10 bis 12 mit ihren Koppelträgern erst zu Balken auf zwei Stützen umgestaltet werden mußten und darauf erst die Umlagerung

Die beschriebenen Arbeiten wurden im August 1928 begonnen, erfuhr jedoch während des strengen Winters 1928/29 eine mehr als vier Monate lange Unterbrechung, so daß erst im Dezember 1929 der Zeitpunkt für den Einbau des U-Bahn-Tunnels gekommen war (Abb. 27). Bereits Mitte April desselben Jahres wurde der Betrieb der Gesamtlinie eröffnet. An den Arbeiten waren die Firmen Grün & Bilfinger und Siemens-Bauunion als Arbeitsgemeinschaft für die Tiefbauten, die Firmen Steffens & Nölle, Hein, Lehmann & Co., Krupp-Druckenmüller und J. Gollnow als Arbeitsgemeinschaft für die Eisenkonstruktionen beteiligt. Trotz des

mannigfachen Ineinandergreifens von Tief- und Eisenbauten sind die Arbeiten reibungslos ausgeführt worden.

Etwa zur selben Zeit, als der Tunnel zwischen *F* und *G* ausgeführt wurde, begannen die Arbeiten für den Durchbruch der Holzmarktstraße durch den Reichsbahnviadukt nach Westen zu und für die Verbreiterung der Schicklerstraße, deren Bauprogramm des Stadtbahnbetriebes wegen in dasjenige der Jannowitzbrücke eingefügt werden mußte. Diese Arbeiten wurden daher aufs äußerste beschleunigt, und bereits Mitte August 1930 wurde der dreigleisige Betrieb zwischen Alexanderplatz und Jannowitzbrücke aufgenommen, das alte Gleis 4 ausgebaut und mit dem Einbau der endgültigen eisernen Überbauten auf der Strecke vom Bahnhof

Jannowitzbrücke bis zur verbreiterten Schicklerstraße, d. h. auf eine Länge von 240 m, begonnen. Seit dem 22. Dezember 1930 verkehrt die Stadtbahn in Richtung Alexanderplatz bereits wieder auf dem neuen Gleis 4, und es sind für den weiteren Einbau der endgültigen eisernen Überbauten vier Monate je Gleis vorgesehen, so daß für den Reichsbahnbetrieb Ende dieses Jahres wieder alle vier Gleise zur Verfügung stehen werden.

Im Laufe dieses Jahres wird auch die neue Straßenbrücke aufgestellt werden, der eine besondere Abhandlung gewidmet werden soll.¹⁾

¹⁾ Die beschriebenen Bauten werden auf der Berliner Bauausstellung (Ausstellung des Magistrats Berlin) in einem Modell gezeigt.

Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Scheidig, zur Zeit Technische Hochschule Wien.

A. Allgemeines.

Zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues, von durchgehend auf Baugrund gestützten Balken- und Platten Gründungen, von Laufschiene-fundamenten für Verladebrücken, von Kreisplattenfundamenten, Behälter- und Schleusenböden, von Unterpflastertunneln und ähnlichen Bauwerken ist die Kenntnis der Spannungsverteilung an der Sohlfläche ebenso erforderlich wie zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Baugrunde in geringerer Tiefe. Die Frage, wie antwortet der Baugrund auf örtliche Beanspruchungen, ist somit von erheblicher praktischer Bedeutung.

Für feste Körper und somit auch für Gründungen auf Felsboden, d. h. für Materialien, die dem Hookeschen Gesetze gehorchen oder im elastischen Verhalten nahestehen, ist die Pressungsverteilung und die Senkungskurve nach der Elastizitätstheorie, und zwar nach der Theorie des elastischen Halbraumes zu berechnen. Für einige ganz besondere Fälle ist die Lösung durch die Arbeiten von Boussinesq und Schleicher¹⁾ auch gelungen. Im allgemeinen sind die auftretenden mathematischen Schwierigkeiten aber so groß, daß die Theorie des elastischen Halbraumes für die Berechnung von Fundamenten in der Praxis kaum in Frage kommt und kommen wird.

In praktischen Fällen wird die Sohldruckverteilung daher entweder gleichförmig angenommen, graphisch ermittelt²⁾, nach Höchstwerten eingeschätzt³⁾ oder meist auf Grund der bekannten Beziehung $p = cy$ errechnet. Darin bedeutet p die Belastung in kg/cm^2 , y die Einsenkung des zugehörigen Elementes des Baugrundes in cm und c in kg/cm^3 die „Bettungsziffer“. Man setzt also die örtliche Nachgiebigkeit des Baugrundes der Bodenpressung proportional, nimmt den Baugrund elastisch an und setzt voraus, daß der einem Flächenelement zugeordnete Druck allein von der Senkung dieses Elementes abhängt, von den Verschiebungen des benachbarten Bereiches aber unabhängig sei⁴⁾.

Die Durchführung der Rechnung, d. h. die Auflösung der bekannten Differentialgleichung vierter Ordnung, ist als „Theorie der durchgehend elastisch gestützten Balken und Platten“ bekannt. Sie stammt ursprünglich von Winkler und Zimmermann⁵⁾, die auf diese Weise die Berechnung des Eisenbahnoberbaues versuchten, und ist von Schwedler, Engeßer, Föppl u. a. weitergebildet worden, immer im Zusammenhang mit der Versuchsforschung (Schubert 1891, Häntzschel 1889, Kurdjü-moff 1892, Bräuning 1904, Bastian 1906 u. v. a.). Diese Entwicklung erreichte einen neuen Aufschwung sowohl nach der theoretischen Seite hin als nach dem Umfange der Anwendung, als etwa von 1910 ab der Eisenbetonbau sich der Beziehung $p = cy$ für die Berechnung seiner Fundamentenbauten bediente. Die Versuchsforschung trat dabei leider fast ganz in den Hintergrund. Man übertrug die für Eisenbahnschwellen angenommenen Beziehungen, meist kritiklos, auf Balken, Platten, Behälterböden und Schleusen-sohlen von ganz anderen Abmessungen und auf „Baugrund“ aller Art schlechthin. Man kann diese Entwicklung, d. h. diese Übertragung in der Literatur von 1913 ab deutlich verfolgen⁶⁾. Wieghardt hat

1922 die Annahme $p = cy$ einer kritischen Prüfung unterzogen und einige der bestehenden Widersprüche aufgezeigt⁷⁾.

Daß Berechnungen nach der Theorie des elastischen Halbraumes sowie auf Grund der Annahme $p = cy$ in manchen Fällen zu überraschenden Unterschieden und sehr großen Abweichungen von der Wirklichkeit führen, die die ganze immerhin ziemlich umständliche Berechnung illusorisch machen, beweisen die neueren Versuche in Freiberg, Zürich, Moskau u. a. und die mit Hilfe der neueren Bodenmechanik gewonnenen neuen Erkenntnisse. Diese Feststellung ist um so schwerwiegender, als es noch nicht möglich ist, neue Rechnungswege zu zeigen.

Terzaghi⁸⁾ äußerte sich zur Frage der „Bettungsziffer“ wie folgt:

„Über die Bettungsziffer, d. h. über die Verteilung oder Änderung der Bettungsziffer mit der Distanz von der Lastplattenachse, liegen leider gar keine Ziffern vor. Nehmen wir an, daß wir eine vollkommen starre Platte auf den Baugrund auflegen, so soll die Druckverteilung auf diese gleichmäßig sein. Das einzige, was wir auf Grund der Versuche positiv wissen, ist, daß sie weit davon entfernt ist, gleichförmig zu sein.“

Die Sachlage ist daher folgende: auf der einen Seite die Forscher, die auf Grund der neueren Versuche und Erkenntnisse sich verpflichtet fühlen, auf die zweifellos vorhandenen Widersprüche zwischen Versuchsergebnissen und Theorie hinzuweisen; auf der anderen Seite die Theoretiker, die die allgemeine Gültigkeit ihrer theoretischen Ableitungen zu beweisen und gegen die Einwände der Forscher zu verteidigen suchen; schließlich die Ingenieure der Praxis, die Fundamente zu berechnen haben und die unsicher geworden sind, wie sie dies tun sollen, und nach neuen Versuchen und nach Klärung rufen.

Im folgenden mögen die neueren Versuchsergebnisse und praktischen Beobachtungen zur Klärung der Sachlage herangezogen werden. Die Untersuchung führt bereits zu klareren Erkenntnissen über die elementaren Grunderscheinungen, zu einer schärferen Fragestellung und zu einer Aufklärung mancher Widersprüche. Sie schafft damit eine zutreffendere Diskussionsbasis für die Zukunft und gibt Gesichtspunkte für neue Forschungen und Versuche. Sie wird damit auch bis zu gewissem Grade die Unklarheit beseitigen helfen, die bei vielen Fachgenossen auf diesem Gebiete heute herrscht.

B. Die elastische Kreisplatte mit gleichmäßiger Belastung.

Wir behandeln im folgenden die elastische Kreisplatte mit verschiedenen Belastungen, und zwar zunächst mit gleichförmig verteilter Belastung. Es ist klar, daß Sohl-druckverteilung und Formänderungen wesentlich von der Plattensteifigkeit abhängen. Die Theorie durchgehend elastisch gestützter Bauteile führt bekanntlich die Steifigkeitsziffer in die Rechnung ein. Wird die Steifigkeit der Platte unendlich groß, so erhalten wir den Grenzfall der starren Platte. Wird die Plattensteifigkeit unendlich klein, so erhalten wir den Belastungsgrenzfall des „Lastbündels“.

Wir unterscheiden also zwischen folgenden drei Belastungsfällen:

1. Die Belastungsfälle.

Fall A. Der starre kreisrunde Zylinder mit zentrischer Belastung. In diesem Falle müssen die Senkungen aller Punkte der Grundfläche gleich groß sein.

Fall B. Die elastische kreisrunde Platte mit gleichmäßig verteilter, zentrisch wirkender Belastung. In diesem Falle müssen die Senkungen an jeder Stelle der Plattensohle mit den Senkungen des Baugrundes verträglich sein, wobei die gleichmäßig verteilte Belastung so angenommen sei, daß sie allen Formänderungen der Platte zwanglos folgen kann.

Schleicher, B. u. E. 1925, S. 367; Schleicher, „Kreisplatten auf elastischer Unterlage“, Berlin 1926; v. Sanden und Schleicher, B. u. E. 1926, Heft 5, S. 83; Pasternak, Z. ang. Math. 1926, Heft 1.

⁷⁾ Wieghardt, Z. ang. Math. 1922, S. 165.

⁸⁾ Vortrag am 28. Oktober 1929 in Moskau.

¹⁾ Schleicher, „Zur Theorie des Baugrundes“, Bauing. 1926, Heft 48/49.

²⁾ Schnidtmann, „Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen“, Stuttgart 1920.

³⁾ Franzius, „Der Grundbau“, Berlin 1927, S. 40, und „Verkehrswasserbau“.

⁴⁾ K. Beyer, „Die Statik im Eisenbetonbau“, Stuttgart 1927, S. 21.

⁵⁾ „Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues“, Berlin 1888; in 2. Aufl. 1930 erschienen.

⁶⁾ Erwähnt seien nur: Lewe, B. u. E. 1913, S. 189; Arnstein, B. u. E. 1913, S. 368; Fröhlich, B. u. E. 1913, S. 318; Brugsch und Briske, B. u. E. 1914, S. 15, 53, 85; Mautner, B. u. E. 1917, S. 259 und 1918, S. 65; Craemer, B. u. E. 1925, S. 215, und 1926, S. 148; Hayaschi, „Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau“, Berlin 1921; Freund, B. u. E. 1917, S. 144, und 1919, S. 105; Z. f. Bauwes. 1918, S. 83, und 1924, S. 109 des Ing.-Bauteiles u. a.;

Fall C. Gleichmäßig verteilte Belastung mit kreisförmiger Begrenzung, die auf den Baugrund ohne Plattenzwischenlage unmittelbar wirkt. Diese Belastungsform kann man sich bestehen denken aus einem Bündel gleichlanger Sechskantstäbe oder aus konzentrischen Kreisringzylindern, wobei sich die Sechskantstäbe bzw. die Kreisringzylinder reibungslos senkrecht bewegen können. Alle Punkte der Belastungsgrundfläche erzeugen gleichen Bodendruck, und ihre Senkungen sind lediglich von den Formänderungen des Bodens abhängig, während die Belastung zwanglos folgt.

Fall A und C stellen offensichtlich Belastungsgrenzfälle dar, zwischen denen der Fall B eingeschlossen liegt.

2. Die Bodenkategorien.

Kategorie I: Idealboden. Dieser Boden sei so gedacht, daß er den Voraussetzungen der „Theorie durchgehend elastisch gestützter Balken und Platten“ streng gehorche, d. h. daß die Senkung eines jeden Bodenelementes der dort herrschenden Bodenpressung elastisch proportional und von den Senkungen des Nachbar-elementes unabhängig sei. Man kann sich diese Reaktionsform der Unterlage dargestellt denken durch ein System von Schraubenfedern, die in großer Zahl, dicht an dicht, das Bauwerk stützen (Abb. 1). Auch das archimedische Prinzip vom Auftrieb, den eine schwimmende Platte in einer Flüssigkeit erleidet, kann als Analogon benutzt werden (Abb. 2).

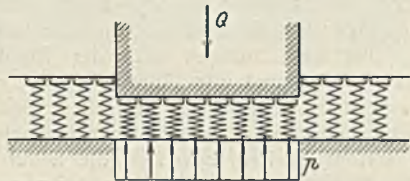


Abb. 1.

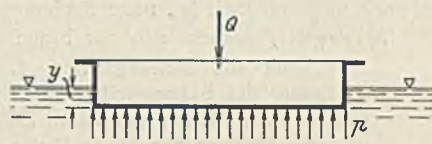


Abb. 2.

Kategorie II: Der feste elastische Körper bzw. Felsboden, der sich annähernd wie ein fester elastischer Körper verhält, d. h. vor allen Dingen druck-, schub- und zugfest ist. Praktisch gehören hierzu alle Arten homogener Felsböden, aber auch Kalkstein, Sandstein, Rotliegendekonglomerate usw., soweit sie dem Bauwerk als kompakte homogene feste Masse widerstehen.

Kategorie III: Bindige Böden bzw. Lehm-, Ton- und Schlamm-böden. Die physikalischen und Festigkeitseigenschaften werden in hohem Maße von dem Verhalten des Porenwassers in dem System Lehmschuppen + Wasser und von der Kohäsion bestimmt. Daher sollen vorläufig zwei Untergruppen unterschieden werden:

Kategorie IIIa: Verdichtete Tone mit gewissem Kapillarwasser-gehalt und wirksamer Oberflächenspannung des Porenwassers.

Kategorie IIIb: Jüngere Ton- und Schlammablagerungen mit überfluteter Oberfläche und aufgehobener Oberflächenspannung des Porenwassers.

Kategorie IV: Körnige Böden bzw. Sand, Kies, Klarschlagbettung usw. Festigkeitsmechanisch ist diese Gruppe charakterisiert durch den

vollständigen Mangel an Zug- und Schubfestigkeit, so daß diese Böden nur durch Druckübertragung von Korn zu Korn und unter Mitwirkung einer gewissen Reibung tragen. Ihr Verhalten unter Lasten wird in hohem Maße durch Lagerungsdichte und Strukturwiderstand bestimmt.

Böden mit besonderer Struktur, wie z. B. Löss, sollen hier außer Betracht bleiben.

3. Das Verhalten der verschiedenen Böden unter den verschiedenen Belastungen

Belasten wir der Reihe nach die vorerwähnten vier Boden-kategorien I bis IV mit den vorerwähnten drei Belastungsanordnungen A bis C, so erhalten wir für die Sohldruckverteilung und für die Senkungen Erscheinungen, wie sie in Tafel I dargestellt sind.

Belastungsfall A. Starrer Kreiszyylinder mit zentrischer Belastung: überall konstante Setzungen.

Kategorie I. Die gleichförmige Sohldruckverteilung und die Senkungsfläche ergeben sich aus den Grundannahmen der Theorie durchgehend elastisch gestützter Bauteile bzw. aus der Physik des Idealbodens und aus dem starren Körper. Am Rande des Zylinders hat die Senkungsfläche einen Sprung von Höchstwerte bis auf 0. Diese Erscheinungen sind allein beim Idealboden (Schraubenfederunterlage, schwimmender Körper) möglich, aber nicht bei irgendeiner Art von wirklichem Baugrund.

Kategorie II. Für Felsboden ergibt sich die Sohldruckverteilung und die Senkungsfläche nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraumes⁹⁾. Der Höchstwert der Sohldruckverteilung liegt nach Schleicher in der Nähe des Randes, der Kleinstwert in der Achse. Wahrscheinlicher ist, daß in diesem Falle der Höchstdruck senkrecht unter dem Rande liegt.

Kategorie IV. Für körnigen Boden ergibt sich die Sohldruckverteilung nach den Versuchsergebnissen in Freiberg, Zürich u. a. mit

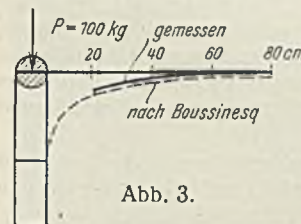


Abb. 3.

einem Höchstwert in der Achse und einem Kleinstwert am Rande, wobei der Größt- und Kleinstwert des Druckhaufens vom Durchmesser der Lastfläche abhängt und bei wachsendem Durchmesser abnimmt. (Randeinfluß¹⁰⁾). Die Senkungsfläche ist beim Sandboden begrenzter als beim Felsboden, was schon Föppl¹¹⁾ durch seinen klassischen Versuch im Jahre 1897 festgestellt hat (Abb. 3).

Beim festen Körper wird die Oberfläche infolge der vorhandenen Zugfestigkeit eben gewissermaßen mit hinabgezogen, während beim lockeren Sande (a) sich der unmittelbar unter der Last liegende Tragkörper verdichtet (Bodenverdrängung durch Verdichtung) und die Umgebung nachstürzt. Bei festgelagertem Sande (b), der keine wesentliche Verdichtung erfahren kann, und größeren Drücken können allerdings auch Hebungen und Aufwallungen der Sandoberfläche stattfinden (Vergrößerung des Porenvolumens, Bodenverdrängung durch Auftrieb).

Kategorie III. Für bindigen Boden ist die Sohldruckverteilung weder durch eine Theorie, noch durch Versuche bekannt, doch kann aus festigkeitsmechanischen Überlegungen heraus geschlossen werden, daß im Falle eines Bodens der Kategorie IIIa sich die Sohldruckverteilung der Kategorie II nähert, während im Falle eines Bodens der Kategorie IIIb sich die Sohldruckverteilung der Kategorie IV nähert. Diese Überlegungen werden noch durch das Folgende bekräftigt.

Belastungsgrenzfall C. Lastbündel mit gleichmäßiger Belastung: Überall konstanter Bodendruck.

Kategorie I. Sohldruck und Senkungsfläche ergeben sich genau wie im Falle A.

Kategorie II. Die Senkungsfläche hat kontinuierliche Gestalt, ihr Querschnitt etwa die Form einer flachen Sinuskurve. Unter einer punktförmigen Einzellast hat die Senkungskurve die in Abb. 4 dargestellte Form, für Flächenlasten wird die Gesamt-senkungsfläche durch Superposition gewonnen. Diesen Gedanken hat schon Engeßer¹²⁾ im Jahre 1893 für den Baugrund allgemein ausgesprochen und eine Baugrundtheorie darauf aufzubauen versucht. Terzaghi hatte sich in seiner „Erdbaumechanik“¹³⁾

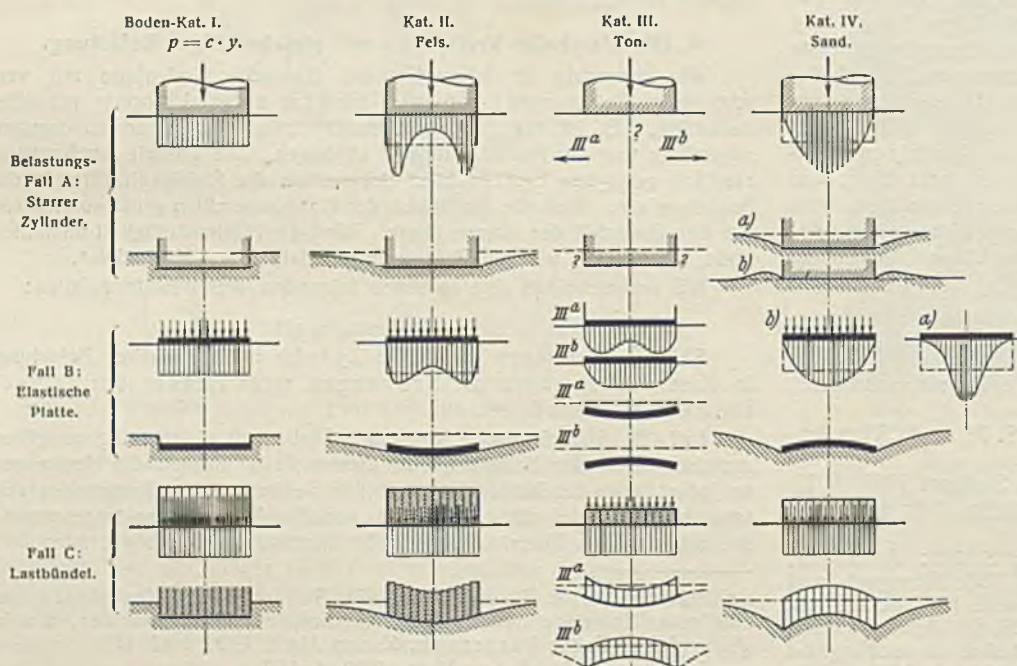
⁹⁾ s. Fußnote 1.

¹⁰⁾ Bautechn. 1929, Heft 52.

¹¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1897, S. 276.

¹²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1893, S. 306.

¹³⁾ Leipzig 1925, S. 235.



Tafel I.

dem Engeßerschen Standpunkte angeschlossen, betont dort aber mit Recht, daß die Superposition nur möglich ist,

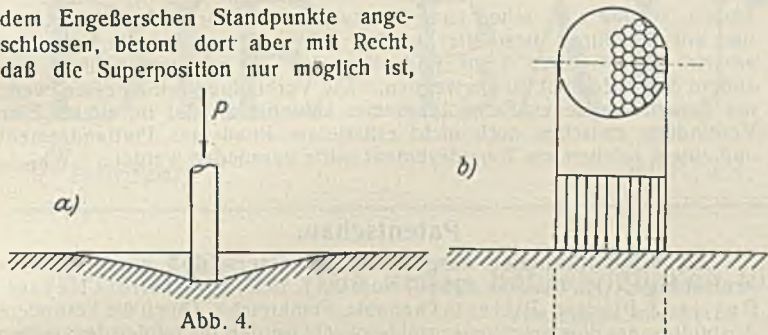


Abb. 4.

wenn das Hookesche Gesetz gilt. Wir sind durch die vorstehenden Betrachtungen heute zu der Erkenntnis gelangt, daß sich diese Ableitungen aus der Senkungsfläche auf Baugrund allgemein nicht anwenden lassen, sondern nur auf Böden, die dem festen Körper nahestehen.

Kategorie IV. Für körnige Böden verlaufen die Senkungen gerade umgekehrt wie beim festen Körper, wie der Versuch in Freiberg (Abb. 5) überzeugend bewiesen hat.

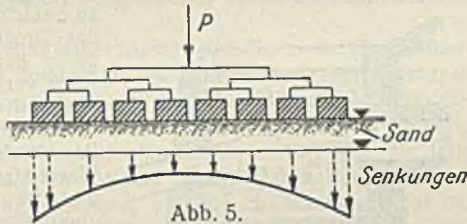


Abb. 5.

Kategorie III. Für bindige Böden hängen die Formänderungen erstens von der Zeit und zweitens davon ab, ob die Oberflächenspannung des Porenwassers wirksam ist (IIIa) oder nicht (IIIb). Die Versuche an der Technischen Hochschule Moskau¹⁴⁾ haben das klar bewiesen, wie Abb. 6 bis 9 zeigen.

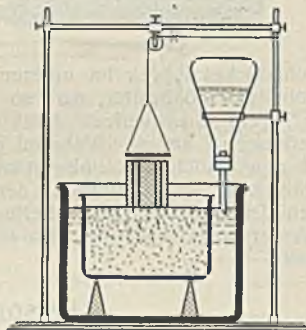


Abb. 6.

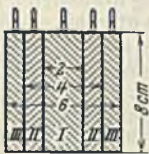


Abb. 7.

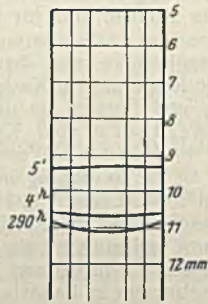


Abb. 8.

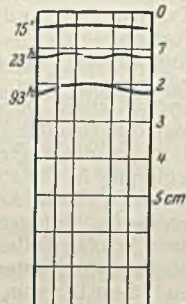


Abb. 9.

Belastungsfall B. Elastische Kreisplatte mit gleichförmiger Belastung von oben.

Sowohl die Sohldruckverteilung als auch die Senkungsfläche liegen bei diesem Belastungsfall offenbar zwischen den beiden Grenzfällen A und C, denen sie sich bei den verschiedenen Böden je nach der Plattensteifigkeit nähern (vgl. Tafel I).

¹⁴⁾ „Baugrundforschung.“ Laboratoriumsarbeiten im Jahre 1928/29 unter Leitung von Prof. Krynin, Moskau, 1930. Vgl. Besprechung im Bauing. 1930, Heft 38, S. 668.

4. Schlußfolgerungen.

Die Betrachtung dieser einfachen Sonderfälle zeigt:

1. daß die Wirklichkeit in keinem Falle mit dem „Idealboden“ übereinstimmt, daß also die Theorie der Bettungsziffer dem Wesen der Erscheinungen in keinem Falle Rechnung trägt;
2. daß man die Ergebnisse der Theorie des elastischen Halbraumes nicht ohne weiteres auf körnigen und bindigen Boden übertragen darf, wie es Schleicher versucht hat;
3. daß man vielmehr beim „Baugrund“ streng zwischen Felsboden, körnigem Boden und bindigem Boden mit und ohne wirksamer Oberflächenspannung des Porenwassers unterscheiden muß.

Sowohl eine künftige Baugrundtheorie als auch zukünftige Versuche werden diese Gesichtspunkte beachten müssen.

5. Praktische Bemerkungen.

Soweit die vorstehenden Erkenntnisse aus Versuchsergebnissen abgeleitet sind, muß bemerkt werden, daß diese Versuche zwar erst in relativ kleinem Maßstabe ausgeführt sind; trotzdem führen aber solche Versuchsanordnungen mit künstlichen Grenzbelastungen und unter Beachtung der physikalischen Eigenschaften der Böden zu tieferer Erkenntnis der Erscheinungen als rein theoretische Betrachtungen mit willkürlichen Annahmen.



Abb. 10.

Selbst der Belastungsfall B kommt praktisch selten rein vor; denn z. B. die Sohlplatte eines kreisrunden Wasserbehälters wird noch durch die Seitenwände beeinflusst.

Dagegen scheinen einige Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu zeigen. So zeigt Abb. 10 das Gebäude der Bergschule in Mexiko-City¹⁵⁾, dessen Mitte sich gegen die Enden um nahezu 1 m gesetzt hat, wobei der Untergrund aus feinsten vulkanischen Aschen besteht. Dagegen zeigen mehrere Beobachtungen des Verfassers an Gebäuden auf mächtigen Ablagerungen lockeren Feinsandes in Moskau und Saratow, daß die Enden der Gebäude besonders starken Setzungen unterworfen waren, was zu Rissebildungen und sogar zum Abtreiben der Giebelmauern geführt hat. Im ersten Falle dürften die Setzungen auf größere Verdichtung der tiefer liegenden Schichten zurückzuführen sein, während in den beiden letztgenannten Fällen die Formänderungen der oberen Schichten die Setzungen bestimmt haben dürften.

Es wäre dringend notwendig, daß an größeren Gebäuden, die auf mächtigen Sand- oder Tonablagerungen errichtet sind, entsprechende Messungen und Beobachtungen ausgeführt und an die Zentralstellen (Degeo usw.) mitgeteilt würden.¹⁶⁾ (Schluß folgt.)

¹⁵⁾ Proceedings, 1927, Aufnahme von Laz. White.

¹⁶⁾ Vgl. auch Terzaghis Forderung in Bautechn. 1930, Heft 34, S. 519.

Vermischtes.

Eisenbeton im Wohnhausbau. In der schwedischen Zeitschrift „Betong“ berichtet Ing. Lindegren über den Bau eines Großwohnhauses aus Eisenbeton. Es handelt sich um ein Haus in einem Vororte Stockholms, das 72 Kleinwohnungen von je 38 bis 48 m² Grundfläche enthält. Vergleichende Kostenanschläge haben gezeigt, daß der Eisenbetonbau wesentlich billiger ist als Ziegelmauerwerk. Ferner gewinnt man durch diese Bauweise infolge geringerer Abmessungen der Außen- und Trennwände etwa 10% an ausnutzbarer Fußbodenfläche. Sehr beträchtlich zu der erzielten Baukostensparnis hat, wie der Verfasser mitteilt, die Tatsache beigetragen, daß beim gesamten Hausbau „keine Maurer mit ihren hohen Akkordlöhnen“ verwendet worden sind.

Die Außenwände sind durchgehend 15 cm und die Trennwände 10 cm dick. Die Außenwände sind innen und die Trennwände beider-

seits mit stark zusammengepreßten Korkplatten bekleidet, die für die Außenwände 3 cm und für die Trennwände 2 cm dick sind. Die Korkplatten sind mit heißem amerikanischen Erdpech aufgeklebt worden. Die Innenwände sind daraufhin mit Makulatur überzogen und tapeziert worden. Die Außenseiten der Umfassungswände sind gleichzeitig mit der Beseitigung der Betonschalung von etwaigen Unebenheiten durch Abstockung befreit, sie erhielten einen Anstrich aus Zementmilch, der etwas Farbstoff zugesetzt war.

Nachdem das Haus fertiggestellt war, wurden Schallmessungen vorgenommen, um festzustellen, wie diese Bauweise sich im Verhältnis zum Ziegelbau mit Luftsicht verhält. Nach dem Verfahren von Prof. Krüger wurde bei den Außenwänden ein Schallbeiwert von $\log \mu = 7,35$, bei den Innenwänden $\log \mu = 6,65$ festgestellt. Die Bauweise zeigt also

nach dieser Richtung hin auffallend gute Schallisolierung, nämlich fast dieselbe Schalldämpfung wie eine Ziegelwand aus 1 $\frac{1}{2}$ Stein Stärke mit Luftschicht. Auch die Isolierung gegen Feuchtigkeit und Wärmeverlust ist nach mehrfachen Versuchen durchaus befriedigend. Infolge geringer Baukosten konnte die Jahresmiete auf 19,80 Kr./m² (23,70 RM/m²), einschließlich Lieferung von Heizung und warmem Wasser, gesetzt werden. N. B.

Eine eigenartige Gleiskreuzung. Bei einer Kreuzung zweier Eisenbahnen in South Gate in Kalifornien ist eine höchst eigenartige Gleiskreuzung (Abb. 1) eingebaut. Sie besteht nach Railway Age vom 29. November 1930, S. 1188, aus zwei Manganstahl-Gußstücken, die einen Teil der Schienen, aber an jedem der vier Kreuzungspunkte eine Aussparung zur Aufnahme einer kleinen Drehscheibe (Abb. 2) enthalten. Die Oberfläche dieser Drehscheiben, die 40 cm Durchm. haben, ist als Fahr- schiene mit Spurrille ausgebildet. Je nach der Richtung, in der die Kreuzung befahren werden soll, werden diese Drehscheiben mit ihrer Spurrille in das eine oder das andere Gleis eingestellt. Sie bestehen aus



Abb. 1.

gehärteten Schmiedestücken aus Chrom-Vanadium-Stahl. Unterhalb des Schienenfußes haben sie einen Arm, an dem die Vorrichtung zum Einstellen angeht. Ein Riegel legt die Drehscheiben in der einen oder der anderen Richtung fest. Das Einstellen und Verriegeln geht mechanisch vor sich, eine elektrische Überwachungs- vorrichtung zeigt an, daß die Drehscheiben richtig eingestellt und verriegelt sind. Überdies ist die Kreuzung zwangsläufig mit den Signalen für beide Richtungen verbunden.

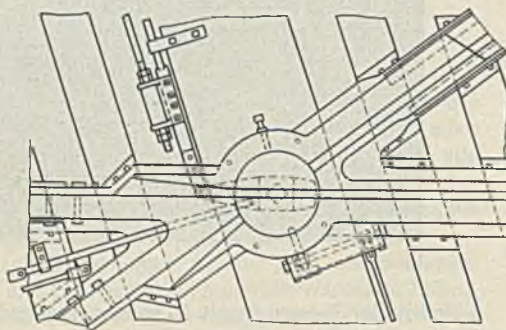


Abb. 2.

Für den Fall eines Schadens an der Kreuzung werden besondere Ersatzteile bereitgehalten, die Spurrillen für beide Richtungen enthaltend, auf die einzelnen Drehscheiben aufgelegt werden können.

Bei kaltem Wetter wird die Kreuzung beheizt, damit nicht etwa eindringendes Wasser oder Schnee gefriert und dadurch Störungen bei der Bewegung eintreten. Das Beheizen von Weichen zu diesem Zweck ist überhaupt im nördlichen Teile von Nordamerika, wo bekanntlich der Winter sehr streng ist, ziemlich verbreitet. Wkk.

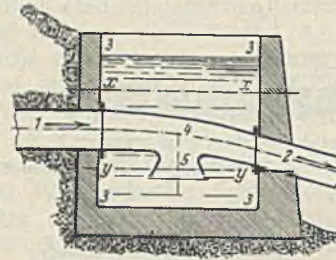
Die Verbindung zwischen altem und frischem Beton. Die englische Bauforschungsanstalt hat, wie Engng. vom 12. Dezember 1930, S. 744 (s. a. Concrete, London, Dezember 1930, S. 659), berichtet, ein Merkblatt herausgegeben, das auf Grund von Versuchen bemerkenswerte Ratschläge für den häufig vorkommenden Fall angibt, daß zwischen bereits abge- bundenem Beton und einer auf ihn aufgetragenen Schicht von frischem Beton eine feste Verbindung hergestellt werden soll. Die dabei zu ergreifenden Maßnahmen hängen natürlich von der Zeit ab, die seit dem Einbringen des älteren Betons vergangen ist. Beträgt diese Zeit nicht mehr als vier Stunden, so genügt es, die oberste, aus reinem Zement bestehende Schicht und die darunterliegende Schicht von porigem Beton zu entfernen. Es empfiehlt sich, wenn möglich, den älteren Beton in solcher Höhe einzubringen, daß die lose Schicht entfernt werden kann, solange sie noch einigermaßen weich ist. Ist der zuerst eingebrachte Beton älter als vier Stunden, aber nicht älter als drei Tage, so wird empfohlen, die Oberfläche gründlich mit einer Drahtbürste zu bearbeiten und mit reinem Wasser abzuwaschen. Dann sollte eine etwa 1 cm starke Schicht Mörtel derselben Zusammensetzung wie der das Bindemittel im Beton bildende Mörtel aufgebracht werden, worauf sofort die nächste Betonschicht einzubringen wäre. Ist der Beton älter als drei Tage, so empfiehlt das englische Merkblatt, zunächst die oberste Schicht abzu- arbeiten und dann vor dem Aufbringen einer Mörtelschicht Zementmilch mit der Bürste in die Oberfläche hineinzuarbeiten. Noch besser ist es, statt einer Mörtelschicht deren zwei aufzubringen, die erste etwa im Mischungsverhältnis 2:1, die andere im Mischungsverhältnis 1:2.

Die Ratschläge gelten für Beton aus gewöhnlichem Portlandzement und auch für gewisse frühhochfeste Zemente; bei Verwendung von schnell erhärtendem Tonerdezement sind die oben angegebenen Zeiten zu ver-

kürzen, so daß z. B. schon nach 24 Stunden die Oberfläche abgearbeitet und mit der Bürste bearbeitet werden sollte. Wenn der alte Beton gut erhärtet ist, bestehen keine Bedenken, bei der nächsten Schicht eine andere Sorte Zement zu verwenden. Die Verbindung wird besser, wenn der Zement im neuen Beton langsamer abbindet als der im alten. Eine Verbindung zwischen noch nicht erhärtetem Beton aus Portlandzement und einem solchen aus Tonerdezement sollte vermieden werden. Wkk.

Patentschau.

Als Schachtkammer ausgebildetes Wasserschloß einer Wasserkraftanlage. (Kl. 84a, Nr. 496 807 vom 10. 7. 1925 von Ateliers Neyret-Beylier & Piccard-Pictet in Grenoble, Frankreich.) Durch die besondere Ausbildung des Wasserschlosses soll bezweckt werden, die infolge der raschen Geschwindigkeitsänderungen auftretenden Belastungsverluste herabzusetzen und im Wasserschloß ein stärkeres Absinken des Wasserspiegels zu ermöglichen, ohne daß Luft in die Rohrleitungen eintritt. Ferner soll im Zulaufstollen ein Unterdruck hervorgerufen und hierdurch eine Steigerung der zu- und durchfließenden Wassermengen bewirkt werden. Um dies



zu erreichen, ist die Stollenleitung und das Druckrohr in der Schachtkammer durch ein zwischengeschaltetes Rohrstück verbunden, das an seiner Unterseite mit einem nach unten offenen Rohrstützen versehen ist, dessen unterer Rand tiefer als der zulässig niedrigste Wasserstand liegt. Die Stollenleitung 1 und die Druckleitungen 2, die sonst unmittelbar in die Kammer 3 einmünden, sind hier mit der Stollenleitung 1 durch ein Rohrstück 4 aus Metall, Eisenbeton usw. verbunden. Die Form des Rohrstückes 4, das im unteren Teil einen nach der Kammer 3 offenen Rohrstützen 5 besitzt, wird so bestimmt, daß das Wasser mit möglichst geringem Druckverlust durch Reibung vom Zulaufstollen 1 nach den Leitungen 2 strömt. Während bisher der Wasserspiegel in der Kammer 3 im gewöhnlichen Betriebe etwa in der Höhe $x-x$, d. h. in einer solchen Höhe über der Einmündung der Leitung 2 gehalten wurde, die mindestens dem Durchmesser dieser Leitung entsprach, ist es jetzt zulässig, daß der Wasserspiegel bis $y-y$, also bis unterhalb der Einmündung der Leitung 2 sinkt.

Personalmeldungen.

Preußen. Zu Oberregierungs- und -bauräten sind ernannt: die Regierungs- und Bauräte (W.) Ibrügger bei der Regierung in Minden i. Westf. und Dr.-Ing. Schroeder im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten.

Versetzt sind: die Oberregierungs- und -bauräte (W.) Schaefer von der Regierung in Trier an die Regierung in Kassel, Greis im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten an die Regierung in Köln; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Waldheim vom Kulturbauamt I in Königsberg i. Pr. an die Regierung in Münster i. Westf., Otto Hoffmann von der Regierung in Osnabrück an die Regierung in Oppeln, der Regierungs- und Baurat (W.) Johann vom Kulturbauamt in Hannover an die Regierung in Trier, die Regierungs- und Bauräte (W.) Alexander Krause vom Kulturbauamt I in Oppeln an das Kulturbauamt in Hannover als Vorstand, Münster vom Kulturbauamt in Koblenz an das Kulturbauamt I in Königsberg i. Pr. als Vorstand, Semler vom Kulturbauamt in Landsberg a. d. W. an das Kulturbauamt in Minden i. Westf., Schultze-Gebhardt vom Kulturbauamt in Stolp i. Pom. an die Regierung in Osnabrück, Genschmer vom Oberpräsidium in Breslau an die Regierung in Trier, Wolfram im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten an das Kulturbauamt I in Oppeln als Vorstand, Gohlke vom Kulturbauamt in Potsdam an das Kulturbauamt in Stolp i. Pom., Paulus im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten an das Kulturbauamt in Koblenz als Vorstand, Honnef vom Kulturbauamt II in Magdeburg an das Kulturbauamt in Charlottenburg unter vorübergehender Heranziehung zur Hilfeleistung im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten; — die Regierungs- bauräte (W.) Schweicher von der Regierung in Trier an das Kulturbauamt in Charlottenburg unter vorübergehender Heranziehung zur Hilfeleistung im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, Herbst vom Kulturbauamt in Stargard i. Pom. an das Kulturbauamt in Osnabrück; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Wöltinger vom Wasserbauamt in Husum an das Wasserbauamt Stralsund-Ost, Hampe von Walford nach Braunschweig (Kanalbauamt Braunschweig) als Streckenbauleiter.

Die Oberregierungs- und -bauräte (W.) Lotzin bei der Regierung in Frankfurt a. d. O., Ringk bei der Regierung in Stettin, Schuster bei der Regierung in Köln und der Regierungs- und Baurat (W.) Walter Kozłowski bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam sind in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

INHALT: Die Schäden am Dörverdeener Wehr. — Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke in Berlin. (Schluß.) — Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung. — Vermischtes: Eisenbeton im Wohnhausbau. — Eigenartige Gleiskreuzung. — Verbindung zwischen altem und frischem Beton. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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