

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 28. November 1941

Heft 50/51

Alle Rechte vorbehalten.

Die Haftkraft der Nägel.

Von Dr.-Ing Felix Fonrobert VDI, Holzminden, und Regierungsbaumeister a. D. Otto Köhler, Holzminden.

Im Normblatt¹⁾ DIN 1052, 3. Ausgabe, ist über die zulässige Belastung der Nägel auf Zug in ihrer Achsrichtung noch nichts gesagt. Andererseits sollen nach DIN 1055, Bl. 4, § 4, 6, Dächer und Wände gegen Abheben durch den Windsog vor allem an den Rändern ausreichend gesichert werden. Außerdem kann besonders bei leichteren Dacheindeckungen offener Hallen auch der Winddruck von unten das abwärts gerichtete Eigengewicht übertreffen. Daher ist neuerdings der Wunsch laut geworden, auch die Tragfähigkeit der Nägel auf Herausziehen rechnerisch zu berücksichtigen²⁾. Da im Schrifttum nur spärliche Angaben nach älteren Versuchen³⁾ mit kurzen Nägeln zu finden sind und auch neuere Versuche sich nur auf die Tragfähigkeit von verhältnismäßig kurzen Nägeln für die Herstellung von Kisten beziehen⁴⁾, so sind auf Veranlassung von Oberregierungs- und -baurat Wedler und mit Unterstützung durch den Fachausschuß für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstvereine im Versuchsraum der Staatsbauschule zu Holzminden in den ersten Märzwochen und im August und September d. J. umfangreiche Versuche mit kurzen Nägeln (Schalungsnägeln) und vor allem mit langen Nägeln (Sparrennägeln) durchgeführt worden, um zahlenmäßige Unterlagen für die Tragfähigkeit dieser Nägel zu gewinnen. Über die ersten Versuchsergebnisse ist bereits auf der diesjährigen Sommersitzung des Fachausschusses für Holzfragen in Hersfeld kurz berichtet worden⁴⁾.

I. Versuche mit kurzen Nägeln.

Bei den kurzen Schalungsnägeln 31/65, 31/70, 31/80 und 34/80 mit Senkkopf nach DIN 1151 in Brettern von 20, 22 und 24 mm Dicke ist die Gefahr, daß die Köpfe durch die Bretter hindurchgezogen werden, im allgemeinen größer als die Gefahr, daß die Nägel selbst herausgezogen werden. Aus 400 Einzelversuchen hat sich gegen das Durchziehen der Köpfe ein durchschnittlicher Mindestwiderstand von 90 kg für 3,1 mm dicke Nägel und von 100 kg für 3,4 mm dicke Nägel herausgestellt. Die Widerstände der Nägel gegen Herausziehen schwankten bei 500 Einzelversuchen je nach dem Nageldurchmesser, der Brettstärke und der Beschaffenheit der Sparrenhölzer zwischen 80 und 150 kg, wenn die Nägel sofort nach dem Einschlagen wieder gezogen wurden. Doch ließ sich ein merkliches Absinken dieser Werte beobachten, wenn zwischen dem Einschlagen und Herausziehen selbst nur wenige Tage lagen. Aber auch in ungünstigen Fällen ist die restliche Haftkraft noch so groß, daß ein Abreißen der Schalung von den Sparren oder Sparrenpfetten bei der verhältnismäßig großen Zahl von Nägeln, die auf 1 m² Dachfläche entfallen, wohl kaum zu befürchten ist. An besonders gefährdeten Stellen eines Daches läßt sich ja auch die Nagelzahl in einfacher Weise vergrößern. Es genügt daher vorläufig dieser kurze Hinweis. Immerhin sollen noch einige Versuchsreihen über längere Zeiträume ausgedehnt werden, um Aufschlüsse über die Abhängigkeit der Haftkraft von den durch die Zeitdauer bedingten Einflüssen zu gewinnen.

II. Versuche mit langen Nägeln.

A. Allgemeines.

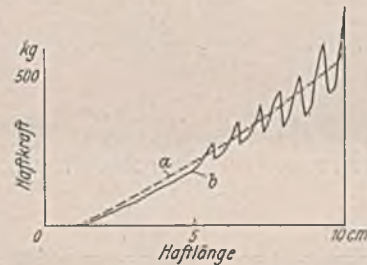
Ganz anders als bei den kurzen Nägeln liegen die Dinge bei den langen, die zum Befestigen der Sparren auf den Pfetten oder der Sparrenpfetten und Pfetten auf den Bindern verwendet werden. Soweit bisher Dachflächen durch Windsog oder Unterwind abgedeckt worden sind, haben die langen Nägel, die sogenannten Sparrennägeln, versagt. Als Sparrennägeln werden mit Rücksicht auf die erheblichen Abmessungen der Hölzer und eine ausreichende Haftlänge der Nägel nur verhältnismäßig lange und dicke Nägel, wie z. B. 60/180, 70/180, 70/210, 70/230 und 76/230, genommen. Um die Zahl der Versuchsmöglichkeiten nicht ohne Grund zu vergrößern, sind die meisten Versuche mit Nägeln von 7,0 mm Durchm., aber mit wechselnder Haftlänge durchgeführt worden. Aus demselben Grunde wurden auch nur Nägel in der handelsüblichen Ausführung mit Senkkopf verwendet, denn die Gefahr, daß die Nagelköpfe durch das Holz hindurchgezogen werden, scheidet von vornherein aus. Um z. B. einen Nagel 70/210 durch einen 10 cm hohen Sparren aus Fichtenholz mit $u=20\%$ Feuchtigkeitsgehalt hindurchzuziehen, ist eine Kraft von 850 bis 1000 kg erforderlich, wenn sich auch unter dem Senkkopf von 1,5 cm Durchm. eine kegelförmige Zusammenballung zerstörter Holzfasern bildet, die das Hindurchziehen merklich begünstigt. Für die Sparrennägeln ist ausschließlich der Wider-

stand gegen Herausziehen, kurz Haftkraft genannt, maßgebend. Die Haftkraft hängt von der Haftlänge, d. h. der Länge des eingeschlagenen Nagelschaftes und seiner Oberflächenbeschaffenheit, sowie von der Beschaffenheit, der Ästigkeit und dem Feuchtigkeitsgehalt des Holzes und der Form der Nagelspitze ab⁵⁾. Darüber hinaus hat sich aber vor allem gezeigt, daß die Haftkraft von der nach dem Einschlagen verflissenen Zeit beeinflusst wird. Der Einfluß verschiedener Oberflächenbeschaffenheit und Spitzenformen der Nägel ist nicht weiter verfolgt worden, da nur handelsübliche Nägel verwendet worden sind.

Um Klarheit über das Verhalten der Nägel beim Herausziehen zu gewinnen, hat es sich als nützlich herausgestellt, zunächst einmal den umgekehrten Vorgang, das Einschlagen, zu verfolgen. Bei diesem sind zwei Widerstände zu überwinden: 1. der Spitzenwiderstand, der sich bei völlig gleichmäßigem Holz, wie es aber nur selten vorkommt, während des Einschlagens nicht ändert, und 2. der Schaftwiderstand, der zwar bei verschiedenen Nägeln mit zunehmender Haftlänge verhältnismäßig zu dieser anwächst, aber auch bei völlig gleichmäßigem Holz bei ein und demselben Nagel etwas langsamer als die Haftlänge zunimmt, weil nur die zuletzt durchstoßenen Schichten des Holzes sich noch mit voller Kraft an den Schaft anpressen, während die Lochwandung im Bereich der zuerst durchfahrenen schon etwas geglättet ist.

Beim Eindringen des Nagels werden die Holzfasern zum Teil zerstört und zum Teil zur Seite gedrängt. Die zerstörten Fasern werden von der Nagelspitze und dem nachfolgenden Schaft etwa rechtwinklig in das entstehende Nagelloch hineingebogen und mehr oder weniger in die Loch-

wandung hineingepreßt, je nachdem sie sich an das weichere Frühholz oder das härtere Spätholz anlegen. Die seitlich ausweichenden Holzfasern werden wohl etwas in der Einschlagrichtung des Nagels mitgenommen, sie umfassen aber im übrigen den Nagelschaft zum Teil wie stark angespannte Bänder. Es ist begreiflich, daß der durch das gewaltsame Eindringen des Nagelschaftes hervorgerufene anfängliche Spannungszustand nicht von Dauer sein kann und mit der Zeit abklingt. Im Zusammenhange damit erlahmt dann auch nach und nach der Widerstand des Nagels gegen Herausziehen.



a) Gleichmäßiges Nachlassen der Zugkraft, Gleiten des Nagels.
b) Ruckweises Nachgeben des Nagels.

Abb. 1. Zwei bemerkenswerte Linien für den Verlauf eines Zugversuchs.

Bei den nachstehend beschriebenen Versuchen wurde das Einschlagen des Nagels durch das versuchstechnisch einfachere Eindringen ersetzt, nachdem einige vergleichende Vorversuche die Zulässigkeit dieses Tausches erwiesen hatten. Bemerkenswert war bei vielen Versuchen das eigenartige Geräusch, von dem das Eindringen und auch das Herausziehen begleitet war und das vielfach schon beim ersten Auftreten Rückschlüsse auf das weitere Verhalten der Nägel zu ziehen ermöglichte. Die Nägel drangen entweder geräuschlos gleichmäßig gleitend oder mit lebhaftem Geräusch ungleichmäßig ruckweise in das Holz ein und zeigten das entsprechende Verhalten beim Herausziehen, wie Abb. 1 veranschaulicht. In manchen Fällen wechselten die Nägel auch ihr Verhalten während des Versuchs. Besonders auffällig verhielten sich viele Nägel beim Zugversuch. Selbst wenn sie sich ohne Geräuschbildung ziehen ließen, war die erste Weiterbewegung nach einer versuchstechnisch bedingten Pause häufig ruckartig und von einem knäternem Geräusch begleitet, ehe die gleitende Bewegung wieder einsetzte. Aus diesem Verhalten gewinnt man den Eindruck, daß die beim Eindringen oder Einschlagen verformten Holzfasern beim Ziehen rückwärts wieder etwas mitgenommen werden und vorübergehend einen erhöhten Preßdruck auf den Nagelschaft ausüben. Daß sich der Nagelschaft auch stets merklich nach der Spitze zunehmend erwärmt und die Erwärmung mit der Größe der Zugkraft zunahm, sei nur beiläufig erwähnt. Alle nachstehend wiedergegebenen Schaulinien für Druck- und Zugversuche sind unter Weglassen der geschilderten Schwankungen vereinfacht dargestellt, indem nur die von Zentimeter zu Zentimeter Haftlänge gemessenen Widerstände oder Haftkräfte aufgetragen sind. Es ist ferner darauf verzichtet, die bekannten umfangreichen Nebenuntersuchungen zu beschreiben, die nötig sind, um die Festigkeit der verwendeten Hölzer, ihren Feuchtigkeitsgehalt, ihr Raumgewicht, ihre Jahringdichte und ihre sonstige Beschaffenheit zu bestimmen und zu beurteilen. Nur ein Punkt sei besonders hervor-

¹⁾ Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung, DIN 1052, 3. Ausgabe, mit Erläuterungen von Oberregierungs- und -baurat Wedler. Berlin 1941, W. Ernst & Sohn.

²⁾ Handbibliothek für Bauingenieure, IV. Teil, 2. Bd., Holzbau, S. 103. Berlin 1926, Julius Springer.

³⁾ Ströer, Stand der Nagelversuche. Z. d. VdI 1933, S. 13.

⁴⁾ Bautechn. 1941, S. 479.

⁵⁾ Vgl. Fußnote 3.

gehoben. Um das Streuen der Versuchsergebnisse zu vermindern, sind die aus handelsüblichen Beständen sorgfältig ausgesuchten Sparren und Pfetten durchweg mehrfach genagelt worden, wobei streng darauf geachtet wurde, daß die später eingedrückten oder geschlagenen Nägel nicht durch bereits vorhandene Nagellöcher beeinflusst werden konnten. Die dafür nötigen Abstände wurden durch Vorversuche ermittelt.

B. Versuchsergebnisse.

Versuchsgruppe 1. In einen Sparren 9,7/12 cm (Fichtenholz, trocken gelagert, $u = 13\%$) wurden Nägel 70/180 auf 10 cm Tiefe eingedrückt und nach 24 Stunden wieder herausgezogen. Tafel 1 zeigt als Beispiel den zahlenmäßigen Verlauf eines Einzelversuchs (Nagel 6 in Abb. 2). Die Nägel wurden mit dem Hammer etwa 1 cm tief eingeschlagen und dann eingedrückt, daher ist $D = 0$ für $h = 1$ cm. Der zuletzt erreichte Widerstand ist mit $\max D$ bezeichnet. Beim Zugversuch bedeutet $\max Z$ die erreichte größte Zugkraft und Z_R die restliche Zugkraft, auf die fast immer der Größtwert $\max Z$ nach der ersten unter Geräusch eingetretenen, aber stets sehr geringfügigen Verschiebung abnahm. Im Laufe der Versuche zeigte es sich, daß gerade diese erste Verringerung der Haftkraft für die Beurteilung der Nägel wichtig ist.

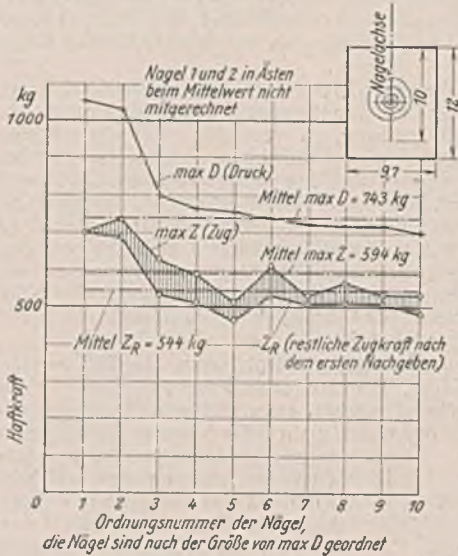


Abb. 2. Erste Versuchsgruppe. Eindringen von 10 Nägeln 70/180 auf 10 cm Tiefe und Ziehen nach 24 Stunden, Sparren 9,7/12 cm. Größte Druck- und Zugwerte.

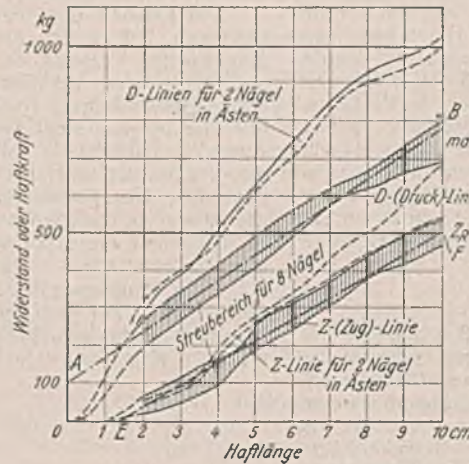


Abb. 3. Streubereich bei der ersten Versuchsgruppe (10 Nägel 70/180, Haftlänge 10 cm).

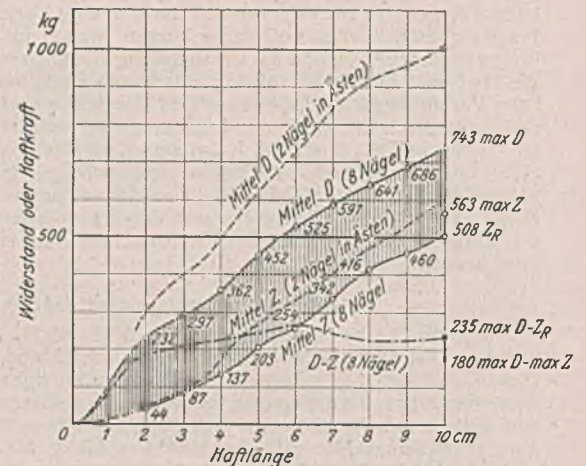


Abb. 4. Unterschied der Mittelwerte des Widerstandes und der Haftkraft bei der ersten Versuchsgruppe (10 Nägel 70/180, Haftlänge 10 cm).

Tafel 1.

Haftlänge h in cm	Widerstand D in kg	Haftkraft Z in kg
1	0	0
2	200	40
3	270	80
4	355	170
5	440	260
6	525	320
7	615	375
8	650	445
9	700	490
10	$\max D = 745$	$Z_R = 530$
—	—	$\max Z = 610$

In Abb. 2 sind die Nägel nach der Größe der $\max D$ -Werte geordnet. Bei dieser wie auch bei anderen Versuchsgruppen ließ es sich nicht vermeiden, daß einzelne Nägel in Äste oder Astgruppen geschlagen wurden. Bei der Mittelwertbildung sind solche Nägel stets weggelassen, um den Mittelwert nicht zu verfälschen. Abb. 3 zeigt in den geringen Streubereichen für D und Z die gute Übereinstimmung der Einzelwerte, aber auch den großen Einfluß der Äste. In die Streubereiche sind gemittelte gerade Linien AB und EF eingetragen, durch die in vereinfachter Form die Zunahme des Widerstandes und die Abnahme der Haftkraft verdeutlicht wird. Der erste rasche Anstieg der D -Linie ist durch den Spitzenwiderstand von etwa 100 kg bedingt, während sich das vorzeitige Einschneiden der Z -Linie rechts vom Nullpunkt dadurch erklärt, daß die Nagelspitze auf Zug keine Haftkraft mehr hat, wenn die restliche Haftlänge nur noch 1,0 bis 1,5 cm beträgt. Abb. 4 zeigt an Stelle der gesamten Streubereiche für D und Z nur noch die Linien Ihrer Mittelwerte und ihres fast auf der ganzen Haftlänge unveränderlichen Unterschiedes. Da auf der lotrechten Achse Kräfte, auf der waagerechten Wege aufgetragen sind, bilden die Flächen zwischen den Kraft-Weg-Linien und der waagerechten Achse ein Maß für die zum Einschlagen und Herausziehen erforderliche Arbeit, die sich hier auf etwa 43 und 42 mkg für einen Nagel beläuft. Der Umfang der Nägel von 7 mm Dicke beträgt 2,2 cm, die Haftfläche je cm Schaftlänge 2,2 cm², somit war nach Abb. 2 die durchschnittliche Haftspannung nach 24 Stunden noch $\sigma_h = 549 : 22 = 27,0$ kg/cm².

Versuchsgruppe 2. Um den Schaftwiderstand vorübergehend getrennt vom Spitzenwiderstand beobachten zu können, wurden in einen Sparren 10/12 cm (Fichtenholz, trocken gelagert, $u = 12\%$) in mittlerer Höhe und in regelmäßigen Abständen Löcher von 2 cm Durchm. gebohrt, so daß die Nägel 70/180 abwechselnd 10 cm tief in volles Holz oder zunächst 5 cm tief durch volles Holz, sodann durch 2 cm weite Löcher und anschließend nochmals 3 cm tief in volles Holz eingedrückt werden konnten. Auf diese Weise gelang es, wechselweise Werte für den Widerstand und die Haftkraft mit und ohne Einfluß der Spitze zu erhalten. Insgesamt sind zweimal 10 Nägel wie bei der Versuchsgruppe 1 geprüft worden, daher wird nur das Endergebnis der Versuche mitgeteilt. Die Nägel wurden sofort nach dem Eindringen gezogen. In Abb. 5 sind von 0 bis 5 cm Haftlänge alle 20 Versuchswerte gemittelt, darüber hinaus die 10 Versuchswerte jeder Gruppe.

Der durchschnittliche Schaftwiderstand betrug etwa 155 kg, der durchschnittliche Schaftwiderstand $\frac{1}{10}$ (760,5 — 155) \approx 61 kg/cm. Beide Werte änderten sich beim Durchstoßen der Holzfasern mit der Holzbeschaffenheit, mit der Verschiedenheit der Jahrringe und mit dem Winkel, unter dem der Nagel die letzteren traf. Bei 7 cm Haftlänge war der tatsächliche Unterschied $D - D_\phi = 575,5 - 334,5 = 241$ kg, während der mit den obigen Werten errechnete $155 + 2 \cdot 61 = 277$ kg beträgt. D_ϕ steigt nach dem erneuten Eindringen der Nagelspitze in das Holz nicht

ganz so rasch wieder an wie zuerst, doch stimmen die Haftspannungen für $\max D$ und $\max D_\phi$ sehr gut überein; es wird $\sigma_{hd} = 760,5 : 22 = 34,6$ kg/cm² und $\sigma_{hd} = 606,0 : 17,6 = 34,4$ kg/cm², wenn man den Spitzenwiderstand mit einrechnet, dagegen $\sigma_{hd} = (760,5 - 155) : 22 = 27,4$ kg/cm² und $\sigma_{hd} (606,0 - 155) : 17,6 = 25,6$ kg/cm², wenn der Spitzenwiderstand

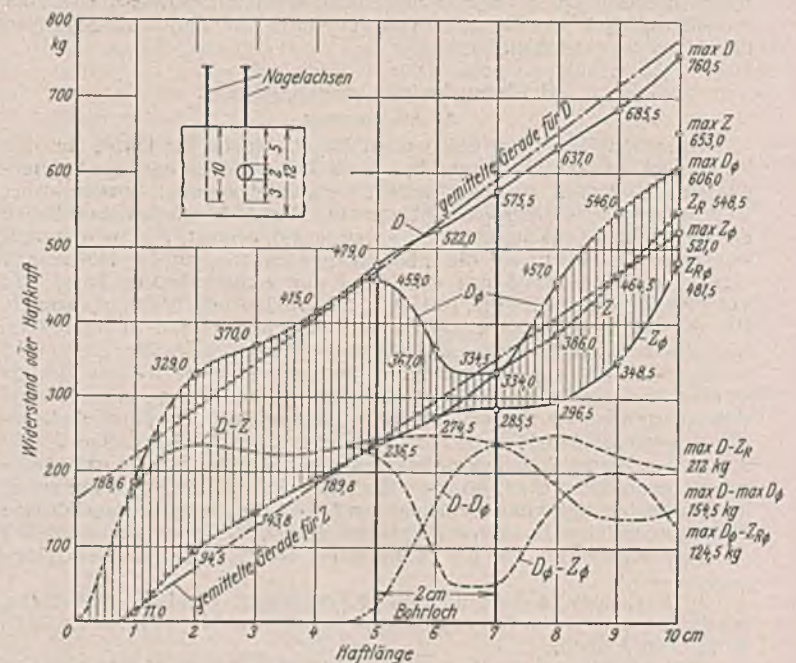


Abb. 5. Zweite Versuchsgruppe. 10 Nägel 70/180 in vollem Holz, Haftlänge 10 cm. Zeichen: D , Z , Z_R . 10 Nägel 70/180 im Holz mit mittlerem Loch von 2 cm Durchm., Haftlänge 8 cm. Zeichen: D_ϕ , Z_ϕ , $Z_{R\phi}$.

abgerechnet wird. Berechnet man die Haftspannungen aus $\max Z$ und $\max Z_{\phi}$, so erhält man $\sigma_h = 653,0 : 22 = 29,6 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_h = 521 : 17,6 = 29,6 \text{ kg/cm}^2$, während sich aus Z_R und $Z_{R\phi}$ die Werte $\sigma_h = 548 : 22 = 24,9 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_h = 481,5 : 17,6 = 27,3 \text{ kg/cm}^2$ ergeben. Auffällig ist die annähernde Übereinstimmung der Haftspannungen beim Eindringen mit Berücksichtigung des Spitzenwiderstandes und beim Herausziehen, wenn Z_R zugrunde gelegt wird; ob sie zufällig oder gesetzmäßig ist, läßt sich aber nach den bisherigen Versuchen noch nicht entscheiden, weil sich die Z_R -Werte immer nur mit einer gewissen Unsicherheit beobachten lassen. Bei den Nägeln im vollen Holz nimmt die Haftkraft um durchschnittlich $1/10 \cdot 548,5 \approx 60 \text{ kg/cm}^2$ ab, das ist fast der gleiche Wert wie beim Eindringen. Bei den durch die Löcher eingedrückt Nägeln nimmt die Haftkraft zunächst etwas rascher ab, wie es immer geschieht, wenn die Haftlänge nur noch wenige Zentimeter beträgt. Daß die Haftkraft bereits wieder absinkt, wenn die Nagelspitze die Mitte des Loches überschreitet, liegt daran, daß sich die Haftlänge um die Spitzenlänge verkürzt. Der Unterschied zwischen dem Widerstand und der Haftkraft für die Haftlängen von 5 bis 7 cm ist wohl dadurch bedingt, daß inzwischen die Lochwandung für die Haftlängen von 0 bis 5 cm glatter geworden ist. Durch die Linien für $D-Z$, $D_{\phi}-Z_{\phi}$ und $D-D_{\phi}$ werden die obigen Feststellungen nochmals unterstrichen.

Versuchsgruppe 3. Der Einfluß der Haftlänge auf die Haftkraft verschieden tief eingeschlagener Nägel wird durch Abb. 6 veranschaulicht. Die Haftlängen 6 bis 13 cm umschließen den tatsächlich vorkommenden Bereich für die Nägel 70/210. Daß die Haftkräfte angenähert verhältnismäßig zur Haftlänge sind, ist unverkennbar. Die Abweichungen sind durch den Holzaufbau und die Stellung der Nägel zu den Jahrringen entstanden. Weil auch der Unterschied zwischen $\max Z$ und Z_R ungefähr mit der Haftlänge zunimmt, läßt sich vermuten, daß die Abnahme von $\max Z$ auf Z_R beim ersten Nachgeben (Ruck) durch ein Lösen der Holzfasern vom Schaft auf der ganzen Länge und etwa nicht nur an der Spitze bedingt ist. Die durchschnittliche aus $\max Z$ und Z_R berechnete Haftspannung betrug nur 19,0 und 16,0 kg/cm^2 bei den sofort nach dem Einschlagen gezogenen Nägeln.

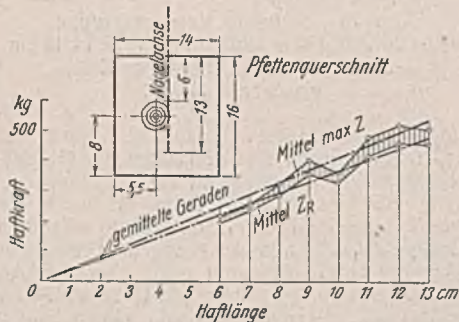


Abb. 6. Dritte Versuchsgruppe. $8 \times 3 = 24$ Nägel 70/210, verschieden tief eingeschlagen und sofort gezogen.

Versuchsgruppe 4. Um auch das Verhalten besonders dicker und langer Nägel zu prüfen, sind unter anderem je 5 Nägel 93/310 und 87/290 in eine Pfette 14/18 cm (Fichtenholz, $u = 19,8\%$) 13 cm tief eingeschlagen und sofort gezogen worden. Für die Nägel 93/310 war im Mittel $\max Z = 767 \text{ kg}$ und $Z_R = 707 \text{ kg}$ sowie $\sigma_h = 20,2$ und $18,6 \text{ kg/cm}^2$, für die Nägel 87/290 war im Mittel $\max Z = 716$ und $Z_R = 618 \text{ kg}$ sowie $\sigma_h = 20,2$ und $17,3 \text{ kg/cm}^2$. Irgendwelchen Gewinn an Haftkraft ist also mit diesen dicken Nägeln nicht zu erzielen, im Gegenteil wird das Verhältnis der Haftkraft zum Nagelquerschnitt und Nagelgewicht nur noch ungünstiger als bei den dünnen Nägeln. Die Dinge liegen hier ähnlich wie für die Tragkraft dicker und dünner Nägel bei der Beanspruchung auf Lochwanddruck im Holz.

Versuchsgruppe 5. Da sich bereits bei den Vorversuchen eine Abhängigkeit der Haftkraft von der nach dem Einschlagen verflissenen Zeit bemerkbar gemacht hatte, wurden in einen langen Sparren 9/11,6 cm (Fichtenholz, $u = 13\%$) auf zwei Seiten (Abb. 7) je 20 Nägel 70/180

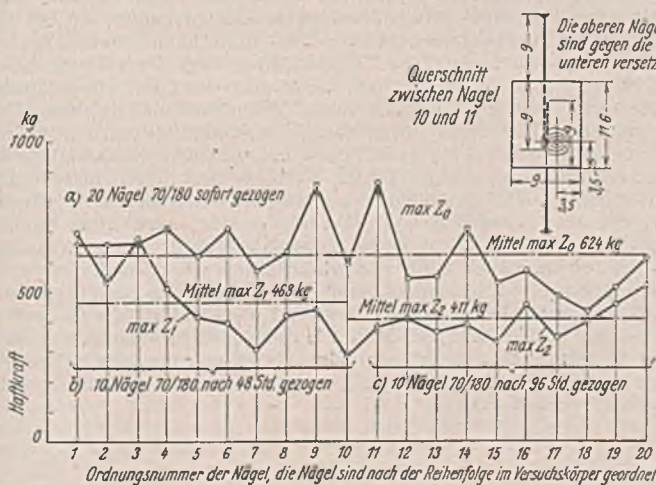
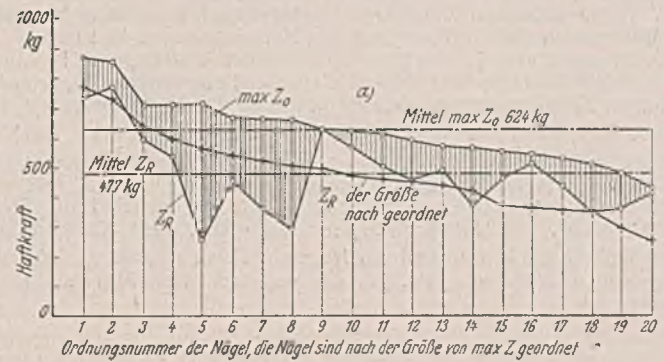


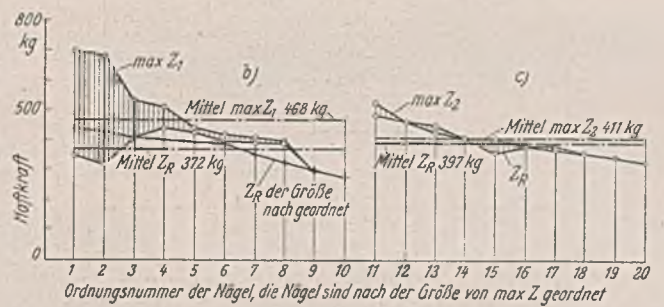
Abb. 7. Fünfte Versuchsgruppe. 40 Nägel 70/180, auf 9 cm Haftlänge eingetrieben und zu verschiedenen Zeiten gezogen.

9 cm tief so eingeschlagen, daß sie sich gegenseitig nicht störten, und in 3 Gruppen gezogen, und zwar 20 Nägel sofort, 10 Nägel nach 48 Stunden und die letzten 10 Nägel nach 96 Stunden. Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes blieb während der Versuchsdauer unverändert. In Abb. 7 sind die Werte $\max Z_0$, $\max Z_1$ (nach 48 Stunden) und $\max Z_2$ (nach 96 Stunden) in der tatsächlichen Aufeinanderfolge der Nägel im Sparren aufgetragen.



a) 20 Nägel 70/180, 9 cm Haftlänge, sofort gezogen.

Abb. 8. Fünfte Versuchsgruppe.



b) 10 Nägel 70/180, 9 cm Haftlänge, nach 48 Stunden gezogen,

c) 10 Nägel 70/180, 9 cm Haftlänge, nach 96 Stunden gezogen.

Abb. 9. Fünfte Versuchsgruppe.



Abb. 10.

Fünfte Versuchsgruppe. Abnahme der Haftspannungen mit der Zeit.

Selbst wenn die unvermeidlichen Unterschiede in der Holzbeschaffenheit einen gewissen Einfluß gehabt haben sollten, so zeigt sich doch eine unverkennbare rasche Abnahme der Haftkraft in dem Absinken der Mittelwerte von 624 auf 468 und 411 kg. Die Haftspannungen haben entsprechend von 31,4 auf 23,7 und 20,7 kg/cm^2 abgenommen, wobei zu beachten ist, daß es sich von vornherein um ein recht trockenes Holz gehandelt hat.

In Abb. 8 und 9 sind die Versuchswerte nochmals gruppenweise nach der Größe der $\max Z$ -Werte geordnet aufgetragen, weil sich dann sehr deutlich erkennen läßt, daß der Unterschied zwischen $\max Z$ und Z_R vielfach um so größer ist, je größer $\max Z$ ist, daß aber vor allem der Unterschied mit der Zeit immer geringer wird. Da mit Vorbedacht recht trockenes Holz von gleichbleibendem Feuchtigkeitsgehalt genommen war, so kann die Abnahme der Haftkraft nur von einem Erlahmen der Holzfasern herrühren, die sich an den Nagelschaft anpressen. Ob die Haftspannung schließlich einem gleichbleibenden Wert zustrebt, ist in Abb. 10 wohl angedeutet, geht aber noch nicht einwandfrei daraus hervor.

Versuchsgruppe 6. Hierfür wurden 88 Nägel 70/180 mit 9 cm Haftlänge und 72 Nägel 70/210 mit 10 cm Haftlänge in 20 Gruppen zu je 8 Nägeln verwendet. Die Nägel wurden in vier aus einer Sollingfichte geschnittene Pfetten 14/16 cm eingeschlagen, die schon ein Jahr im Freien trocken gelagert hatte und deren durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt bei Beginn der Versuche $u = 21,8\%$ war und im Laufe der Versuchszeit nach 7 Tagen auf 20,9%, nach 14 Tagen auf 20,0%, nach 21 Tagen auf 18,6% und nach 28 Tagen auf 17,3% absank. Das auf $u = 20\%$ umgerechnete Raumgewicht betrug im Durchschnitt $r = 0,47 \text{ g/cm}^3$ und die an 16 Probekörpern ermittelte durchschnittliche Druckfestigkeit 242 kg/cm^2 .

Zunächst wurden in jede der vier Pfetten je 8 Nägel 70/180 und 70/210 auf den beiden Schmalseiten eingeschlagen. Zwei Gruppen wurden sofort, die restlichen nach 7, 14, 21 und 28 Tagen gezogen. Die später gezogenen Gruppen wurden stets noch ein- oder zweimal an anderen Stellen erneut eingeschlagen und sofort wieder gezogen, um fortlaufend die Haftkräfte sofort und später gezogener Nägel vergleichen zu können. Daß die Oberfläche mehrfach benutzter Nägel sich nach und nach glättete, wurde dabei aus dem Grunde mit in Kauf genommen, um auf alle Fälle

eine ungewollte Steigerung der Haftkräfte sofort geschlagener Nägel zu verhüten. Da die Wiedergabe der zahlreichen einzelnen Versuchsergebnisse den Rahmen dieses Berichtes bei weitem übersteigt, werden nur zwei abschließende Zusammenstellungen mitgeteilt. In Abb. 11 u. 12 sind die aus den max Z-Werten berechneten Größt-, Mittel- und Kleinstwerte der Haftspannungen in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen und durch Schaulinien miteinander verbunden. Außerdem sind für alle in Abständen von 7 Tagen aufeinanderfolgenden Wertegruppen nach links heraus die Häufigkeitslinien für die Verteilung der Haftspannungen in Hundertteilen auf Teilgruppen von je 5 kg/cm² Unterschied angetragen. In Abb. 11 sind ausschließlich die Werte für die an den betreffenden Tagen sofort gezogenen Nägel zusammengestellt. Während die Werte für max σ_h stark streuen, schwanken die Werte für min σ_h nur unerheblich. Auch die Mittelwerte bewegen sich in engen Grenzen. Für alle Werte ist keine deutlich ausgeprägte Abhängigkeit von der Zeit vorhanden. Die Größtwerte der Häufigkeitslinien fallen durchschnittlich auf die gleiche Haftspannung $\sigma_h = 20$ kg/cm². Die Unterschiede aller Werte sind durch die wechselnde Beschaffenheit des Holzes und der Nageloberflächen sowie den Feuchtigkeitsgehalt des Holzes bedingt, der langsam von 21,8 auf 17,3% gesunken ist.

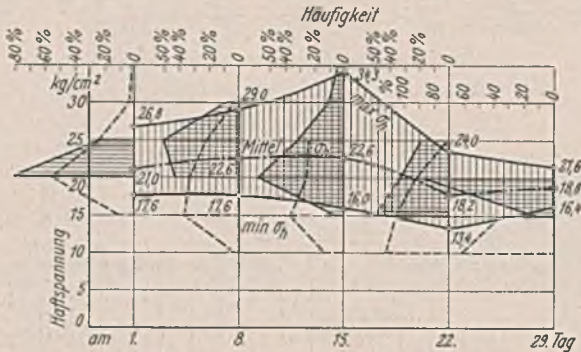


Abb. 11. Sechste Versuchsgruppe.
88 Nägel 70/180 mit 9 cm Haftlänge und
72 Nägel 70/210 mit 10 cm Haftlänge in 20 Gruppen
zu je 8 Nägeln, Plette 14/16 cm.
Keine Abhängigkeit der Haftspannung vom Zeitpunkt
bei den nach dem Eindringen sofort gezogenen Nägeln.

Ganz anders verlaufen die Schaulinien der Abb. 12. Hier sind zunächst die sämtlichen in Abb. 11 getrennt aufgetragenen Werte σ_h für die sofort gezogenen Nägel zusammengefaßt und sodann die der erst nach 7, 14, 21 und 28 Tagen gezogenen Nägel aufgetragen. Während die Linien für max σ_h und den Mittelwert von σ_h sich vom ersten Tage an senken, bleibt die Linie für min σ_h angenähert auf gleicher Höhe. Die Größtwerte der Häufigkeitslinien rücken von Woche zu Woche tiefer. Zum Vergleich sind die gleichen Linien nochmals in Abb. 11 gestrichelt eingetragen. Es zeigte sich, daß die beobachteten Werte um so stärker streuten, je früher die Nägel nach dem Einschlagen gezogen wurden,

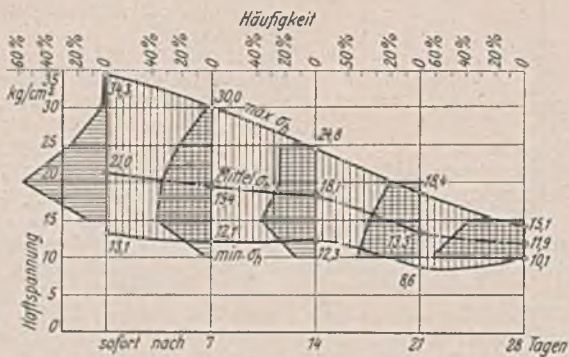
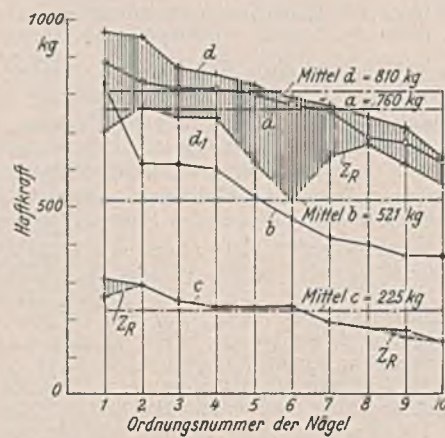


Abb. 12. Sechste Versuchsgruppe (wie Abb. 11).
Haftspannung der in verschiedener Zeit nach dem Eindringen
gezogenen Nagelgruppen.

wobei aber noch die deutlich von Ästen beeinflussten Nägel bei der Mittelbildung fortgelassen worden sind. Die schon bei der Versuchsgruppe 5 gefundene Tatsache, daß die mittlere Haftspannung mit der Zeit abnimmt, wird hier noch deutlicher sichtbar. Anscheinend erlahmen die Holzfasern um so mehr, je größer ihr ursprünglicher Preßdruck gegen den Nagelschaft gewesen ist. Die Haftspannungen streben mit der Zeit einem nur noch geringen Schwankungen ausgesetzten Kleinstwert zu, dessen Größe wohl für den gerade vorliegenden Fall, allgemein aber auch aus einer vierwöchigen Versuchsreihe nur mit Vorbehalt geschätzt werden kann.



- a) am 14. März 1941 eingeschlagen und sofort gezogen,
- b) am 14. März 1941 eingeschlagen und nach 48 Stunden gezogen,
- c) am 14. März 1941 eingeschlagen und nach 169 Tagen gezogen,
- d) am 30. August 1941 eingeschlagen und sofort gezogen.

Abb. 13. Siebente Versuchsgruppe.
Nägel 70/230, 12 cm Haftlänge, Plette 14/18 cm.
Haftkraft zu verschiedener Zeit
gezogener Nägel.

strocknen des Holzes hinzukam. Nach einer Aufbewahrungzeit von 169 Tagen wurden erst die Nägel der Gruppe c gezogen, wobei nur zwei Nägel mit einem geringen Ruck nachgaben, während die übrigen sich ganz gleichmäßig ohne jedes Geräusch ziehen ließen. Anschließend wurden dieselben Nägel nochmals in dieselben Pletten geschlagen und als Gruppe dd, sofort wieder gezogen. Die beobachteten max Z-Werte liegen nach der Größe geordnet noch über den Anfangswerten der Gruppe a. Beachtlich ist wieder der große Unterschied zwischen max Z und Z_R . Vergleicht man die Haftspannungen, so stehen sich die Werte $\sigma_h = 28,8$ kg/cm² bei Beginn, $\sigma_h = 19,7$ kg/cm² nach 48 Stunden, $\sigma_h = 8,5$ kg/cm² nach 169 Tagen und $\sigma_h = 30,7$ kg/cm² nach erneutem Einschlagen am 170. Tage gegenüber. Trotz der unvermeidlichen Verschiedenheiten der Versuchsbedingungen und des Holzes für die Versuchsgruppen 6 und 7 stimmen die σ_h -Werte einigermaßen überein, vor allem setzt der Wert $\sigma_h = 8,5$ kg/cm² die Reihe der Mittelwerte erwartungsgemäß fort.

C. Zusammenfassung.

Soweit sich aus den auszugsweise mitgeteilten bisherigen Versuchen, die sich im ganzen auf 500 kurze und 400 lange Nägel erstreckt haben, erkennen läßt, hängt die Haftkraft der Nägel von dem Aufbau, der Feuchtigkeit und der Festigkeit des Holzes sowie vom Durchmesser, von der Haftlänge und der Oberflächenbeschaffenheit der Nägel ab, außerdem aber auch in hohem Maße von der Zeit, die seit dem Einschlagen verlossen ist, und von den mit der Zeit sich ändernden Vorbedingungen für dashaften des Nagels im Holz, wobei die Frage noch offen ist, wann die Abnahme endgültig zum Stillstand kommt. Daß unter Umständen auch eine Zunahme eintreten kann, ist nicht ausgeschlossen, aber bedeutungslos. So bedenklich auch die zur Zeit noch unbekannt Abnahme auf lange Sicht erscheinen mag, so reicht doch auch die anfängliche Abnahme schon aus, um die Haftkraft der langen Nägel beurteilen zu können. Überall dort, wo bei Dächern die lotrechten Eigenlasten der Dacheindeckung einschließlich Sparren (Sparrenpfetten) oder Pfetten größer sind als die Sogkräfte des Windes oder der Winddruck von unten, können die Nägel ohne Bedenken wie bisher als Heftnägel verwendet werden. Dort dagegen, wo die Haftkraft der Nägel ausgenutzt werden muß, ist Vorsicht am Platze. In vielen Fällen ist schon die anfängliche Haftkraft zu gering. Deshalb ist auf die langen Nägel erst recht kein Verlaß, wenn noch dazu mit einer Abnahme ihrer Haftkraft gerechnet werden muß. Besonders bei leichten Dacheindeckungen sollten daher die Sparren (Sparrenpfetten) und Pfetten sorgfältiger befestigt werden, als es in letzter Zeit vielfach geschehen ist. Man wird zweckmäßig auf die bekannten Verbindungsmittel (Holzschrauben, Schraubenbolzen, Winkelstähle oder abgebogene und gekröpfte Flachstähle mit Nägeln oder Schrauben u. dgl.) zurückgreifen, auch wenn sie kostspieliger und an Werkstoff aufwändiger als Nägel sind. Dagegen erscheint es fraglich, ob es Zweck hätte und wirtschaftlich wäre, Sonderformen von Nägeln oder Nägel mit besonders behandelter Oberfläche zur Vergrößerung der Haftkraft herzustellen. Zum Schluß sei noch ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Tragfähigkeit der im Holz-Nagel-Bau verwendeten, rechtwinklig zu ihrer Achse belasteten Nägel nicht von der hier behandelten Haftkraft der Nägel in irgendeiner Weise abhängt und auch nicht mit ihr verwechselt werden darf.

Versuchsgruppe 7.
Da sich das Altern der Haftkraft eingeschlagener Nägel schlechterdings nicht beschleunigen läßt, so erstreckt sich der längste bisher beobachtete Zeitraum seit Beginn der Versuche erst auf knapp ein halbes Jahr. In Abb. 13 sind die Ergebnisse von vier Versuchsreihen zusammengestellt, bei denen Nägel 70/230 in zwei Pletten 14/18 cm aus demselben Fichtenholz (bei Beginn $u = 25\%$, zum Schluß $u = 13\%$) durchweg 12 cm tief eingeschlagen wurden. Die Gruppe a wurde sofort nach dem Einschlagen wieder gezogen, die Gruppe b nach 48 Stunden. Die Abnahme des Mittelwertes der Haftkraft von 810 kg auf 521 kg ist hier wohl deshalb besonders groß, weil zum Erlahmen der Holzfasern noch ein rasches Austrocknen des Holzes hinzukam.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Frostschäden.

Von Provinzialbauamt Lothar Schaible in Glatz (Schlesien).

(Schluß aus Heft 49.)

Entstehung und Auswirkung der Frostschäden.

Während großporige Böden selbst bei voller Wassersättigung ohne Eisaneicherung gefrieren, haben feinporeige die Eigenschaft, daß sie unter Einwirkung des Frostes gerleg große Feuchtigkeitsmengen aufnehmen und in Form von mehr oder minder dicken Eislinsen oder Eisbändern ablagern. Das Wasser wird sowohl aus dem Untergrunde wie von seitwärts (z. B. aus Gräben) oder von oben her (z. B. aus Seitenstreifen) entnommen, stets also von den Stellen her, wo es sich wieder ergänzen kann. Wenn auch nach den bisherigen Erfahrungen ein wassergesättigter Boden erst bei einem Gehalt von 1% Feinkörn $< 0,02$ mm keinerlei Absonderung von Eis mehr zeigt, so treten doch deutliche Eisaneicherungen und demnach schädliche Frosterschelnungen erst bei erheblicher Überschreitung der oben (S. 530) genannten Grenzwerte von 3% und 10% Feinteilen $< 0,02$ mm auf. Sehr anschaulich sind die im Versuchsraum festgestellten Eisaneicherungen einzelner Böden sowie die dadurch bedingten Frosthebungen der Strecken. So wies ein verwitterter Tonschiefer, der unterhalb der Frostgrenze einen Wassergehalt von etwa 38% hatte, im Frostbereich eine deutlich sichtbare Eisaneicherung mit einem durchschnittlichen Wassergehalt von 83% auf, so daß die Verdoppelung des Wassergehalts innerhalb des Frostbereiches eine Hebung der Straße bis 28 cm zur Folge hatte. Noch stärker war diese Erscheinung bei einem stark verwitterten Tonschiefer ausgeprägt, bei dem der ursprüngliche Wassergehalt von 18% auf 220% bis 290% in gefrorenem Boden anwuchs. In einem Lößlehmeinschnitt ergab die Nachprüfung, daß der Boden mit 28,7% ursprünglicher Feuchtigkeit im Frostbereich 145% Wasser, also die fünffache Menge aufgenommen hatte. Schließlich sei noch ein Fall angeführt, in dem ein zu Lehm verwitterter Silurschiefer im Frostbereich einen Wassergehalt bis zu 96% aufwies, der seine Fließgrenze, die bei 40,4% lag, um mehr als das Doppelte überstieg.

Gefährlicher sind die vielfachen Rissebildungen, die in Form von Netzrissen an Einzelstellen auftreten (Abb. 11) oder sich über die ganze Fahrbahnbreite ausdehnen (Abb. 3) oder wie meist bei schweren Decken sich als breite Längsrisse zeigen (Abb. 5). Besonders bei starken Frösten nehmen solche Längsrisse erhebliche Breiten von 6 bis 12 cm an (Abb. 12) und erstrecken sich in beträchtlicher Tiefe durch den ganzen Frostbereich hindurch, wodurch bereits beim Einsetzen von leichtem Tauwetter erhebliche Wassermengen zusätzlich in den an und für sich schon stark eisangereicherten Untergrund geleitet werden können. Bei dem mehrfachen Wechsel von Frost und Tauwetter sind daher solche Risse immer sehr bedenklich. Breite Risse müssen deshalb schon während des Winters behelfsmäßig abgedichtet werden. Meist schließen sich zwar im warmen Frühjahr nicht allzubreite Risse wieder vollständig, andernfalls müssen sie sorgfältig ausgebessert werden. Treten derartige Rißschäden jedoch während mehrerer Jahre hintereinander immer wieder auf, so wird der Bestand der Decke allmählich gefährdet.

Wenn die Frosthebungen um so stärker werden, je länger und stärker der Frost anhält und je langsamer er vordringt, so verhält es sich bei den Tauschäden gerade umgekehrt. Diese werden nämlich um so schlimmer, je plötzlicher das Tauwetter einsetzt, je höher die dabei auftretenden Wärmegrade sind, je stärker der Frostbereich war und je schneller das im Frostbereich gefrorene Wasser



Abb. 11.
Netzrisse in mittelschwerer Asphaltdecke.



Abb. 12.
10 cm breiter Frosthebungsriß in der Mitte der Fahrbahn einer mittelschweren Decke.
22. Februar 1940.



Abb. 13. Stark verdrückte Packlagedecke. Durch Frosthebung entstandene Netzrisse, durch Tauschäden stark verdrückte Fahrbahn. Ergebnis: die richtige Stuckerstrecke.

Aus dieser eindringlichen Sprache der Zahlen geht deutlich der Umfang der Frosthebungen hervor sowie als unmittelbare Folge das Ausmaß der Tauschäden, die eintreten, wenn ein festgefrorener Untergrund mit solch starker Eisaneicherung im Frühjahr schnell auftaut. Die Frosthebungen sind unbedenklich bei ganz gleichmäßigem Untergrund oder bei allmählichem Übergang der einzelnen Bodenarten. Bei ziemlich gleichmäßigen Hebungen wird man oft nur durch unangenehme Schläge über kleinen Durchlässen aufmerksam. Diese im Frostbereich liegenden Bauwerke sind gegenüber dem durch Eisaneicherung emporgelassenen Straßenkörper in ihrer ursprünglichen Höhenlage geblieben. Wenn der manchmal bedeutende Höhenunterschied nicht alsbald behelfsmäßig ausgeglichen wird, so können solche Verkehrsschläge bei starkem Verkehr leicht zu einer Zertrümmerung der Zementrohre der Straßendurchlässe führen, wie auch zur Beschädigung schnellfahrender Fahrzeuge. Bei einem Umbau oder Neubau müssen daher solche Bauwerke entweder frostfrei oder mit einem sehr flach auslaufenden Frostschutzkeil nach beiden Seiten angelegt werden. Wo schneller Wechsel der Bodenschichten oder plötzlich einspringende Adern stark frostgefährlichen Bodens in sonst ungefährlichem Untergrund auftreten und außerdem noch infolge von Schneewänden am Straßenrande der Frost nicht im ganzen Straßenquerschnitt gleich tief eindringen kann, entstehen ungleichmäßige Hebungen und Bewegungen. Bei schmiegsamen Steinbahnen mit einem Unterbau aus Packlage oder Makadam und bei Decken aus Schotter, Bitumenbelägen, Pflaster u. dgl. zeigen sich dann vielfach nur Unebenheiten der Fahrbahnen, die sich aber auch bis zu erheblichen Rissebildungen wegen zu großer Spannungsunterschiede steigern können. Die Unebenheiten sind im allgemeinen nicht gefährlich und werden meist durch den Verkehr wieder ausgebügelt.

frei gemacht wird. Bei langsamem Tauforgang, wie er bei allmählichem Temperaturanstieg besonders in Gebirgsgegenden meist vorkommt, verschwindet das Wasser der aufgetauten Eisaneicherungen ebenso langsam wieder, teils durch Verdunstung, teils in den Untergrund. In diesem Falle treten meist nur unbedeutende Verdrückungen und kleinere Fehlstellen in den Decken auf. Gerade der Frost des Jahres 1940/41 war hierfür ein lehrreiches Beispiel. Wie die Mitteltemperaturen des Bades Altheide (Abb. 9) beweisen, dauerte die Frostzeit ununterbrochen vom 30. November 1940 bis 10. Februar 1941, während das Tauwetter — abgesehen von den üblichen Kälterückfällen — den Zeitraum zwischen 10. Februar und 15. Mai 1941 umfaßte. Für die Dauer der Frosthebung kommt daher nur eine Zeit von 42 Tagen, dagegen für die Tauschäden eine Zeit von 95 Tagen in Frage. Trotz eines regenreichen Vorjahres und Herbstes, starker Kältegrade und Schneefälle — also gleicher Verhältnisse wie im Winter 1939/40 — sind zwar die Frosthebungen wiederum erheblich gewesen, dagegen traten nur unbedeutende Frostschäden infolge des außerordentlich langsamen Tauforgangs auf. Dies war auch eindeutig in den übrigen Teilen Schlesiens festzustellen. Demgegenüber dauerte im Winter 1939/40 die sehr lange Frostzeit vom 8. Dezember 1939 bis 12. März 1940 und das kurze Tauwetter vom 12. März bis 14. April 1940. Im Winter 1939/40 entsprach unter sonst ziemlich gleichen Verhältnissen einer 94 Tage dauernden Frostzeit F nur eine Tauzeit T mit 33 Tagen also nur einem Drittel dieser Zeit ($T \approx \frac{1}{3} F$), während der Winter 1940/41 genau das Gegenteil brachte, indem einer Frostzeit F von 42 Tagen eine Tauzeit T von 95 Tagen entsprach ($T \approx 2,25 F$). War der Winter 1940/41 also ein Beispiel für besonders langsamen Frostaufgang mit wenigen und unbedeutenden Frostschäden, so zeigte der sonst ähnliche Winter 1939/40 mit seiner langen Frostdauer und kurzen Tauzeit das Schulbeispiel eines



Abb. 14. Tauschaden.
Bei plötzlichem Tauwetter zusammengebrochene Steinbahn mit Oberflächenverwitterung. Schwache Steinbahn über Schluffboden. Grundwasser im Frühjahr — 0,70 m.



Abb. 15. Tauschaden April 1940.
Verdrückung und Einbruch einer Kleinpflasterdecke mit 22 cm dickem Unterbau auf Schluffboden. Belderseits Gräben.



Abb. 16. Ungleichmäßige Randhebung einer Betonstraße. Rampenkelle aus bindigem Kies zur Fahrbarmachung der Strecke.

sehr schnellen Tauvorgangs mit allen seinen Schattenseiten und Gefahren. Die in einer langen Frostdauer angehäuften Eisaneicherungen werden schnell frei und welken den Untergrund so sehr auf, daß die Packgedecken ihren Zusammenhalt verlieren, sich stark verdrücken und so bei öfterer Wiederholung die gefürchteten Stuckerstrecken abgeben (Abb. 13). Vielfach ist jedoch infolge der starken Wasseranreicherung die Fließgrenze des Untergrundes erheblich überschritten, so daß man statt eines tragfähigen Bodens nur einen trüben Wasserbrei vor sich hat, über dem die Fahrbahn einfach zusammenbricht. Solche besonders gefährlichen Tage stellen sich dann ein, wenn unter dem bereits von oben her aufgetauten Boden noch ein Teil des Untergrundes gefroren ist und so die Wasserabsickerung nach unten und seitwärts verhindert. In diesem Fall geben gerade die schlechtsamen Packgedecken erheblich nach, und zwar unter schwerem Verkehr schließlich bis zum vollständigen Einbruch. Wenn eine solche Strecke nicht rechtzeitig gesperrt wird, kann ein einzelnes Langholzfuhrwerk mit Eisenbereifung sie geradezu aufschneiden, oder ein schwerer, beladener Lastkraftwagen kann allmählich bis zu den

drehen, daß die Strecke sehr schwer befahrbar wird (Abb. 16) und daß einzelne Platten unter dem Verkehr brechen. Durch die Hebelwirkung ergeben sich die Hebungen am Plattende vielfach bedeutend größer, als die tatsächlichen Hebungen durch die Eisaneicherung sind. Schon einzelne Lehmadern können solche Plattendrehungen hervorrufen, wodurch sich beispielsweise im Winter 1939/40 teilweise richtige Stufen bis zu 25 cm Höhe gebildet haben. Bei solcher Überbeanspruchung entstehen außerdem vielfach Risse in den einzelnen Deckenfeldern, wodurch noch weitere Stufen entstehen können. Die so entstandenen Risse und Fugenverbreiterungen müssen möglichst schnell vergessen werden, damit die Nässe nicht in den Untergrund eindringt. Als Gegenmaßnahme hat sich bis jetzt die durchgängige Verdübelung der Betonplatten untereinander gut bewährt, durch die die starke Stufenbildung an den Plattenrändern vermieden wird. Die Rissebildung selbst innerhalb der Platten läßt sich dadurch allerdings nicht vermeiden. Bei starken ungleichmäßigen und wiederholten Hebungen kann außerdem auch der Fall eintreten, daß die Platten hinter den Dübeln brechen.



Abb. 17. Abgängige Packlage, zwecks Erneuerung aufgebrochen. Sandstein mit tonigem und kalkigem Bindemittel, großenteils zu Schottergröße (5 bis 10 cm) verwittert. Einzelne größere Packlagesteine von 12 cm können leicht zerschlagen werden.



Abb. 18. Zu schwache Steinbahn und schlecht gesetzte Packlage, durchdrungen vom Schluff des Untergrundes. Darüber 5 cm Asphaltfeinbetondecke. Trotz 1,00 bis 1,30 m hoher Dammstrecke und beiderseitiger Gräben durch Frostschäden zerstört, wie Abb. 19 zeigt.



Abb. 19. Zerstörte 5 cm dicke Asphaltfeinbetondecke der Abb. 18.

Achsen einbrechen, d. h. meist durch die schwimmende Steinbahn und den Bodenbrei hindurch bis zu dem noch gefrorenen Boden. Nicht nur bei Schotterdecken (Abb. 7) oder solchen mit Oberflächenbehandlung (Abb. 14), auch bei schweren Decken oder besten Kleinpflasterdecken (Abb. 15) treten solche schweren und kostspieligen Zusammenbrüche ein.

Umgekehrt verhält es sich bei Betonstraßen, die durch die große Biegefestigkeit der Platten eine weitflächige Verteilung der Lasten gewährleisten, so daß auch bei aufgewelchtem Untergrunde eine gute Überbrückung erreicht wird. Die Betondecke ist hierbei auch deshalb im Vorteil, weil bei ihrer Ausführung von vornherein die Gefahren des Untergrundes mehr beachtet werden, als das bei den alten Packgedecken usw. im allgemeinen der Fall war. Während also die Tauschäden bei Betonstraßen meist nur unbedeutenden Umfang haben, zeigen sich erhebliche Schäden während der Frosthebung. Zwar verträgt eine Betonstraße auch gleichmäßige Hebung auf größere Strecken recht gut. Bei ungleichmäßigem und stark wechselndem Untergrunde aber können sich die einzelnen Platten derart gegeneinander heben und ver-

gar keinem Verhältnis zu den Schäden an unserem bestehenden alten Straßennetz, die Jahr für Jahr erhebliche Ausmaße annehmen und sich in ungünstigen Jahren wie 1939/40 außergewöhnlich steigern. Das kann nicht wundernehmen, wenn man sich die Entstehung und den Ausbau der Straßen in den letzten hundert Jahren vor Augen hält. Vielfach wurden alte Fahrwege und bestehende Feldwege aus örtlichen Steinvorkommen und ohne besondere Beachtung der Grundfragen des Straßenbaues ausgebaut, wie dies z. B. kennzeichnend für die sogenannten „Aktienchassen“ war. Staatsstraßen wurden zwar versteint, aber nur sehr schwach und schmal. Man hatte überall sogenannte bewährte Bauweisen, die sich bei stetiger Nachfrage recht und schlecht bewährten und für den geringen und meist leichten Verkehr um so mehr ausreichten, als er im Winter entweder ganz stilllag oder auf den Schlitten überging. Obwohl man schon Jahrzehntlang jeder Brückenberechnung verhältnismäßig schwere Lasten zugrunde legte, machte man für die Bemessung der Steinbahndicke oder gar für die Beanspruchung des Untergrundes auch nicht annähernd die gleichen Voraussetzungen. Man verließ sich auf den Untergrund als



Abb. 20. Verdrücktes und eingebrochenes Kleinpflaster auf 20 cm guter Packlage und 10 cm Schotterlage auf 0,60 bis 1,00 m hohem Damm aus Schluffboden.

selbstverständlich ausreichende Unterlage und nahm die gelegentlichen Aufweichungen als unvermeidlich in Kauf. Mit welcher geringen Steinhahndicken man bis in die Neuzeit des Kraftverkehrs auszukommen gedachte, zeigen die Vorschriften mancher Länder und Provinzen. So schrieb z. B. die Provinz Schlesien bei Straßenbauten noch nach dem Weltkrieg 12 cm dicke Packlage aus Granit vor und 7 bis 9 cm dicke Decklage aus Schotter, wie sie der alten Anordnung aus dem Jahre 1878 zur Zeit des reinen Pferdeverkehrs entsprachen hatten. Erst mit der Zusammenfassung des

gesamten Straßenwesens unter dem Generalinspektor wurden Steinhahndicken auf ein dem heutigen Verkehr entsprechendes ausreichendes Maß festgelegt und verschärfte technische Prüfungsbestimmungen für Straßenbaustoffe einheitlich eingeführt. Vorher und als eine der ersten Fragen wurde jedoch die Bodenkunde als besonders wichtiges Arbeitsgebiet in Angriff genommen, um die vielfältigen Schäden auf unseren Straßen jedenfalls bei den neuen großzügigen Bauausführungen zu vermeiden.

Bei unserem alten Straßennetze jedoch beruht ein großer Teil der Schäden nicht nur auf der Nichtbeachtung der Untergrundverhältnisse, sondern auch auf der unzureichenden Bemessung der Steinbahn und der Verwendung ungenügender Baustoffe. Bei nur einigermaßen nachgiebigem Untergrunde machen sich bereits Verdrückungen der schwachen Steinbahn bemerkbar, die sich unter der heutigen Verkehrsbeanspruchung von Jahr zu Jahr steigern. Besonders deutlich tritt dies in Erscheinung, wenn früher Steine aus örtlichen Vorkommen gewählt wurden, die nicht genügend wetterfest waren. Solche Steinbahnen zerfallen unter dem Einfluß von Verwitterung und Verkehr langsam zu immer kleiner werdendem Steingeröll ohne ausreichenden Zusammenhalt und damit auch ohne Tragfähigkeit (Abb. 17). Noch schlimmer wird der Zerfall, wenn der Steinbahnunterbau aus Gesteinen besteht, durch deren Verwitterung die Steinbahn und der Untergrund selbst frostgefährlich wird, wie es beispielsweise bei Sandsteinen aus gewissen Lagen des Rotliegenden, des Buntsandsteins oder des Keupers, die tonige Bindemittel enthalten oder ganze Lagen von Ton einschließen, öfters vorkommt. Manchmal versucht man dem Übel mit einer Neuschüttung und einer guten Schwarzdecke oder Kleinpflasterung beizukommen. Trotz ihrer

erheblichen Kosten sind diese Maßnahmen meist vergeblich, da sie das Grundübel nicht beseitigen, vielmehr nur die teure Decke gleichfalls der Zerstörung im Verlauf weiterer Jahre aussetzen (Abb. 18 u. 19). Zum Schluß aber noch ein Beispiel dafür, daß selbst bei bester Steinhahndicke sowie hochwertiger Decke in durchweg einwandfreier Ausführung sogar auf Dämmen starke Frostschäden vorkommen. Auf einer mit beiderseitigen Gräben versehenen, 60 bis 100 cm hohen Dammstrecke einer stark befahrenen Reichsstraße, die als Unterbau eine 20 cm dicke Packlage aus bestem Granit und 10 cm Basaltschotter aufwies, und darüber später eine 9 bis 11 cm dicke Kleinpflasterung erhalten hatte, traten sehr erhebliche Frostschäden in Form von Verdrückungen und Einbrüchen auf, da sowohl der Untergrund wie der Damm aus frostgefährlichem Schluffboden bestand, auf dem die Steinbahn unmittelbar aufgesetzt war (Abb. 20).

Alle diese Ausführungen weisen darauf hin, wie wichtig vor allen Dingen die Frage der richtigen Beurteilung des Untergrundes und des Deckenunterbaues ist. Von den verschiedenen Vorschlägen, die man zur Vermeidung von Frostschäden gemacht und ausgeführt hat, wie Einbau von Tonschichten nach skandinavischem Vorbild, Einbau wasserdichter Bitumenlagen unterhalb des Frostbereichs oder Unterbettung aus frostbeständigem Baustoff, hat sich im allgemeinen bis jetzt nur die letztere Maßnahme als zweckmäßig und leicht durchführbar erwiesen. Sie wird daher auch fast überall ausgeführt, wenn auch noch manchmal in zu geringer Dicke oder ungenügender Reinheit der verwendeten Kiese und Sande. In steinreichen Gegenden kann auch sauberer und guter Splitt (Abb. 21) oder in Gebieten mit Erzaufbereitung Schlacke ohne Staubeines genommen werden. Es würde den Rahmen der vorliegenden Abhandlung überschreiten, wenn auch diese Maßnahmen noch ausführlich beschrieben werden sollten. Der Zweck meiner Ausführungen soll vielmehr sein, Antwort auf zahlreiche Fragen und Zweifel zu geben, die mir als bodenkundlichem Sachbearbeiter für den Bereich der Provinz Schlesien gestellt worden sind. Sie sollen dazu anregen, stets den Gründen der einzelnen Erscheinungen nachzugehen und möglichst viel Beobachtungssstoff zu sammeln für den gegenseitigen Gedankenaustausch, zumal es noch manche Unklarheiten gibt und viele Fragen noch gelöst werden müssen.



Abb. 21. Unterbettung aus gebrochenem Splitt über lehmig-sandigem Planum beim Bau einer Gebirgsstraße.

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkungen und Vorschläge zu den neuen Holzbauvorschriften (DIN 1052).

Von Dipl.-Ing. Friedrich Taubert in Klein-Machnow bei Berlin.

Ein wichtiges Gebiet in den Vorschriften über Berechnung und Ausführung von Holzbauwerken (DIN 1052)¹⁾ nehmen die Bestimmungen ein über den Zusammenschluß der Stäbe eines Fachwerks untereinander. Da die Verwendung von Knotenplatten entsprechend den Knotenblechen im Stahlbau nur in wenigen Fällen zweckmäßig und wirtschaftlich ist, handelt es sich in den weitaus meisten Fällen darum, die Stäbe eines Knotenpunktes unmittelbar miteinander so zu verbinden, daß sie mit möglichst großen Flächen im Knotenpunkt nebeneinanderliegen und daß in diesen Flächen die erforderlichen Verbindungsmittel untergebracht werden können. Wegen der nicht unbedeutlichen Querschnittsabmessungen der Stäbe, die bedingt sind durch die besonderen Festigkeitseigenschaften des Holzes, ist dabei besonders die Frage wichtig, ob es möglich ist, den Übergang der Kraft trotz der so verschiedenen Lage der Kräftebenen der einzelnen nebeneinanderliegenden Hölzer ohne Auftreten von wesentlichen Zusatz- oder Nebenspannungen zu erzielen, und wie, falls das nicht möglich ist, diese Spannungen am einfachsten bei der Bemessung der Stäbe zu berücksichtigen sind. Dabei ist die Frage ausschlaggebend, wie das Holz durch die Wirkung der verschiedenen Verbindungsmittel beansprucht wird und wie man diese Beanspruchung am besten rechnerisch erfassen kann. Die als Verbindungsmittel verwendeten Dübel erzeugen bei Belastung im Anschlußholz ein Biegemoment, sofern sie in seinem Querschnitt einseitig angeordnet sind, wobei zwar bei Flachdübeln als Hebelarm der Anschlußkraft angenähert der Abstand des Schwerpunktes der Eingriffsfläche des Dübels von der Schwerachse des angeschlossenen Einzelstabes in Ansatz zu bringen ist, bei anderen Dübelarten aber die Länge dieses Hebelarmes häufig kaum rechnerisch erfaßt werden kann. Weiter muß die von jeder Art Rund-

dübel ausgeübte Keilwirkung auf das Holz berücksichtigt werden, die unter Umständen ein Aufspalten des Holzes in der Faserrichtung zur Folge hat, und zwar bei Ringdübeln in geringerem Maße als bei Vollrunddübeln, weil, während die Außenwand des Ringdübels eine Keilwirkung ausübt, die Innenwand des Ringes den umschlossenen Holzkern und damit den Stab zusammenhält, solange nicht der Holzkern abgeschert wird.

Zu § 10, Mindestquerschnitte.

Anscheinend um die eben genannte Keilwirkung der Runddübel zu berücksichtigen, ist grundsätzlich die Mindestdicke aller tragenden Fachwerkstäbe auf 6 cm begrenzt worden. Das könnte damit begründet werden, daß die meist verwendeten Flachrunddübel auch bei ihrer größten Ausführungsart wohl kaum eine Eingriffstiefe über 3 cm aufweisen, so daß bei 6 cm Holzdicke noch ein wesentlicher Anteil ungeschwächten Holzes vorhanden ist, der dem Aufspalten durch die Keilwirkung des Dübels genügend Widerstand entgegensetzt. Abgesehen davon, daß zweifelhaft bleibt, ob eine solche Grenze tatsächlich bei der Dicke von 6 cm liegt, werden hierdurch jedoch bei kleineren Tragwerken, also kleinen Dübeln, zweifellos viel zu hohe Anforderungen gestellt, die mit den Bestrebungen, Holz einzusparen, im schlechten Einklang stehen.

Vielfach wird zwar der Standpunkt vertreten, daß aus rein praktischen Gründen eine Mindestdicke der Hölzer für Fachwerkstäbe erforderlich sei, damit nicht durch etwaige Zufälligkeiten der Stab vor dem Einbau Schaden leidet, was bei einem schwachen Stab leichter sei als bei einem starken Stab. Diese Begründung ist jedoch nicht aufrechtzuerhalten, da die Astgröße und der Schrägfaserverlauf durch die Güteklasseneinteilung im Verhältnis zum Querschnittsmaßen begrenzt sind, so daß die Gefahr eines „zufälligen“ Bruches bei einem schwachen Holz in gleichem Maße vorhanden, oder besser gesagt, nicht vorhanden ist wie bei einem stärkeren Holz. Daß unvorhergesehene mechanische Beschädigungen

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, 1. Beilage. — Sonderdruck mit Erläuterungen. Berlin 1941, Wlth. Ernst & Sohn. — Vgl. Bautechn. 1941, Heft 5, S. 59, und Heft 46/47, S. 503.

eintreten können, dürfte jedoch für die Festsetzung des Mindestquerschnitts auch nicht den Ausschlag gegeben haben, weil für genagelte und geleimte Stäbe, also u. a. auch einfache Stäbe, die durch Nagelung angeschlossen sind, Mindestmaße nicht festgelegt sind, obwohl für sie die gleichen Gründe geltend gemacht werden könnten. Wohl aber ist bei einem Stabanschluß durch Nagelung eine Keilwirkung nicht im gleichen Maße wie bei den anderen Dübeln wirksam, weil in der Regel dabei mehrere Reihen Nägel nebeneinander angeordnet werden, so daß die Keilwirkung des einzelnen Nagels wegen des auf ihn entfallenden kleinen Teils der gesamten Anschlußkraft verhältnismäßig gering ist, und weil außerdem ein bestimmtes Verhältnis zwischen Nageldicke und Holzdicke vorgeschrieben ist und dadurch der Keilwirkung die entsprechenden praktisch ausprobierten Grenzen gezogen sind. Also ist die Mindestdicke doch wohl in Rücksicht auf die Keilwirkung der Dübel festgesetzt worden.

Sollte es indessen nicht möglich sein, von der Forderung starr begrenzter Mindestabmessungen bei Fachwerkstäben auf andere Weise abzukommen? Man kann die Spaltgefahr der Stäbe, die durch die Keilwirkung der Runddübel entsteht und auf die sich die Forderung nach Mindestabmessungen im wesentlichen stützen dürfte, dadurch begrenzen, daß man die Dicke d der Stäbe abhängig macht von der durch den Dübel zu übertragenden Kraft S , dem Abstand a des Dübels vom Stabende oder vom nächsten Dübel (Abb. 1) und einem Höchstwerte der gedachten Spannung

$$\sigma = \frac{S}{d a}$$

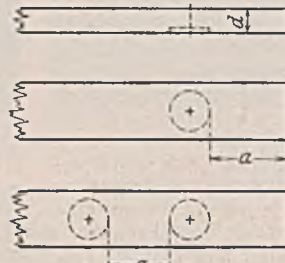


Abb. 1.

Diesen Höchstwert schlägt der Verfasser für Ringdübel auf Grund von Versuchen, die er in den Jahren 1934 und 1935 im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchführen ließ, zu 30 und 50 kg/cm² für Nadelholz unabhängig von der Güteklasse vor. Dabei gilt der erste Wert für Stäbe, die nur einseitig einen Dübelanschluß aufweisen, z. B. für einen zweiteiligen Schrägstab, der an einem einteiligen Gurt angeschlossen ist, während der zweite Wert für Stäbe mit symmetrischem Dübelanschluß gilt, also z. B. für einen einfachen Schrägstab, der zwischen den beiden Hölzern eines zweiteiligen Gurtes liegt und an beide angeschlossen ist. Der unterschiedliche Wert für die beiden Anschlußarten ist dadurch bedingt, daß bei einseitigem Anschluß durch die ausmittige Angriffswirkung des Dübels am Stab die Keil- und Spaltwirkung des Dübels zusätzlich beeinflußt wird. Darüber, ob für Vollrunddübel die genannten Werte ebenfalls zulässig sind, könnten die Unternehmen, die diese Dübel seit langem anwenden — meines Wissens z. B. die Firma Karl Kübler, Stuttgart — an Hand ihrer Erfahrungen und Versuche Aufschluß geben. Da, soviel mir bekannt, ohnedies Dübelversuche in Stuttgart und Wien in Vorbereitung sind, wäre es ohne weiteres möglich, die vorgeschlagenen Höchstwerte für die genannte gedachte Spannung nachzuprüfen. Selbstverständlich wird durch die vorgeschlagene Begrenzung die Notwendigkeit, die Abscherbeanspruchung des Holzes infolge der Dübeleinwirkung zu untersuchen, nicht berührt.

Durch eine derartige begrenzende Vorschrift würde man gleichzeitig der Lösung der wichtigen Frage näherkommen, welchen Abstand die Runddübel vom Stabende und untereinander haben müssen. Hängt doch von diesem Abstand eben wegen der Keilwirkung der Runddübel in hohem Maße die Tragfähigkeit der Verbindung ab, ohne daß bisher — abgesehen von dem Nachweis der Scherspannung und des Leibungsdrucks — hierauf in den Vorschriften genügend Rücksicht genommen worden ist.

Zu § 18, 2, Stoßdeckung von Zugstäben.

In engem Zusammenhang mit der Begrenzung der Stabdicke steht die Frage der Bemessung von aufgesetzten Laschen zur Deckung des Stoßes eines Zugstabs. Wenn die beiden miteinander zu verbindenden Stabteile eines Zugstabs unmittelbar aneinanderstoßen, dient die ganze Länge der aufzusetzenden Stoßlaschen zur Aufnahme der Verbindungsmittel. Wegen des so überall in den Laschen vorhandenen Eingriffs der meist aus Runddübeln, Einpreßdübeln oder Nägeln bestehenden Verbindungsmittel mit ihrer Keilwirkung auf die Hölzer im Verein mit der einseitigen, ausmittigen Kräfteinleitung entstehen für derartige Laschenhölzer Beanspruchungen, die über die Spannungen hinausgehen, die sich rechnungsmäßig durch gleichmäßige Verteilung der Zugkraft auf die ganze Querschnittsfläche ergeben. Deshalb verlangt die neue Ausgabe von DIN 1052, daß die Laschen bei Annahme gleichmäßig verteilter Spannungen für die 1,5fache Zugkraft zu bemessen sind.

Es liegt auf der Hand, daß dieser gegriffene Wert 1,5 nicht befriedigt, da jeder Einzelfall anders liegt und der zusätzlich geforderte Bemessungszuschlag von 50% vielleicht für eine Anzahl von Verbindungsarten das Richtige trifft, für die meisten Fälle aber beträchtlich über das Notwendige hinausgeht. Es wäre deshalb durch Versuche zu klären, ob tatsächlich der Umstand, daß die ganze Länge solcher Stoßlaschen durch den einseitigen Eingriff von Verbindungsmitteln besonders beansprucht wird, eine so weitgehende zusätzliche Sicherheit erforderlich macht. Denn zweifellos gilt die Forderung nicht für einen zweiteiligen Stab als solchen, der durch ein zwischen die beiden Einzelhölzer eingefügtes Holz — Symmetrie zur Achse des Gesamtstabs vorausgesetzt — gestoßen ist, obwohl hier die beiden Einzelhölzer des Stabes genau wie die oben genannten Zugstoßlaschen außenseitig an einem einteiligen, dazwischenliegenden Holz, hier dem Stoßholz, angeschlossen sind und so eine ein-

seitige Kräfteinleitung erhalten. Die Forderung gilt demzufolge also dann nicht, wenn nur ein Teil der Länge des zweigliedrigen Stabes auf die Verbindung entfällt, wodurch in dem Stab doch wohl eine ausgeglichene Spannungsverteilung auftritt als in der obengenannten ausschließlichen Zugstoßlasche. Wenn man die Forderung, daß der Querschnitt um 50% zu vergrößern ist, auf den genannten gestoßenen zweigliedrigen Stab anwenden würde, müßte man sie mit gleichem Recht auch auf jeden zwei- oder mehrteiligen Zugstab anwenden, dessen Einzelstäbe einseitig durch Verbindungsmittel z. B. im Knotenpunkt angeschlossen sind, also u. a. für jeden derartigen Fachwerksschrägstab. Daß man sich damit zu weit ab von einer auch nur einigermaßen rechnerisch begründeten Bemessung entfernt, selbst wenn man nur eine grobe Annäherung verlangt, ist offensichtlich, so daß darin der Grund dafür zu suchen sein dürfte, daß man die Sonderbestimmung ausschließlich auf Zugstoßlaschen in dem oben angegebenen Sinne beschränkt hat.

Ergänzend wäre noch zu sagen, daß selbstverständlich diejenigen Zugstoßlaschen, die symmetrisch zu ihrer eigenen Achse angeschlossen sind, nicht unter die Forderung des Verstärkungszuschlags um 50% fallen, was u. a. für die Stoßlasche — falls das Wort Lasche hier überhaupt gebräuchlich ist — des vorerwähnten zweiteiligen Stabes gilt, die zwischen die beiden Einzelhölzer des Stabes greift und an beide angeschlossen ist. Denn hier treten wegen der Symmetrie der Beanspruchung nicht die der Sonderforderung zugrunde gelegten Nebenspannungen auf. Im anderen Fall würde überhaupt jeder einteilige Zugstab, der mit symmetrisch aufgesetzten Laschen gestoßen wird, wegen der genau gleichen Kräfteinleitung unter die Forderung fallen. Immerhin wäre es zweckmäßig, wenn in DIN 1052 darauf hingewiesen würde, daß die erwähnte Forderung sich nur auf einseitig angeschlossene Seitenlaschen für den unmittelbaren Stoß eines Zugstabs bezieht.

Zu § 16, a, Vorschlag für die Bemessung von Dübelanschlüssen.

Daß die durch die unsymmetrische Anschlußwirkung der Verbindungsmittel verursachte ausmittige Kräfteinleitung in den Stab berücksichtigt werden muß, zeigen Bruchversuche, nach denen die Enden eines doppelten Zugstabs, z. B. eines Schrägstabs, der mit Flachdübeln an dem dazwischenliegenden Stab, z. B. einem Gurstab, angeschlossen ist, bei stärkerer Belastung infolge der ausmittigen Einleitung der Kraft so erheblich abgebogen werden, daß dadurch die Zerstörung beim Erreichen der Bruchlast mit eingeleitet wird. Bei einem Zugstab mit den Abmessungen $2 \times 5/18$ cm, bei dem die Mitte des Anschlußdübeln-paares (Ringdübel) 25 cm vom Stabende entfernt war, bogen sich beispielsweise die beiden flachseitig angeschlossen Einzelhölzer am Stabende bei 16 t Last bereits 19 mm auseinander. Welcher Einfluß dieser Verbiegung zukommt, zeigt die Tatsache, daß bei anderen, sonst gleichen Versuchen der bereits obengenannten Versuchsreihe des Verfassers, bei denen jedoch die beiden Stabenden etwa 10 cm von dem Dübel entfernt durch einen zusätzlichen Schraubenbolzen von 16 mm Durchm. miteinander verbunden und so am Ausbiegen gehindert waren, die Bruchlast, also die Tragfähigkeit der Dübel, um 30 bis 35% höher war als bei den Versuchen ohne diesen Endbolzen.

Sitzen zwei oder mehr Dübel mit den zugehörigen Bolzen hintereinander, so wird naturgemäß jeweils der Bolzen des nachfolgenden Dübels verhindern, daß sich der Stab unter der Wirkung des vorhergehenden Dübels verbiegt, so daß auch in diesem Fall die Tragfähigkeit der Dübel höher ist — genügender Abstand der Dübel wegen der Scher- und Keilwirkung vorausgesetzt — und so der Stabanschluß eine bessere Ausnutzung des Baustoffs zuläßt.

Da eine genaue rechnerische Erfassung der genannten zusätzlichen Biegebeanspruchung des Stabes meist nicht möglich ist, unter anderem, weil die Lage der Mittelkraft des Dübelangriffs nicht bekannt ist, da andererseits beim Nachweis der Spannungen das Widerstandsmoment des Stabes unter Berücksichtigung seiner unsymmetrischen Schwächung durch den Dübeleingriff mit zusätzlicher Rechnung ermittelt werden müßte, schlägt der Verfasser vor, die ausmittige Wirkung einseitiger Dübelanschlüsse auf den Stab durch folgenden Wortlaut der Bestimmungen in vereinfachter Weise zu berücksichtigen:

„Die Beanspruchung des Stabes mit der nach § 6 bis 8 zulässigen Spannung ist nur dann gestattet, wenn ein Ausweichen (Ausbiegen) des Stabes hinter jedem Dübel oder anderem Verbindungsmittel des Anschlusses verhindert ist, entweder durch einen besonderen Bolzen oder den Bolzen des nachfolgenden Dübels oder in sonst geeigneter Weise oder aber, wenn alle Nebenspannungen in der statischen Berechnung genau nachgewiesen und berücksichtigt werden. Im anderen Falle wird bei rechnerischer Vernachlässigung der durch den einseitigen Anschluß erzeugten Nebenspannungen die zulässige Spannung eines Zugstabs an seinem Endanschluß, herrührend von der gesamten Anschlußkraft, auf folgende Teilbeträge herabgesetzt:

- a) Sofern der in der breiten Seite des Stabes angeordnete Anschluß nur aus einem Dübel oder Dübelpaar oder einem entsprechenden Anschlußmittel besteht:

Seitenverhältnis des Stabquerschnitts	Zulässiger Teilbetrag der Spannungen
2:10	50%
4:10	60
6:10	70
8:10	80
10:10 und darüber	90

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

b) Sofern der an der breiten Seite des Stabes angeordnete Anschluß aus mehreren hintereinanderliegenden Dübeln mit Bolzen oder anderen Verbindungsmitteln mit Anpreßwirkung besteht, derart, daß das letzte Verbindungsmittel am Stabende nicht größer ist als die vorhergehenden und daß es ohne nachfolgenden weiteren Bolzen oder ähnliches bleibt:

Seitenverhältnis des Stabquerschnitts unter 4:10	Zulässiger Teilbetrag der Spannung
	90%

Beträgt das Querschnittsseitenverhältnis bei einem derartigen Anschluß 4:10 und darüber (z. B. 5:10), so kann von einer Herabsetzung der dieser vereinfachten Bemessung zugrunde liegenden zulässigen Spannungen abgesehen werden.*

Es läßt sich hier einwenden, daß die genannten Werte auch dann nur grobe Annäherungen darstellen können, wenn vielleicht zahlenmäßig noch gewisse Verbesserungen notwendig sein sollten und dementsprechend unter Umständen vorzunehmen wären. Der Vorschlag bedeutet aber eine einfache, angenäherte Berücksichtigung der unterschiedlichen Fälle eines Anschlusses und gibt die Möglichkeit, so von den allzu großen Einengungen der heute gültigen Vorschrift abzukommen. Insbesondere wird man dann auch die kaum aufrechtzuerhaltende willkürlich begrenzte Forderung der Mindestdicke (§ 10) fallen lassen können, sofern man gleichzeitig die Keilwirkung der Anschlußmittel, wie oben vorgeschlagen ist, berücksichtigt.

Man könnte weiter den in § 18,2 für Zugstoßlaschen geforderten Zuschlag von 50% ersetzen durch grundsätzliche Anwendung der für Anschlüsse mit nur einem Verbindungsmittel soeben vorgeschlagenen Berechnungsweise, also durch Abminderung der zulässigen Beanspruchung auf 50 bis 90% des sonst gültigen Wertes für die verschiedenen Seitenverhältnisse des Querschnitts. Dabei wäre einerlei, ob die Hölzer mit einem oder mehreren hintereinanderliegenden Verbindungsmitteln angeschlossen werden. Man kommt dadurch zu einer besseren, von Fall zu Fall abgestuften Bemessungsvorschrift.

Von besonderem Vorteil wäre die Abstufung der zulässigen Beanspruchung aller so durch Verbindungsmittel angeschlossenen Stabhölzer insofern, als es damit überhaupt erst möglich sein würde, namentlich die zulässigen Werte für die Lastübertragung der einzelnen Dübelarten festzulegen, wenn man bei Runddübeln gleichzeitig die Keilwirkung durch Mindestabstände der Dübel, wie oben vorgeschlagen, begrenzt. Wenn nämlich auf diese Weise durch die unterschiedlichen zulässigen Beanspruchungen Vorsorge getroffen wird, daß die Anschlußhölzer sich nur im begrenzten Maße abbiegen können, so bedeutet das, daß die Tragfähigkeit der Dübel dann für alle verschiedenen Fälle etwa die gleiche bleibt.

Zu § 16, a, 7, Leibungsdruck für Ringdübel bei schrägem Kraftangriff.

Bisher wurde von dem Zusammenschluß zweier Fachwerksstäbe gesprochen. Abgesehen von dem üblicherweise ausgebildeten Auflagerknotenpunkt eines einfachen Binders treffen jedoch in den Knotenpunkten eines Fachwerks mindestens vier Stäbe zusammen. Auch wenn man im folgenden den vereinfachten Fall zugrunde legt, daß zwei von den vier im Knotenpunkt einlaufenden Stäben in dieselbe Richtung fallen und als ein Stab durchgehen, so ergeben sich doch die bekannten Schwierigkeiten für die Zusammenführung und gegenseitige Verbindung mehrerer Stäbe, die meist nur so vorgenommen werden kann, daß die Kräftebenen der Einzelstäbe nicht unwesentlich voneinander abweichen.

Eine Ausnahme davon macht die für Holzbauten gern verwendete, aber nicht immer zu erzielende Anordnung eines Knotenpunkts, bei der ein einteiliger Ständer (Pfosten) des Fachwerks mit ausschließlicher Stabdrukkraft senkrecht auf dem einteiligen Gurttabe aufsteht und die beiden Hölzer eines zweiteiligen Schrägstabs auf beiden Seiten des Gurtes anliegen und durch Dübel oder andere Verbindungsmittel angeschlossen sind (Abb. 2). Der stumpfe Sitz eines rechtwinklig zum Gurt anlaufenden Füllungsstabs hat den Nachteil, daß durch nachträgliches Zusammentrocknen des Gurtes der stumpf aufsitzende Druckstab um so viel zu kurz wird, als sich die Höhe des Gurtes von seiner Mittelachse ab verringert. Das hat eine Verformung des Tragwerks, z. B. bei Dachbindern eine Durchbiegung, zur Folge, die um so größer ist, je öfter ein solcher Anschluß sich im Tragwerk wiederholt. Das Entsprechende gilt — wenn auch je nach dem Anschlußwinkel in vermindertem Maße — für den stumpfen, mit Versatz ausgebildeten Anschluß eines Schrägstabs mit Druckbeanspruchung. Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist wegen der Schwierigkeit der Erfassung dieser Formänderung die Verwendung solcher Anschlüsse nicht vertretbar, soweit es sich nicht um Stäbe handelt, die an der Gesamtverformung nicht beteiligt sind.

Allerdings ist, sofern der aufsitzende Füllungsstab nicht schmaler ist als der Gurt, eine besonders widerstandsfähige Einbettung der Anschlußdübel in den Seitenflächen des Gurtes vorhanden. Denn der auf dem Gurt rechtwinklig aufsitzende Druckstab macht es von vornherein unmöglich, daß infolge des durch die Anschlußkraft der Schrägen erzeugten Leibungsdrucks des Dübels die Gurtholzfasern quer zur Faserrichtung ausweichen. Infolgedessen kann, wie die obengenannten Versuche ge-

zeigt haben, für Ringdübel bei solchen Anschlüssen die Leibungspressung schräg und auch winkelrecht zur Faser mit dem gleichen Höchstwert zugelassen werden, wie er für die Krafrichtung in der Faserrichtung gilt. Hierauf sei besonders hingewiesen und der Vorschlag gemacht, dies in DIN 1052 zu berücksichtigen.

Zu § 10, Mindestquerschnitte. Auswirkung für die Gestaltung von Knotenpunkten.

Der genannte Anschluß ist bei kleinen und mittleren Dachbindern zweckmäßig und bewährt und wird sehr viel benutzt. Auch war er wirtschaftlich und sparsam im Holzverbrauch, solange nicht DIN 1052 als neue Forderung die der Mindestdicke von 6 cm und 60 cm² Mindestquerschnitt für jedes Einzelholz stellte. Man muß sich hier einmal ein einfaches Beispiel vor Augen halten, wie es für sehr viele kleine und mittlere Dachbinder gilt. Es sei ein Dreiecksbinder mit 14,0 m Stützweite und 2,50 m Netzhöhe in Bindermitte nach Abb. 3 vorhanden. Bei 4,50 m Binderabstand und einer Gesamtlast des Daches von 140 kg auf 1 m² Grundrißfläche einschließlich der Schneelast usw., was für Doppelpappeldeckung auf 24 mm starker Holzschalung mit Längssparren üblicherweise in Frage kommt, beträgt die größte Stabkraft von D_1 2100 kg und von D_2 2400 kg Zug. Damit die erforderlichen Anschlußmittel (Dübel oder andere) untergebracht werden können, wird im allgemeinen die Breite der Schrägstäbe dabei nicht kleiner als 14 cm sein können. Bei der vorgeschriebenen Mindeststärke von 6 cm ergibt sich dann für die Schrägen die Abmessung von 2·6/14 cm mit einem Querschnitt von 168 cm². Rechnet man erfahrungsgemäß eine Schwächung um 25% durch den Eingriff der Dübel usw. ab mit 42 cm², so bleibt ein Nutzquerschnitt von 126 cm².

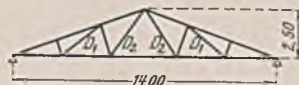


Abb. 3.

Es ergibt sich dann, wenn mit gleichmäßiger Kraftverteilung gerechnet wird, für D_2 die Stabspannung $\sigma_{Zug} = \frac{2400}{126} = 19 \text{ kg/cm}^2$, also ein Wert, der sich mit einer wirtschaftlichen Verwendung des Holzes mit bestem Willen nicht in Einklang bringen läßt. Denn sonst ist eine mindestens dreifach höhere Ausnutzung möglich, auch wenn man von der herabgesetzten zulässigen Spannung, wie oben vorgeschlagen, ausgeht.

Man bedenke, daß bei dem vorliegenden Fall, wie er bei einem Großteil aller Binderfachwerke immer wieder vorkommt, die Verwendung 6 cm starker Schrägstäbe statt solcher von 4 cm, welche letztere noch immer eine mehr als ausreichende Sicherheit gewährleisten, einen Mehrverbrauch an Holz, also Holzverschwendung von 50% bedeutet. Und die Stäbe D_1 und D_2 machen immerhin einen nicht unwesentlichen Teil des gesamten Binderholzes aus.

Man könnte zwar die Knotenpunktausbildung in der Weise abwandeln, daß man einen zweiteiligen Gurttab und ebenso einen zweiteiligen Ständer, dagegen einen einteiligen Schrägstab verwendet, derart, daß der Schrägstab zwischen die beiden Gurthölzer greift. Es ergibt sich jedoch dann für den Druckgurt, da er gegliedert ist, zur Erzielung der erforderlichen Knickfestigkeit in der Regel ein Mehrverbrauch an Holz und Arbeit. Das gleiche gilt für den Ständer, ganz abgesehen davon, daß die Ausführung mit zweiteiligen Gurten meist auch sonst, z. B. am Auflagerknotenpunkt, einen Mehraufwand gegenüber der erstgenannten Bauart bedeutet.

Ein anderer Anschluß der beiden Fachwerksfüllungsstäbe in einem Knotenpunkt an den durchgehenden Gurt bei senkrechter Anordnung des Ständers zum Gurt ist in Abb. 4 im Querschnitt angegeben. Er genügt weitgehenden Anforderungen, wobei es unwesentlich ist, ob die Kräfte durch Flachdübel (wie gezeichnet) oder andere Verbindungsmittel, etwa durch Nägel, übertragen werden. Der Gurt und der Schrägstab sind hierbei zweiteilig und der Ständer einteilig ausgeführt.

Man kann die Kraftführung hier so deuten, daß sich die Stabkraft der beiden Einzelhölzer der Schräge in zwei Seitenkräfte, und zwar in Richtung des Gurtes und in Richtung des Ständers zerlegt, wobei die beiden Seitenkräfte auf verschiedenen Seiten des Schrägstabs in den Gurt- und Ständerstab übergehen. Da der Ständer senkrecht zum Gurt steht, gibt er keine Kraft an den Gurt ab. Er steht auch nicht in unmittelbarer Flächenberührung mit ihm, das heißt, die Hölzer liegen sämtlich so aneinander, daß alle Stabkräfte nur unmittelbar aus einem Holz in das danebenliegende überzugehen brauchen. Es tritt allerdings die Frage auf, ob nicht der Schrägstab, sofern er ein Zugstab ist, am Anschluß durch die unter 90% zueinander gerichteten Kräfte der beiden anderen Stäbe, die an zwei gegenüberliegenden Seiten seines Querschnitts auf ihn einwirken, bei Flachdübelverbindung auseinandergeschert oder auseinandergerissen wird. Die oben erwähnten Versuche des Verfassers mit Ringdübeln haben ergeben, daß hierbei derartige Zerstörungen nicht eintreten. Das gilt auch für Nagel- oder dementsprechende Verbindungen.

Liegt ein Fachwerkträger mit steigenden und fallenden Schrägen vor, so werden bisweilen die beiden in einem Knotenpunkt zusammenkommenden Schrägstäbe nacheinander am Gurt angeschlossen, damit

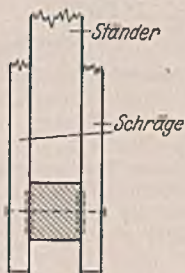


Abb. 2.

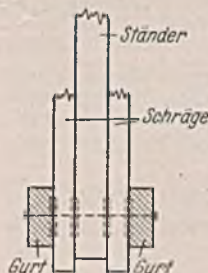


Abb. 4.

beide Schrägen unmittelbar am Gurt anliegen und jede für sich dort mit Dübeln oder anderen Verbindungsmitteln am Gurt angeschlossen werden kann. (Abb. 5). Dadurch treffen sich die Achslinien der Stäbe nicht in einem Punkt, und es entstehen infolgedessen nicht unbeträchtliche zusätzliche Nebenspannungen im Gurt. Bei großen Schrägkräften verbletet sich dieses Verfahren wegen der Größe der im Gurt dabei auftretenden Nebenspannungen von selbst, wenn man auch mitunter derartige Ausführungen sieht, bei denen die Nebenspannungen keinesfalls berücksichtigt sein können.

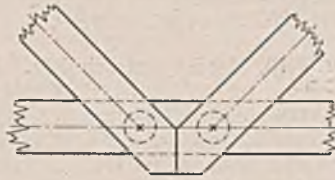


Abb. 5.

Eine zweite Ausführungsart eines derartigen Knotenpunktes des Trägers mit steigenden und fallenden Schrägen schließt zunächst die als zweiteiligen Stab ausgebildete Schräge der einen Richtung beiderseitig an den einteiligen Gurttab an und weiter außenseitig an die Hölzer der Schräge die ebenfalls zweiteilige Schräge der anderen Richtung, mit gemeinsamem Schnittpunkt der Mittellinien der Stäbe. Zwar ist bei dieser Ausbildung der unmittelbare Übergang der Querkraft des Tragwerks von der einen in die andere Schräge wegen ihrer gemeinsamen Berührungsfläche über die dort angeordneten Verbindungsmittel möglich, jedoch muß die in den Gurt übergehende Seitenkraft der äußeren Schräge den Umweg über die innere Schräge machen und durch diese hindurchgeführt werden. Sie wird in diese Schräge an der Außenseite eingeleitet und verläßt sie an ihrer Innenseite zum endgültigen Übergang in den Gurt. Das bedingt einmal, daß die Verbindungsmittel zwischen der inneren Schräge und dem Gurt ausreichen müssen zur Übertragung des aus beiden Schrägen herrührenden Gurtkraftzuwachses, zum anderen, daß die innere Schräge möglichst breit und flach ausgeführt wird, um ihr Verkanten infolge der Wirkung der an sie angeschlossenen äußeren Schräge soweit als möglich auszuschließen.

Die dritte Ausführungsart eines solchen Gurtknotenpunktes mit einlaufenden steigenden und fallenden Schrägen bedient sich eines zweiteiligen Gurtes; der eine Schrägstab greift als einteiliger Stab zwischen die beiden Gurthölzer, und der andere Schrägstab liegt als zweiteiliger Stab außen an den beiden Gurthölzern an (Abb. 6). Hier muß im Gegensatz zur vorerwähnten Anordnung die Querkraft des Trägers einen Umweg über die Gurte machen. Es können zwar die Seitenkräfte der Schrägen in Richtung des Gurtes unmittelbar in den Gurt übergehen, dagegen liegen die beiden Schrägstäbe nicht unmittelbar aneinander, so daß die von dem einen in den anderen übergehende Seitenkraft den Umweg über den Gurt machen muß.

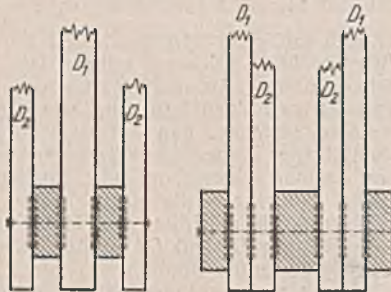


Abb. 6.

Abb. 7.

Selbstverständlich läßt sich auch bei dem Träger mit steigenden und fallenden Schrägen durch entsprechende Anordnung ein unmittelbarer Übergang aller Seitenkräfte erzielen, z. B. durch Verwendung dreiteiliger Gurte und zweiteiliger Schrägen (Abb. 7). Daß dabei in letzterem Falle in das Mittelholz des Gurtes im Knotenpunkt ein größerer Gurtkraftzuwachs eingeleitet wird als in die Seitenhölzer des Gurtes, das Mittelholz also gegebenenfalls stärker als die beiden äußeren sein muß, oder auch eine gegenseitige entsprechende Verbindung der drei Einzelhölzer

des Gurtes neben dem Knotenpunkt zum Kraftausgleich in Frage kommt, sei der Vollständigkeit halber noch erwähnt.

Man sieht, daß bei allen Ausführungsarten fast ausnahmslos nur dann ein sachgemäßer Anschluß zu erreichen ist, wenn die im Knotenpunkt einlaufenden Stäbe so aufgliedert sind, daß die gegenseitigen Anlageflächen, also die Einbauflächen für die Verbindungsmittel, zur richtigen Übertragung vorhanden sind und zum Anschluß der Stabkräfte ausreichen. Der Anschluß ist meist um so besser möglich, je mehr die Stäbe gegliedert sind. Dabei ergeben sich zwangsläufig flache Querschnitte der Einzelhölzer der Stäbe. Dem stellt aber DIN 1052 die unhaltbare Forderung der Mindeststabdicke von 6 cm für alle Einzelhölzer der Stäbe entgegen — sofern nicht Nägel als Anschlußmittel oder geleimte und genagelte Stabquerschnitte verwendet werden —, so daß für den Entwurf, wenn man nicht einen unverantwortlichen Holzmehrverbrauch in Kauf nehmen will, in den meisten Fällen gerade die Gestaltungsmöglichkeiten abgeschnitten sind, die den Eigenheiten des Baustoffs Holz am meisten gerecht werden.

Wenn man glaubt, den kleineren Querschnitten eine besondere Gefahr zuzumessen zu müssen, so wäre der Vorschlag gangbar, für alle Stäbe unter beispielsweise 5 cm Dicke vielleicht bis zu 75 % der sonst erlaubten Beanspruchung zuzulassen. Dadurch würde die Verwendung zu schwacher Abmessungen ebenfalls, jedoch sinngemäß, eingeschränkt. Auch eine noch weitere Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung solcher Stäbe als um die vorgenannten 25 % könnte unter Umständen vertretbar sein, nur darf man nicht die Verwendung schwächerer Stäbe überhaupt ganz verbieten. Es muß dabei immer wieder darauf hingewiesen werden, daß man sie andererseits uneingeschränkt bei geleimten Tragwerken und für die Nagelbauweise zuläßt.

Es könnte vielleicht angeführt werden, daß das Ziel darin zu erblicken sei, für kleinere Tragwerke die Nagelbauweise zu verwenden, für die ja jeder beliebige Stabquerschnitt zugelassen ist, so daß die Verwendung von Dübelverbindungen auf größere Bauwerke beschränkt ist, deren Stabquerschnitte ohnedies ein gewisses Mindestmaß nicht unterschreiten. Demgegenüber ist darauf hinzuweisen, daß der Vorteil der Dübelanschlüsse darin liegt, daß man das Tragwerk im Werk vollständig abbilden und es trotzdem in einzelne Stäbe zerlegt leicht zur Baustelle schaffen und dort aufbauen kann. Genagelte Tragwerke müssen hingegen entweder im ganzen befördert werden, was wesentlich mehr Aufwand erfordert als die Beförderung der Einzelstäbe, oder sie müssen an der Baustelle zusammengeleimt werden, wozu aber oft keine Möglichkeiten oder zumindest keine wirtschaftlichen Voraussetzungen gegeben sind.

Viel wichtiger als das Verfolgen einer starren Forderung von Mindest- und Mindestquerschnitten ist es, Wert darauf zu legen und dafür einen schärferen Maßstab als bisher anzuwenden, daß die Knotenpunktanschlüsse und Kraftübergänge in den Knotenpunkten in der richtigen Weise ausgebildet werden, wie oben an Beispielen angedeutet ist, was übrigens für die richtige Anordnung und den Anschluß der gekreuzten Stegbretter vollwandiger Tragwerke in gleichem Maße gilt. Es entfallen dann von selbst alle die Gründe, die aus Rücksichtnahme auf nicht ganz sachgemäße Ausführungen für die übersteigerte Forderung des grundsätzlichen Ausschlusses schwächerer Hölzer vielleicht früher noch geltend gemacht werden konnten.

Letzten Endes sollen zwar die Bestimmungen so einfach wie möglich gehalten sein, selbst wenn damit gewisse Nachteile durch manchmal zu harte Abgrenzungen entstehen. Sie sollen so eine Art Gebrauchsanweisung für jeden, auch für den einfachen Handwerksmeister bilden. Aber diese Abgrenzungen dürfen auch nicht zu grob willkürlich festgelegt werden und besonders auch nicht so, daß sie innerhalb eines bestimmten Bereichs alle Möglichkeiten ausschließen. Womit man zwar das Ziel, unsachgemäße Ausführungen zu unterbinden, auf eine sehr einfache, aber wohl kaum auf die richtige Weise erreichen würde.

Einiges über Holzschutz.

Von Dr.-Ing. Friedrich Geiger, Technische Hochschule Karlsruhe.

Aufgabe eines wirksamen Holzschutzmittels gegen tierische und pflanzliche Holzschädlinge ist es, dem Holz einen Giftstoff zuzuführen, der jeden Nährboden vernichtet. Der Wert eines Schutzmittels richtet sich deshalb nach dem Grad seiner Giftwirkung gegenüber den Holzschädlingen.

Die wichtigsten Anforderungen an ein Holzschutzmittel.

Als Mindestforderung an ein wirksames Schutzmittel für den hochwertigen Holzbau muß verlangt werden, daß es

1. tief eindringt,
2. dauerhaft wirkt,
3. nicht auswaschbar ist,
4. Eisenteile nicht angreift,
5. die Brennbarkeit des Holzes nicht erhöht und selbst möglichst schwer entflammbar ist,
6. bei trockenem, wie frischem feuchtem Holz angewendet werden kann,
7. in verschiedenen Deckfarblönen lieferbar ist,
8. unbeschränkt anwendbar ist,
9. geruchlos ist und das Holz sauber läßt.

Im Gegensatz zum Metallschutz, bei dem es darauf ankommt, die Oberfläche so zu behandeln, daß sie gegen Rosten geschützt wird, verlangt der Holzschutz Tiefenwirkung. Die grundsätzlich wichtigste Forderung, die an ein Holzschutzmittel gestellt werden muß, ist seine

Wirksamkeit gegen Pilze. Bei der Prüfung eines Schutzmittels kommt es auf die Ermittlung der sogenannten „Hemmungsgrenze“¹⁾ an, die das Mindestmaß einer sicheren Schutzwirkung angibt. In DIN DVM 2176 sind die Einzelheiten der Versuchsdurchführung festgelegt. Es sei auch auf das vom Reichsarbeitsminister herausgegebene Merkblatt vom 15. März 1939 besonders hingewiesen, in dessen „Erläuterungen“²⁾ eine Zusammenstellung über die im Handel befindlichen anerkannten pilzwidrigen Holzschutzmittel gegeben ist.

Die Arten der Holzschutzmittel.

Allgemein unterscheidet man drei Arten von Holzschutzmitteln:

1. ölige Schutzmittel, die meist Teerölerzeugnisse sind,
2. ölartige Schutzmittel,
3. Tränkungsätze, denen als wirksamste Schwammgifte Fluorverbindungen zugrunde liegen.

Die öligen Schutzmittel verlangen für ihre Anwendung gut ausgetrocknetes Holz. Bei feuchtem Holz verhindert in vielen Fällen das ölabweisende Wasser das Eindringen der Öle, so daß gerade die tiefer

¹⁾ Kollmann, Technologie des Holzes. Berlin 1936, Springer.

²⁾ Erläuterungen zum Merkblatt über baulichen Holzschutz gegen Fäulnis. Merkhefte des Fachausschusses für Holzfragen, Heft 1, S. 26. Berlin 1939, VDI-Verlag.

liegenden Stellen nicht erfaßt werden. Die öligen Mittel neigen dazu, die Außenhaut des Holzes mit einer Schicht zu überziehen, die dem Holz seine natürliche Atmung raubt, es tritt Porenverschluß ein. Hinter diesem völligen Abschluß aber hat bei sehr feuchtem Holz der Pilz einen dankbaren Nährboden. Das Holz muß aber auch vollkommen gesund sein, da z. B. verblaute Stellen der Durchtränkung im Splintholz Widerstand entgegensetzen. Für Fichten- und Tannenholz ist die Teeröltränkung insofern ungeeignet, als diese Holzarten auf Grund ihres Gefüges nur ein ganz geringes Eindringen vom Rande her gestatten. Die Durchtränkung erfaßt meistens nur die äußersten Jahresringe. Unter den Nadelhölzern ist die Kiefer geeignet, unter den Laubhölzern die Buche. Das Teeröl hat einen stechenden Geruch, weshalb es auch vorwiegend nur für Hölzer in Frage kommt, die im Freien verwendet werden.

Die allgemeinen Vorteile einer Teeröltränkung sind ihre gute keimtötende Wirkung und ihre Wasserunlöslichkeit. Als Nachteile stehen dem gegenüber die Erhöhung der Entflammbarkeit des Holzes, der unangenehme Geruch und die allmähliche Verdunstung, ferner der Umstand, daß die Teeröltränkung sich fast nur bei Kiefern- und Buchenholz anwenden läßt.

Im Gegensatz zu der ersten Gruppe sind die ölartigen Holzschutzmittel nicht porenabschließend, so daß das weitere Austrocknen des feuchten Holzes nicht gehemmt wird. Sie enthalten chemisch gebundene anorganische Stoffe, wie Chlor, Brom usw. Die neuerdings angestellten Versuche³⁾ an Kiefernholz über die Aufnahmefähigkeit ölartiger Schutzmittel (Xylamon) durch feuchtes frisch geschlagenes Holz sind noch nicht abgeschlossen und können nicht ohne weiteres auch auf das heute im hochwertigen Holzbau verwendete Fichtenholz übertragen werden. Ölige Schutzmittel haben jedenfalls bei feuchtem Fichtenholz bisher noch keine wirksamen Erfolge gehabt, da ihre Eindringtiefe bei dieser Holzart sehr gering ist.

Die Tränkungssalze können sowohl in trockenem wie in feuchtem Holz eindringen. Die Tatsache, daß die wässrigen Salzlösungen tief in feuchtes Holz eindringen, beruht auf der Diffusion. Die Salzteilchen wandern in das weiche Holz hinein, weil zwischen der Salzlösung und dem im Holz befindlichen Wasser ein Dichteausgleich stattfindet. Bei feuchtem Holz ist die Eindringtiefe und Geschwindigkeit größer als bei trockenem.

Alle Hölzer, die im Freien dauernd der Einwirkung der Niederschläge ausgesetzt sind, müssen durch schwer auslaugbare Mittel und nach solchen Verfahren geschützt werden, die eine möglichst tiefe Durchtränkung bewirken (Tauchverfahren, Osmoseverfahren, Druck-Unterdruck-Tränkung). Schwer auslaugbare Mittel sind Steinkohlenteeröl, Xylamon und Karbolinemanen, ferner besonders arsenhaltige Salze, wie z. B. Arsenfluralsil, Basilit U A, Osmul U Arsen, Osmolit U A, Thanalith U und Trioxan U A⁴⁾. Diese Schutzmittel dürfen wegen ihres Arsengehalts in Gebäuden nicht verwendet werden.

Wolmansalz.

Als Beispiel für die Eigenschaften und Anwendung dieser Salze soll hier das Wolmansalz beschrieben werden, das wohl das älteste unter den genannten Salzen ist. Bei ihm sind die eingehend genannten neun Forderungen weitgehend erfüllt. Nur zwei Punkte stehen noch aus, die Erhöhung der Feuersicherheit des getränkten Holzes und die Frage der zuverlässigen Farbblönung. Die entsprechenden Versuche sind noch im Gange. Allein dadurch, daß die übrigen Punkte erfüllt sind, gewährleistet das Holz einen sicheren Schutz gegen Holzschädlinge. Dazu ist zu sagen, daß die oft gehörte Frage, ob ein feuerhemmendes Holzschutzmittel einem fäulnisverhindernden vorgezogen werden soll, wenn beide Forderungen nicht zu gleicher Zeit erfüllbar sind, vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus entschieden werden muß. Die Statistik aber zeigt, daß durch Fäulnis und Insektenfraß jährlich mehr Holz vernichtet wird als durch Feuergefahr.

Die Verwendung der Fluorverbindungen⁵⁾, die eine hohe pilztötende Wirkung haben, für den Holzschutz verdanken wir Malenkovic⁶⁾ und Wolman. Die erfolgreiche Entwicklung der Fluorsalze begann zu Anfang dieses Jahrhunderts. Das Wolmansalz enthält Verbindungen von Fluor, die gegen holzzerstörende Pilze wirken, dann Arsenverbindungen gegen die tierischen Schädlinge, ferner einen hohen Chromzusatz, der das Salzgemisch auf der Holzfasern so fest bindet, daß ein Auswaschen unter gewöhnlichen Bedingungen nicht möglich ist. Diese drei Salze sind von Natur aus nicht brennbar, erhöhen also auch die Entflammbarkeit des getränkten Holzes nicht. Sie sind ferner mit den übrigen Bestandteilen zu einer praktisch wasserunlöslichen Verbindung zusammengebracht.

Allgemein versteht man unter Wolmansalz eine Gruppe von Salzgemischen aus Fluor-, Dinitrophenol-, Chrom- und Arsensalzen. Die Vorläufer der für den Holzschutz verwendeten Salze sind die Fluorsalze und unter ihnen das Natriumfluorid, das auch heute noch in fast allen Salzgemischen, die in den Handel kommen, erscheint. Nachteilig für das allein stehende Natriumfluorid ist, daß es von der Holzfasern nicht festgehalten wird, also leicht ausgelaugt werden kann. Um das Auslaugen herabzusetzen, ging man dazu über, zu dem Natriumfluorid andere Stoffe zuzusetzen. Am häufigsten sind Salzgemische von Fluornatrium mit nitrierten Phenolen und weiteren Zusätzen. So wird Natriumfluorid auch dem Schutzmittel Fluralsil zugefügt. Der Hauptbestandteil des Fluralsils

³⁾ Rammstetter, Untersuchungen über die Aufnahmefähigkeit von Holzschutzmitteln bei feuchtem Holz. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen 1940, Heft 26.

⁴⁾ U und UA bedeuten unauslaugbar.

⁵⁾ Netzsch, Die Bedeutung der Fluorverbindungen für die Holzkonservierung. Doktorarbeit. München 1909.

⁶⁾ Malenkovic, Die Holzkonservierung im Hochbau. Wien 1907, A. Hartleben.

ist Kieselzink, das eine hohe Wasserlöslichkeit und eine starke pilzwidrige Wirkung hat.

Die Verwendung des Wolmansalzes verbürgt vollen Erfolg, wenn alle gefährdeten Stellen sorgfältig und fachmännisch mit dem Salz getränkt werden. Die einzelnen Hölzer sind vor dem Zusammenbau in ein Salzbad mit Trioxan U zu tauchen. Bei Holz, dessen Feuchtigkeit über dem Fasersättigungspunkt (21%) liegt, ist eine Lösung von 15% Salz und 85% Wasser zu nehmen, bei trockenem Holz wählt man die Lösung dünner, etwa 5% Salz zu 95% Wasser. Die Lösung wird entweder mit einem Pinsel aufgetragen oder aber in einem großen Bottich angesetzt, in dem die Hölzer mit Gewichtsbelastung untergetaucht werden. Die beim Eintauchen an der Holzoberfläche sich bildenden Luftbläschen entfernt man durch Überstreichen mit einem Besen. Im allgemeinen kann das zu tränkende Holz nicht feucht genug sein, es ist daher nicht nötig, das Holz vorher zum Trocknen zu lagern. Das Eintauchverfahren geht sehr schnell von statten und beeinflußt den Zusammenbau auf der Baustelle nicht. Müssen bereits geschützte Hölzer nachträglich noch bearbeitet werden, so sind die neuen Schnittstellen mit dem Schutzmittel nachzustreichen, ganz besonders gilt dies für Bohrlochstellen. Die Nachbehandlung bearbeiteter Flächen ist außerordentlich wichtig, da das Holz durch das Anstrich- oder Tauchverfahren noch nicht vollständig durchtränkt wird, sondern zunächst nur einen Schutzmantel erhält. Wird dieser bei der nachträglichen Bearbeitung zerstört, so kann an diesen Stellen eine Pilzkrankung sich Eingang verschaffen. Aus diesem Grunde müssen die neuen Schnittflächen mit dem Schutzmittel nachbehandelt werden.

Die Einlagerungszeit bei dem Eintauchverfahren ist abhängig von der Stärke der Salzlösung und den Abmessungen des Holzes. Bei feuchtem Holz breitet sich die Salzlösung durch Diffusion nach dem Holzinnern zu aus. Um zu vermeiden, daß durch diese Wanderung der Salze nach innen der durch das Tauchen im Holz gebildete äußere Schutzmantel zu arm an Schutzstoff wird, ist bei feuchtem Holz die Ausgangsstärke der Lösung höher zu wählen. Je stärker die Lösung und je kleiner der Querschnitt des Holzes ist, desto kürzer kann die Einlagerungsdauer sein. Sie soll immer mindestens 10 Minuten betragen, jedoch ist eine längere Dauer für ein tieferes Eindringen des Schutzmittels in das Holz empfehlenswert.



Abb. 1. Ein Gabel-Holzträger mit einem Gemisch aus Tränkungssalzen geschützt.

Die so mit einer leichten Salzhaut überzogenen Hölzer werden dann zu größeren Baugliedern zusammengebaut. Die aufeinanderliegenden Holzteile aber müssen vorher noch mit einer Salzpaste, z. B. Thanalith P versehen werden, ähnlich wie im Stahlbau zusammennietende Teile vorher einen Mennigegrundanstrich erhalten. Abb. 1 zeigt mit den Pfeilen die in die Fuge in einem Gurtholz eines angelegten Gabelträgers eingebrachte Salzpaste. Unter dem aufgenagelten Gurtholz muß ein Salzvorrat liegen, der aus der Thanalithpaste stammt. Die Paste wird zweckmäßig aus 50% Salz und 50% Wasser hergestellt. Es empfiehlt sich, die damit bestrichenen Flächen zwei Stunden lang trocken zu lassen, damit die Paste nicht zu leicht wegläuft. Ist die Paste aufgetragen und leicht angetrocknet, dann können die Teile zusammengelegt und verbunden werden.

Der Verbrauch des Salzes für ein Quadratmeter Oberfläche ist abhängig von der Holzstärke. Bei 50 mm starken Brettern verbraucht man etwa 50 g Salz, bei 120 mm dicken Bohlen etwa 100 g Salz.

Die angegebenen Werte beziehen sich auf das Eintauchen in Lösungen mit 15% Salz. Versuche ergaben für einen erstmaligen Anstrich auf sägerauiem Fichtenholz mit einer Lösung mit 15% Salz bei einer 4,29 m² großen Fläche einen Zeitbedarf von 1,28 Minuten und einen Verbrauch von 723 g Lösung oder 108 g Salz für 1 m². Für die Lösung mit 50% Salz waren für 1 m² 2,86 Minuten und 872 g Lösung oder 436 g Salz erforderlich, wobei die Paste 0,3 mm dick aufgetragen wurde. Das vorherige Einbringen der Wolmanpaste ist bei Vollwandträgern, besonders den Stellen der Gurthölzer und Aussteifungen, bei den Fachwerkträgern an den Knotenpunkten nötig. Letztere verlangen besondere Sorgfalt.



Abb. 2. Aufspritzen von Schutzsalzen.

gelegentlich auch Feuchtigkeit in das Holz dringt, die das Salz zum Wandern in das Holzinnere bringt.

Einem im Freien stehenden Bauwerk aus Holz, das einen erstmaligen Holzschutz erhalten hat, gibt man nach Ablauf von 2 Jahren einen Zweitüberzug mit einem Pinselanstrich oder besser mit einer Spritzpistole. Die Lösung dazu wählt man zu 15% Salz und 85% Wasser. Die Zweitbehandlung reicht dann für 5 Jahre aus, nach denen man einen weiteren Anstrich aufbringt. Ein so geschütztes und unterhaltenes Bauwerk kann dann viele Jahre überdauern.

Das Wolmansalz ist meist grünelich. Es wird aber auch farblos geliefert. Es wäre zu wünschen, daß es gelänge, den Salzgemischen einen Farbstoff zuzumischen, der die gute Schutzwirkung gegen Fäulnis und Insektenfraß in keiner Weise beeinflußt. Bei später gut ausgetrocknetem Holz, das mit einem wirksamen Schutzmittel getränkt ist, läßt sich ein Ölfarben- oder Lackanstrich aufbringen.

Rammpfähle, die in Brückenjochen oder zur Gründung von Hochbauten verwendet werden, schützt man, indem man auf ihre Köpfe Salzpfaster legt. Die besonders gefährdeten Stellen im Bereich des Wasserwechsels oder der Erdoberfläche sichert man mit Ringpackungen mit Salzfüllung oder aber mit Salzpatronen, die in Bohrlöcher eingesetzt werden, die man im Umkreis versetzt in etwa 40 cm Abstand anordnet. Die Patronen sind 120 mm lang und werden in Durchmesser von 10, 15 und 20 mm bei einem Salzgehalt von 20, 40 und 80 g geliefert. Jedes Bohrloch wird mit einem Holzdübel wieder verschlossen. Der Dübel wird so tief in das Bohrloch und in die Patrone eingetrieben, daß diese zerspringt und das Salz fest an der Wandung anlegt. Das Wandern

7) Für 1 m³ Holz in einem fertigen Gabelträger sind 30 kg Nägel erforderlich.

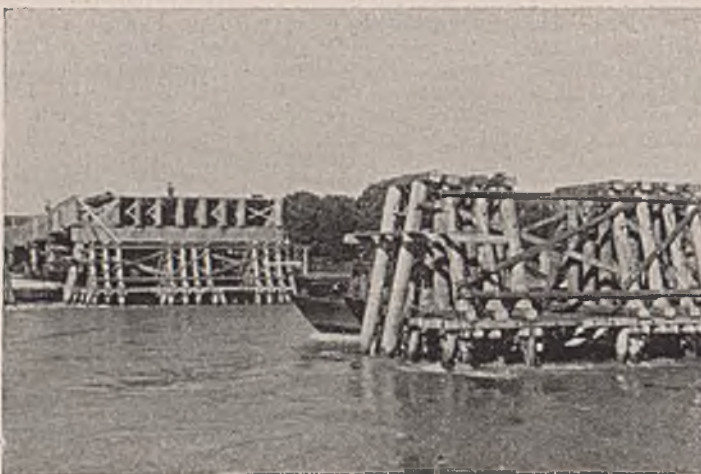


Abb. 3. Holzbrücke. Wirksamer Holzschutz ist im Bereich der Wasserlinie besonders wichtig.

Nach Fertigstellung eines Holztragwerks spritzt man mit einer Spritzpistole nochmals eine Salzlösung in die noch verbliebenen Fugen. Auch müssen die geschlagenen Nagelköpfe bespritzt werden. Die Nägel werden vor dem Einschlagen durch Behandlung mit Atramentol, einem Erzeugnis der I. G. Farben, rosticher gemacht. Sie werden dazu in einem Bad mit Atramentol 1 Stunde lang aufgekocht, der Überzug ist dann dauerhaft, und überdies ist dadurch der Auszieh Widerstand des Nagels um 25% erhöht. Man rechnet auf 1000 kg Nägel 50 l, auf 1 m³ Holz 1,5 l Atramentol⁷⁾. Gestatten mehrteilige Holztragwerke, wie die Gurtungen von hölzernen Fachwerkträgern, das Einstreuen von zusätzlichem Salz, so ist dies zu empfehlen. Das Einstreuen hat aber nur dann Wert, wenn ge-

des Salzes besorgt dann die in das Holz eindringende Feuchtigkeit, so daß im Holzinnern eine Salzlauge von hoher pilz- und insektenförender Wirkung entsteht. Die so behandelten Pfähle müssen gegen mechanische Angriffe geschützt sein; Versuche gleicher Art an Schiffsdalben⁸⁾ haben deshalb nicht befriedigt.

Holzschutz gegen Feuer.

Holz verbrennt, indem bei Erhitzung Gase entwickelt werden, die entflammt werden. Die zur Entwicklung der entflammenden Gase erforderliche Temperatur ist der Flammpunkt; er liegt bei rund 250° C. Bei dem Selbstentzündungspunkt, der bei den meisten Hölzern bei im Mittel 450° C liegt, entzünden die aus dem Holz entwickelten Gase sich in der Nähe von heißen Körpern (Brandstellen) von selbst. Aufgabe eines wirksamen Schutzmittels ist es nun, dem Holz Stoffe zuzuführen, die den Flammpunkt wesentlich erhöhen und die feuerhemmend und flamenttötend wirken.

In vielen Fällen werden Schutzmittel auf das Holz aufgebracht, die die Poren des Holzes verschließen, um das Austreten der im Holz befindlichen Gase zu verhindern. Bei feuchtem Holz fördert aber der Porenverschluß die Fäulnis des Holzes von innen heraus.

Das Flammenschutzmittel Intravan, das in der Hauptsache Diammonphosphat enthält, ist als gut feuerhemmend bekannt. Das Salz ist in Wasser gut auflösbar, und zwar lösen sich 2 kg Salz in 3 kg Wasser.

Das behandelnde Holz muß gut ausgetrocknet sein und ist vor der Behandlung sorgfältig von Staub und Schmutz zu reinigen. Die Lösung wird in einer Menge von je 0,4 kg/m² zweimal mit einem Zwischenraum von 24 Stunden auf das Holz aufgespritzt. Das Schutzmittel muß dann von Zeit zu Zeit erneuert werden.

Der Feuchtigkeit oder Witterungseinflüssen darf das behandelte Holz nicht ausgesetzt werden, da Intravan leicht auswaschbar ist. Das Schutzmittel ist nicht geeignet für im Freien jeder Witterung ausgesetzte Holzbauteile und für frisch noch im Saft geschlagenes feuchtes Holz, da es ihm durch den Porenverschluß an der Holzoberfläche die natürliche Atmung und die Möglichkeit der inneren Austrocknung nimmt. An trockenem Holz, das vor Feuchtigkeit und Witterungseinfluß geschützt ist, hat sich das Intravan als Feuerschutzmittel bewährt. Nach den Versuchen nach DIN 4102 ist das mit ihm behandelte Holz als „schwer brennbar“ zu bezeichnen. Als schwer brennbar gilt nach der Einheitstemperaturlinie in DIN 4102 Holz, das bei einer Versuchsdauer von 15 Minuten bei einem Temperaturanstieg bis auf 750° C zwar vom Feuer entzündet wird, aber sofort nach Wegnahme der Wärmequelle von selbst erlischt.

Wünschenswert wäre es, durch die Schutzbehandlung „feuerbeständiges“ Holz nach DIN 4102 zu erreichen. Feuerbeständig ist Holz, das bei einer Versuchsdauer von 1½ Stunden und bei Erreichen einer Temperatur von 1000° C nicht brennt. Von den Feuerschutzmitteln muß weiter verlangt werden, das sie dauernd wirken. So wurde die Erfahrung gemacht, daß Feuerschutzmittel, die auf Wasserglas aufgebaut sind, nur so lange sie frisch sind, eine gute Schutzwirkung haben, daß diese aber nach 1 bis 2 Jahren rasch abnimmt. Endlich muß das Feuerschutzmittel alle Eigenschaften haben, die von einem Schutzmittel gegen Fäulnis und Insektenfraß verlangt werden.

Holzschützende Anstrichmittel.

Ölhaltige Anstrichmittel sind zur Zeit für Holz nicht zugelassen. Karbolineum und Xylamon, die gleichzeitig Anstrich- und Holzschutzmittel sind, werden dadurch nicht betroffen. Wegen ihres starken Geruches aber sind sie nur für Außenanstriche, nicht aber für Innenanstriche zu empfehlen.

Für den Anstrich von rohem, ungehobeltem, trockenem Holz sind Wasserglasfarben (Silikatfarben), besonders auch ihrer flammgeschützenden Wirkung wegen als Innenanstriche geeignet, nicht aber als Außenanstriche, da sie nicht haltbar sind.

Bei den in jüngster Zeit bekannt gewordenen Großbrückenbauten aus Brettern, Bohlen und Nägeln nach Gaber⁹⁾ werden die frisch geschlagenen Fichtenhölzer mit Wolmansalz geschützt. Um nun diesen Brücken den gewünschten dunklen Farbton mit einem Anstrichmittel zu geben, das sich mit dem Wolmansalz verträgt, hat man als einziges zur Zeit verfügbares Farbmittel das Xylamon verwendet. Mit dem Aufbringen des Xylamons wurde nicht gleich nach der Tränkung begonnen, sondern es wurde einige Wochen gewartet, bis das Holz etwas ausgetrocknet war. Die unter den vielen lieferbaren Farbönen gewählte dunkelbraune Farbe läßt die Maserung des Holzes gut hervortreten und gibt den Holzbauteilen ein gefälliges Aussehen.

Xylamon ist ein ölartiges Schutzmittel, es besteht im wesentlichen aus niedrig chlorierten Naphthalinen, die an sich brennbar sind. So lange der Anstrich frisch ist, ist die Entflammbarkeit des Holzes höher, was mit den nach dem Lattenverschlagsverfahren (DIN 4102) bei frischem Xylamonanstrich gewonnenen Versuchsergebnissen übereinstimmt. Bei 4 bis 6 Monate alten Xylamonanstrichen geht die Entflammbarkeit im Vergleich zu nicht behandelten Hölzern wieder zurück. Es tritt nach längerer Zeit eine gewisse Verminderung der Brennbarkeit ein, deren Grund im Abschließen und Unterdrücken der Gasentwicklung aus dem Holzinnern zu suchen ist.

⁸⁾ Bauling. 1938, S. 417.

⁹⁾ Gaber, Sparsame Holzträger. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen, Heft 27. Berlin 1940, VDI-Verlag.

Außer dem gewünschten Farbton erhält man durch das Xylamon noch eine weitere Steigerung des Holzschutzes. Da es wasserunlöslich ist, wird es an Hölzern verwendet, die der Gefahr pilzlicher Zerstörung unter dem Einfluß ständiger Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Auch gegen tierische Schädlinge wirken die Atmungsgifte des Xylamons. Die von ihm ausgehenden Gase sollen bis in das Innere des Holzes als Atmungsgift auf Pilzsporen und Käferlarven abtötend wirken.

Die Hauptfarben des Xylamons sind Xylamon-Natur (braunfärbend), Xylamon-Heil (nichtfärbend), Xylamon-Grund (schwach brauner Farbton), und 10 verschiedene durchsichtige Farbtöne. Xylamon wird mit Pinsel oder Spritzgerät aufgetragen. Auf rauhem Holz sind für einen satten Aufstrich 0,25 kg/m² nötig. Eine bessere Holzschutzwirkung erzielt ein zweimaliger Anstrich. Der Anstrich sollte alle 4 bis 5 Jahre erneuert werden.

Nach den bisher gemachten Erfahrungen hat sich Xylamon-Natur im Freien gegen jede Witterung bewährt. Starker Regen hat die Farbe nicht ausgewaschen, sie kann als unbedingt wasserfest angesehen werden. Nachteilig ist der stechende Geruch, der einem Holzbauwerk lange Zeit anhftet und der die Verwendung von Xylamon im Innenausbau kaum zuläßt. Schädlich ist der Geruch auch für Pflanzen in Treibhäusern.

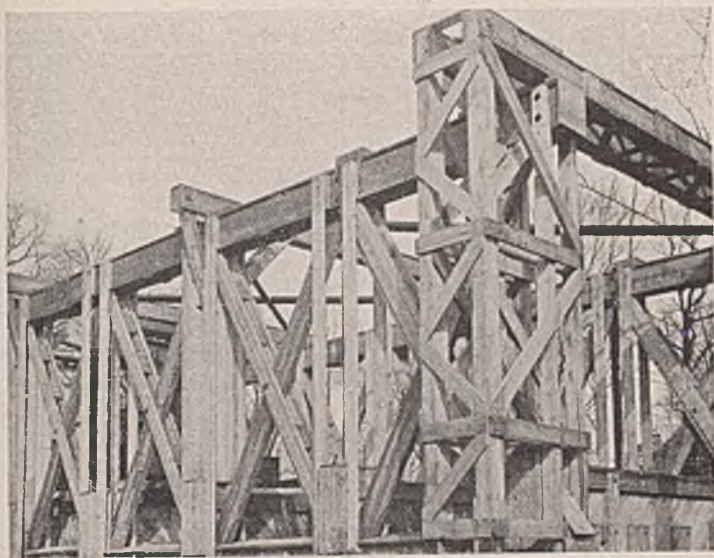


Abb. 4. Mit Schutzsalzen getränkte hölzerne Fachwerkbrücke, die im Freien jeder Witterung ausgesetzt ist.

Schlußwort.

Die durch Anstrichmittel und Tränkung aufgenommenen Schutzmittelmengen liegen nach den gemachten Erfahrungen weit über den Hemmungsgrenzen und gewährleisten deshalb eine ausreichende Sicherung des zu verbauenden Holzes. Durch den Hausschwamm oder Hausbock entstandene Holzschäden können beseitigt werden, wenn man alles morsch und brüchig gewordene Holz entfernt und alle neu einzubauenden sowie die belhaltenen Hölzer gründlich mit einem Schutzmittel behandelt.

Man hat wiederholt darauf hingewiesen, daß auch heute noch eine große Anzahl mittelalterlicher Fachwerkbauten erhalten ist, bei denen am Holzwerk keinerlei Anzeichen von Zerstörungen zu entdecken sind, obwohl das Holz in früheren Zeiten einer besonderen holzschützenden Behandlung nicht unterzogen wurde. Diese Tatsache spricht aber nicht gegen die Notwendigkeit des Holzschutzes in unserer Zeit. Die lange Lebensdauer des Holzes in mittelalterlichen Bauten ist vornehmlich darauf zurückzuführen, daß man damals für Bauzwecke allgemein nur mit besonderer Sorgfalt ausgewähltes, völlig trockenes und abgelagertes Holz und dabei vielfach das an sich schon sehr widerstandsfähige Eichenholz verwendete. Wir verfügen heute nicht mehr über die reichen Holzvorräte früherer Zeiten und müssen an Stelle des wertvollen Eichenholzes für Bauzwecke überwiegend Kiefern- und Fichtenholz verwenden. Aber auch diese Hölzer stehen bei dem heutigen Bedarf nicht nur in bester Beschaffenheit zur Verfügung. Meist muß zu einem großen Teil splintreiches junges Holz benutzt werden, das angesichts der kurzen Baufristen in nicht genügend trockenem Zustand zur Verwendung kommt. Da aber dieses Holz dem Befall durch Holzzerstörer leichter ausgesetzt ist als abgelagertes, trockenes Kernholz, ergibt sich die unerläßliche Notwendigkeit, es neben seiner fachgerechten Verarbeitung wirksam und umfassend durch geeignete Holzschutzmittel zu schützen.

Quellenangabe.

Falk, 6 Merkblätter zur Holzschutzfrage. Jena 1929, G. Fischer.
Günther, Der Holzschutz und seine Bedeutung für die deutsche Volkswirtschaft. Doktorarbeit. Berlin 1936.
Holz als Roh- und Werkstoff 1938, Heft 11.
Krug, Untersuchungen über Holzschutzmittel und Holztränkung. Doktorarbeit. Berlin 1939.
Kollmann, Technologie des Holzes. Berlin 1936, Springer.
Lüdicke, Über die Giftigkeit arsenhaltiger Imprägniersalze. Doktorarbeit. Berlin 1939.
Malenkovic, Die Holzkonservierung im Hochbau. Wien 1907, A. Hartleben.
Mahke-Troschel, Handbuch der Holzkonservierung. 2. Aufl. Berlin 1928, Springer.
Netzsck, Die Bedeutung der Fluorverbindungen für die Holzkonservierung. Doktorarbeit. München 1909.
Rammstetter, Untersuchungen über die Aufnahmefähigkeit von Holzschutzmitteln bei feuchtem Holz. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen 1940, Heft 26. Berlin 1940, VDI-Verlag.

Gleitflächenbildung und Sicherheitsgrad von Fangedämmen.

Von Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Wuppertal, z. Z. Metz.

Bis vor einigen Jahren wurden die Fangedämme im Grund- und Wasserbau nach Erfahrungsgrundsätzen entworfen. Über die im Fangedamm auftretenden Spannungen und die Sicherheitsgrade des Bauwerks konnten keine Angaben gemacht werden. In einer früheren Veröffentlichung [1] habe ich nachgewiesen, daß die Kräfteansätze der früher üblichen Berechnungsgrundlagen für Fangedämme nicht ausreichend sind, und habe auf Grund der Erddrucklehre die Lage der ungünstigsten Gleitflächen und die Größe und Verteilung des Erddruckes auf die Vorderwand und des Erdwiderstandes auf die Fangedammrückwand berechnet. Der Fangedamm kann danach berechnet und sein Sicherheitsgrad gegen Bruch festgestellt werden. Im Gegensatz dazu berechnet Fröhlich [2] die inneren Spannungen im Fangedamm mit Hilfe der Festigkeitslehre. Er stellt fest, daß bei Fangedämmen üblicher Bauart der Füllboden einen sehr großen Reibungswinkel ρ aufweisen muß, um das Gleichgewicht der inneren Kräfte zu sichern. Die Berechnung gibt jedoch keinen Maßstab für die Standfestigkeit des Fangedammes. Im folgenden sollen nun die Beziehungen zwischen Festigkeitslehre und Erddrucklehre nachgewiesen und Richtung und Verlauf der Gleitflächen sowie der Sicherheitsgrad des Stützwerkes ermittelt werden.

Untersuchung nach der Festigkeitslehre.

Für die Berechnung wird der Fangedamm der Abb. 1 zugrunde gelegt. Mit Hilfe des Mohrschen Kreises [3] werden für die Punkte 1 bis 15 die Richtungen der Hauptspannungen, das größte Spannungsverhältnis $n_1 = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{r}{s}$ und die zugehörigen Gleitflächen bestimmt.

Für die waagerechten inneren Spannungen σ_y im unbelasteten Fangedamm werden die Grenzfälle des Erddruckes im Fangedamm berücksichtigt und zwar:

1. der kleinste überhaupt mögliche Erddruckwert, der Coulombsche Wert $e_a = \gamma h \lambda_a \cdot \cos \delta_a$;
2. der im unbelasteten Fangedamm mit größter Wahrscheinlichkeit vorliegende Terzaghsche Wert [4], $e = k_0 \gamma h$, mit $k_0 = 0,4$;
3. der Flüssigkeitsdruck γh .

¹⁾ Die Zahlen in []-Klammern beziehen sich auf das am Schluß angegebene Schrifttum.



Abb. 1. Spannungen im Fangedamm.

Der Silodruck nach Fröhlich ist nicht berücksichtigt, da er zwischen obigen Werten liegt.

Die lotrechten inneren Spannungen σ_x betragen in allen drei Grenzfällen $\sigma_x = \gamma h$. Die Biegespannungen aus Wasserdruckbelastung werden nach der Festigkeitslehre ermittelt und den Eigen Gewichtsspannungen überlagert. Die σ_y -Spannungen aus Wasserdruck nehmen von $\sigma_y = \gamma_w h$ an der wassersseitigen Wand bis auf Null ab. Der Spannungszustand im Fangedamm ist in Abb. 1 dargestellt. Die Ergebnisse der Berechnungen, die maßgebenden Werte α , β und φ , sind in Tafel 1 eingetragen. Bei den umrahmten φ -Werten ist der vorhandene innere Reibungswinkel $\rho = 30^\circ$ des Erdbodens überschritten, der Erdkörper fließt.

Die Richtungen der Hauptlinien und Gleitflächen in den Punkten 1 bis 15 sind in Abb. 2a, b u. c eingetragen, und danach ist der Verlauf der Gleitflächen im Fangedamm eingezeichnet worden. In den Bereichen JCLK der Abb. 2a u. b ist die innere Reibung des Erdbodens mit $\rho = 30^\circ$ nicht in der Lage, das Gleichgewicht der inneren Kräfte bei Begebeanspruchung zu sichern. Der Erdkörper fließt in Richtung der ausgezogenen Gleitflächen,

wobei die weniger gefährdeten oberen Erdteile nachrutschen. Abb. 2c zeigt, daß, sobald die Erddruckspannung den Flüssigkeitsdruck erreicht, keine Gleitflächenbildung eintritt. Die Erhöhung des Erddruckes auf den Wert γh ist kaum möglich, auch würden sich hierbei unwirtschaftliche Spundwand- und Ankerabmessungen ergeben. Der Verlauf der Gleitflächen stimmt bei allen drei Erddruckannahmen grundsätzlich überein.

Zur Ausbildung von Gleitflächen benötigt der Erdkörper Raum, es muß daher untersucht werden, ob ausreichende Verschiebungsmöglichkeit vorliegt. Die Erdfüllung erhält durch die Wirkung der σ_y -Kräfte aus Wasserdruck Zusammendrückungen, die z. B. in der Tiefe $t_3 = 14$ m und mit $E = 1000 \text{ kg/cm}^2$ $\delta = 1,82 \text{ cm}$ betragen. Nach Terzaghi [4] ist für die Ausbildung von Gleitflächen eine Verschiebung von nur $\delta = 0,0005 H = 0,7 \text{ cm}$ erforderlich. Da die Anker die gleiche Länge behalten, ist für die Ausbildung der Gleitfugen ausreichender Platz vorhanden. Das Fließen des Erdkörpers *JCK* in Abb. 2 a u. b ist daher mit Bestimmtheit zu erwarten, wobei die Erdteile im Bereich *JA EK* nachrutschen, da die Stützung in der Fläche *JK* verlorengeht. Im Fließbereich *CKL* liegen die Verhältnisse jedoch anders. Für zwei kleine Erdkeile *m* und *n*, deren lange Seiten mit Gleitflächen zusammenfallen, sind in Abb. 3 die angreifenden Kräfte eingetragen und ihre Mittelkräfte R_1 und R_2 bestimmt. Die Kräfte R_1 und R_2 fallen aus dem Bereich des Reibungswinkels ρ heraus. Der Keil *m* will sich nach links unten, der Keil *n* nach rechts unten verschieben. Beide Verschiebungen sind jedoch unmöglich, da die feste Sohle *CG* ein Ausfließen verhindert. Der Erdkörper kann daher nur seitlich, und zwar auf den Punkt *C* gerichtet ausweichen. Weiche Standsicherheit das Stützwerk in diesem Zustand noch aufweist, läßt sich leicht nach der Erddrucklehre bestimmen, die ja das Auftreten derartiger Gleitflächen voraussetzt.

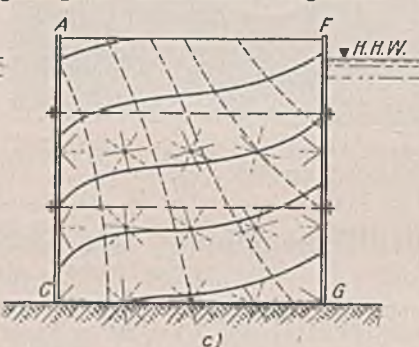
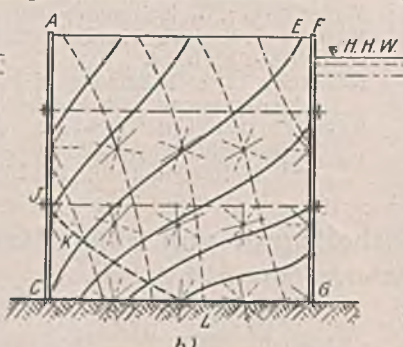
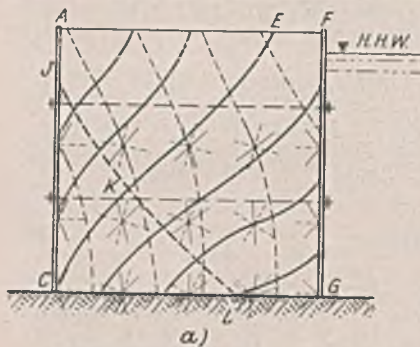


Abb. 2. Gleitflächen im Fangedamm bei Untersuchung nach der Festigkeitslehre. *JCLK* Fließbereiche.

Berechnung nach dem Gleitflächenverfahren.

Die Untersuchung nach der Coulombschen Erddrucklehre geht ebenfalls vom unbelasteten Fangedamm aus. Welcher Erddruck im Innern des Stützwerks auftritt, ist gleichgültig, da der Ruhedruck durch Gleitflächenbildung auf den Coulombschen Wert ermäßigt wird. Bei einem ausreichend standsicheren Stützwerk treten in dem der Wasserseite zugewandten Teile infolge der Wirkung der σ_y -Spannungen aus Wasserdruck waagerechte Zusammendrückungen des Fangedammes auf. Da die Anker ihre Länge behalten, verschiebt sich die Vorderwand des Stützwerks nach links, wobei sich der Gleitkeil *ACE* ausbildet (Abb. 4). Die Bruchflächen sind unter demselben Winkel ϑ_a wie im ungestörten Erdkörper geneigt. Der stehengebliebene Erdkörper *CEFG* stützt mit Hilfe von Erdwiderstandskräften die Rückwand des Fangedammes gegen den angreifenden Wasserdruck. Die Größe des möglichen Erdwiderstandes habe ich in der eingangs genannten Abhandlung [1] bestimmt, wobei ich nachweisen konnte, daß sich die Gleitfläche des Erddruckes auf die Vorderwand auch bei schmalen Stützwerken unter dem gleichen Winkel ϑ_a ausbildet wie im ungestörten Erdreich. Weiter habe ich für

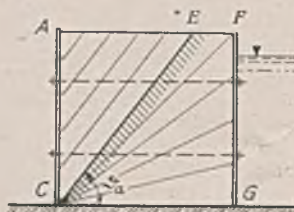
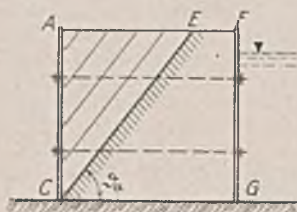


Abb. 4a u. b. Gleitflächen bei Untersuchung nach der Erddrucklehre.

Tafel 1.

Punkt	Versuchsrechnung 1, Abb. 2a Coulombscher Erddruck			Versuchsrechnung 2, Abb. 2b Erddruck nach Terzaghi			Versuchsrechnung 3, Abb. 2c Flüssigkeitsdruck		
	φ	2α	ϑ	φ	2α	ϑ	φ	2α	ϑ
1	37° 40'	0° 0'	64° 0'	26° 30'	0° 0'	59° 0'	2° 0'	0° 0'	~ 45°
2	28° 40'	— 17° 30'	59° 40'	21° 10'	— 22° 0'	56° 20'	6° 10'	— 66° 30'	42° 0'
3	21° 40'	— 28° 0'	56° 30'	16° 20'	— 37° 40'	53° 30'	9° 20'	— 47° 30'	40° 30'
4	14° 20'	— 28° 30'	52° 30'	10° 0'	— 43° 0'	52° 10'	11° 30'	— 27° 30'	39° 0'
5	8° 20'	0° 0'	50° 40'	1° 40'	0° 0'	44° 40'	14° 20'	0° 0'	37° 10'
6	40° 0'	0° 0'	64° 40'	30° 30'	0° 0'	60° 10'	5° 40'	0° 0'	59° 30'
7	32° 20'	— 27° 30'	61° 0'	26° 30'	— 33° 30'	57° 20'	10° 0'	— 89° 0'	39° 40'
8	26° 20'	— 45° 0'	58° 20'	21° 30'	— 56° 30'	55° 40'	15° 0'	— 62° 10'	37° 20'
9	17° 0'	— 60° 30'	54° 0'	14° 0'	— 76° 10'	52° 40'	16° 40'	— 37° 40'	36° 30'
10	0° 40'	0° 0'	~ 45°	5° 0'	0° 0'	42° 20'	19° 30'	0° 0'	36° 0'
11	44° 40'	0° 0'	68° 10'	35° 0'	0° 0'	62° 0'	11° 20'	0° 0'	50° 20'
12	37° 40'	— 33° 40'	64° 0'	30° 40'	— 39° 30'	60° 10'	13° 40'	— 81° 30'	52° 10'
13	35° 0'	— 58° 0'	63° 10'	30° 0'	— 66° 30'	60° 10'	20° 40'	— 68° 40'	34° 30'
14	24° 40'	— 80° 50'	58° 0'	26° 30'	— 84° 30'	34° 10'	23° 30'	— 41° 30'	32° 30'
15	12° 20'	0° 0'	38° 20'	16° 20'	0° 0'	35° 40'	29° 20'	0° 0'	30° 30'

$$n_1 = ig \gamma_{max} = \frac{\tau'}{\sigma'}, \quad ig 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}, \quad ctg \vartheta = \text{Richtung der Gleitlinien.}$$

jeden Fangedamm und jede Ankerwand im gestörten Erdreich die Lage der ungünstigsten Gleitfuge des Erdwiderstandes für beliebige Tiefen bestimmt. Sämtliche ungünstigsten Gleitflächen gehen durch den Ansatzpunkt *C* der Gleitfläche des Erddruckes auf die Vorderwand des Stützwerks. In Abb. 4b ist das sich aus den Untersuchungen ergebende Bild der ungünstigsten Gleitflächen dargestellt. Im

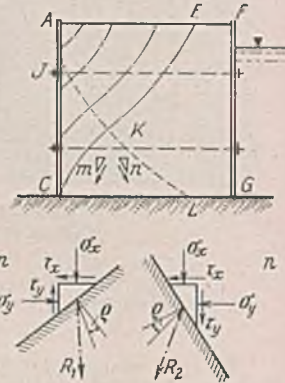


Abb. 3. Bestimmung der Gleitmöglichkeit.

Bereich des Erdkörpers *ACE* verlaufen alle Gleitflächen gleichgerichtet zur Gleitfläche *CE* unter dem Winkel ϑ_a . Innerhalb des Erdprismas *CEFG* gehen alle Gleitflächen strahlenförmig zum Punkt *C* hin. Diese Gleitflächen haben grundsätzlich die gleiche Richtung wie die nach der Festigkeitslehre ermittelten möglichen Gleitfugen. Die beiden Berechnungsweisen führen demnach zu den gleichen Ergebnissen, die Übereinstimmung ist hergestellt.

In der genannten Abhandlung [1] habe ich weiter die Größe des Erdwiderstandes und seine Verteilung über die Wand sowie die Bruchsicherheit des Fangedammes abgeleitet²⁾. Danach ist in Abb. 5 für das

²⁾ In der Abhandlung sind leider zwei Druck- und Zeichenfehler unterlaufen, die hier berichtigt werden sollen (vgl. Bautechn. 1940, Heft 47/48, S. 543, Anm. 1). In Abb. 37a auf S. 32 muß die Maßlinie *a* von *F*, nicht von *E* senkrecht nach unten bis in die Höhe von *C* und die Maßlinie *t* ebenfalls von *F*, nicht von *E* senkrecht nach unten bis in die Höhe von *x*, nicht bis zum Angriffspunkte von E_p geführt werden. Außerdem sind auf S. 34 in der Erläuterung zu Gl. (14) die Werte für m_1 und m_2 zu vertauschen.

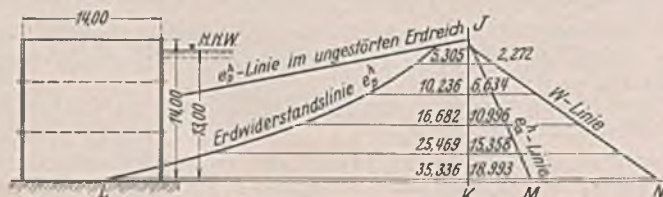


Abb. 5. Kräfteverteilung, Erddruck und Erdwiderstand im Erdkörper.

Tafel 2. Beispiel: Fangedamm der Abb. 1 u. 5.

Gegeben: $a = b = 14,0$ m, $e = 4,2$ m, $Q = 104,0$ t, $\gamma = 1,7$ t/m³, $\varrho = 30^\circ$, $\vartheta_a = 26^\circ 30'$, $\text{ctg } \vartheta_a = \sim 0,71$, $\vartheta_a = 55^\circ 0'$, $\delta_p = 0^\circ 0'$,
daraus: $m_1 = 0$, $\beta = 90^\circ - \varrho = 60^\circ$, $\text{tg } \beta = 1,732$, $1 + \text{tg}^2 \beta = 4,0$, $\vartheta_a - \varrho = 25^\circ$, $\sin(\vartheta_a - \varrho) = 0,4226$, $\cos(\vartheta_a - \varrho) = 0,9063$
 $k_1 = 43,950$, $k_2 = 144,235$, $k_3 = 11,9$, $m_1 k_1 + k_2 = 144,235$, $m_2 = \text{tg}(\alpha + \beta)$.

t	a-t	tg α	tg α · tg β	(1-tg α · tg β)	(1-tg α · tg β) ²	α	α + β	m ₂ -m ₁	(m ₂ -m ₁) ²	$\frac{k_3}{m_2 - m_1}$
2,25	11,75	0,839	1,453	-0,453	0,205 2	40° 0'	100° 0'	- 5,671	32,160	- 2,098
5,25	8,75	0,625	1,082 5	-0,082 5	0,006 806 3	32° 0,3'	92° 0,3'	- 28,539	814,475	- 0,417
8,25	5,75	0,411	0,711 85	0,288 15	0,083 030 4	22° 20,5'	82° 20,5'	7,437	55,309	1,600
11,25	2,75	0,196	0,339 5	0,660 5	0,436 26	11° 5,3'	71° 5,3'	2,918	8,515	4,078
13,75	0,25	0,0178	0,030 8	0,969 2	0,939 3	1° 1'	61° 1'	1,805	3,258	6,593

t	$b(1 - \text{tg } \alpha \cdot \text{tg } \beta)^2$	Nenner	$k_3 t$	$m_1 \cdot k_1 + k_2 + k_3 \cdot t$	Zähler	Erstes Glied der	Zweites Gleichung	e_p^h	$e_a^h + w$	Sicherheitsgrad v
2,25	2,873	92,396	26,775	171,010	684,040	7,403	- 2,098	5,305	2,272	2,34
5,25	0,0953	77,619	62,475	206,710	826,840	10,653	- 0,417	10,236	6,634	1,55
8,25	1,1624	64,291	98,175	242,410	969,640	15,082	1,600	16,682	10,996	1,52
11,25	6,1076	52,006	133,875	278,110	1112,440	21,391	4,078	25,469	15,358	1,66
13,75	13,150	42,843	163,625	307,860	1231,440	28,743	6,593	35,336	18,993	1,86

Beispiel der Tafel 2 die Erdwiderstandslinie JL links von der Nulllinie JK aufgezeichnet. Rechts von der Linie JK sind die angreifenden Kräfte, der Wasserdruck und der durch die Anker übertragene Erddruck auf die Vorderwand eingetragen. Man erkennt, daß der Erdwiderstand erheblich größer als die angreifenden Kräfte ist. Die kleinste vorliegende Bruch-sicherheit $v_{\text{vorh}} = 1,52$ ist erheblich größer als $v_{\text{erf}} = 1,3$. Der Sicherheitsgrad ist durch das Verhältnis v der widerstehenden zu den angreifenden Kräften gegeben. Da die Aufnahme lotrechter Reibungskräfte des Erdwiderstandes an der Spundwand im vorliegenden Falle nicht gewährleistet werden kann, muß $\delta_p = 0^\circ$ gesetzt werden. Die weitere Berechnung der Spundwände und Anker läßt sich ohne Schwierigkeiten durchführen.

Berechnung nach dem Vorschlag von Krey.

Die Ausführungen Kreys in seinem Werk über Erddruck und Erdwiderstand [6] widersprechen den vorliegenden Untersuchungsergebnissen. Krey geht vom unbelasteten Fangedamm aus, er setzt den Erddruck auf beide Wände nach außen wirkend an. Bei Belastung von außen soll der Erddruck auf die Rückwand um den Reibungswiderstand $\gamma_e b \cdot \text{tg } \varrho$ in waagerechten Gleitfugen vergrößert werden. Der Widerstand beginnt an der Oberkante der Rückwand in der gleichen Größe wie beim Erdwiderstand im ungestörten Erdreich. Den im oberen Bereich nicht angesetzten Erddruck verteilt er parabolförmig auf die darunterliegende Wandstrecke, in der Annahme, daß dort, wo die größten Verschleibungen sind, auch die größten Erdwiderstände auftreten.

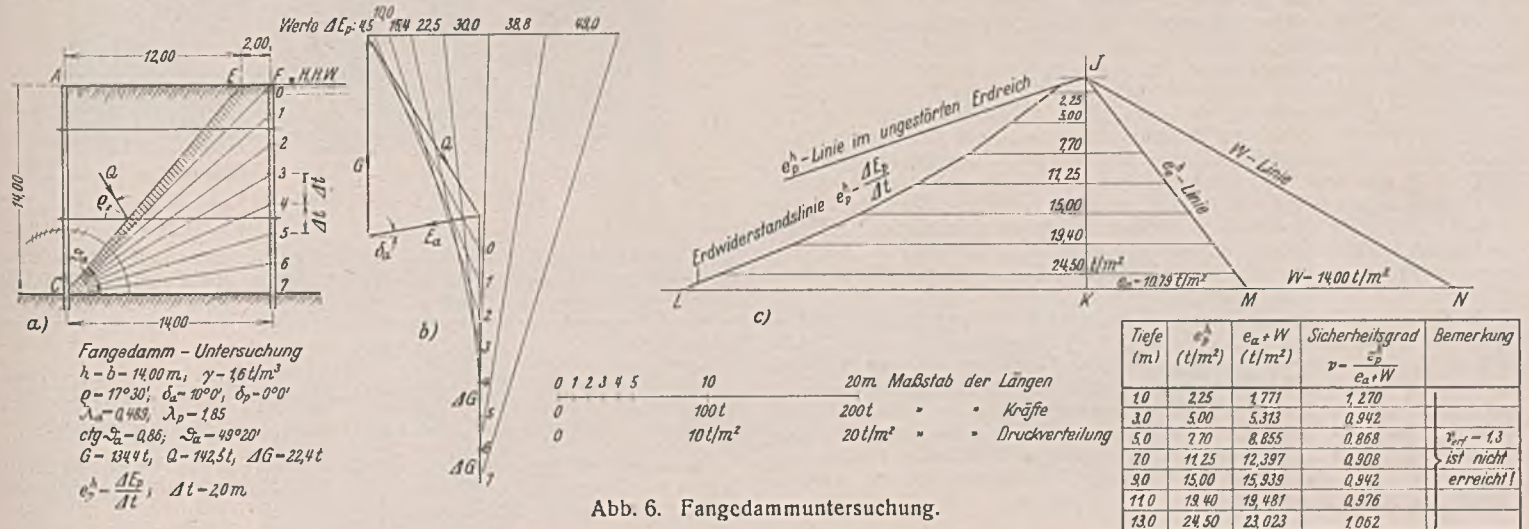
worin Q_1 und Q_2 die Querkräfte und M_1 und M_2 die Momente in den Stützwänden in der Tiefe h sind.

Für den Fangedamm der Abb. 1 mit Stahlspundwänden Larssen IIIa und einer Sandfüllung mit der Elastizitätsziffer $E = 1000$ kg/cm² beträgt die Steifigkeit der Spundwände $JE = 4263,0$ tm² und die der Erdfüllung $JE = 2286700$ tm². Der von der Erdfüllung zu übertragende Anteil der angreifenden Belastung beträgt $W' = 0,996 W$; die Mitwirkung der Spundwände ist also praktisch gleich Null. Der Reibungswiderstand $\gamma_e b \cdot \text{tg } \varrho$ in den waagerechten Fugen ist nicht maßgebend, wie Krey annimmt, da die Füllung nicht aus festen, waagrecht liegenden Scheiben besteht. Vielmehr ist für die Berechnung der Sicherheit gegen Gleiten entscheidend der Wert $\text{tg } \varphi = \frac{\tau}{\sigma}$ und die Bestimmung der auftretenden Gleitflächen, wie oben nachgewiesen wurde.

Für Wasserdruck unter Vernachlässigung der Steifigkeit der Spundwände gibt Krey für die Stärke des Fangedammes die Näherungsformel

$$b \approx \frac{T}{2 \gamma_e \cdot \text{tg } \varrho'}$$

aus der für die Breite des Fangedammes sich für $\gamma_e = 1,6$ und $\varrho = 32^\circ$ die bekannte Faustformel $b = \frac{T}{2}$ und für $\varrho = 17\frac{1}{2}^\circ$ sich der Wert $b = T$ ergibt. Vergleicht man diese Angaben mit der Versuchsrechnung 1 in Tafel 1, so stellt man fest, daß der Unterschied im angesetzten Raum-



Die Grundlage dieses Kräfteansatzes ist die Anschauung, daß ein Fangedamm ähnlich wirkt wie mehrere aufeinanderliegende, unverdübte, auf Biegung beanspruchte Balken. Die Balken werden durch die Spundwände und durch die Erdfüllung des Fangedammes gebildet gedacht. Da diese Bauteile die gleichen Formänderungen erfahren, verteilen sich die angreifenden Kräfte auf sie entsprechend ihren Trägheitsmomenten und Elastizitätsziffern. Als Bedingung für die Standsicherheit gibt Krey folgende Gleichungen an:

$$P \leq \gamma_e b h \cdot \text{tg } \varrho + Q_1 + Q_2 \text{ und}$$

$$P(h + f) \leq \frac{\gamma_e b h^2}{2} \cdot \text{tg } \varrho + M_1 + M_2,$$

gewicht der Erdfüllung belanglos ist. Die Ergebnisse können daher unmittelbar verglichen werden. Nach den Versuchsrechnungen besteht im Fangedamm mit den Abmessungen $b = T$ kein Gleichgewicht der inneren Kräfte. Es bilden sich daher Gleitflächen im Inneren des Stützwerkes.

Beim Vergleich mit den nach dem Gleitflächenverfahren ermittelten Ergebnissen der Untersuchung des Fangedammes der Abb. 5 erkennt man, daß ein Stützwerk mit $b = \frac{T}{2}$ für $\varrho = 32^\circ$ keine Sicherheit gegen Bruch aufweist, da die Breite des die Rückwand stützenden Erdkörpers um die Hälfte verkleinert worden ist. Ein besonderer rechnerischer Nachweis erübrigt sich daher. Für das Stützwerk mit $b = T$ für $\varrho = 17,5^\circ$

soll der Einfluß des geringeren Reibungswinkels auf die Standsicherheit untersucht werden. Die Ermittlung der Erdwiderstandsverteilung wird zeichnerisch in Abb. 6 durchgeführt. Die geringste Bruchsicherheit beträgt $\nu = 0,868$, sie ist bei weitem nicht ausreichend. Die von Krey angegebenen Formeln ergeben demnach keine genügend sicheren Abmessungen, sie sind daher durch die angegebenen genaueren Untersuchungsverfahren zu ersetzen.

Der Kräfteansatz von Jakoby.

Jakoby [7] wählt für die Berechnung des Erddruckes auf die Vorderwand die gleiche Neigung der Gleitfläche wie im ungestörten Erdreich. Für die Berechnung des Erdwiderstandes gegen die Stützwerkrückwand nimmt er an, daß die sich einstellenden Gleitflächen die gleiche flache, von rechts unten nach links oben gerichtete Neigung unter dem Winkel φ_p wie im ungestörten Erdreich aufweisen. Der gleiche Erdkörper wird bei dieser Annahme durch zwei sich kreuzende Scharen von Gleitflächen durchschnitten (Abb. 7). Es ist kaum möglich, daß in dem abrutschenden Erdkeil $ACFE$ noch widerstehende Gegenkräfte auftreten. Vergleicht man diese Annahme mit den Ausführungen zu Abb. 2, so erkennt man, daß die von Jakoby angenommenen Gleitflächen des Erdwiderstandes etwa den punktierten Gleitflächen der Abb. 2c entsprechen. Die punktierten Gleitflächen weisen sehr viel größere Widerstandskräfte als die ausgezogenen Gleitlinien auf. Der Körper fließt daher nicht in der punktierten, sondern in der ausgezogenen Gleitrichtung, da die schwächste Stelle zuerst zu Bruch geht. Die nach dem Gleitflächenverfahren gezeichneten Linien des Erdwiderstandes haben dasselbe Ergebnis. Der Kräfteansatz von Jakoby ist daher unzutreffend, er ergibt Bauwerke, die keine ausreichende Standsicherheit aufweisen, und darf daher keinesfalls in der Praxis angewendet werden.

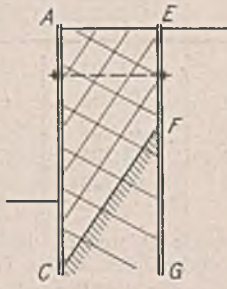


Abb. 7. Falsche Gleitflächen für den Erdwiderstand.

Der Ansatzpunkt C der Gleitflächen.

In der wiederholt genannten Veröffentlichung [1] hatte ich auf S. 23 festgestellt, daß bei eingespannten Wänden der Ansatzpunkt C der Gleitflächen mit dem Schnittpunkt der Biegelinie mit der Achse der unbelasteten Spundwand zusammenfällt. Agatz [8] schlägt auf Grund der Ergebnisse von ihm angegebener Abblegeversuche von Einzelbohlen vor, den Ansatzpunkt der Gleitfläche des Erddruckes auf die Vorderwand in den sogenannten Additionsnullpunkt hineinzulegen. Der Verfasser hatte diese Versuche als richtig vorausgesetzt und darauf seine Vorschläge für die Annahme des Ansatzpunktes C aufgebaut [1]. Eine später durchgeführte Untersuchung der Abblegeversuche ergab jedoch, daß ihre Ergebnisse den Gesetzen der Statik und Festigkeitslehre widersprechen. Bei Annahme einer gleichbleibenden oder mit der Tiefe wachsenden Steifiziffer E des Kielbodens sind die Gleichgewichtsbedingungen für den elastisch eingespannten Stab nicht eingehalten. Es müssen daher bei den Versuchen unglücklicherweise Untergrundverhältnisse vorgelegen haben, die gerade umgekehrt waren. Der hohe Drehpunkt N_g nach Agatz läßt sich nur dadurch erklären, daß die oberen Kieleschichten erheblich härter waren und eine größere Steifiziffer E aufwiesen als die unteren Schichten. Es wäre daher erforderlich gewesen, sofort Bodenproben für verschiedene Tiefen zu entnehmen, die genauen E -Werte feststellen zu lassen und dann nachzurechnen. Da in den meisten Fällen bei körnigen und bindigen Böden mit gleichbleibender oder mit der Tiefe wachsender Steifiziffer E zu rechnen ist, darf bei allen verankerten Spundwänden und Fangedämmen weder der Additionsnullpunkt, noch der Wert $t/3$ als Ansatzpunkt der Gleitfläche angenommen werden. Der Anfangspunkt C der Gleitflächen fällt bei festem Untergrund (Fels) mit der Oberkante des Felsens zusammen (Abb. 1), bei sandigen und bindigen Böden ist für frei aufliegende Spundwände der Spundwandfuß einzusetzen, bei eingespannten Vorderwänden ist der Schnittpunkt der Biegelinie mit der Spundwandachse zu ermitteln und als Ansatzpunkt C der Gleitflächen zu benutzen.

Nach den vorliegenden Untersuchungen wird man sich in den meisten Fällen mit einer ausreichenden Sicherheit der Fangedämme gegen Bruch zufrieden geben. Man erhält bei Zugrundelegung eines Sicherheitsgrades von $\nu = 1,3$ und bei Berechnung nach dem Gleitflächenverfahren etwas breitere Stützwerke, als nach den Formeln von Krey bisher gebaut wurden. Man hat dann die Gewißheit, daß die Grundlagen der Berechnung richtig sind und daß bei zuverlässiger Ermittlung der Bodenziffern und bei einwandfreier Ausführung Fangedämme gebaut werden können, die allen Sicherheitsansprüchen genügen.

Schrifttum.

- [1] Homberg, H., Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden unter Berücksichtigung starrer Wände. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.
- [2] Fröhlich, O. K., Bodenmechanische Gesichtspunkte für die Berechnung von Fangedämmen. Bautechn. 1940, S. 543.
- [3] Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiet der technischen Mechanik, S. 192 u. 241. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
- [4] Rendulic, Der Erddruck im Straßen- und Brückenbau, S. 31 u. 38. Berlin 1938, Volk u. Reich Verlag.
- [5] Kranz, Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

- [6] Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes 5. Aufl., S. 247. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.
- [7] Jakoby, Grundsätzliches über die Berechnung von doppelt Spundwänden (Fangedämmen). Bautechn. 1941, S. 240.
- [8] Agatz, Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau, S. 102 bis 110, Abb. 65 bis 69 und 72. Berlin 1936, J. Springer.
- [9] Tölke, Talsperren, Staumauern und Staudämme. Berlin 1938, J. Springer.
- [10] Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. I. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
- [11] Wyss, Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern. Berlin 1928, J. Springer.

Vermischtes.

Schalungs- und Lehrgerüste für Beton- und Stahlbetonbauten. Der Reichsarbeitsminister hat mit Erlaß vom 29. 11. 1941 — IV c Nr. 9710/1/41 — in Ergänzung des § 12 der Stahlbetonbestimmung (bisher Eisenbetonbestimmungen) Vorschriften über die Standsicherheit der Schalungs- und Lehrgerüste für Beton- und Stahlbetonbauten herausgegeben¹⁾. Der Preußische Finanzminister hat mit Erlaß vom 23. 10. 1941 Bau 2932/29. 9. — diese Vorschriften den Baugenehmigungsbehörden zu Kenntnis und Beachtung übersandt.

Hubert-Engels-Flußbaulaboratorium. Die Versuchsanstalt für Flußbau an der Technischen Hochschule Dresden ist nach ihrem Begründer dem nunmehr über 87 Jahre alten Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. Hubert Engels, benannt worden. Engels hat die Anstalt im Jahre 1878 als erste Wasserbau-Versuchsanstalt der Welt geschaffen. Seine Verdienste haben wir anlässlich seines 80. Geburtstages gewürdigt²⁾.

Neuere Talsperrenbauten in Italien. Der Verfasser dieses Heft 44, S. 469, erschienenen Aufsatzes stellt nachträglich die hier wieder gegebene Abbildung vom Bau der von Ingenieur Gallioi und von d.

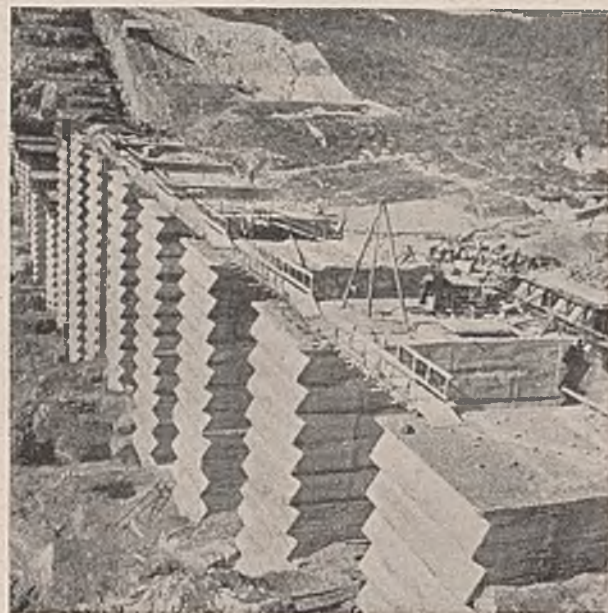


Abb. 1. Talsperre der Städtischen Elektrizitätswerke in Mailand. Ausbildung der verzahnten Fugen.

(Nach Illustrazione Italiana.)

Städtischen Elektrizitätswerken in Mailand entworfenen und ausgeführten Talsperre zur Verfügung, die auf S. 469, rechte Spalte, als „vierte Talsperre“ bezeichnet ist.

Berichtigungen.

In dem Beitrag von Dr. Reinitzhuber über „Die statische Wirkungsweise der Hohlplatten“ in Bautechn. 1941, Heft 6, S. 6 muß es in Anmerkung 3 K. Marguerre statt K. Marquesse heißen.

In dem Aufsatz von Wedler über „Neue Berechnungslagen für hölzerne Brücken (DIN 1074)“ in Heft 46/47 muß es auf S. 507, linke Spalte, Zeile 25 v. u. heißen:

$$J_1 = \frac{10 S s_k^2}{n}$$

¹⁾ Wortlaut im Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 45, S. 744.

²⁾ Bautechn. 1934, S. 60.

INHALT: Die Haftkraft der Nägel. — Über Frostschäden. (Schluß.) — Bemerkungen zu Vorschläge zu den neuen Holzbauvorschriften (DIN 1052). — Einiges über Holzschutz. — Gleitflächenbildung und Sicherheitsgrad von Fangedämmen. — Vermischtes: Schalungs- und Lehrgerüste für Beton- und Stahlbetonbauten. — Hubert-Engels-Flußbaulaboratorium. — Neuere Talsperrenbauten in Italien. — Berichtigungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.