

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 5. Juli 1940

Heft 29

Führerhauptquartier, 24. Juni 1940.

Der Führer hat folgenden Aufruf erlassen:

Deutsches Volk!

Deine Soldaten haben in knappen sechs Wochen nach einem heldenmütigen Kampf den Krieg im Westen gegen einen tapferen Gegner beendet.

Ihre Taten werden in die Geschichte eingehen als der glorreichste Sieg aller Zeiten. In Demut danken wir dem Herrgott für seinen Segen.

Ich befehle die Beflaggung des Reiches für zehn, das Läuten der Glocken für sieben Tage.

Adolf Hitler.

Berlin, 25. Juni 1940.

Der Stellvertreter des Führers, Reichsminister Rudolf Heß hat an den Führer folgende Drahtung gerichtet:

„An den Führer und Obersten Befehlshaber der Wehrmacht, Führerhauptquartier.

Den Kampf des jungen nationalsozialistischen Volksheeres gegen Frankreich haben Sie, mein Führer, mit dem glorreichsten Siege der Geschichte gekrönt.

Zugleich haben Sie damit dem opfervollen, jahrelangen Ringen der deutschen Frontsoldaten des Weltkrieges seinen Sinn gegeben.

Ihr Glaube und Ihr Mut haben Deutschland zu neuer Größe geführt.

In unsagbarem Stolz und voll tiefer Dankbarkeit ist das deutsche Volk um Sie und Ihre Wehrmacht vereint.

In der Nacht der Waffenruhe mit Frankreich

Rudolf Heß.“

Alle Rechte vorbehalten

Frontarbeiter.

Der ungestüme Vormarsch unserer Truppen im Westen stellt an den Nachschub ungeheure Anforderungen. Der Gegner hat nichts unversucht gelassen, um ihn zu erschweren, überall hat er „hinter sich die Brücken abgebrochen“.

Zwar sind unsere Truppen in ihrem schnellen Vordringen ihm oft genug zuvorgekommen und haben sein Zerstörungswerk verhindert. Trotzdem aber haben alle Verkehrswege schwer gelitten. Die Brücken sind gesprengt, die Bahn- und Straßendämme zerstört, die Schienen herausgerissen, die Fahrbahnen unterbrochen, die Bahnhöfe unbrauchbar gemacht. Dazu finden sich überall die Trümmerfelder des Kampfes. Durch den gewaltigen Einsatz aller Kampfmittel haben die Zerstörungen einen früher nicht gekannten

Umfang angenommen. Nur durch sofortige umfassende Inangriffnahme der Aufräumungs- und

Wiederherstellungsarbeiten ist es möglich geworden, den Nachschub so zu sichern, daß die vorwärtsstürmende Truppe stets mit allem Notwendigen versehen werden konnte.

Zur Bewältigung dieser Aufgabe sind an die Seite der Pioniere die Frontarbeiter getreten. Sie sind zusammengefaßt in der „Organisation Todt“. Dieser Name ist durch den Bau des Westwalls bekanntgeworden, er bezeichnet die Dienststelle, die im Jahre 1938 in wenigen Monaten den Westwall schuf und ihn im folgenden Jahre weiter



Abb. 1. Frontarbeiter.
Aufn.: W. Koblerowski.



Abb. 2.
Ausfüllen eines Sprengtrichters an einer Straße.

ausbaute. Mit Kriegsbeginn wurde aus dem Westwallarbeiter der Frontarbeiter. Er marschierte unmittelbar hinter der kämpfenden Truppe in das besetzte Gebiet und steht tief in Feindesland oft dicht hinter der vordersten Linie. Man trifft ihn bei der Beseitigung der Straßensperren, beim Bau von Umgehungswegen, bei der Instandsetzung oder Neuerrichtung zerstörter Brücken, bei der Wiederherstellung von Eisenbahndämmen, Gleisanlagen und Bahnhöfen, bei der Überbrückung von Sprengtrichtern, beim Freilegen der Bahnanlagen und Straßen, beim Wegräumen von Trümmern zerschossener Häuser und Befestigungen und bei Aufräumarbeiten aller Art. Wo gestern noch heiß gekämpft wurde, bietet sich am nächsten Tage ein Bild lebhafter Bautätigkeit. Neben den rauchenden Trümmern sieht man Pioniere, Arbeitsdienst und Front-

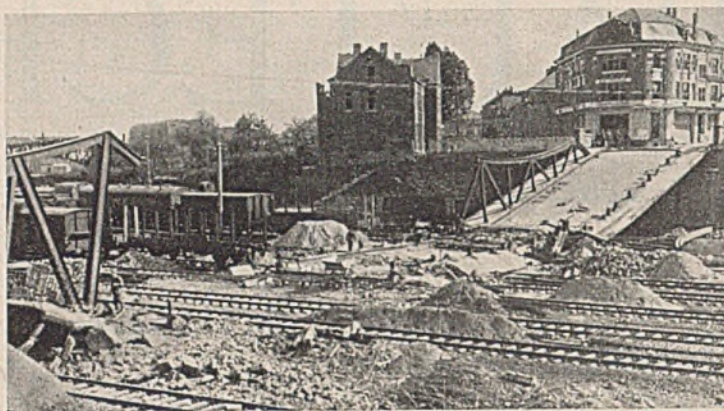


Abb. 3. Freiräumen von Gleisen (Arbeitspause).

und anderen Sondergeräten ausgerüstet sind und auf Lastkraftwagen schnell von einer Stelle zur anderen geworfen werden. Heute arbeiten sie vor den Artilleriestellungen zwischen noch brennenden Dörfern im feindlichen Feuer, morgen sind sie schon wieder weit überholt von dem stürmischen Vormarsch, um übermorgen die kämpfende Truppe wieder einzuholen.

Die Arbeitertruppe sind einheitlich zusammengefaßt und gegliedert. Sie werden geführt von besonders geschulten und soldatisch ausgebildeten Truppführern. Die Männer tragen, um auch äußerlich als Frontarbeiter kenntlich zu sein, eine erdfarbene Einheitsuniform mit der Armbinde „Org. Todt“. Sie sind mit Stahlhelm und Gasmaske, bisweilen auch mit Waffen ausgerüstet. Aus den besten und zuverlässigsten Männern werden



Abb. 4. Aufräumen einer Straße.



Abb. 5. Brückenbautruppe.

Aufn.: v. Chmielewski.

arbeiter damit beschäftigt, die größten Spuren des Krieges im wahrsten Sinne des Wortes aus dem Wege zu räumen.

Besonders wertvoll sind die Straßen- und Brückenbautrupps der Organisation Todt, die mit Preßluftbohrern, Schneidgeräten, Hebezeugen

Stoßtrupps gebildet, die den Arbeiterscharen einen festen Rückhalt geben.

Wenn einst die Heimat den heimkehrenden deutschen Soldaten mit dem Siegeslorber schmückt, wird sein Kamerad, der Frontarbeiter, nicht vergessen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Das norwegische Straßenwesen.

Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann VDI, Stuttgart.

Die gebirgige Beschaffenheit des Königreichs Norwegen hat dem Bau von Landverbindungen große Schwierigkeiten in den Weg gelegt. Das Gebirge der skandinavischen Halbinsel steigt von Osten nach Westen langsam an, etwa 100 bis 200 km vom Atlantischen Ozean entfernt erreicht es die größte Höhe, bis 2000 m, und fällt dann steil nach dem Meere zu ab. Nur 3,6% Norwegens sind landwirtschaftlich ausgenutzt, 24,2% sind Wald und 72,2% Ödland. Das sind die großen Hochflächen, die den größten Teil des Jahres mit Schnee, zum Teil sogar mit Gletschern bedeckt sind. Die stark gegliederte, buchtenreiche Küste, an der auch die Hauptsiedlungen liegen, verwies die Bewohner auf den Wasser-Verkehr, der mit der Einführung der Dampfschiffahrt sich stark entwickelte und die anderen Verkehrsmöglichkeiten in den Hintergrund treten ließ. Auch das Eisenbahnwesen hat nur einen langsamen Aufstieg genommen. Das Ziel aller größeren Verkehrsverbindungen mußte sein, den Osten des Landes dem Westen näherzubringen. Aber die dabei zu überschreitende Wasserscheide liegt überall über 1000 m hoch, sie kann nur wenige Monate im Sommer offen gehalten werden. Während die erste längere Eisenbahn von Oslo nach Drontheim hinter Roeros die Wasserscheide zwischen dem Gjommen, in dessen Tal sie von Oslo aufwärts steigt, und der Gula auf 670 m Höhe überwindet, um dann im Tal der Gula nach Drontheim wieder abwärts zu führen, muß die 1907 zwischen Oslo und Bergen erbaute Bahn bis auf 1300 m aufsteigen. Bei der Linienführung dieser Bahn mußte besonders auf möglichst schneefreie Lage geachtet werden, was durch Tunnel und Schutzdächer erreicht worden ist.

Aber auch Norwegen gibt ein Beispiel, in welchem Ausmaße der Kraftwagenverkehr eine Wandlung in der Beurteilung des Wertes und

der Bedeutung der Straßen herbeigeführt hat. Die Geschichte des Wegebauens in Norwegen beginnt mit dem Jahre 1624, als die erste Straße zwischen Hokksund und Kongsberg von staatswegen erbaut worden ist¹⁾. Bei der Auflösung der norwegisch-dänischen Union im Jahre 1814 betrug die gesamte Länge der Straßen 11000 km. Diese Wege waren aber keineswegs nach den technischen Grundsätzen angelegt, die bereits damals auf dem europäischen Festlande eingeführt waren. Sie hatten zum Teil bis 20% und mehr Steigung. Das erste Wegegesetz wurde 1824 erlassen, es galt bis 1851. Erst 1847 begann ein zeitgemäßer Straßenbau unter staatlicher Lenkung. Mit der Anlegung neuer begann auch der Ausbau älterer Wege unter Berücksichtigung der schwierigen Geländeverhältnisse und der wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit des Landes. Allgemein erhielten die Hauptwege 4 m Breite, aber auf wertvollem und auch in stiellem Gelände nur 2,5 m mit Ausweichen.

Das damalige Verkehrsmittel war die Stuhlkarre, ein zweirädriger Wagen mit einem Pferd. Der Sitz hatte Platz für zwei Personen mit Gepäck. Der Führer nahm auf der Deichsel Platz. Die Bauern waren zur Stellung solcher Fahrzeuge verpflichtet und die Fahrpreise waren festgesetzt. Dieser Beförderungsart bediente sich vor allem der um die Jahrhundertwende aufkommende Ausflugsverkehr. Dieser Wagenart entsprachen auch die Wege, wie Verfasser auf einer Wanderfahrt von der Südspitze Norwegens bis Drontheim im Jahre 1904 feststellen konnte.

¹⁾ Die folgenden Angaben verdanke ich im wesentlichen Berichten und Angaben, die mir der norwegische Wegebau-Direktor Baalsrud bei einem Besuch im Jahre 1938 übergeben hat.

Ka 524



Abb. 1. Straße über die Paßhöhe Telemarken. Juli 1938.

Das Erscheinen des Kraftwagens mußte auch die Anforderungen an die Wege in Norwegen höher stellen. Die Hauptwege sollten 5 bis 6 m Breite erhalten, für geringeren Verkehr 3,5 m mit Ausweichstellen. Entsprechend dieser Ausweitung sind auch die geldlichen Aufwendungen erheblich gestiegen. In älteren Gesetzen sind die Anlieger noch zu Leistungen am Wege verpflichtet gewesen, die aber jetzt abgelöst und durch Beiträge der Kommunalverwaltungen ersetzt sind.

Inzwischen ist das Wegenetz auf 40 698 km angewachsen, wovon auf Hauptwege 18 499 km und auf Landwege 22 199 km entfallen. Im ganzen 800 km Straßen haben feste Decken. Bei der Anlage neuer Wege galt es, z. B. die im Westen liegende, nächst Oslo größte Stadt des Landes, Bergen, die mit ihrem Hinterlande durch Wege nicht verbunden war, an das übrige Wegenetz anzuschließen und ebenso Nordnorwegen durch Wege zu erschließen. Hierfür ist eine Straße Oslo—Eismeer geplant, die über Drontheim—Bodö—Narvik nach Kirkenes an der Grenze Finnlands führen wird und bisher auf 1400 km von Oslo bis Bodö ohne Unterbrechung fertiggestellt ist, zum Teil aber erst in beschränkter Breite. Der Um- und Ausbau der bestehenden Wege vollzieht sich nach den auch sonst üblichen Grundsätzen, z. B. durch Verbesserung der Linienführung. Hier bietet das Gelände große Schwierigkeiten. Viele Wege entlang der Fjorde müssen in den Fels gesprengt werden. Auf den Hochflächen muß auf die schneefreie Lage besonders Rücksicht genommen werden, damit die Wege möglichst lange in Benutzung sind, um Schneeverwehungen zu vermeiden. Trotz der Anwendung von Schneepflügen sind einzelne Paßübergänge im Winter nicht benutzbar, z. B. erfordert die 185 km lange Westostverbindung Visnes am Stryn am innersten Punkt des Nordfjords nach Otta im Gudbrandsdal, deren

höchste Erhebung 1139 m ist, schwere Schneeräumungsarbeiten, um sie bis Juni freizumachen. Ende August 1904 bin ich auf der westlichen Strecke auf 873 m Höhe bereits in einen Schneesturm geraten. An einer schluchtartigen Talstufe mußte diese Straße im Laufe von 200 Jahren viermal verlegt werden. Die Landverbindung vor Erbauung der Eisenbahn zwischen Oslo und Drontheim verläuft 90 km westlich der Bahn über das Dovrefeld, ein Paß, der auf 1000 m Höhe liegt und Süd- und Nordnorwegen verbindet. Auf dieser Straße zogen seit alters her die norwegischen Könige, die in Drontheim gekrönt wurden. Schon im Jahre 1120 sind dort Rasthäuser angelegt, die die Reisenden aufzunehmen hatten, und von denen aus die Straße im Winter schneefrei zu



Abb. 2. Straße längs der Bahn Oslo—Bergen bei Haugastøl.

halten war. Diese Straße war durch den Bahnbau verödet, ist aber durch die Kraftwagen wegen ihrer landschaftlichen Reize wieder zu neuem Leben erweckt worden.

Die südlichen Übergänge, wie der von Leardal am Sognefjord nach Gulwik (Hallingdal in Südnorwegen) über 1140 m Meereshöhe mit einer Abzweigung nach dem unteren Gudbrandsdal am Mjøsensee mit 1004 m höchster Erhebung, und die bekannte Fremdenverkehrsstraße durch Telemarken nach Odde am südlichsten Punkt des Hardangerfjordes, die 1133 m überschreitet, sind auch im Winter benutzbar. Aber auch diese südlichste Straße ist nicht völlig schneefrei im Sommer. Im Jahre 1904 mußte man durch einen Schneetunnel. Diese Strecke ist inzwischen verlegt worden, aber im Jahre 1938 (Ende Juli) stand auf der einen Seite der Straße noch eine stolle Schneewand (Abb. 1).

Eine neue, sehr kühn angelegte Straße führt jetzt von Haugastøl (Abb. 2) an der Eisenbahnlinie Oslo—Bergen von 600 m Höhe nach dem Eidfjord, einem Nebenarm des Hardangerfjordes. Eine Stufe im geologischen Aufbau des Gebirges, in der ein Wasserfall — Vöringsfoss — 165 m herabstürzt, muß hier von der Straße an einem fast senkrechten Hang überwunden werden. Die Höchststeigung ist 8%, in den drei Kehren von 11,5 m Halbmesser auf 5% ermäßigt. Sie hat zwei Tunnel von 40 und 70 m Länge. Die ursprüngliche, zum Teil auch noch vorhandene Breite beträgt 2,5 m, mit Ausweichstellen überall, wo das Gelände eine Verbreiterung ermöglichte. Die zuletzt ausgebauten Strecken haben 4 m Breite.

Der Kraftwagenverkehr hat sich in Norwegen in eigenartiger Weise entwickelt, wie aus dem Bestand der Wagenart hervorgeht. Im Jahre 1936 waren 42 244 Personenwagen, aber 23 909 Lastkraftwagen und 3764 Omnibusse zugelassen, eine ungewöhnlich große Zahl der letzten beiden Wagenarten gegenüber den Personenwagen. Der Omnibusverkehr — die norwegische Sprache hat von dem Wort Automobil die letzte Silbe übernommen und nennt ihn — biltrafik — wird vom Staate besonders gefördert und erhält Staatsbeiträge. 1934 wurden 1170 Strecken mit dem Omnibus bedient in einer Länge von 34 633 km, auf denen 286 013 000 Personenkilometer gefahren worden sind. Dieser starke Omnibusverkehr entspricht dem Siedlungscharakter Norwegens, das keine Dörfer kennt, sondern nur Höfe, die sehr stark zerstreut sind. Diese Omnibusse leisten auch Güterverkehr. An Stelle des zuvor genannten



Abb. 3. Betonstraße Oslo—Fredrikstad.



Abb. 4. Holterbeton-Stachelwalze zur Durcharbeitung des Schotters mit dem Mörtel.

Stuhlwagens ist jetzt in den dichter besiedelten Gebieten der Omnibus getreten.

Entsprechend diesem Kraftverkehr mußten die Straßen erheblich verbessert werden, und zwar in ihrer Breite, ihren Krümmungen und ihrer Befestigung. Aber diese Verbesserung kann mit Rücksicht auf die Kosten nur allmählich vorgenommen werden. Die wichtigsten Straßen befinden sich schon in neuzeitlichem Zustande, z. B. die von Oslo nach Fredrikstad — schwedische Grenze und nach dem Süden. Auf diesen Straßen konnte ich 1938 eine Reisegeschwindigkeit von 40 km/h feststellen. Auch haben diese Strecken schon feste Beläge aus Beton, Kleinpflaster oder solche, die unter Verwendung von Teer und Bitumen hergestellt sind (Abb. 3). Dammannasphalt ist viel in Norwegen verwendet worden.

Die Betondecken sind zum Teil als Zementschotterdecken nach der besonderen Holterbauweise hergestellt, bei der das folgende Verfahren angewendet wird. Nachdem das Planum genau hergerichtet ist, werden die Seitenschalungen aufgebaut und eine 5 cm hohe Mörtelschicht, die in einem Eirichmischer im Mischungsverhältnis 1 : 2,5 aufbereitet wird, durch ein Verteilgerät mit Schlitzöffnung gleichmäßig ausgebreitet. Darauf wird eine Lage Schotter von 20 bis 60 mm Korngröße gleichfalls mit einem Verteiler aufgebracht und angehäßt. Die Geräte werden maschinell angetrieben und laufen auf den Seitenschalungen. Beide Lagen werden jetzt mit der Stachelwalze (Abb. 4) mit 15 cm hohen Stacheln solange durchgearbeitet — etwa 100 Läufe — bis der Mörtel in die Oberfläche des Schotters aufgestiegen ist. Nachdem die Fläche durch eine Walze von etwa 3 t Gewicht eingeebnet ist, wird die Lage mit mechanisch angetriebenen Stampfern quer und längs zur Straßenachse gestampft. Der Beton hat bei dieser Bauweise nur wenig Mörtel. Denn diese einschichtige Decke von etwa 15 cm Dicke erhält nur 280 kg Zement auf 1 m³ Beton. Die Verarbeitung dauert mindestens zwei Stunden und greift damit schon in die Abbindezeit des Zements über. Das wird als kein Nachteil angesehen. Man glaubt deshalb die Nachbehandlung des Schotterbetons unterlassen zu können, weil er hohe Anfangsfestigkeiten aufweist. Er kann schon nach drei Tagen befahren werden. Dehnungsfugen werden in engem Abstand vorgesehen. Im unteren Teil wird ein 9 cm hohes Brett eingelegt, im oberen ein 6 cm keilförmiges Flacheisen, über das hinweggestampft und das später gezogen wird, um die Nute mit Ausgußmasse auszufüllen.

Diese Bauweise ist den dortigen Verhältnissen angepaßt. Das weitmaschige Wegenetz läßt keine Umfahrungen zu. Es muß immer halbseitig gebaut werden. Die Schotterbetondecken werden daher in 3 m Breite ausgeführt, die innere Begrenzung ist dann zugleich die Längsfuge. Bei einer täglichen Leistung von etwa 300 m würde die reine Baustrecke, wenn die fertige Decke schon am vierten Tage befahren werden kann, nur 1200 m lang sein.

Kieslehmwege. Für die Landwege genügt eine einfache Befestigung, die nach den Mustern der Abb. 5 hergerichtet wird. Da der Boden vielfach aus Gehängeschutt und anderen quellreichen Arten besteht, muß der Untergrund besonders entwässert werden, vor allem um auch Frostauftreibungen zu verhindern. Diese Aufgabe soll die Querschnittsausbildung b erfüllen.

Um diese Wege auch dem Kraftwagenverkehr anzupassen, wird der Deckenschluß aus einer Sandlehm Mischung hergestellt. Dieses Verfahren haben die norwegischen Ingenieure von dem amerikanischen Straßenbau übernommen. Mit Sandlehmdecke bezeichnet man dort einen Belag, der aus einer innigen

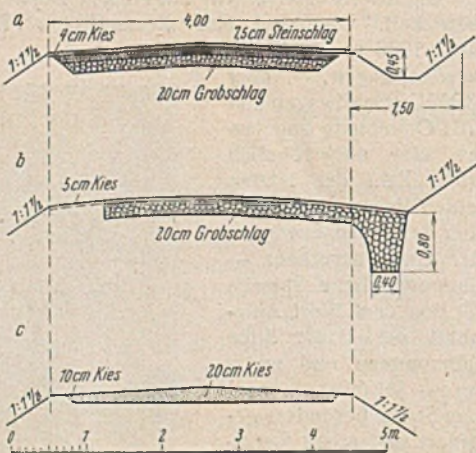


Abb. 5. Befestigung von Landwegen.

Mischung von Sand und Lehm besteht. Diese Bauweise wird aus wirtschaftlichen Gründen in großem Ausmaße dort angewendet, wo der Verkehr eine stärkere Befestigung noch nicht erfordert und auch wirtschaftlich nicht rechtfertigt. Das stets reichliche Vorhandensein von Sand und Lehm, beider physikalische Eigenschaften, die Gewinnung in unmittelbarer Nähe der Baustelle und die Einfachheit der Behandlung und Unterhaltung empfehlen diese Anwendung für Landstraßen. Da in Norwegen die gleichen Vorbedingungen vorliegen, war die Übernahme für die norwegischen Straßen gegeben. Bis zum Jahre 1912 wurden die Wege durch Pflichtarbeit der Anlieger unterhalten. Seit dieser Zeit hat der Staat schrittweise erst die Hauptwege, dann auch die Wege geringerer Bedeutung in eigene Verwaltung übernommen. Damit war aber auch der Grund für einen Wegebau gelegt, der auf weite Sicht und mit technisch durchgebildeten Verfahren betrieben werden mußte.

Da die Sandlehmdecke eine fortlaufende Unterhaltung erfordert, wird sie nach technischen Regeln dort angewendet, wo der Staat die Unterhaltung übernommen hat. Da der Erfolg dieser Bauweise stark von den Eigenschaften des Sandes und Lehmes abhängt, ihrer Mischung und dem Einbau, nicht zuletzt auch von der Beschaffenheit des Untergrundes, so hat man diese Fragen sehr eingehend in Amerika studiert: Man ist davon ausgegangen, daß der Lehm bei trockenem Wetter als Bindemittel wirkt und die kapillaren Öffnungen der Sandmischung bei nassem Wetter durch sein Anschwellen schließt, während die Sandteilchen bei trockenem und nassem Wetter das Verkehrsgewicht und die Abnutzung durch den Verkehr aufnehmen müssen. Das Vorhandensein eines gewissen Anteils von Feinsand bewirkt Porenschluß und Widerstand gegen Wasser. Damit diese Wirkungen gegeneinander richtig abgestimmt sind, muß die Kornzusammensetzung des Sandes, sein Gesamtanteil und der Anteil an Lehm bestimmten Bedingungen genügen. Man spricht hier auch von einem Mörtel, bestehend aus Lehm mit feinem Sand, der die groben Sandkörner zusammenhält und die Hohlräume im groben Sand oder Kies dichtet, dessen Korngröße in Amerika bis 25,5 mm geht. Richtige Mischung und ausreichende Verdichtung sind dann noch ausschlaggebend für die Güte des Belages. Erfahrungen auf den Straßen und Nachprüfungen in den Forschungsanstalten Norwegens haben erkennen lassen, daß die Zusammensetzung der Sandlehm Mischungen einer Kornverteilung entsprechen muß, die als ideale angesehen wird, der man sich aber möglichst nähern soll. Der Lehmmörtel — das ist der Durchgang durch das 40er Sieb (0,42 mm) — muß bestimmte Grenzen nach der Atterbergschen Konsistenzprüfung einhalten²⁾. Die norwegische Straßenbauverwaltung hat die amerikanischen Erfahrungen auf ihren Wegebau übertragen, auf Versuchsstraßen im Osterfeld erprobt und die Ergebnisse wissenschaftlich verarbeitet.

Man hat sich in Norwegen auch an die amerikanische Sieblinie (Abb. 6) gehalten, die durch mechanische Auslebung gefunden wird, für die noch

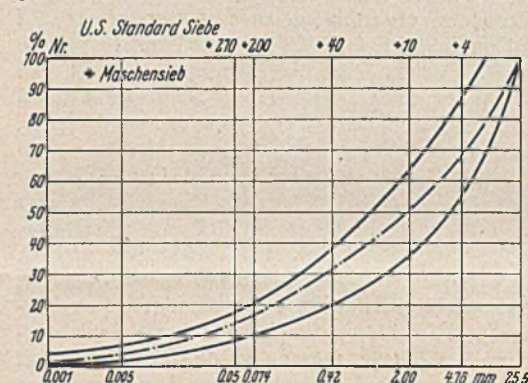


Abb. 6. Sieblinien.

die besondere Vorschrift gilt, daß der Durchgang durch das 200er Sieb (0,074 mm) weniger als zwei Drittel des Durchgangs durch das 40er Sieb (0,42 mm) betragen soll. Die Zusammensetzung unterhalb der Korngröße 0,074 mm, vor allem der Anteil der abschlämmbaren Bestandteile (<math>< 0,002 \text{ mm}</math>) wird durch das Schlammverfahren ermittelt.

Da die Versuche Unstimmigkeiten zwischen Theorie und Praxis ergeben haben, sind die Eigenschaften der Mörtel in Norwegen weitgehend untersucht worden, wobei sich ergeben hat, daß die Plastizitätseigenschaften nach Atterberg nicht mit dem Kornaufbau übereinstimmen und daß auch chemische Einflüsse beim Lehm eine Rolle spielen. Vor allem sind die sauren oder basischen Eigenschaften des Sandes und der Zuschläge zu beachten. Der geeignetste Wassergehalt für die Verdichtung der Decke und die Anwendung von Chlorkalzium zur Feuchthaltung sind untersucht worden. Die Ergebnisse sind wie folgt zusammengefaßt:

Untergrund: Hier werden dieselben Gesichtspunkte hinsichtlich der frostgefährlichen Eigenschaften des Untergrundes beachtet, die auch in Deutschland bekannt sind, und die gleichen Maßnahmen zur Entwässerung und Bekämpfung des kapillaren Aufstiegs von Grundwasser angewendet.

Die befestigte Kieswegdecke.

1. Sieblinien. Die Kieszusammensetzung soll eine Sieblinie nach Abb. 6 haben. Im Hinblick auf die Korngrößen unter dem (amerik.) Sieb 200 ist man auf der sicheren Seite, wenn man möglichst nahe der Ideallinie liegt, nach der etwa 13 % durch das genannte Sieb durchgehen sollen. Das Vorkommen der Baustoffe, die Verhältnisse des Untergrundes und das Klima können eine Erweiterung des genannten Vmhundert-satzes bis etwa 20 % rechtfertigen.

2. Lehmörtel. Höchstens zwei Drittel des Lehmörtels müssen durch das Sieb 200 gehen.

Die Plastizitätsziffer soll 3 bis 8 betragen, die Fließgrenze nicht über 35. Der Feuchtigkeitsgleichwert³⁾ muß unter 20 und die Schwindgrenze muß möglichst nahe dem Feuchtigkeitsgleichwert liegen.

3. Maschinengrus. Bei Anwendung von Maschinengrus muß man eine richtige Mischung von saurem und basischen Gestein anstreben. Besonders achte man aufmerksam auf das Verhältnis in Gegenden, wo

²⁾ Neumann, Neuzeitlicher Straßenbau, 2. Aufl., S. 101. Berlin 1932, Julius Springer.

³⁾ a. a. O., S. 103.

man vielleicht guten Lehm entbehrt, aber zum Ersatz gerade Bergarten beider Beschaffenheit hat.

4. Verdichtung unter dem günstigsten Wassergehalt. Grus darf einen Wassergehalt von 5 bis 8% haben, und man soll anstreben, eine hinreichende Verdichtung zu bekommen, während dieser Wassergehalt beibehalten wird.

5. Der Wassergehalt muß unverändert gehalten werden. Auch nachdem die Decke eine genügende Verdichtung bekommen hat, muß darauf geachtet werden, daß die Grusdecke nicht zu trocken wird. Um den Wassergehalt unverändert zu halten, können Salze, wie Chlorkalzium, angewendet werden, oder man kann sich bituminöser Stoffe bedienen.

Wenn Salze verwendet werden, wird es im Hinblick auf die Wegeunterhaltung bei langer Trockenheit als wünschenswert angesehen, daß das Salz in jedem Fall in den obersten Teilen der Wegedecke benutzt wird, selbst wenn es auf Grund von feuchtem Wetter nicht notwendig ist.

Zur Feuchthaltung werden 0,5 bis 0,7 kg/m² Salz angewendet und in zweiwöchigem Abstand aufgebracht.

Wie aus den letzten Angaben zu entnehmen, ist man in Norwegen nach amerikanischem Vorbild auch schon dazu übergegangen, die sorgfältig aufgebaute mineralische Decke mit Zusätzen, wie Chlorkalzium oder mit bituminösen Anstrichen, zu festigen.

Die Hauptsache bei diesen Belägen ist aber die fortdauernde Unterhaltung, die an dem Tage einsetzen muß, an dem der Bau fertig ist. Wegewärter und Unterhaltungsmannschaften sind in Gegenden mit dünner Bevölkerung in ihrer Leistung behindert. Darum ist man in den Vereinigten Staaten und auch in Norwegen und Schweden zur maschinellen Wegeunterhaltung übergegangen. Es handelt sich darum, Schäden, wie Rollsteine, die sich aus der Decke gelöst haben, Gleise, die sich eingefahren haben, wenn nach Frost oder Regen die Decke aufgeweicht ist, und Schlaglöcher im Entstehen gleich zu beseitigen. Das geschieht durch fortlaufendes Abziehen der Decken mit Gerät, das für leichtere Arbeit der Egge nachgebildet ist, aber keine Zähne hat, und das von einer Zugmaschine über die Straßenfläche gezogen wird⁴⁾. Die Schleppegge hat sieben Abstrichkanten, von denen sechs unter 45° zur Achse angeordnet sind; die siebente, hinterste, kann unter verschiedenen Winkeln zur Straßenachse eingestellt, und das ganze Gerät kann in seiner Höhenlage zur Straße verändert werden. Die äußerste Arbeitsbreite ist etwa 2,7 m. Abb. 7 gibt das Gerät wieder, wie es in Amerika durchgebildet ist. Die norwegische Ausführung ist etwas vereinfacht (Abb. 8).

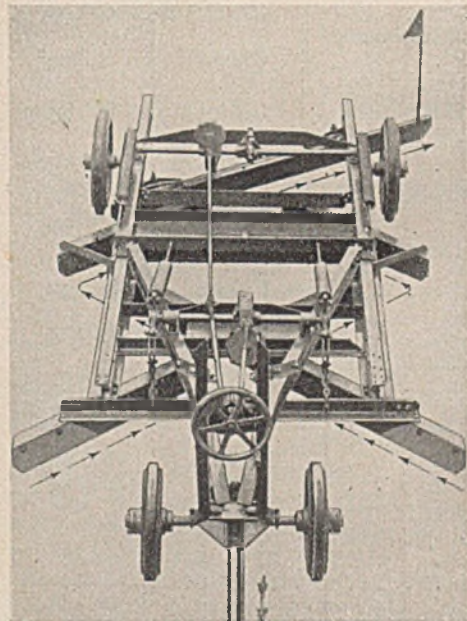


Abb. 7.

Schleppegge amerikanischer Ausführung.

An den Abstrichkanten werden die losen Bestandteile erst in der Mitte zu einem Strich zusammengetrimmt, dann wieder nach den Seiten geschoben, dort verteilt und schließlich mit der siebenten Abstrichkante eingeebnet. Dabei werden die losen Bestandteile und Rücken fortgenommen und in die Löcher und Vertiefungen gebracht. Entsprechend dem geringen Gewicht — etwa 1,5 t — ist die Schneidkraft der Egge gering. Sie ebnet daher nur ein.

⁴⁾ Neumann, Neuzzeitlicher Straßenbau, 2. Aufl., S. 427. Berlin 1932, Julius Springer.

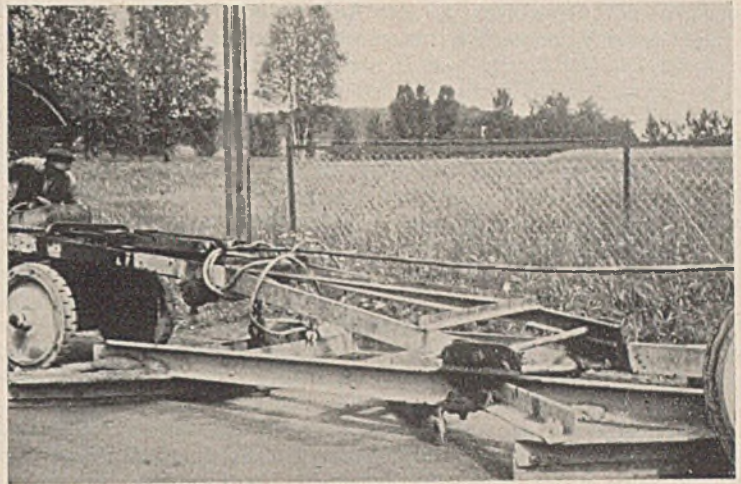


Abb. 8. Schleppegge norwegischer Bauart.

Ist durch die Abnutzung der Decke eine stärkere Unebenheit entstanden, die nur durch Abnehmen beseitigt werden kann, wird der Wegehobel angesetzt (Abb. 9). Er befindet sich an dem lang ausgeschwungenen Stahlrahmen eines zweiachsigen Traktors. Das Hebelblatt ist gekrümmt, die Schneide kann im Winkel zur Straßenachse, in der Höhenlage und Neigung eingestellt werden, wie es die Wiederherstellung der Straßendecke erfordert. Der Abhub wird zur Seite getrimmt. Die Deckendicke wird dadurch vermindert. Die Lebensdauer einer Kieslehmdecke hängt davon ab, wieviel die Schicht durch den Verkehr und wieviel sie bei der Unterhaltung an Dicke verliert, bis eine neue aufgebracht werden muß. Man rechnet mit einer Lebensdauer bis zu 15 Jahren.

Straßen mit einem täglichen Verkehr von 800 bis 1000 Wagen lassen sich bei diesem Verfahren noch als Kieslehmdecke halten, auch bei Gespann- und Langholzverkehr (200 Wagen täglich), der in dem waldreichen Norwegen im Frühjahr die Straßen erheblich in den Gegenden beansprucht, in denen das Holz nicht geflößt werden kann. Diese Deckenart kann auch als Unterlage für eine Bitumenoberflächenbehandlung dienen. Dann kann die Lebensdauer erheblich verlängert werden.

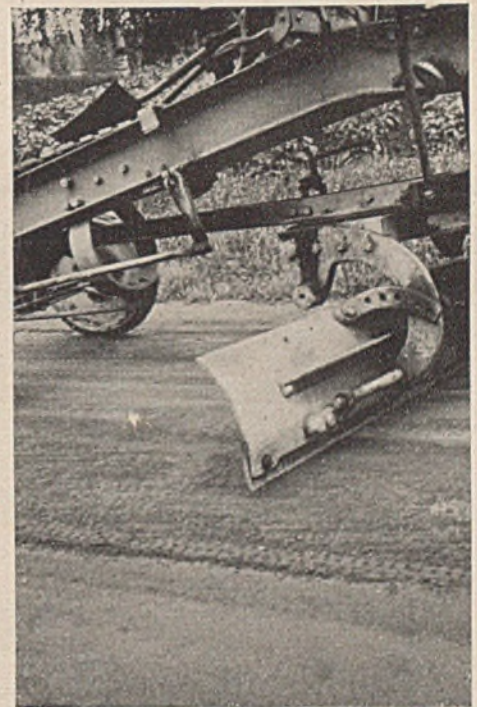


Abb. 9. Wegehobel.

Wenn ein Volk von noch nicht 3 000 000 Einwohnern ein Wegenetz von 40 698 km unterhalten muß und dafür bis 45 Millionen Kronen (25,5 Mill. RM) jährlich aufwendet, dann hat es erkannt, welche Bedeutung die Wege für den wirtschaftlichen Aufschwung des Landes und den politischen Zusammenhalt haben und was es tüchtigen Wegebauingenieuren verdankt. Es ist daher zu verstehen, wenn auch einmal einem Wegebaudirektor ein Denkmal gesetzt ist. Es befindet sich auf den Höhen von Oslo an einer Wendeplatte, von der man einen weiten Ausblick auf Oslo, seinen Fjord und zu den Höhen und Wäldern hat, die ihn nach Osten und Westen weit umsäumen, und stellt den Wegebaudirektor Krag dar, der von 1873 bis 1903 im Amt war.

Versuche mit Hohlbalcken.

Von Dr.-Ing. Felix Fonrobert VDI, Holzminden.

A. Zweck und Anordnung der Versuche.

Nachstehend wird über einige Versuche mit Hohlbalcken berichtet, die zwar bereits im Sommer 1938 vom Verfasser im Prüfraum der Staatsbauschule Holzminden mit staatlicher Unterstützung durchgeführt worden sind, die aber trotzdem die inzwischen von anderen Seiten¹⁾ gewonnenen

¹⁾ Gaber, Zusammengesetzte Holzbiegeträger als Ersatz für Stahlträger im Hoch- und Brückenbau. Mitteilungen des Fachausschusses für

Erkenntnisse über das Verhalten zusammengesetzter Balken mit I- und □-Querschnitt abzurufen vermögen. Die im Institut für die Material-

Holzfragen beim VDI und DFV 1938, Heft 21. — Stoy, Egner und Erdmann, Versuche mit I-förmigen Holzbalken. VDI 1938, Nr. 31, S. 911. — Egner, Versuche mit geleimten Baugliedern, besonders Trägern, und die Bedingungen für ihre sachgemäße Herstellung. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI und DFV 1939, Heft 23.

prüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführten Versuche mit ausschließlich geleimten Balken²⁾ haben die Frage der Verleimung von I- und □-Balken (andere Querschnittsformen kommen nicht mehr in Frage) so ausreichend geklärt, daß nunmehr an die unmittelbare Anwendung im Bauwesen gedacht werden kann und muß. Immerhin wird nur ein Betrieb derartige Verleimungen einwandfrei ausführen können, der über die entsprechenden Einrichtungen und Erfahrungen verfügt. Für Betriebe dagegen, bei denen diese Voraussetzungen nicht zutreffen, die aber trotzdem die Möglichkeiten zur Holzeinsparung ausnutzen wollen, erscheint auch heute noch der Weg gangbar, den Prof. Dr.-Ing. Stoy seinerzeit in Holzminden bei den ersten Versuchen³⁾ mit geleimten I-Trägern beschritten, und den Oberregierungs- und -baurat Wedler in seinen einleitenden Worten zu der noch gültigen zweiten Ausgabe der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052) ausdrücklich erwähnt hat: die verleimten Balken zusätzlich mit der halben Zahl der Nägel zu nageln, die bei reiner Nagelung zur Aufnahme der Schubkräfte zwischen Steg und Flanschen nötig ist. Die Tatsache zwar, daß die Tragkraft des Leimes und der Nägel nicht gleichzeitig ausgenutzt werden kann, war bereits damals hinreichend bekannt⁴⁾, für die gleichzeitige Verwendung von Leim und Nägeln spricht aber der Umstand, daß durch die Nägel der sonst nur durch Pressen und ähnliche Vorrichtungen erzielbare, beim Verleimen nötige Preßdruck einwandfrei hervorgerufen wird, wenn nur die Dicken der Bretter und Nägel im richtigen Verhältnis zueinander stehen, und daß die Nägel bei einem etwaigen Versagen der Leimfuge einspringen und somit eine wertvolle zusätzliche Sicherheit darstellen. In welchem Maße diese zusätzliche Sicherheit vorhanden ist, und wie sich ein Balken nach Versagen der Leimfuge verhält, sollte durch die Versuche festgestellt werden. Außerdem sollte der Einfluß der Nagelung mit ihrem unvermeidlichen Schlupf auf die Durchbiegung der Balken auch bei reiner Nagelung überprüft werden. Dem Umstande, daß Versuchskörper gegen Dauerbelastung weniger widerstandsfähig sind als gegen einmalige kurzzeitige Belastung, wurde dadurch Rechnung getragen, daß die Versuchsbalken einer länger einwirkenden Belastung ausgesetzt wurden, die aber die Gebrauchslast in keinem Fall überschritt.

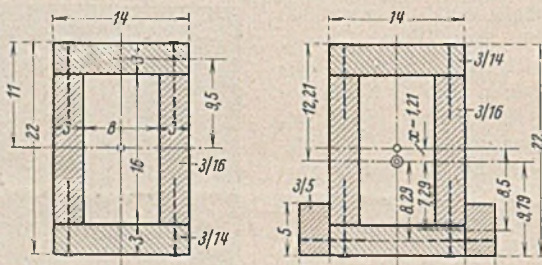


Abb. 1. Hohlbalckenquerschnitte.

Wenn die beiden Stege eines Hohlbalckens zusammen so dick wie der Steg eines I-Balkens sind, so sind beide Balkenformen bei sonst gleichen Abmessungen statisch gleichwertig. Bei der Verwendung als Deckenbalken dürfte der Hohlbalcken aber überlegen sein, weil er formbeständiger ist und größere Seitensteifigkeit hat als der I-Balken. Baulich ist es ferner günstig, daß die Einschubdecke wie bei Vollbalken ausgeführt werden kann (bei I-Balken sind auch am Steg angeleimte oder angenagelte Leisten nötig, da es nicht gut ist, die Einschubdecke auf den

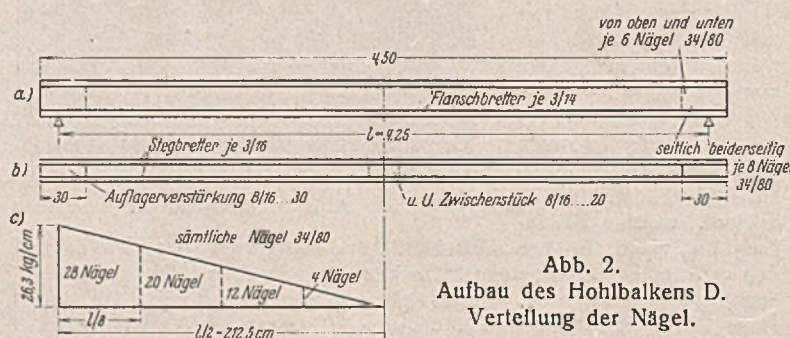


Abb. 2. Aufbau des Hohlbalckens D. Verteilung der Nägel.

unteren Flansch zu legen). Aus diesem Grunde wurden die Versuchsbalken als Hohlbalcken ausgeführt (Abb. 1). Ihr Aufbau, der durch gelehrte Zimmerleute geschah, wird besonders durch die Form D (Abb. 2) wesent-

²⁾ Egner, Bauholz-Einsparung, Schrift 14 der Schriftenreihe der Reichsarbeitsgemeinschaft Holz e. V. Berlin 1940, Maximilian-Verlag.

³⁾ Stoy, Möglichkeiten zur Holzersparnis. Holzmarkt 1937, Nr. 164.

⁴⁾ Stoy und Fonrobert, Holz-Nagelbau. Schrift 6 der Arbeitsgemeinschaft Holz. Reichsnährstand Verlags-Ges. m. b. H. Berlin 1938, 2. Aufl.

lich erleichtert und beschleunigt, ganz gleich, ob es sich um reine Verleimung, Vernagelung oder gleichzeitige Verleimung und Vernagelung handelt. Zuerst werden die beiden Stegbretter mit den kurzen Auflagerverstärkungen und den unter Umständen noch vorgesehenen Zwischenstücken aus Kantholzabschnitten verbunden. Dadurch entsteht ein standfester Rahmen, auf dem sich dann leicht und rasch ohne besondere Hilfsvorrichtungen die Flanscbretter aufbringen lassen. Die etwaige Nagelteilung wird nur einmal auf einer Latte als Lehre aufgetragen.

Zum Aufbau der Versuchsbalken dienten sägeraube Bretter aus Sollingfichte (Güteklasse II) mit einem Feuchtigkeitsgehalt von $u = 18\%$, der sich während der Versuchszeit nicht änderte, und einer durchschnittlichen Dehnsteife (Elastizitätszahl) $E = 89\,000 \text{ kg/cm}^2$. Das Einschlagen der Nägel machte keinerlei Schwierigkeiten; trotz der großen Nagelzahl rutschte nur einmal eine Nagelspitze ab und trat seitlich aus dem Holze heraus.

Die Abmessungen der Versuchsbalken gehen aus Abb. 1 u. 2, ihre rechnerische Begründung geht aus der Tafel 1 hervor. Der Balken A ist nur mit der Hälfte der erforderlichen Nägel genagelt, während die Balken B, C und D voll genagelt sind. Beim Balken C sind die Leisten so angeschlossen, daß sie mit zum Querschnitt gerechnet werden können. Die Balken A, B u. C sind an den Enden offen, der Balken D hat beiderseits Auflagerverstärkungen (vgl. Abb. 2).

Tafel 1. Rechnerische und bauliche Angaben.

	Versuchsbalken	
	A, B und D	C
Der Querschnitt besteht aus:		
2 Stegbrettern	3/16 cm	3/16 cm
2 Flanscbrettern	3/14 cm	3/14 cm
2 Leisten	—	3/5 cm
Querschnittsfläche F	180 cm ²	210 cm ²
Trägheitsmoment J_x	9710 cm ⁴	11 625 cm ⁴
Widerstandsmoment W_x	883 cm ³	952 cm ³
Statisches Moment S eines oberen Flanscbrettes	399 cm ³	440 cm ³
Statisches Moment S eines unteren Flanscbrettes	399 cm ³	567 cm ³
Rechnerische Belastung für 0,75 m Abstand der Balken und 400 kg/m ² Gesamtlast	300 kg/m	300 kg/m
Größtes Biegemoment $\max M$ für $l = 4,25$ m Stützweite	67 800 kgcm	67 800 kgcm
Größte rechnerische Biegespannung σ	77 kg/cm ²	71,3 kg/cm ²
Rechnerische Durchbiegung f	1,32 cm	1,10 cm
Nach DIN 1052 zulässige Durchbiegung $f = \frac{l}{300}$	1,42 cm	1,42 cm
Querkraft im Auflager Q	640 kg	640 kg
Schubkraft $T = Q S : J$ zwischen Steg und oberem Flansch im Auflager	26,3 kg/cm	24,2 kg/cm
unterem Flansch im Auflager	26,3 kg/cm	31,3 kg/cm
Gesamte Schubkraft $T_1 = \frac{1}{4} T l$ für eine Balkenhälfte: im oberen Flansch	2790 kg	2575 kg
im unteren Flansch	2790 kg	3320 kg
Anzahl der einschnittigen Nägel 34/80 mit $N_1 = 45$ kg Tragkraft auf einer Balkenhälfte: im oberen Flansch	A B u. D	
im unteren Flansch	32 64	58
	32 64	74

Die Versuchsbalken lagen paarweise auf zwei abgetreppten, aus Hartbrandziegeln in Zementmörtel gemauerten Pfeilern (Abb. 3) und wurden mit Betonwürfeln (20 cm Kantenlänge, 17,7 kg Durchschnittsgewicht) so belastet (Abb. 4), daß zusammen mit dem Balkengewicht von 7,8 kg/m und dem Gewicht der Latten und Bretter von 3,3 kg/m der

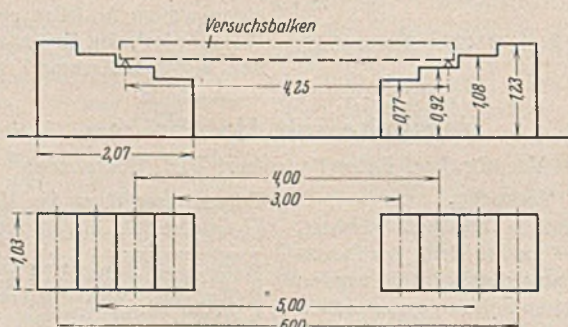


Abb. 3. Versuchsanordnung.

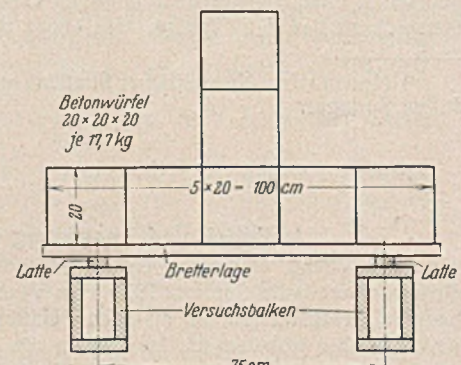


Abb. 4. Belastung der Versuchsbalken.

Reihe nach die Gesamtbelastungen 7,8, 11,1, 28,6, 72, 139, 222, 230, 274 und 297 kg/m je Balken entstanden. Die Durchbiegungen wurden in der Mitte durch Meßuhren (Zeiß, Angabe $\frac{1}{100}$ mm) gemessen, die durch das Balkeneigengewicht hervorgerufene Durchbiegung blieb unberücksichtigt.

B. Die Versuchsergebnisse.

In Abb. 5 bis 8 sind die Durchbiegungsschleifen (Belastung, Nachwirkung, Entlastung, Nachwirkung) der vier Versuchsbalken nebst einigen Angaben über die rechnerische und zulässige Durchbiegung eingetragen. Schon beim ersten Versuch zeigte es sich, daß die tatsächlichen Durchbiegungen die rechnerischen, selbst wenn statt mit der in DIN 1052 vorgeschriebenen Dehnsteife $E = 100\,000$ kg/cm² nur mit der beobachteten Dehnsteife $E = 89\,000$ kg/cm² gerechnet wurde, erheblich überschritten, und daß bei der rechnerisch vorgesehenen Belastung mit 300 kg/m die zulässige Durchbiegung $f_{zul} = 1,42$ cm (vgl. Tafel 1) nicht einzuhalten war. Daher wurde die Belastung nicht mehr gesteigert, wenn annähernd die zulässige Durchbiegung erreicht und die Last, unter der sie auftreten mußte, bestimmt war. Nur der Balken D wurde abschließend mit der vorgesehenen Last geprüft. Sodann blieb jeder Balken so lange belastet liegen, bis über die von der Dauer der Belastung abhängige Zunahme

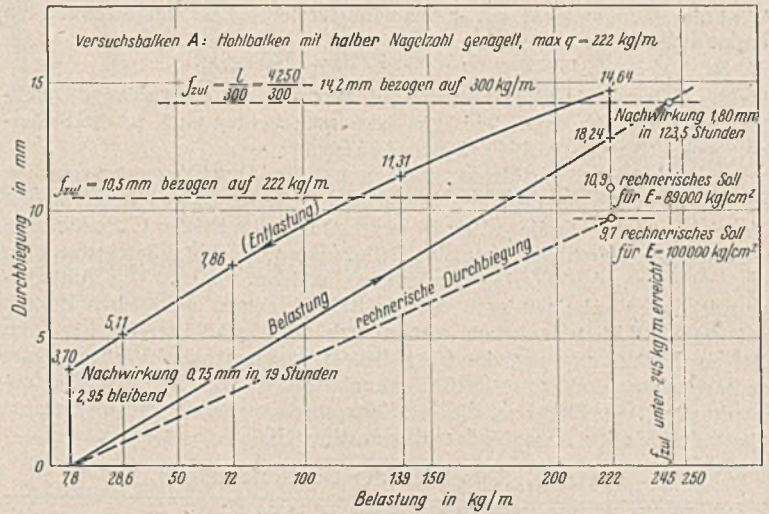


Abb. 5. Durchbiegungsschleife für Balken A.

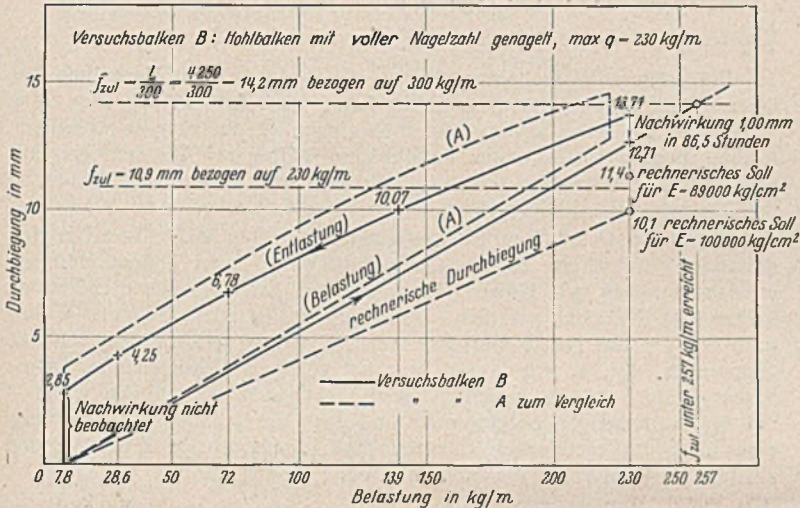


Abb. 6. Durchbiegungsschleife für Balken B.

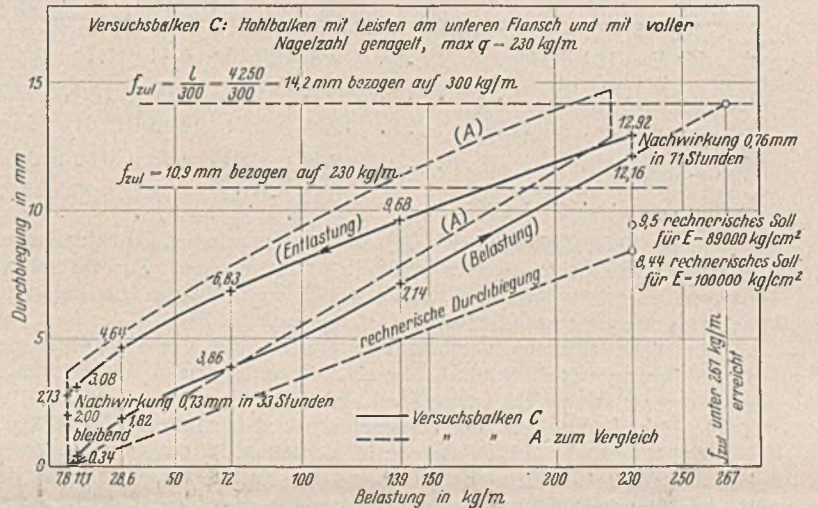


Abb. 7. Durchbiegungsschleife für Balken C.

der Durchbiegungen Klarheit gewonnen war. In Abb. 9 sind zum Vergleich die Schaulinien für die Nachwirkung der Belastung für alle Versuche zusammengestellt. Nach der Entlastung blieben zwei Balkenpaare ebenfalls noch so lange liegen, bis das Zurückfedern ungefähr zum Stillstand gekommen war, bei den beiden anderen mußte diese Beobachtung aus Zeitmangel unterbleiben.

Ein Versuchsbalken der Form B wurde bis zum Bruch belastet, doch traten hierbei an die Stelle der gleichmäßig verteilten Last der Durchbiegungsversuche zwei Einzellasten, weil sonst mit den zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln der Bruch nicht zu erzielen war (Abb. 10). Bei einer Belastung durch zwei Einzellasten $P = 1500$ kg stellte sich in einem Stegbrett der erste Riß ein, der deutlich durch den Schrägverlauf der Randfasern in der Nähe eines Astes verursacht war. Unter $P = 1917$ kg trat der Bruch durch völliges Versagen eines Stegbrettes ein, dabei betrug die Verschiebung des oberen Flanschbrettes gegenüber den Stegbrettern an den Balkenenden 2 mm. Aus dem Biegemoment

$$\max M = 7,8 \cdot 4,25^2 : 8 + 1917 \cdot 1,45 \approx 2800 \text{ kgm}$$

entsteht die rechnerische Biegespannung

$$\sigma_{vorh} = 280\,000 : 883 = 317 \text{ kg/cm}^2.$$

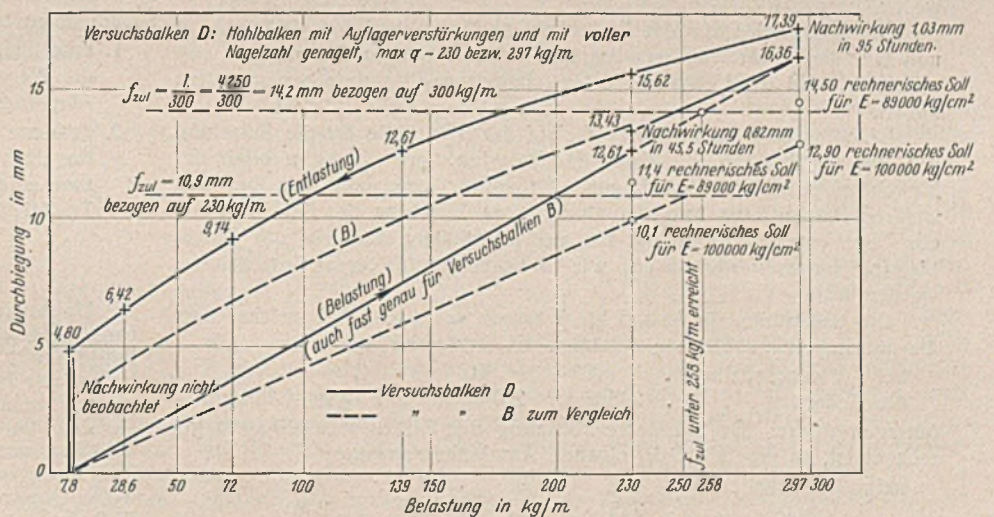


Abb. 8. Durchbiegungsschleife für Balken D.

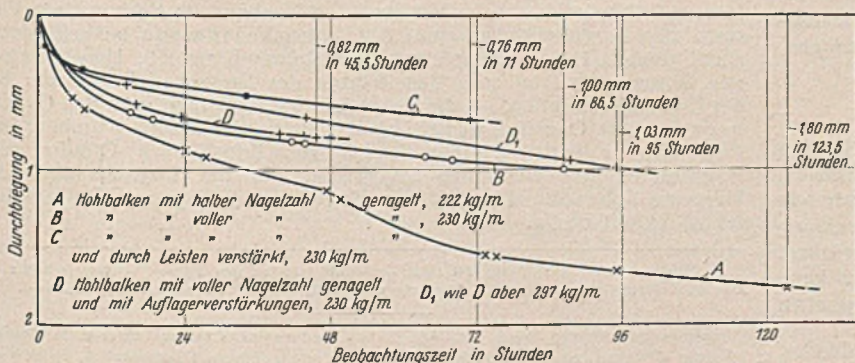


Abb. 9. Nachwirkung der Belastung für alle Balken.

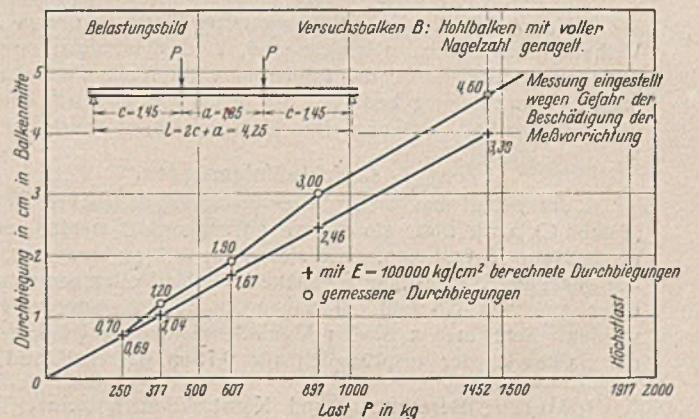


Abb. 10. Bruchbelastung eines Balkens B.

Wird das Biegemoment auf gleichmäßig verteilte Last umgerechnet, so ergibt sich

$$\max q = 8 \cdot 2800 : 4,25^2 = 1240 \text{ kg/m.}$$

Da die Gebrauchslast des Balkens mit Rückblick auf die zulässige Durchbiegung nach Abb. 6 auf 256 kg/m bemessen werden muß, ist die Sicherheit gegen Bruch $\nu = 1240 : 256 = 4,85$ fach.

Das Verhalten der Versuchsbalcken bei den Durchbiegungsversuchen entsprach im allgemeinen den Erwartungen. Beim Balken A mit halber Nagelung zeigte sich die größte Durchbiegung, beim Balken C die kleinste, während die Durchbiegungen der Balken B und D fast übereinstimmten und zwischen den Werten der beiden anderen lagen. Die Auflagerverstärkungen scheinen nach diesem Befund keinen merkliehen Einfluß auf die Steifigkeit zu haben. Aber auch der Einfluß der Leisten beim Balken C ist nur gering, denn bei diesem Balken ist das Verhältnis der rechnerischen und tatsächlichen Durchbiegung (vgl. Tafel 2) am ungünstigsten, eine Tatsache, die mit Beobachtungen an zusammengesetzten Querschnitten für Bogenbinder ubereinstimmt⁵⁾.

Tafel 2. Vergleich der Durchbiegungen.

	Versuchsbalcken				
	A	B	C	D	D ₁
f_{Soll} für $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$	9,70	10,10	8,44	10,10	12,90
f'_{Soll} für $E = 89\,000$ „	10,90	11,40	9,50	11,40	14,50
f_{vorh}	12,84	12,71	12,16	12,61	16,36
$f_{\text{Soll}} : f_{\text{vorh}}$	0,76	0,80	0,70	0,80	0,79
$f'_{\text{Soll}} : f_{\text{vorh}}$	0,85	0,90	0,78	0,90	0,89

In der Tafel 2 sind für alle Balken die rechnerischen Durchbiegungen mit den tatsächlichen zusammengestellt und verglichen. Zu beachten ist, daß die Nagelung in den Fällen A bis D im Verhältnis zur Belastung noch als uberbemessen anzusehen ist und erst im Fall D₁ der Last entspricht, doch stimmen bemerkenswerterweise die Verhältniswerte der Durchbiegungen für D und D₁ überein. Bezeichnet man den Wirkungsgrad einer starren Verbindung (z. B. durch Leim) mit 1,0, so ist nach Tafel 2 der Wirkungsgrad der Vernagelung durchschnittlich 0,77 bzw. 0,86.

Auffällig sind die Unterschiede im Verhalten der Balken unter Dauerbelastung. Bei keinem Balken kam die Nachwirkung während der Beobachtungzeit völlig zum Stillstand, doch erwecken die Schaulinien in Abb. 9 den Eindruck, daß sie sich asymptotisch einem endlichen Größtwert nähern.

Die Schaulinien für die Entlastung verlaufen bei den Balken A, B und D einligermaen übereinstimmend. Beim Balken C aber lat sich vermuten, daß die Leisten eine Unstetigkeit des Verlaufs hervorgerufen haben.

Beachtenswert ist noch der Verlauf der Schaulinie für die Belastung des Balkens D (Abb. 8). Nach der Belastung mit 230 kg/m blieb der Balken unter dieser Last liegen. Es stellte sich dann wie bei den anderen Balken eine langsam abklingende Zunahme der Durchbiegung ein. Bei erneuter Belastung bis auf fast 300 kg/m wuchs die Durchbiegung indessen nur so an, wie wenn sofort mit dieser Last belastet worden wäre.

Die Schaulinien in Abb. 5 bis 8 lassen erkennen, bei welcher Last die zulässige Durchbiegung entsteht. Es ergibt sich, daß

beim Versuchsbalcken	A	B	C	D
die Belastung	245 kg/m	257 kg/m	267 kg/m	258 kg/m
betragen dürfte. Da bei der Berechnung der Balken mit 300 kg/m gerechnet ist, so ergeben sich folgende Abminderungswerte				
beim Versuchsbalcken	A	B	C	D
	245	257	267	258
	300	300	300	300
	= 0,82	= 0,86	= 0,89	= 0,86.

Während die in Tafel 2 bestimmten Werte nur vom Aufbau und Verhalten der Balken abhängig sind, sind die zuletzt ermittelten Abminderungswerte durch die immerhin willkürliche Festsetzung der zulässigen Durchbiegung bedingt. Sie geben aber ebenfalls eine Handhabe, die Brauchbarkeit des genagelten Hohlbalckens zu beurteilen.

C. Schlußfolgerungen.

1. Betrachtet man die Auflagerverstärkungen (Balken D) und Leisten (Balken C), auch wenn sie zusammen angeordnet werden, ausschließlich als bauliche Maßnahmen, ohne sie rechnerisch zu verwerten, so kann ein nur genagelter Hohlbalcken angenähert wie ein Vollbalcken unter Beachtung eines zwischen 0,8 und 0,9 liegenden Abminderungswertes berechnet werden. Setzt man z. B. den Abminderungswert auf 0,85 fest, so kann der Balken B, der ursprünglich für 0,75 m Balkenabstand vorgesehen

⁵⁾ Melan, Berechnung und Konstruktion hölzerner Bogenbinder. Mittell. d. Fachausschusses f. Holzfragen beim VDI und DFV, 1939, Heft 23.

war, für $0,85 \cdot 0,75 = 0,64$ m verwendet werden. Für 4,25 m Stützweite und 0,64 m Abstand ist andererseits ein Vollbalcken 10/22 cm notwendig, wobei auch die Durchbiegung den Ausschlag gibt. Zum Vergleich sind die maßgebenden Werte für beide Balken in Tafel 3 gegenübergestellt.

Tafel 3. Vergleich zwischen Hohl- und Vollbalcken.

	Vollbalcken	Hohlbalcken
Balkenhöhe h	22 cm	22 cm
Balkenbreite b	10 cm	14 cm
Belastung q	256 kg/m	256 kg/m
Größtes Biegemoment $\max M$	57 900 kgcm	57 900 kgcm
Trägheitsmoment J	8870 cm ⁴	9710 cm ⁴
Widerstandsmoment W	807 cm ³	883 cm ³
Querschnittsfläche F	220 cm ²	180 cm ²
Rechnerische Biegespannung σ	71,6 kg/cm ²	65,5 : 0,85 = 77,2 kg/cm ²
Rechnerische Durchbiegung f	1,23 cm	1,12 : 0,85 = 1,32 cm
Größte zulässige Durchbiegung $f_{\text{zul}} = \frac{425}{300}$	1,41 cm	1,41 cm
Verhältnis der Querschnittsflächen	1 : 0,82	

Bei größeren Balkenabmessungen verschiebt sich das Verhältnis der Querschnittsflächen immer mehr zugunsten des Hohlbalckens, der dem Vollbalcken vor allem schon dadurch überlegen ist, daß sich die zu seinem Aufbau benötigten Teile aus Rundhölzern geringerer Abmessungen als die Vollbalcken schneiden lassen. Doch wird der Gewinn zum Teil durch den Mehraufwand an Nägeln wieder wettgemacht.

2. Eine noch größere Überlegenheit über den Vollbalcken hat der geleimte Hohlbalcken, dessen Querschnittswerte nicht abgemindert zu werden brauchen, wie Egner²⁾ nachgewiesen hat. Werden diese Hohlbalcken mit Rückblick auf den Zusammenbau zusätzlich genagelt, wobei nach Stoy³⁾ die Hälfte der bei reiner Nagelung erforderlichen Nägel genommen wird, so würde sich nur bei völligem Versagen aller Leimfugen — ein Fall, der praktisch wohl nicht mehr vorkommen wird — bei einem derartigen Balken nach und nach unter dauernder Belastung eine über das rechnerisch zulässige Maß hinausgehende Durchbiegung einstellen, die aber für die Sicherheit ohne Belang ist.

Zusammenfassung.

Es wird über die Ergebnisse einer Versuchsreihe mit genagelten Hohlbalcken berichtet und nachgewiesen, daß

1. ausschließlich genagelte Hohlbalcken mit Rückblick auf den Schlupf der Nagelverbindungen ahlich wie verubelte Balken mit einem Abminderungsbeiwert von 0,8 bis 0,9 berechnet werden können;
2. geleimte und aus Herstellungsgrunden zusätzlich mit verringerter Nagelzahl genagelte Hohlbalcken auch beim Versagen der Leimfugen zwar eine erhöhte Durchbiegung erfahren, aber noch eine ausreichende Tragfähigkeit behalten.

Personalmeldrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Versetzt: die Reichsbahnrate Wilhelm Weyher, Vorstand des Betriebsamts Eisenach, als Dezernent zur RBD Regensburg, August Hofbauer beim Betriebsamt Wien 1 als Vorstand zum Betriebsamt Hartberg, Wilhelm Barkhof, Vorstand des Neubauamts Amberg, als Dezernent zur RBD Berlin, Erich Krumbach, Vorstand des Betriebsamts Mies, als Vorstand zum Betriebsamt Bludenz, Willy Kukielka, Dezernent der RBD Posen, als Dezernent zur RBD Oppeln, Ludwig Jeßberger, auftragsweise Dezernent der RBD Wien, als Vorstand zum Betriebsamt Eisenach, Wilhelm Kleine, Vorstand des Betriebsamts Saarbrücken 1, als Dezernent zur RBD Posen, Paul Schermund, Vorstand des Betriebsamts Bremen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 1, Hermann Weise, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 3, als Vorstand zum Betriebsamt Leslau, Hans Walter Schlegel bei der RBD Kassel als Vorstand zum Betriebsamt Husum, Alfred Ostertag, Vorstand des Neubauamts Bochum, als Vorstand zum Betriebsamt Dortmund 3, Günther Volckmann beim Betriebsamt Chemnitz 1 als Vorstand zum Betriebsamt Bremen 2, Hans Breuer von Pilsen nach Prag zum Beauftragten der Deutschen Reichsbahn bei der Eisenbahndirektion; — die Reichsbahnbauassessoren Friedrich Griesbeck bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg zur RBD Linz, Friedrich-Wilhelm Baum von Erfurt nach Olmütz zum Beauftragten der Deutschen Reichsbahn bei der Eisenbahndirektion, Hermann Schreckenberger beim Betriebsamt Eßlingen zur Reichsbahnbau direktion Berlin.

INHALT: Der Aufruf des Führers. — Rudolf Heß an den Führer. — Frontarbeiter. — Das norwegische Straßenwesen. — Versuche mit Hohlbalcken. — Personalmeldrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.