

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 29. APRIL 1922.

No. 7.

Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Fa. Wayß & Freytag A.-G. Düsseldorf (Aachen).

Vortrag gehalten auf der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“.

(Fortsetzung statt Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 51–53.



Im Folgenden seien eine Anzahl der von der Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf, entworfenen und ausgeführten Bauwerke vorgeführt, bei denen es möglich war, die entwickelten Grundsätze, die sich auf die Bewegungsvorgänge und statische Überlegungen stützen, zur Anwendung zu bringen. Es sind zwei Beispiele aus dem Brückenbau, ein Beispiel hochbeanspruchter Maschinen-Fundamente des Hütten-Betriebes und ein Beispiel aus dem Groß-Behälterbau.

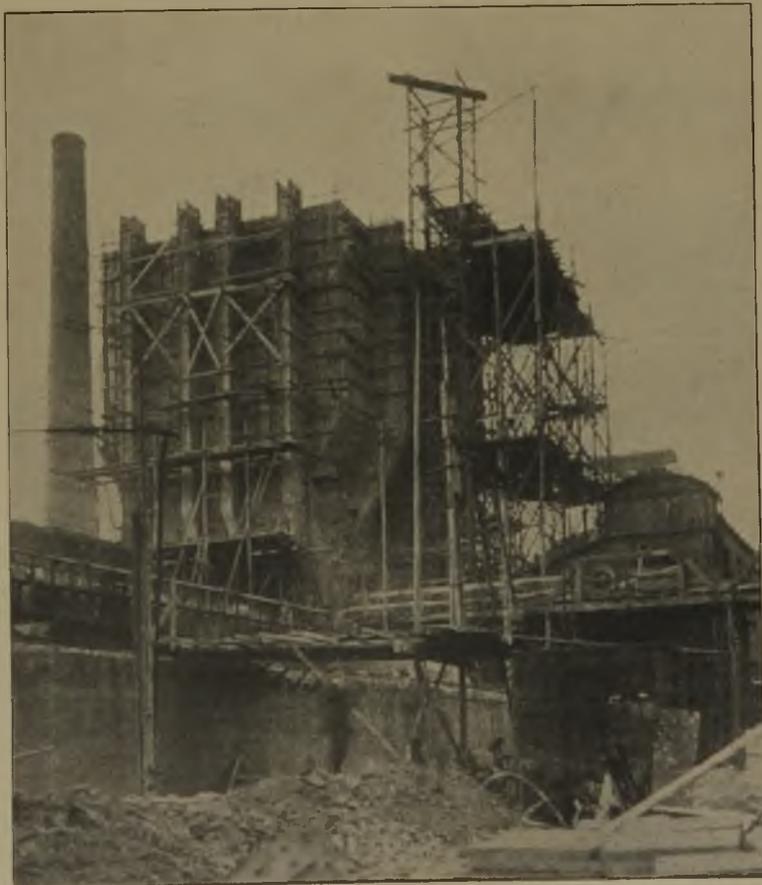
Der Grundsatz, im Senkungsgebiet statisch bestimmte Konstruktionen zu verwenden, im Hinblick auf die zu erwartenden Bewegungen, ist für den Eisenbau zutreffend, für den Eisenbetonbau jedoch nur mit mehreren Einschränkungen, zunächst mit der Einschränkung, daß nur äußerliche statische Bestimmtheit notwendig und zumeist auch vorteilhaft ist, ferner mit der weiteren Einschränkung, daß ein großer Teil der statisch bestimmten Systeme für den Eisenbetonbau im Senkungsgebiete unbrauchbar ist. Zu den unbrauchbaren statisch bestimmten Systemen gehören, sofern namhafte wagerechte Bewegungen zu erwarten sind — und dies ist die Mehrzahl der Fälle —, der Dreigelenkbogen und der Gerberträger.

Bevor auf das erste Beispiel, eine normalspurige Hochbahnbrücke für schwere Lokomotiv- und Erzwagen-Belastung der Phönix-A.-G. in Duisburg-Ruhrort, eingegangen wird, sei ein ähnliches Bauwerk zum gleichen Zwecke im senkungsfreien Gelände dargestellt.

Abb. 12 in Nr. 6, S. 45, zeigt einen Teil der von der Wayß & Freytag A.-G. erbauten Erz-Hochbahn in Völklingen an der Saar. Ein Teil dieser Brücke ist, wie

Abb. 13, S. 52, zeigt, als Gerber-Träger ausgebildet. Wäre diese Konstruktion im Pressungsgebiet gelegen, so würde die Auflagerung des Koppelträgers durch die Druck-Reibungsfläche zerstört werden. Läge sie im Zerrungsgebiet, so kann der Koppelträger seine Auflagerung verlieren.

Vor eine Aufgabe gleicher Art, jedoch im ausgesprochenen Senkungsgebiete, war die ausführende Firma dagegen beim Bau der Erz-Hochbahn der Phönix A.-G. vom Rhein zur Hütte in Duisburg-Ruhrort gestellt, deren äußere Erscheinung aus den Abb. 14 und 15 in Nr. 6, S. 45, hervorgeht. Die bereits vorgeführten Bilder von Rissen an Wohngebäuden sind solche, die in unmittelbarer Nähe dieser Hochbahn aufgenommen wurden. Die Hochbahn von insgesamt etwa 400 m Länge besteht, wie Abb. 16a, S. 52, in Gesamtanordnung erkennen läßt, aus Jochen von



*) Zu den theoretischen Ausführungen betr. Ausbildung der Bruchwinkel sei noch verwiesen auf: K. W. Mautner, „Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung usw.“ in „Der Bauingenieur“ 1920, H. 5. Näheres s. Heise-Herbst, Bergbaukunde I, Verlag Julius Springer, Berlin.—Bezüglich der neuen Anschauungen über die Bewegungsvorgänge sei verwiesen auf: Dr. K. Lehmann, Wattenscheid, in „Glückauf“ 1919, Nr. 48.

Abbild. 24. Kokskohlenturm auf Zeche Hanibal I. Baustadium: Koksbehälter, fertig, ohne Beschickbühne und Dach.

je 10,2 m Länge, die in Abständen von 50 cm angeordnet sind. Die Joche haben trapezförmige Form. Es sind allseitig geschlossene, am Boden aufruhende Steifrahmen. Die eigentümliche Form des Trapezrahmens mit kleinerer Grundfläche wurde mit Rücksicht auf die hergöulichen Einwirkungen gewöhlt. Was zunächst die Reibungs-Züge und Drücke durch Zerrungen und Pressungen anbelangt, so erfordert die Aufnahme der ersteren, zufolge der kleineren Fundamentlänge einen geringeren Eisenaufwand. Die Reibungs-züge sind vollständig durch entsprechende Längs- und Quereisen-einlagen aufgenommen. Abb. 16b, S. 52, gibt die Einzelheiten der Bewehrung des Rahmens wieder.

Der Abstand der Joche um je 50 cm ermöglicht ein Zusammenschieben je zweier benachbarter Joche auf diese Entfernung, also um 5 v. H. der Länge, was den größten relativen Stauchungen entspricht. Sollte die Pressung weiter vor sich gehen, so können die kurzen Konsolstücke noch teilweise abgestemmt werden, ohne den statischen Zustand merklich zu beeinflussen. Bei dem vorher angeführten Koppelträger des Gerber-trägers, Abb. 13, wäre eine solche Maßnahme in Eisenbeton-Konstruktion unausführbar.

Der wichtigste Grund für die Wahl der Trapezform ist aber folgender: Gelangt ein Joch zum teilweisen Überkragen, wie in Abb. 17, S. 52, dargestellt, so ermöglicht diese Form ein Überkragen solange, bis die Bodenpressung den Höchstwert von 9 kg/cm² annimmt, bei der sicher schon ein Eindringen und daher ein Neigen des Joches in der Längsebene stattfinden wird. Dieser Beanspruchung ist der Rahmen bei nahezu zulässigen Beanspruchungen gewachsen. Auch im Querschnitt ist dies der Fall. Es wird damit erreicht, daß sich die Jochenach allen Richtungen eher neigen können, als daß sie in ihrem inneren Zusammenhang gelöst werden.

Der Ausgleich der verschiedenen Neigungen kann sodann durch das mächtige Schotterbett, das im voraus 60 cm stark gewöhlt wurde und noch erhöhbar ist, bewerkstelligt werden. Die einwandige Form der Hochbahn ist mit Berücksichtigung dieser Lagerungsverhältnisse und auch mit Rücksicht auf die äußerst beschränkten Platzverhältnisse während des Baues die günstigste gewesen. Aus dem Grundriß in Abb. 16a und dem Querschnitt durch die Brückenbahn, Abb. 16b, geht die Überdeckung der Abstände zwischen den Rahmen durch entsprechende Schleifplatten aus Eisenbeton hervor. Um eine einheitlich geschlossene Ansichtfläche zu erzielen, wurde der Abstand mit dünnen Schleifwänden verdeckt, die gegen Pressungen keinen

erheblichen Widerstand leisten, sondern brechen. Abb. 18, S. 53, zeigt die Bewehrung des weit ausladenden Konsolfußes eines Joches, während Abb. 19 mehrere Joche in der Schalung zur Darstellung bringt. Die Fahrbahn-Bewehrung und die Ausbildung der Stützwände des Gleiskoffers ist aus Abb. 20, S. 53, ersichtlich. Das Bild eines Stückes der fertigen Hochbahn, von der ein Teil in einer Krümmung von 140 m Halbmesser gelegen ist, wurde in den bereits mit Nr. 6 vorausgeschickten Abn. 14 und 15 wiedergegeben. —

Als zweites Beispiel aus dem Brückenbau wird eine Straßenbrücke über einen Bahneinschnitt in Holland, nahe dem Aachener Steinkohlengebiet (Entwurf der W. u. F. A. G. für die Staatsmyinen Heerlen) von 19,60 m Spannweite und 5,50 m Fahrbahnbreite angeführt. Vgl. Abb. 21. Das Gelände zeichnet sich durch besonders starke Senkungs- und Bewegungs-Erscheinungen aus. Die Brücke ist, wie dies schon mehrfach in ähnlicher Weise ausgeführt wurde, als räumlich statisch-bestimmtes System in drei Punkten gelagert, und zwar mit zwei unvollkommenen Drehlagern und einem Pendellager. Als Trägersystem ist der Freitragger mit künstlich belastetem Kragarm verwendet. Hierdurch war es möglich, die sehr beschränkte Konstruktionshöhe einzuhalten. Durch die Dreipunkte-Lagerung ist das System von inneren Spannungen bei etwaigem ungleichen Absinken der Widerlager frei. Die Widerlager selbst sind als Träger imstande, nach jeder Richtung soweit überzukragen, bis die Bodenkanten-Pressungen groß genug sind, um ein Neigen der Widerlagerkörper zu verursachen.

Es mußte auch den möglichen Verkürzungen oder Verlängerungen der Lagerabstände durch Pressungen bzw. Zerrungen Rechnung getragen werden. Dies ist dadurch geschehen, daß die Lagerunterflächen so breit gehalten sind, daß eine entsprechende wagerechte Lagerverschiebung eintreten kann. Da sich alsdann das Pendel schräg stellen würde, wird in diesem Falle die Brücke auf je 2 Druckwasser-Pressen gesetzt, die neben dem Pendel angreifen. Der Endquerträger ist so stark bemessen, daß er die Pressenkräfte als Einzel-lasten aufzunehmen vermag. Eine am Pendel angebrachte Lotmarke zeigt jede Schrägstellung und damit die wagerechten Widerlager-Verschiebungen an. Der Pendelraum ist durch dünne Eisenbetonwände abgeschlossen und mit einer Öffnung der Beobachtung zugänglich. Bei etwaigem Absinken der Widerlager und hierdurch eintretender Verringerung des Lichtraum-profilis kann gleichfalls ein Heben der Brücke mit entsprechender Unterklotzung der Lager erfolgen. —

(Schluß folgt.)

Versuche über das Verhalten von Mörtel und Beton im Moor.



Ungünstige Erfahrungen, die stellenweise bezüglich des Verhaltens von Betonbauten im Moor gemacht worden sind, haben den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ 1908 veranlaßt, einen besonderen Moorausschuß zum Studium dieser Frage einzusetzen, dessen Vorsitz Geh. Ob. Brt. Nuyken vom preuß. Landwirtschafts-Ministerium übernahm, da bei der in Aussicht genommenen weiteren Erschließung und Nutzbarmachung der Moore diese Frage verstärkte Bedeutung gewonnen hatte. Dem Ausschuß war die Aufgabe gestellt, durch praktische Versuche zu ermitteln, ob sich die verschiedenen Arten des Betons, namentlich Stampfbeton und Eisenbeton, zu Gründungen im Hoch- und Niedermoor eignen, welchen Angriffen sie ausgesetzt sind, und wie letztere bekämpft und unschädlich gemacht werden können. Das Ergebnis dieser Versuche, das sich bisher auf eine 10jährige Periode erstreckt, ist in Heft 49 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ niedergelegt¹⁾.

Dem Bericht ist eine interessante Zusammenstellung der von 1905—1921 über den schädlichen Einfluß der Moore auf Betonbauten erschienenen Veröffentlichungen vorangestellt. Der älteste und

wohl auch bekannteste Fall, der seiner Zeit besonderes Aufsehen erregte, ist derjenige der Zerstörung eines Beton-Sammelkanales der städtischen Kanalisation zu Osnabrück²⁾. Hier handelte es sich um den besonderen Fall, daß der im Moorboden enthaltene Schwefelkies infolge Aufwerfens des Kanalgrabens und wieder Verfüllens desselben mit der Luft in Berührung kam und nun seinen gefährlichen Einfluß geltend machen konnte. Hier wurden auch die ersten Schutzmaßregeln erprobt. Der Bericht erwähnt dann noch eine Reihe von Fällen, bei denen ebenfalls schädliche Einflüsse beobachtet worden sind, geht den Ursachen nach und schildert die Maßnahmen zur Abhilfe. Die Emscher-Genossenschaft hat ferner Gelegenheit gehabt, bei ihren Bauten Erfahrungen mit sulfathaltigen Sickerwässern und schwefelsauren Grundwässern zu machen, die Wirkungen auslösen, wie sie auch ähnlich in den Mooren vorkommen.

Versuche über die Wirkung der Moorwässer auf Mörtel und Beton waren zur Zeit der Einleitung der Untersuchungen des Moorausschusses nur in ganz geringer Zahl vorhanden. Der Ausschuß stellte daher im Jahre 1909 einen umfangreichen Arbeitsplan für die Versuche auf, der der hohen Kosten wegen allerdings wesentlich eingeschränkt werden mußte. Er sah Vorversuche vor, die sich einerseits auf die Analyse von Moorwässern und Moorboden erstrecken sollten, andererseits auf die Prüfung vom im Moorwasser gelagerten Mörtelkörpern auf chemische

¹⁾ Deutscher Ausschuß für Eisenbeton (Moorausschuß) Heft 49. Versuche über das Verhalten von Mörteln und Beton im Moor. Ausgef. im staatl. Mat-Prüf.-Amt Berlin-Dahlem und im Laboratorium des Vereins deutsch. Portland-Cement-Fabrikanten zu Karlsruhe usw. Von Geh. Reg.-Rat Dr. Ing. M. Gary, Berlin 1922, Verlag Wihl. Ernst & Sohn. Preis geh. 84 M. —

²⁾ Vergl. den ausführlichen Bericht in „Deutsche Bauzeitung“ 1908, S. 466 ff. —

Zusammensetzungen und Druckfestigkeit nach 6 bzw. 36 Monaten Alter. Hauptversuche sollten dann mit großen Körpern und Bauteilen durchgeführt werden.

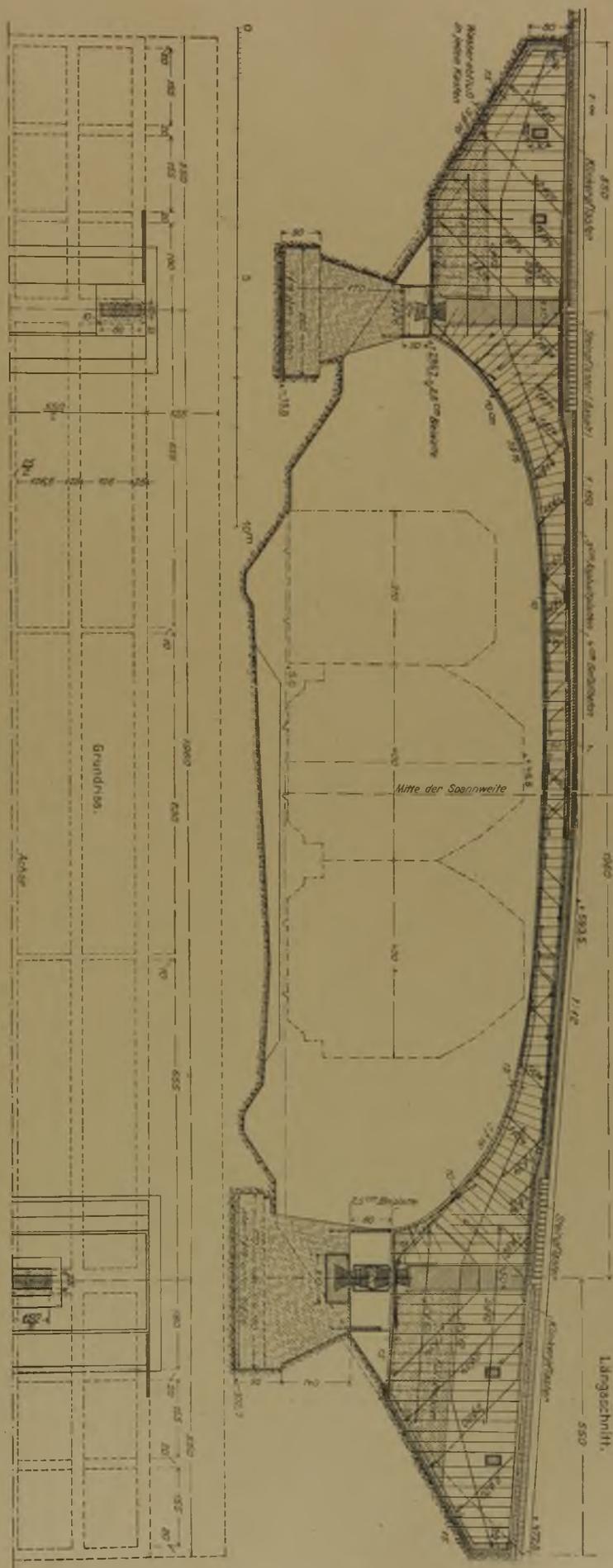
Bezüglich der zu wählenden Versuchsstellen war zwischen Niederungs- und Hochmooren zu unterscheiden. Nach Erfahrungen der Moorversuchsstation in Bremen haben erstere auf Zementbauten nur dann schädlichen Einfluß, wenn das in ihnen enthaltene Schwefeleisen durch Veränderung des Grundwasserspiegels mit der Luft in Berührung kommt, also oxydieren kann und dann Eisenvitriol sowie Schwefelsäure erzeugt, die den Beton angreift. Freie Humussäuren sind, wenn überhaupt, in den Niederungsmooren nur in Mengen vorhanden, die schädliche Einflüsse nicht ausüben können. Umgekehrt enthalten die Hochmoore niemals Schwefelkiese, dagegen auf Beton stark einwirkende Säuren in großer Menge. Starker Wasserwechsel beschleunigt dabei die Zerstörungserscheinungen. Ausgesucht wurden für die Versuche Lagerstellen in den Hochmooren von Kehdingen und von Bernau in Bayern, sowie an drei Stellen des Elbe-Trave-Kanals im Niederungsmoor. Für die Vorversuche mit Mörtelkörpern, die teils aus Würfeln von 7,1 cm Kantenlänge, teils aus Plättchen von 2·3·5 cm Abmessung bestanden, wurden auch Parallelversuche mit Lagerung in Süß- bzw. Nordseewasser durchgeführt. Es wurden 3 Zemente verwendet, davon ein kalkreicher und ein kiesel-säure- und tonerdereicher Portlandzement, sowie ein Eisenportlandzement, außerdem Traßgemische. An allen Stellen wurden, um vergleichbare Werte zu erhalten, Probekörper mit Freienwalder Rohsand hergestellt, in Bernau außerdem solche mit Isarsand, in Kehdingen mit Geestsand, an der Nordsee mit Seesand, d. h. jeweils mit Sanden, die an den betreffenden Stellen für die praktische Verwendung in Frage kommen. Die reinen Zementmörtelkörper waren im Verhältnis 1:2 bzw. 1:5 in Raumteilen gemischt; die Traßkörper zeigten die Mischung 1,25 Traß:1 Kalkteig:1,5 Sand; dazu kamen noch gemischte Körper mit 1 Zement:0,75 Traß:3 Sand. Die Körper erhärteten 24 Stunden in der Form und kamen dann ins Wasser, die reinen Traßkörper jedoch erst nach 4-tägiger Lufthärtung. Sie wurden dann, in Holzrahmen zusammengefaßt, in die Moore an den vorgesehenen Stellen eingesenkt und zwar teils in ruhendem, teils in fließendem Wasser.

Zunächst wurden die an den Lagerstellen entnommenen Moorboden- und Moorwasser-Proben chemisch untersucht. Der Bericht macht darüber eingehende Angaben. Hervorzuheben ist daraus, daß am Elbe-Trave-Kanal an verschiedenen, nicht weit von einander gelegenen Stellen desselben Moores beträchtliche Verschiedenheiten der Zusammensetzung, und damit der Schädlichkeit für den Beton, gefunden wurden; auch zeitlich änderte sich die Zusammensetzung. Es genügt also bei Bauten im Moore nicht eine Nachprüfung an wenigen Stellen, vielmehr ist eingehende Untersuchung unerläßlich.

Ebenso wurden die Bindemittel vor ihrer Verwendung nach den Normen und auf chemische Zusammensetzung, die Sande auf ihre verschiedenen Eigenschaften untersucht, wobei für die vorliegende Frage namentlich auch die Dichte der Sande von Wichtigkeit ist. Sowohl mit dem Kehdinger, wie mit dem Seesand sind Mörtel von hoher Dichte und Festigkeit nicht herzustellen.

Der Kehdinger-Sand besitzt außerdem reichliche, die Sandkörner umhüllende tonige Bestandteile, die ebenfalls die

Abbildung 21. Eisenbeton-Straßenbrücke bei Hoensbroek, Staatsgrubben in Limburg (Holland). Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.



Festigkeit herabsetzen. Damit erklärt der Bericht z.T. die späteren Mißerfolge mit diesem Sand. Während in der

Mischung von 1 Gew.-T. Portlandzement zu 3 Gew.-T. Normensand sich nach 7 Tagen eine Druckfestigkeit von 260 kg/cm², nach 28 Tagen von 371 ergab, und diese Zahlen bei Freienwalder-Rohsand auf 363 bzw. 489 kg/cm² stiegen, betragen sie für rohen Kehdinger-Sand nur 103 bzw. 187 kg/cm².

Die in den Mooren liegenden Probekörper wurden von Zeit zu Zeit besichtigt, um ihre äußere Beschaffenheit zu verfolgen. Schon hier machten sich die Verschiedenheiten

der Einwirkung nach Örtlichkeit und Wahl der Materialien bemerkbar, und zwar ließ sich erkennen, daß die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Mörtel nicht nur durch die Bindemittel, sondern auch durch die Sande stark beeinflusst wird. Dagegen war die Art des Anmachewassers von so geringem Einfluß, daß man sagen darf, daß gute Mörtel im Notfall auch mit Moor- oder Seewasser angerührt werden können, was man praktisch ja auch bereits vielfach getan hat. Fließendes Wasser erwies sich als stärker angreifend als ruhendes, vor allem das chemisch ziemlich reine des Bernauer Moores. Die Sande haben einen ausschlaggebenden Einfluß auf die Beständigkeit des hydraulischen Mörtels. Der verunreinigte Kehdinger-Sand hat sich zur Verwendung im Moorwasser als durchaus ungeeignet erwiesen. Der vorwiegend aus Kalksteintrümmern bestehende Isarsand wurde zwar angeätzt, behielt aber feste Verbindung mit dem Bindemittel. Der gröbere Freienwalder-Rohsand, gleich dem Seesand ein ziemlich reiner Quarzsand, war dem feineren Seesand überlegen. Die mageren Körper 1:5 unterlagen dem Verfall natürlich schneller als die Proben 1:2; ebenso waren die plastisch hergestellten weniger widerstandsfähig als die erdfeucht eingestampften. Der Einfluß des Bindemittels ist nicht ganz einwandfrei bezüglich der verschiedenen Zemente festgestellt, jedoch verhielten sich die Zementtraß-Mischungen verhältnismäßig günstig, die Kalktrass-Mischungen dagegen ungünstig. Die in einzelnen Plättchen eingelegte Eisen blieben nur bei den fetteren Mischungen 1:2 überall rostfrei.

Bezüglich der Festigkeit der Mörtelkörper geben eine Reihe von Tabellen über die Ergebnisse der Druckfestigkeits-Prüfungen eingehenden Aufschluß, ebenso über die Raumbewichts-Änderungen nach 6 Monaten und 3 Jahren. Im Süßwasser sind die Gewichte ziemlich unverändert geblieben, im Moorwasser, namentlich im fließenden, haben sie z. T. beträchtlich abgenommen. Im Seewasser haben Proben aus mageren Mischungen durch Anreicherung mit Salzen an Gewicht zugenommen. Diesem Verhalten entsprechen auch die Festigkeiten. Im Süßwasser sind sie durchweg fortgeschritten, z. T. auch im Meerwasser; in

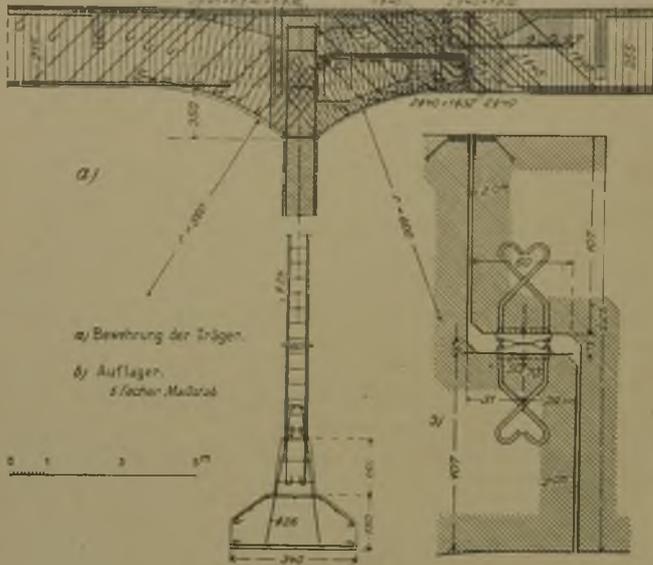


Abb. 13. Erzhoehbahn in Völklingen a. d. Saar im senkungsfreien Gebiet.

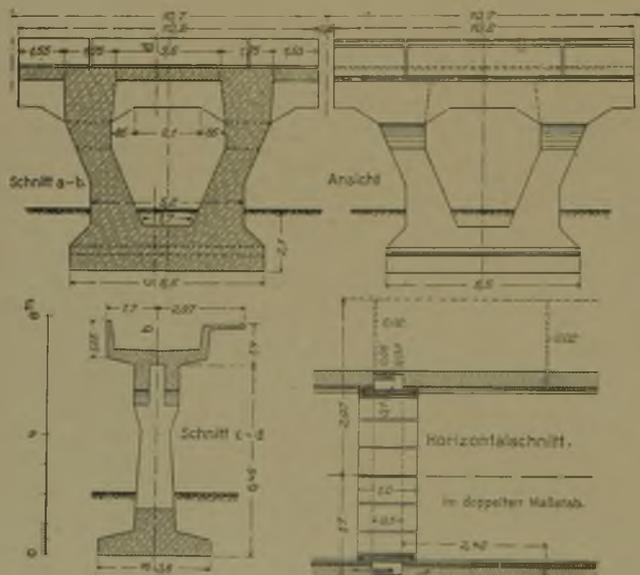


Abb. 16a. Erzhoehbahn der Phönix A.-G. vom Rhein zur Hütte in Duisburg-Ruhrort.

Die Kräfteverteilung bei der Lage eines Joches am Senkungsrande:

a) der Längsrichtung
b) im Querschnitt

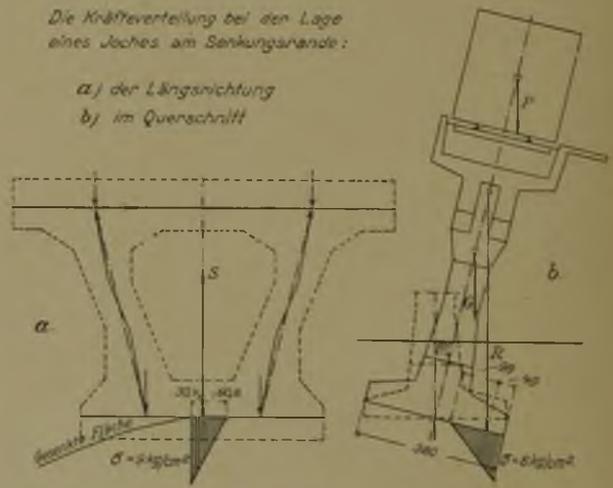


Abb. 17. Kippbewegung eines Joches bei Überschreitung einer Bodenpressung von 9 kg/cm².

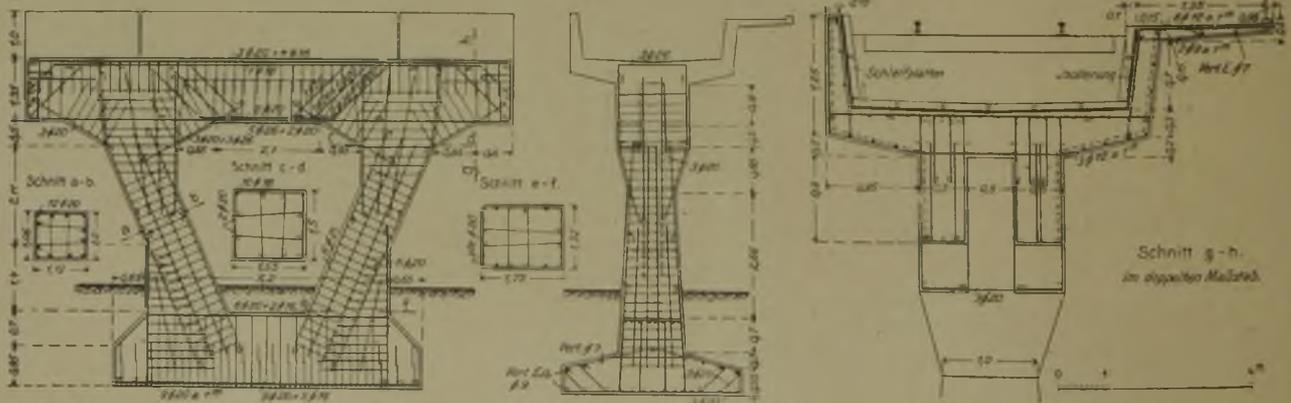


Abb. 16b. Einzelheiten der Bewehrung von Jochen und Fahrbahn der Hochbahn. Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

fließendem Moorwasser ist von 6 Monaten zu 3 Jahren jedoch i. Allg. ein Stillstand, z. T. sogar ein Rückschritt eingetreten. In Bernau (im reinsten Wasser) ist dieser Rückschritt sogar sehr erheblich. Die auslaugende Wirkung sehr reinen Wassers kann also gefährlicher werden als kohlen-saurehaltiges oder schwach saures Wasser. Die Festigkeitsverluste von 6 Monaten zu 3 Jahren betragen für die Zementkörper im ruhenden Moorwasser durchschnittlich 9 v. H., im fließenden 22 v. H., im Seewasser nur 10 v. H. Die im Ebbe- und Flutgebiet im Seewasser liegenden Proben zeigten aber geringere Festigkeiten als die im Moorwasser liegenden. Die Kalktraß- und Zementtraß-Mörtelkörper haben im Moorwasser beträchtlich an Festigkeit eingebüßt, die letzteren ebenso im Seewasser.

Bezüglich des Einflusses der Sande auf die Festigkeit wird das schon aus dem äußeren Verhalten der Körper Ersichtliche bestätigt, vor allem die mangelhafte Eignung des Kehdinger-Sandes und die besondere Eignung des Isarsandes in den mageren Mischungen, da dieser auch hier noch dichte Körper liefert. Jedenfalls zeigen die Festigkeitsergebnisse, daß der Auswahl der Sande (überhaupt der Zuschlagstoffe) bei Bauten im Moor- und Seewasser besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden ist.

Bezüglich der Bindemittel ergab sich, daß keineswegs die Zemente mit der höchsten Festigkeit den Angriffen von Moor- und Seewasser am besten widerstehen, sondern daß dafür andere Gründe maßgebend sein müssen, die noch näher zu untersuchen sind. Die Traßkalk-Mischung, die an Festigkeit den Zementen wesentlich unterlegen ist, verhielt sich im Moorwasser nicht wesentlich anders als diese, die Traßzement-Mischung erleidet im fließenden Moorwasser und im Seewasser eine geringere Festigkeitseinbuße und kommt den fetteren Zementmischungen dann noch ziemlich gleich. Bei Isarsand sind die Traßzusätze allerdings schädlich, wegen dessen eigener Dichte. Mit dem schlechten Kehdinger-Sand ist der Traßkalkmörtel den Zementen gegenüber wesentlich unterlegen. In den mageren Zementmischungen kommt der Einfluß des Isarsandes ganz besonders zur Geltung. Der Bericht leitet daraus die Folgerung ab, daß bei gutem Sand beträchtlich an Bindemittel gespart werden kann, ohne daß die Widerstandsfähigkeit der Mörtel im Moor- und Seewasser herabzugehen braucht.

Ein umfangreicher Abschnitt des Berichtes ist den chemischen Veränderungen der Mörtelkörper gewidmet. Die Untersuchungen sind ebenfalls nach 6 und 36 Monaten Alter an den Mörtelplättchen vorgenommen worden. Über die Einzelergebnisse geben ebenfalls umfangreiche Tabellen Aufschluß. Aus diesen läßt sich erkennen, daß während der ersten 6 Monate die Veränderungen des Gefüges des Mörtels nur gering ist, sich dann aber mit der Zeit beträchtlich verstärkt und in zwei Fällen bis zur vollständigen Zerstörung der Proben geführt hat. Das Ergebnis der Analysen ist aber kein einheitliches, sodaß allgemeine Schlußfolgerungen nur mit großer Vorsicht gezogen werden dürfen. Bezüglich der Zemente war eine Gesetzmäßigkeit der Verschiedenheiten nicht nachweisbar; das Anmachewasser hatte keinen Einfluß auf die chemische Wider-

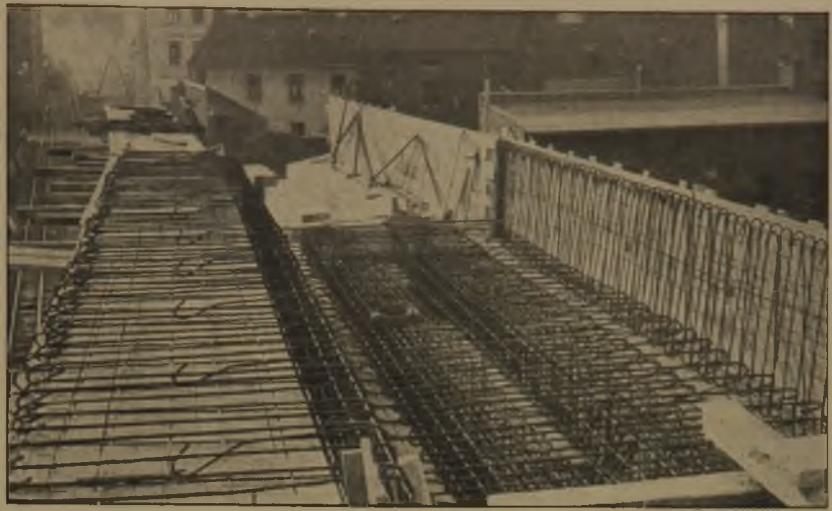


Abb. 20. Fahrbahnbewehrung und Stützwände des Gleiskoffers.



Abb. 19. Joche der Hochbahn. (Abb. 16) In der Schalung.

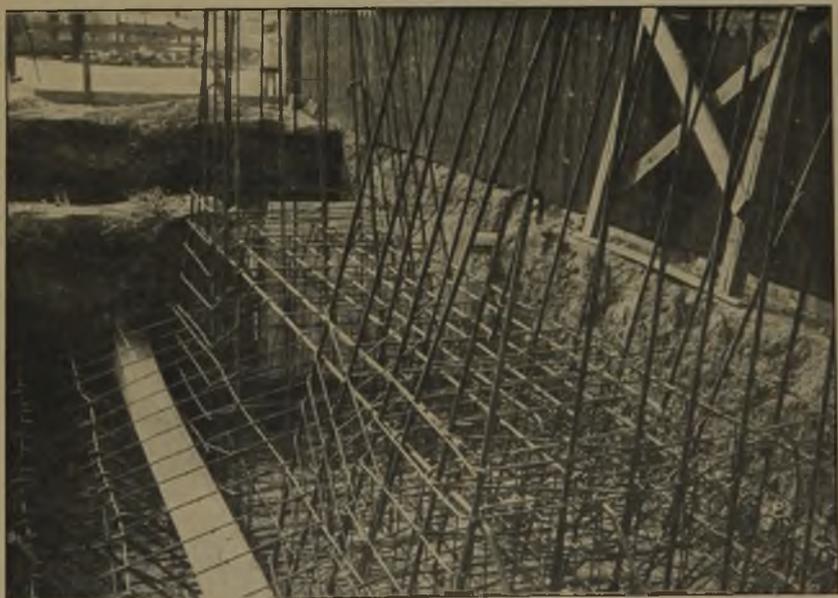


Abb. 18. Bewehrung des weit ausladenden Konsolfußes.

Abb. 18—20. Erzhochbahn Phönix in Duisburg-Ruhrort.

Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

standsfähigkeit der Proben gehabt, das Mischungsverhältnis hat insofern Einfluß, als die mageren Proben rascher durchdrungen werden als die fetteren; am stärksten waren die chemischen Unterschiede infolge des Einflusses der Wasser, in die die Körper eingelagert waren. Im fließenden Moor waren die Proben darnach stärker angegriffen als im ruhenden (wobei der kalkreiche Zement sich günstiger verhielt als der kalkarme). Die Hochmoore beeinflussten die Körper stärker als die Niederungsmoore; an der Nordsee fand namentlich in den mageren Proben eine starke Kalkauslaugung und Anreicherung der Proben mit Magnesia statt, hier widerstand der Traßmörtel von allen Mischungen am besten.

Als Ergebnis der chemischen Untersuchung muß aber ausgesprochen werden, daß diese allein ohne gleichzeitige Zuziehung der Ergebnisse der Festigkeitsversuche leicht zu Trugschlüssen führen können. Ebenso ist aus dem Vergleich mit den Versuchen mit Betonkörpern zu erkennen, daß Prüfungen mit kleinen Mörtelkörpern leicht irreführen und zu falschen Schlußfolgerungen in Bezug auf die praktische Verwendbarkeit der Mörtel führen können.

Es kann hier nur kurz erwähnt werden, daß auch noch Ergänzungsversuche über den Einfluß von Schwefelwasserstoff auf Mörtel verschiedener Art durchgeführt sind, da dieser sich bei den Mooren entwickeln kann und außerdem in städtischen Kanalleitungen häufig vorkommt. Gut abgebundenes und möglichst lange gelagertes Material, ferner dichte Mischungen sind ein wirksamer Schutz gegen den Angriff von Schwefelwasserstoff. Im übrigen sei hier auf den Bericht selbst verwiesen.

Zu den Hauptversuchen gehören solche mit Bauteilen größerer Masse, d. h. mit Betonrohren, Eisenbeton-Ramppfählen und Betonpfeilern, die teils als erhartete Körper in das Moor gebracht, teils an Ort und Stelle hergestellt, also frisch der Einwirkung von Moorwasser ausgesetzt wurden. Die Versuchsstellen beschränkten sich auf das Kehdinger Hochmoor und ein Tiefmoor am Elbe-Trave-Kanal, ferner auf Parallelversuche im Süßwasser im Nuthegebiet. Die Mörtel der Pfeiler waren z. T. mit Kaliseife bzw. Emulsion Tirili (von Andernach in Beuel) gemischt; die Pfeile waren z. T. mit Siderosthen-Lubrose (von der A.-G. Jeserich, Hamburg) gestrichen. Verwendet wurden wieder 3 Zemente, davon ein Eisenportlandzement, dazu Traß, und die schon früher benutzten Sande, dazu aber noch Isarkies und Rheinkies. Mit dem Einbau der Körper wurde 1912 vorgegangen. Sie wurden in gewissen Abständen besichtigt, die Zementrohre 1914 und 1920 auf Scheiteldruck geprüft, die Pfeile und Pfeiler 1914 z. T. zerschnitten und zerdrückt. Die letzten Rohre sollen 1924 geprüft werden, die Pfeile dergleichen. Die Betonmischung war 1:2:3 bzw. 1:3:5, bei Traßzusatz 1 Z.:0,75 Tr.:2,5:3. Der Bericht macht eingehende Mit-

teilungen über den äußeren Befund der Körper bei den Besichtigungen und über die Festigkeitsergebnisse.

Aus dem Verhalten der dünnwandigen, allseitig vom Moorwasser umspülten, Zementrohre, das bis zu 8 Jahren Alter verfolgt werden konnte, ist zu erkennen, daß diese dem Angriff saurer Moorwasser auf die Dauer nicht Stand zu halten vermögen; anders die dicken Pfeiler und Pfeile, die noch viele Jahre dem Einfluß der Moorwasser widerstehen werden, ohne nennenswerte Einbuße an Tragfähigkeit und Festigkeit zu erleiden. Auch die Hauptversuche haben gezeigt, daß sorgfältige Auswahl der Bindemittel und Zuschlagstoffe eine unumgängliche Voraussetzung für die Haltbarkeit sind. Gute Zemente und reine gemischtkörnige Quarzsande haben sich am besten bewährt. Werden die Betonkörper so hergestellt, so sind Schutzanstriche entbehrlich. Als direkt schädlich erwiesen haben sich wasserabweisende Zuschläge wie Tirili und Kaliseife, die die Festigkeit des Betons erheblich herabsetzen. Zu einer Beurteilung der besseren oder geringeren Bewahrung der verschiedenen Zemente, namentlich Portlandzement und Eisenportlandzement, reichen die Versuche noch nicht aus. Ebenso ist die Frage der Wirkung der Moorwasser auf fetteren und mageren Beton noch nicht restlos geklärt. Es sollen daher nach dieser Richtung noch weitere Versuche, namentlich auch zur Auffindung wirksamer Schutzmittel durchgeführt werden. Die eingebauten Körper sollen noch solange als möglich weiter beobachtet, die Pfeile und Pfeiler auch später noch auf Festigkeit geprüft werden. —

Jedenfalls lassen die wertvollen Versuche erkennen, daß bei Beachtung der hervorgehobenen Grundsätze bei der Herstellung von Betonbauwerken im Moor, abgesehen von außergewöhnlichen Verhältnissen, auf eine lange Widerstandsfähigkeit der Beton- und Eisenbetonbauten gegen die Einwirkung des Moorwassers gerechnet werden kann. Doch ist in allen Fällen, wo Moorboden angetroffen wird, der Untergrund in sorgfältigster Weise zu untersuchen, um gegebenenfalls gleich die entsprechenden Maßregeln treffen zu können.

Im Anhang ist im Bericht noch eine Mitteilung über Zerstörungsercheinungen an Trockendocks beigegeben, die auf das Zusammentreffen von drei Ursachen zurückzuführen sind, nämlich einen großen Gehalt des Grundwassers an Magnesiumsalzen (Chlormagnesium, schwefelsaures Magnesium und dergleichen), ferner an freier Kohlensäure und durch reaktionsfähigen Schwefel entstehender freier Schwefelsäure. Dem vereinten Angriff dieser Einflüsse konnte der Beton selbstverständlich nicht widerstehen.

Der umfangreiche Bericht, der 172 Seiten Text mit zahlreichen Abbildungen, Diagrammen und Tabellen umfaßt, sei dem eingehendsten Studium der Fachleute empfohlen. —

Fr. E.

Neues vereinfachtes Verfahren zur Berechnung des Einflusses bewegter Lasten auf Brücken.

Die Bestimmung des Einflusses der Lastbewegung auf die Durchbiegung eines Trägers gehört zu den schwierigsten Aufgaben der Mechanik. Die über die Einflüsse der ruhenden Lasten hinausgehenden Wirkungen können in regelmäßige und unregelmäßige geschieden werden, von denen die letzteren aus den Unebenheiten der Fahrbahn, insbesondere an den Schienenstößen, aus den Wirkungen unrunder Bremsräder, sowie aus den Einflüssen der mit umlaufenden Gegengewichte an den Lokomotivtriebbrädern entspringen und infolge der Schwierigkeit ihrer wissenschaftlichen Feststellung bisher durch eine Stoßwertziffer berücksichtigt wurden, mit der die ruhende Last vervielfacht werden muß, um die dynamische Lastwirkung zu erhalten.

Die regelmäßigen Wirkungen der Geschwindigkeit der Last wurden in neuerer Zeit von Dr. Zimmermann, als von der Fliehkraft der Masse herrührend, die sie auf dem unter der Last durchgebogenen Träger bewegt, in der Abhandlung „Schwingungen des Trägers mit bewegter Last“ und von Dr. Saller in der Abhandlung „Einfluß bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken“ (C. W. Kreidels Verlag 1921) in einem, die Fliehkraft vernachlässigenden Näherungsverfahren behandelt, das darin besteht, daß die ruhenden Durchbiegungen der Brückenmitte bei Bewegung der Last über den Träger berechnet werden und der Träger einer erzwungenen Schwingung unterworfen wird seitens einer mit der Zeit veränderlichen, in Brückenmitte ortsfesten Last, die diesen ruhenden Durchbiegungen entspricht. Beide Abhandlungen sind mathematisch bedeutsam, jedoch praktisch unbrauchbar. Von der physikalischen Erkenntnis ausgehend, daß keine Arbeit ver-

loren gehen, sondern nur umgewandelt werden kann, fand Unterzeichneter ein einfaches und dennoch sehr verlässliche Zahlenwerte lieferndes Näherungsverfahren zur Berechnung des Einflusses bewegter Lasten auf Brückenträger.

Sowohl die lotrechte Fliehkraft als auch die erzwungenen Schwingungen der Trägermitte folgen aus einer, zum Anfahren und zur Erlangung der gewünschten Geschwindigkeit erforderlichen primären Kraft. Die während der gleichförmigen Bewegung der Verkehrslast aufgewendete unveränderliche Kraft wird zur Überwindung des Reibungswiderstandes der Räder benötigt und leistet keine Formänderungsarbeit. Die zum Anfahren und zur Erlangung der verlangten Geschwindigkeit v erforderliche primäre Kraft P setzt sich hingegen während der Dauer

ihrer Wirksamkeit in die lebendige Kraft $\frac{m \cdot v^2}{2}$ um, die der Arbeit aus der Kraft P auf dem Wege s ihrer Wirksamkeit gleichgesetzt werden kann. Solange die lebendige Kraft bei gleichförmiger Bewegung der Verkehrslast erhalten bleibt, wirkt ihr Faktor P wie eine unveränderliche Kraft, die Formänderungsarbeit am Träger leistet. Diese Arbeit ist, wie später gezeigt werden soll, nur ein Bruchteil der, der lebendigen Kraft $\frac{m \cdot v^2}{2}$ gleichwertigen Arbeit,

wird jedoch der letzteren entlehnt und verringert somit die Kraft P , wenn auch nur um ein kleines Maß, das durch entsprechende Erhöhung der während der Fahrt aufzuwendenden unveränderlichen Kraft ersetzt werden muß. Die primäre Kraft P sollte den Träger in seiner Längsrichtung verlängern oder verschieben, wird sich jedoch infolge der

Elastizität des Trägers in dessen Mitte als Formänderungsarbeit $\frac{\mathfrak{P}^2 \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J}$ äußern, die mithin ebenso groß sein muß, wie die zur achsialen Verlängerung des unelastisch gedachten Trägers erforderliche Arbeit $\int \frac{P^2 \cdot ds}{E \cdot F}$, wobei l die Länge des Trägers, F dessen Querschnitt, J sein Trägheitsmoment, E den Elastizitätsmodul und ds die zugrunde gelegte Längeneinheit bedeuten, während \mathfrak{P} eine in Trägermitte ruhend gedachte und lotrecht wirkende Kraft bezeichnet.

Die primäre Kraft P kann dem Produkte aus der Masse der Verkehrslast und der ihr verliehenen Beschleunigung gleichgestellt werden: $P = m \cdot p$, wobei man gut tut, für verschiedene Geschwindigkeiten der Verkehrslast auf einem Träger als größte Beschleunigung den Radumfang eines, in seiner Größe zwischen Lokomotiv- und Wagenrad liegend gedachten Rades von 85 cm Durchmesser zugrunde zu legen. Durch eine kleinere Beschleunigung könnten größere Geschwindigkeiten nicht in der kürzesten Zeit erzielt werden, während größere Beschleunigungen, d. h. größere primäre Kräfte die Räder zum Schleifen brächten. Aus der größten Beschleunigung $p = 0,85 \pi = 2,66 \text{ m}$ und aus der ihr entsprechenden größten Geschwindigkeit v kann man den Weg x berechnen, auf dessen Länge die Beschleunigung wirken muß, um die Endgeschwindigkeit v zu erzeugen, und zwar $\frac{m \cdot v^2}{2} = m \cdot p \cdot x$

oder $x = \frac{v^2}{2p}$. Da einer kleineren Geschwindigkeit offenbar eine kleinere primäre Kraft $P = m \cdot p$ zugrunde liegt, stellt die zur Erlangung verschiedener Geschwindigkeiten erforderliche Weglänge x eine unveränderliche Leistung dar, in der die Größe der primären Kraft P bzw. der zur Erlangung einer bestimmten Geschwindigkeit nötigen Beschleunigung enthalten ist. So läßt sich die jeder kleineren Geschwindigkeit v entsprechende primäre Kraft P aus $m \cdot p = \frac{m \cdot v^2}{2x}$ leicht berechnen und in die Arbeitsgleichung

$$\frac{\mathfrak{P}^2 \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} = \int \frac{P^2 \cdot ds}{E \cdot F} \text{ als } \int \frac{\left(\frac{m \cdot v^2}{2 \cdot x}\right)^2 \cdot ds}{E \cdot F}$$

einsetzen. Daraus ergibt sich in Brückenmitte durch die Bewegung der Verkehrslast ein Zuwachs der ruhenden Last um

$$\mathfrak{P} = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot x} \sqrt{\frac{48 \cdot J \cdot \int_0^l ds}{F \cdot l^3}} = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot x} \cdot \frac{i}{l} \sqrt{48} = \mathfrak{P} = \frac{3,46 \cdot m \cdot v^2}{x} \cdot \frac{i}{l},$$

wobei für $x = \frac{v^2}{2 \cdot p} = \frac{v^2}{2 \cdot 2,66} = 5,32$ einzusetzen ist.

Zur praktischen Anwendung dieser Formel werde dasselbe Beispiel herangezogen, das Dr. Saller auf Seite 49 seiner Abhandlung „Einfluß bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken“ anführt, nämlich ein einfacher Balkenträger von 400 cm Stützweite, 1720 kg Eigengewicht und mit dem Trägheitsmomente $J = 50\,000 \text{ cm}^4$, über den sich eine Einzellast von 8000 kg bewegt, und zwar:

1. mit der größten Geschwindigkeit $v = 144 \text{ km}$ in der Stunde = 40 m/Sek. Der Trägheitsradius i hat für das gegebene J den Wert $17,60 \text{ cm}$. Die zur Erlangung der Geschwindigkeit v erforderliche Wegstrecke $x = \frac{v^2}{2p} = 300 \text{ m}$. Somit ist der Lastzuwachs $\mathfrak{P} = \frac{3,46}{x} \cdot m \cdot v^2 \cdot \frac{i}{l} = \frac{3,46}{300} \cdot 8 \cdot 40^2 \cdot \frac{0,176}{4} = 6,5 \text{ t}$ d. i. 81 v. H. von 8 t (nach Dr. Saller 78 v. H.).

2. $v = 108 \text{ km/St.} = 30 \text{ m/Sek.}$ x ist wieder 300 m. Mithin ergibt sich $\mathfrak{P} = \frac{3,46}{300} \cdot 8 \cdot 30^2 \cdot \frac{0,176}{4} = 3,65 \text{ t}$ d. i. 46 v. H. von 8 t (nach Dr. Saller 42 v. H.).

Vermischtes.

70. Geburtstag von Dr. Karl Goslich. Am 3. März d. J. konnte, wie wir leider erst verspätet erfahren haben, der frühere, langjährige Direktor der „Stettiner Portland-Zement-Fabrik“ in Zülchow (Pomm.), langjähriges Mitglied und Vorstand des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fa-

$$\mathfrak{P} = 72 \text{ km/St.} = 20 \text{ m/Sek. } \mathfrak{P} = \frac{3,46}{300} \cdot 8 \cdot 20^2 \cdot \frac{0,176}{4} = 1,62 \text{ t}$$

von 8 t (nach Dr. Saller etwas weniger). Zu den berechneten Werten kommt noch das auf Trägermitte umgerechnete Eigengewicht des Trägers hinzu, das nach Grashof $1720 \text{ kg} \cdot 0,486 = 765 \text{ kg}$ ist.

Für die Geschwindigkeit $v = 40 \text{ m/Sek.}$ ist die Formänderungsarbeit $A = \int \frac{P^2 \cdot ds}{E \cdot F} = \frac{P^2 \cdot l}{E \cdot F} = \frac{(8000 \text{ kg} \cdot 2,66 \text{ m})^2 \cdot 4}{2 \cdot 150\,000 \text{ kg} \cdot \left(\frac{J}{l^3}\right)}$

= 523 mkg (wenn für $J = 50\,000 \text{ cm}^4$ und $i = 17,6 \text{ cm}$ eingesetzt wird), mithin ein verschwindend kleiner Bruchteil der, der lebendigen Kraft $\frac{m \cdot v^2}{2}$ gleichwertigen Arbeit von $6\,400\,000 \text{ mkg}$, der leicht ersetzt werden kann.

In allen Fällen, bei denen es sich um Lastenzüge handelt, kann die Folge der Einzellasten durch eine gleichmäßig verteilte Last ersetzt werden, die über die Brücke fortschreitet und sie schließlich ganz überdeckt, wobei die primäre Kraft P der Verkehrslast bis zu einer Geschwindigkeit von 80 km/St. (nach Versuchen von Flamache) die Formänderungsarbeit eines in Trägermitte angreifend gedachten Lastzuwachses \mathfrak{P} leistet, während bei größeren Geschwindigkeiten die Formänderungsarbeit von P in der Längsrichtung des Trägers tatsächlich achsial zur Wirkung gelangt und sich in inneren Spannungen auslöst oder den Träger ähnlich wie die Schienen des Oberbaues bei beweglicher Lagerung verschieben würde. Bei sehr großen Geschwindigkeiten kann sogar eine Verringerung der lotrechten Lastgröße eintreten, indem die aus Last und primärer Kraft P sich zusammensetzende und unter einem Winkel α wirkende Kraft praktisch stärker in wagrechter Richtung zur Wirkung gelangt als theoretisch zu treffen müßte.

Das besprochene neue Verfahren werde auf das von Dr. Saller auf Seite 57 seiner obgenannten Abhandlung angeführte Beispiel gleichfalls angewendet. Ein Blechträger von 2600 cm Stützweite sei von der gleichmäßig verteilten Last $p = \frac{8,16 \text{ t/m}}{2} = 40,8 \text{ kg/cm}$ eines mit der Geschwindigkeit $v = 36 \text{ km/St.} = 10 \text{ m/Sek.}$ fahrenden Lastenzuges beansprucht. Das Eigengewicht des Trägers samt allem Brückenzubehör ist $37\,000 \text{ kg}$, das Trägheitsmoment $J = 6\,300\,000 \text{ cm}^4$, der Elastizitätsmodul $E = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Der Lastzuwachs \mathfrak{P} berechnet sich in diesem Falle aus der Arbeitsgleichung:

$$\frac{P^2 \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} = \frac{\left(\frac{m \cdot v^2}{2 \cdot x}\right)^2 \cdot l}{E \cdot F} \text{ mit } P = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot x} \cdot \frac{i}{l} \sqrt{24}$$

Wenn i für ein Stehblech $200 \cdot 1,5 \text{ cm}$ mit 4 Gurtwinkeln $16 \cdot 16/16 \text{ cm}$ und mit je 2 Lamellen $34/2 \text{ cm}$ den Wert von 87 cm annimmt, so ergibt sich

$$P = \frac{26 \cdot 4,08 \text{ t/m} \cdot 10^2}{2 \cdot 300} \cdot \frac{0,87}{26} \sqrt{24} = 2,9 \text{ t.}$$

Das auf Trägermitte umgerechnete Eigengewicht ist $37\,000 \cdot 0,486 = 17\,982 \text{ kg}$. Die Durchbiegung der Brückenmitte bei Vollbelastung ist $y = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{3 \cdot 4 \cdot E \cdot J} = 1,835 \text{ cm}$. Diese Durchbiegung der Brückenmitte bei Vollbelastung ruft eine daselbst vereinigte Last hervor, die sich aus $\frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} =$

$1,835 \text{ cm}$ zu $P = 66\,300 \text{ kg}$ berechnet. Also macht der Lastzuwachs etwa 4 v. H. der in Brückenmitte vereinigt gedachten, ruhenden Vollbelastung aus, bei $v = 72 \text{ km/St.}$ ungefähr 16 v. H. Größere Geschwindigkeiten ergeben nur bei bewegten Einzellasten einen Lastzuwachs. Für Einzellasten ist die Geschwindigkeitsgrenze, bis zu der ein steigender Lastzuwachs erfolgt, praktisch nicht erreichbar. Die Theorie Dr. Sallers, die Lastenzüge bei Geschwindigkeiten von 36 bis 144 km/St. fast gar keinen Lastzuwachs und erst bei einer Geschwindigkeit von 288 km/St. einen Lastzuwachs von etwa 5 v. H. in Brückenmitte ergibt, ist hier unbrauchbar.

Wien, den 12. November 1921.

Prof. Artur Buchwald, Ingenieur.

brikanten“ Dr. Karl Goslich in Berlin die Feier seines 70. Geburtstages begehen. An den Universitäten zu Berlin und Greifswald, ferner auf der Gewerbeakademie zu Berlin vorgebildet, trat er 1876 als Betriebsassistent und Chemiker in die damals von Dr. Delbrück geleitete Zementfabrik ein, deren technische Leitung ihm nach dem Ausscheiden

Delbrücks 1893 übertragen wurde. In dieser Stellung hat er nicht nur dieses Unternehmen, sondern auch die deutsche Portlandzement-Industrie überhaupt durch seine reiche Erfahrung, seine praktische Befähigung und seine wissenschaftlichen Arbeiten gefördert. Im Jahre 1899 wurde er dann auch in den Vorstand des Vereines Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten berufen, dem er von 1911 bis 1917 als stellvertretender Vorsitzender vorgestanden hat. Nach seinem Ausscheiden aus dem Beruf wurde er 1918 in Anerkennung seiner großen Verdienste zum Ehrenmitglied des Vorstandes ernannt.

Dr. Gorlich hat in den wissenschaftlichen Ausschüssen des Vereines als eifriger Mitarbeiter, in einigen als Leiter wertvolle Arbeit geleistet, so in der Normensandkommission bei Aufsuchung und Prüfung des deutschen Normensandes, der jetzt auch im Ausland vorwiegend bei der Prüfung des Portland-Zementes benutzt wird, ferner in der Meerwasserkommission, im Moorausschuß und als Vertreter des Vereines im „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“. Neben Rud. Dyckerhoff war er einer der Hauptvorkämpfer für einen unvermischten Portlandzement und ist mit Wort und Feder scharf dafür eingetreten. In den Verhandlungen des Vereines hat er mit manch kräftigem, aber auch wieder humorvollem Wort eingegriffen und aus seiner praktischen Kenntnis des größten Teiles der Entwicklungsgeschichte des deutschen Portland-Zementes und seiner Prüfungsverfahren heraus, wußte er oft in schwierigen Fragen die einfache Lösung zu geben. Auch heute gehört Dr. Goslich trotz seiner 70 Jahre noch zu denen, die temperamentvoll für die Aufgaben eintreten, denen sie ihre Lebensarbeit gewidmet haben. Möge ihm noch manches frohe Jahr veröfnet sein. —

Fr. F.

Herstellung und Eigenschaften der Schlackensteine aus Hochofenschlacken. Wie in den Gegenden mit gutem Sande neben dem Ziegelstein der Kalksandstein und der Zementsandstein eine Rolle spielt, so hat im sandarmen Industriegebiet, dem dafür die Hochofenschlacke zu mannigfachen Verwendungszwecken zur Verfügung steht, der Schlackenstein seine Bedeutung. Auf der 16. Hauptversammlung des „Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken“, die am 8. März d. J. in Berlin stattfand, behandelte Dr. A. Guttmann, Düsseldorf, dieses zeitgemäße Thema unter besonderer Berücksichtigung des neueren Herstellungsverfahrens mit Dampferhärtung. Redner führte dabei etwa Folgendes aus:

Im Jahre 1862 wurden von Emil Langen erstmalig Versuche über die Festigkeit von Schlackenmörteln durchgeführt, deren Stoff durch Granulierung von Schlacken gewonnen war. Es waren das gewissermaßen die ersten Vorversuche für die spätere Ausnutzung der Schlacke zu Hochofenzement und Schlackensteinen. Denn die schon ältere Verwendung der flüssigen Schlacke zum Gießen von Steinen, hat für das Bauen keine Bedeutung gewinnen können. Es blieb aber Lürmann von der Georgsmarienhütte vorbehalten, die ersten Schlackensteine für Bauzwecke herzustellen. Er hat mit solchen im Anfang der 70er Jahre bereits eine große Zahl von Bauten der Hütte hergestellt. Von 1880 ab nehmen dann auch andere Hütten die Herstellung der Schlackensteine nach dem Lürmann'schen Verfahren auf.

Redner verbreitet sich dann über die physikalischen und chemischen Eigenschaften der Hochofenschlacke, die als ein Kalktonerdesilikat anzusprechen ist. Die Schlacken des Gießerei-Roheisens sind basischer als die Thomaschlacken. Letztere werden als „saure“ Schlacken bezeichnet, obgleich sie tatsächlich nicht sauer reagieren. Schlacke, die mehr als 43 v. H. Kalk enthält, zerfällt von selbst an der Luft zu Hütten- oder Schlackensand. Das Erzeugnis kann als teilweiser Ersatz von Kalk verwendet werden, hat aber keine hydraulischen Eigenschaften. Diese erhält die Schlacke erst, wenn sie in flüssigem Zustand in Wasser eingelassen oder der Wirkung von Dampf ausgesetzt und so granuliert wird. Die bestandigen Schlacken können als Zuschlag zum Beton, die granulierten als Mörtelsand Verwendung finden. Bei Verarbeitung der granulierten Schlacke zu Schlackensteinen wird Kalkhydrat zugesetzt. Die Steine werden in Pressen geformt, um deren Herstellung sich die Maschinenfabrik Grätzsch Verdienste erworben hat. Die Steine werden dabei von 2 Seiten einem Druck von 300 kg/cm^2 ausgesetzt. Sie können nach der Formung gleich gestapelt, nach 4 bis 6 Wochen versandt werden.

Eine Verbesserung des Verfahrens bedeutet die Dampferhärtung nach Michaelis. Es werden dabei 50—75 v. H. weniger Kalkzusatz nötig, als bei an der Luft erhärteten Steinen. Zur Zeit arbeiten 6 Fabriken nach diesem Verfahren, das sich besonders vorteilhaft stellte, solange die Hüttenwerke über billige Wärmequellen verfügten. Das ist allerdings heute nicht mehr der Fall, da im Hütten-

betrieb selbst die Wärme jetzt restlos ausgenutzt wird. Die physikalischen und chemischen Vorgänge bei der Dampferhärtung der Schlackensteine sind noch ungeklärt, sie dürften sich aber nicht wesentlich anders abspielen als bei der Kalksandstein-Fabrikation. Die granulierten Schlacke wird auf etwa 10 v. H. Wassergehalt vorgetrocknet, dann werden 97 v. H. Schlacke mit 3 v. H. Kalk bei diesem Verfahren gemischt. Beim Aufbereitungsverfahren werden die Steine zunächst zur Vorerhärtung mit Frischdampf behandelt, dann in Härtekesseln 6—8 Stunden einem Druck von 6—8 Atm ausgesetzt. Die Presse ist dieselbe wie in der Kalksandstein-Fabrikation. Die Härtekessel fassen gewöhnlich 10 000 Steine, haben 18 m Länge bei 2 m Durchmesser. Der Dampfverbrauch beträgt 5700 kg, ist also ziemlich hoch.

Das dritte zur Verwendung kommende Verfahren ist das Schol'sche, mit dem Leichtsteine hergestellt werden. Um sie zu erzeugen, wird glühende Schlacke in heißes Wasser gelassen. Es entsteht sogenannte Schaum Schlacke von nur 140—222 kg/cbm Gewicht. Die Steine werden zunächst nach der Formung auf 60—80° (durch Dampf erwärmt, damit man sie überhaupt von den Unterlagsbrettern abnehmen kann, um sie dann der eigentlichen Presse zuführen zu können. Die Pressung erfolgt vorsichtig in 2 Absätzen, sonst würde der Stein die Porosität verlieren.

Das neueste und wirtschaftlichste Verfahren ist schließlich das von Dresler. Die Steine werden hierbei kohlen-saurehaltigen Gasen (Rauchgasen) ausgesetzt, die den Kalk der Steine in kohlen-sauren Kalk umwandeln. Es werden bei diesem Verfahren bis zu 60 v. H. Schlackensand dem Formling zugesetzt, um ihn porös zu halten. Zu hoher Schlackensandzusatz drückt natürlich die Festigkeit herab, aber Wärmedurchlässigkeit usw. stellen sich günstiger. Im Härtekessel herrscht eine Temperatur von 70° C. Nach 40—50 Stunden sind die Steine soweit erhärtet, daß sie verwendet werden können. Ein besonderer Kalkzusatz ist hierbei nicht erforderlich, vielmehr wird der nötige Kalk von der zerfallenden Schlacke selbst geliefert.

Abgesehen von der Herstellung der Schwemmsteine sind die 4 Verfahren wenig von einander verschieden. Die Hochofen-Schwemmsteine sind in der Festigkeit niedriger als die bekannten rheinischen Schwemmsteine, ihre Festigkeit reicht aber noch zur Erfüllung der amtlichen Forderung von 14 kg/cm^2 Festigkeit des Mauerwerkes aus.

Die Steine nach dem Michaelis' und Dreblerschen Verfahren haben höhere Druckfestigkeit als die nach dem Lürmann'schen. Sie entsprechen etwa Mauersteinen 2. Klasse (100 kg) oder Kalksandsteinen (150 kg), einige auch von Hartbrandsteinen (200 kg). Die Wasseraufnahme ist höchstens 8 v. H., entspricht also den Bestimmungen für Ziegel. Die Luftdurchlässigkeit der Schlackensteine ist etwa die gleiche wie die von Tonsteinen gleicher Festigkeit. Die Vermauerung der Steine ist bequem, denn sie brauchen nicht vorher angefaßt zu werden. Putzarbeiten auf Schlackensteinen müssen aber vorsichtig behandelt werden. Die Feuerfestigkeit der Steine ist hoch, da Schlacke erst bei über 1250° C schmilzt. In frischem Zustand ist die Schlacke nagelbar, was im Wohnungsbau wichtig ist. Sie hat ein schlechtes Wärmeleitungsvermögen. Die Fortleitungs-Geschwindigkeit der Wärme ist geringer als bei Ziegeln, daher eignen sich Schlackensteine im Wohnungsbau besonders.

Bezüglich der wirtschaftlichen Bedeutung der Schlackensteine ist zu bemerken, daß 25 Fabriken kurz vor 1914 jährlich 140 Mill. Steine herstellten, d. i. $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{7}$ der Menge von Kalksandsteinen, die damals erzeugt wurden. Im Kriege ging die Erzeugung dann stark herab, betrug aber 1919 wohl schon wieder 60 v. H. der Friedensleistung. Es sind seit dem Kriege noch 2 neue Werke entstanden. Eine wesentliche Steigerung der Leistung ist aber kaum zu erwarten, da unsere Eisen-Erzeugung ja so erheblich eingeschränkt worden ist und hochwertige Schlacke auf den Werken selten wird. Die Zement-Erzeugung aus dieser ist außerdem vorteilhafter, allerdings mehr Kohle verbrauchend. Unsere Roheisen-Erzeugung ist jetzt auf den Stand von 1895 zurückgedrückt, d. h. auf 5,4 Mill. t jährlich, während sie 1913 auf 19,3 Mill. t gewachsen war. Von der Schlacke sind etwa 35 v. H. zu Schlackensteinen verwertbar, der Rest ist zu sauer. Es ist also höchstens noch eine Verdoppelung der jetzigen Erzeugung zu erwarten. Mit Rücksicht auf die hohen Frachtkosten beschränkt sich die Absatzmöglichkeit auf die Eisenindustrie-Gebiete selbst. —

Inhalt: Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise. (Fortsetzung statt Schluß.) — Versuche über das Verhalten von Mörtel und Beton im Moor. — Neues vereinfachtes Verfahren zur Berechnung des Einflusses bewegter Lasten auf Brücken. — Vermischtes. —

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