

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

BAUWEISEN • BAUSTOFFE • BAUBETRIEB

DBZ

1930

64. JAHR

10. DEZEMBER

BEILAGE ZUR DEUTSCHEN BAUZEITUNG NR. 99-100

K NR.

20

HERAUSGEBER REGIERUNGS-BAUMEISTER FRITZ EISELEN

ALLE RECHTE VORBEHALTEN • FÜR NICHT VERLANGTE BEITRÄGE KEINE GEWÄHR

BERLIN SW 48

RADRENNBAHNEN ENTWURF, KONSTRUKTION UND BERECHNUNG

VON ARCHITEKT WALTER GROSSKOPF, BERLIN

MIT 15 ABILDUNGEN

1. Anlage von Radrennbahnen. Bei Radrennbahnen hat man zu unterscheiden offene, im Freien liegende Bahnen und überdeckte oder Saalbahnen. Je nach der Art der geplanten Veranstaltungen, wie Flieger-, Steher- oder Motorradrennen, muß die Bahn die entspr. Größe (Umlauflänge) erhalten. Da die beiden letzteren Rennarten größere Ausmaße bedingen, kommen für sie i. d. R. nur offene Bahnen in Frage.

Für die Anlage einer offenen Bahn gelten die für Sportplätze allgemeinen Grundbedingungen. Der Bauplatz muß die gewünschte Größe der Bahn zulassen, außerdem Platz für Zuschauer auf einfachen Stehterrassen oder auch einer Tribüne gewähren. Gegen Sicht von außen ist er mit undurchsichtiger Umzäunung einzufriedigen. Die Bahn muß ferner günstig zum Verkehr liegen.

Zuschauerplätze sind nur soviel anzulegen, als dem zu erwartenden Besuch entspricht, um unnötige Kosten zu vermeiden. Unter Umständen genügt es, nur für die Langseiten Plätze vorzusehen. Möglichst von jedem Platz aus muß man die ganze Fahrfläche übersehen können. Bei Anordnung von Kurvenplätzen an sehr überhöhten Bahnen bedeutet das ein stärkeres Steigungsverhältnis für die Plätze und somit erhöhte Kosten. Für die Herumführung der Zuschauerstufen um den von der Geraden zur Kurve hin ansteigenden Teil der Außenkante ist die gebräuchlichste Anordnung, daß von der in gleicher Höhe herumlaufenden letzten Stufe die Platzreihen an Zahl nach der Kurve zu abnehmen und so der veränderlichen Höhe der Bahnaußenkante Rechnung getragen wird.

Ein Beispiel bietet die Bahn in Frankfurt a. M. (Abb. 1 u. 10 bis 12, S. 150 u. 151), bei der nur die Zuschauerstufen an den Langseiten als Sitzplätze ausgebildet wurden. Bei der Bahn im Elberfelder Stadion (Abb. 14, S. 151) hat man die Zuschauerplätze die Steigung der Bahnaußenkante mitmachen lassen. Im Deutschen Stadion (Abb. 13, S. 151) wurden in den Übergangsteilen Zwickel von Stehplätzen mit zur Kurve hin allmählich abnehmenden Stufen eingefügt, so daß die oberen Sitzplätze in gleicher Höhe herumgeführt werden konnten. Bei dieser Anlage ist um die ganze Außenkante herum ein Umgang vorgesehen, während man i. d. R. die Plätze dicht an die Brüstung heranführt.

Am günstigsten ist der Blick von Westen her, da hier die Zuschauer an den meist Nachmittags stattfindenden Rennen die Sonne im Rücken haben. Auf der Westseite erhält auch die Tribüne ihren Platz. Demnach liegt die Hauptachse der Rennbahn am vorteilhaftesten in Nordsüdrichtung. Bei größeren Bahnen wird auf der Innenfläche meist ein Fußballfeld angelegt, das bei sehr großen Anlagen (Stadien) noch mit einer Laufbahn umgeben ist. Auch das Rasenfeld fordert Nordsüdrichtung, damit der bei uns vorherrschende Westwind beide Parteien seitlich trifft und keine benachteiligt. Für die Rennfahrer ist die Himmelsrichtung unwesentlich, und es ist nur zu wünschen, daß angrenzender Wald oder dergleichen den Fahrern einen natürlichen Windschutz bietet. Besonders günstig ist es, wenn das Gelände gestattet, die Bahn vertieft anzulegen, wie dieses beim Deutschen Stadion der Fall ist.

Bei offenen Bahnen benutzt man i. d. R. den Innenraum nicht zur Unterbringung von Zuschauern, um nicht die Übersicht zu beeinträchtigen. Geschieht es jedoch, so ist ein Tunnel anzuordnen zur Erreichung des Innen-

raumes, da ein Überschreiten der Rennbahn nicht stattfinden darf. Außerdem ist der Innenraum mit fester Barriere einzufassen, wobei ein 3 bis 5 m breiter Raum längs der Innenkante verbleiben muß, damit sich der Fahrer gegebenenfalls bei Stürzen auf diesen retten kann. Günstig ist etwas vertiefte Lage des inneren Zuschauerraumes, wodurch die Behinderung der Sicht von den äußeren Plätzen aus beseitigt wird. (Vgl. Abbildung 1 und 10.) Zur Verbesserung der Übersicht wird oft die Innenkante der Fahrbahn in den Kurven gegenüber der Geraden etwas vertieft, was indessen nicht übertrieben werden darf. In Deutschen Stadion beträgt die Vertiefung 70 cm.

Außerdem muß eine Radrennbahn noch folgende Räume enthalten: Umkleieräume mit Duschen, Aborte, Raum für Radaufbewahrung, Reparaturwerkstatt, Büro und Restauration, unter Umständen mit Vereinszimmer. Diese Räume können ganz oder z. T. in dem Untergeschoß einer Tribüne angeordnet werden. Um auch abends Rennen ausfahren zu können, ist für reichliche Beleuchtung Sorge zu tragen.

2. Ausmaße. Für die Bahnlänge u. die Breite der Fahrbahn sind die Größe des Geländes unter Berücksichtigung der Zuschauerplätze und die verfügbaren Mittel für Bau und Unterhaltung der Bahn vor allem maßgebend. Auch erfordert eine längere Bahn die Verpflichtung einer größeren Anzahl von Fahrern, um der Veranstaltung ein volles Bild zu geben. Außerdem läßt sich auf einer kürzeren Bahn das für das Rennen wichtige und interessante Überholen leichter ermöglichen, auch wird die Anlage übersichtlicher. Letzten Endes regelt sich die Frage der Umlauflänge nach der Art der vorgesehenen Rennen.

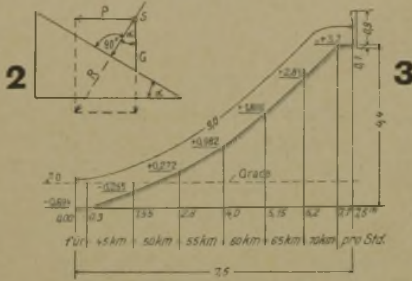
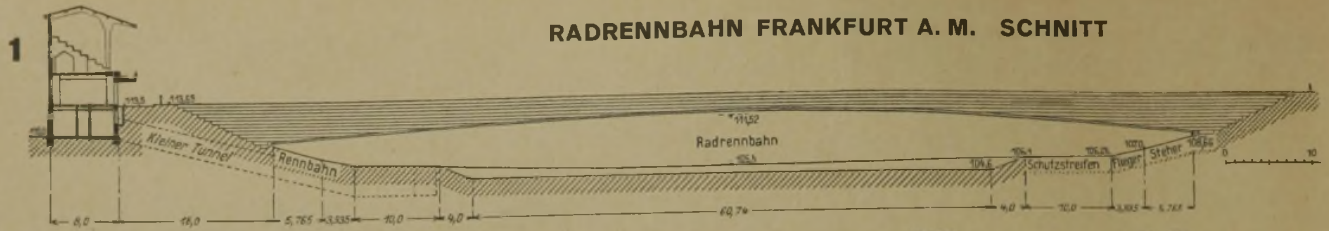
Der B. D. R. schreibt für offene Bahnen eine Mindestlänge von 250 m vor, für Saalbahnen nicht unter 150 m. Man wählt am besten solche Maße, daß einige Runden zusammen 1 oder 2 km ergeben, also z. B. 200, 250, 333 $\frac{1}{3}$, 400, 500 und 666 $\frac{2}{3}$ m. Steherbahnen, auf denen meist Kilometerstrecken gefahren werden, die durch 5 teilbar sind, gibt man auch Längen, deren Vielfaches 5 km ergibt, z. B. die Bahn in Nordhausen mit 454,54 m (11 Runden = 5 km). Ähnlich mißt der Steherstreifen der Rennbahn des Frankfurter Stadions 416 $\frac{2}{3}$ m, wobei 12 Runden 5 km ergeben. Für Saalbahnen ist ein beliebtes Maß 166 $\frac{2}{3}$ m (6 Runden = 1 km). Werden auf der gleichen Bahn Steherrennen größeren Stils und Fliegerrennen veranstaltet, sollte man mindestens 333 $\frac{1}{3}$ m Umlauflänge wählen. Auf Bahnen von 250 m Länge lassen sich auch Steherrennen hinter kleinen Motoren austragen.

Die Umlauflänge wird in der Maßlinie, 0,35 m von der Innenkante in der Bahnschräge, gemessen, und zwar wird diese durch einen aufgemalten Strich gekennzeichnet, wobei man praktisch vom Start aus für Vorgabefahren die Umlauflänge durch Aufmalen von Maßzahlen in Abschnitte von 5 zu 5 m unterteilt. Außer der Maßlinie muß noch die sogen. Passiergrenze in 1,25 m Abstand von der Innenkante durch einen schwarzen oder roten Strich markiert werden.

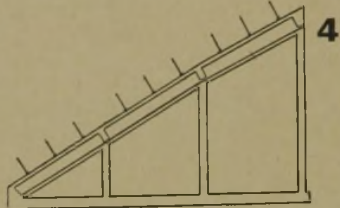
Als Fahrbreite wählt man für Fliegerrennen ungefähr 5 bis 6 m. Bei der Frankfurter Rennbahn ist jedoch der Fliegerstreifen nur mit 4 m bemessen worden. Steherrennen hinter Schrittmachermotoren erfordern mindestens 7 m Fahrbreite, und für Bahnen, auf denen auch Motorradrennen, unter Umständen auch Kleinautorennen stattfinden sollen, ist möglichst 9 bis 10 m Breite zu wählen. Auch richtet sich die Fahrbreite nach der Bahnlänge.

Innerhalb der Fahrbahn legt man zuweilen noch eine schmale flache Bahn (neutrale Bahn) an, die ein langsames Umfahren gestatten soll, bei der Umlauflänge aber nicht mit in Rechnung zu stellen ist. Bei der Fahrbahn selbst macht man oft die Zielseite etwas breiter als die andere (siehe Abb. 9) oder fügt an die Zielseite eine besondere Startfläche an.

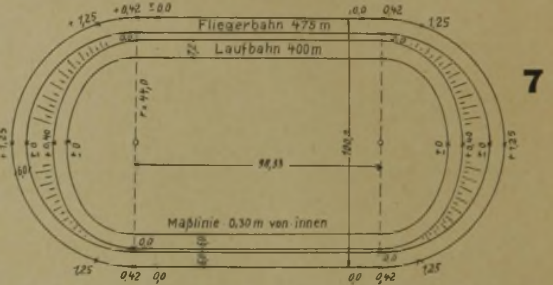
RADRENNBAHN FRANKFURT A. M. SCHNITT



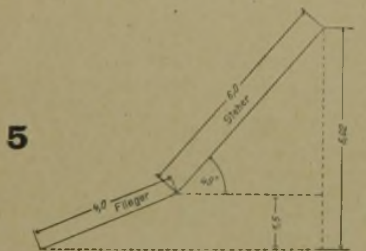
**DEUTSCHES STADIUM
PROFIL DER RADRENNBAHN**



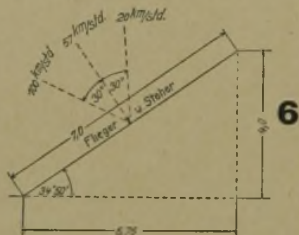
**RADRENNBAHN
HANNOVER
KURVENPROFIL**



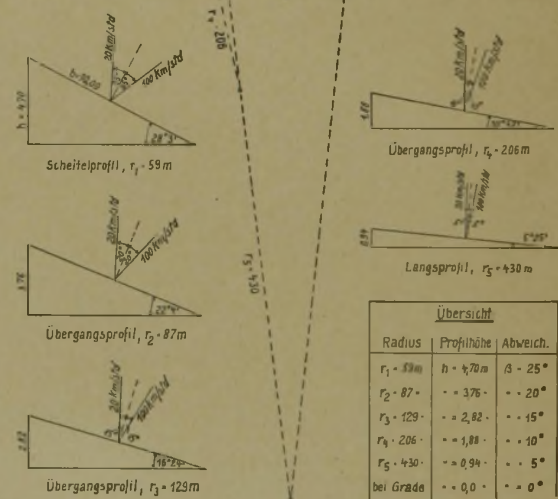
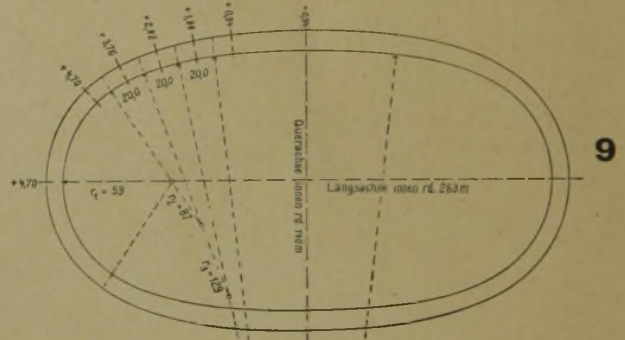
**RADRENNBAHN BERLIN-WANNSEE
GRUNDRISS**



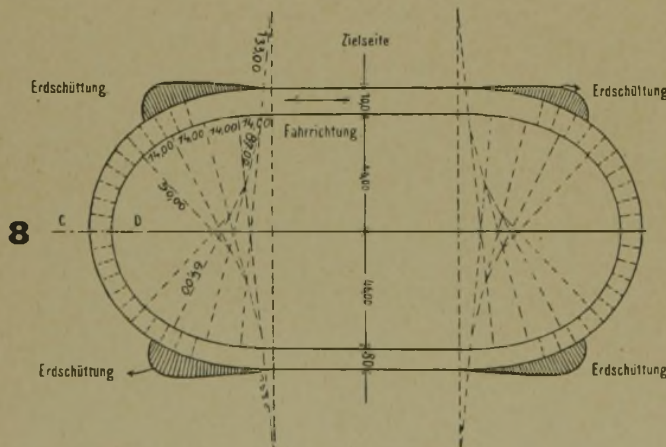
**RADRENNBAHN
FRANKFURT A. M. KURVE**



**PROFIL EINER
RADRENNBAHN**



ENTWURF EINER 666,67 m LANGEN BAHN



**RADRENNBAHN HANNOVER
GRUNDRISS**

Übersicht		
Radius	Profilhöhe	Abweich.
$r_1 = 59m$	$h = 4,70m$	$\beta = 25^\circ$
$r_2 = 87m$	$= 3,76m$	$= 20^\circ$
$r_3 = 129m$	$= 2,82m$	$= 15^\circ$
$r_4 = 206m$	$= 1,88m$	$= 10^\circ$
$r_5 = 430m$	$= 0,94m$	$= 5^\circ$
bei Gerade	$= 0,0m$	$= 0^\circ$

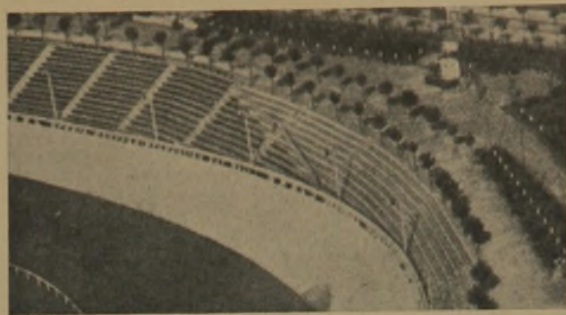
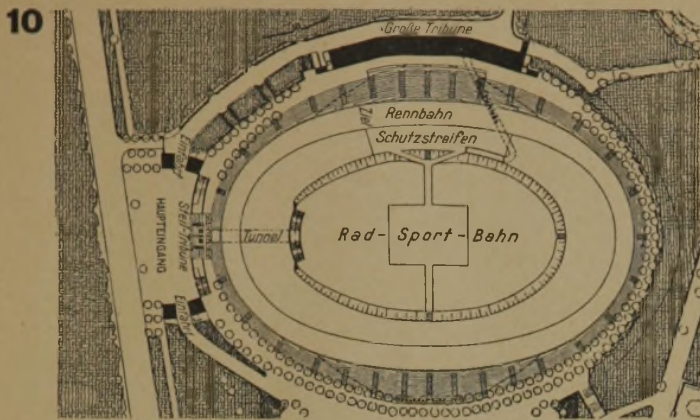
3. Konstruktion. Das Bahnprofil wird meist durch Aufschüttung von Erddämmen hergestellt, wobei auf genügendes Setzen vor der Aufbringung der Bahndecke zu achten ist. Fehlt es dazu an Zeit oder sind sonst Senkungen zu befürchten, so konstruiert man die Fahrbahn als Eisenbetondecke auf frostfrei gegründeten Rahmenbindern, besonders bei sehr hohen Kurvenüberhöhungen. So ist die Fahrfläche der Radrennbahn in Hannover (Abb. 4 und 8, oben) in ihren Kurvenanteilen als Rahmenkonstruktion ausgebildet.

An die Bahndecke sind folgende Ansprüche zu stellen: sie soll gleichmäßig und eben, jedoch nicht zu glatt sein und ein leichtes Befahren möglich machen. Für Bahnen im Freien entspricht dem am besten Beton bzw. Eisenbeton, der mit einer Riffelwalze zu bearbeiten ist, wodurch Gleiten verhindert wird, ohne die Radmäntel anzugreifen. Im Deutschen Stadion ist die in Eisenbeton erstellte Fahrbahn in Felder von je rd. 12m unterteilt. Diese Teilung erstreckt sich auch auf die Brüstung, um durch die Fugen der Ausdehnung des Materials durch die Sonnenbestrahlung Rechnung zu tragen. Nächste Beton ist Tennenboden und Asphalt in Anwendung gekommen.

In Amerika führt man die offenen Bahnen in Holz aus, die geeignete Unterkonstruktionen in Holz oder Eisen erhalten. Bei uns haben die Rütt-Arena in Berlin und die Krefelder Radrennbahn Holzbelag erhalten. Bei offenen Bahnen ist Holz gegen Witterungseinflüsse zu karbonisieren. Am besten eignet sich Holz für Saalbahnen. Die Fahrbahn wird als Lattenbelag hergestellt, der mit verdeckter Nagelung in der Fahrtrichtung auf einer unteren Schalung verlegt wird (Abb. 15, S. 151). Saalbahnen werden oft in großen Hallen nur während der Rennsaison aufgestellt und nach Ablauf derselben wieder abgebrochen.

Bei den Brüstungen ist zu beachten, daß diese so konstruiert werden müssen, daß die Zuschauer möglichst geschützt sind. Bei der Rennbahn des Frankfurter Stadions hat die etwa 80cm hohe Brüstung nach innen einen starken Wulst erhalten und ist zweiteilig, damit etwa fallengelassene Gegenstände in dem Schlitz aufgefangen werden und nicht auf die Fahrbahn gelangen. Außerdem trägt der äußere Teil der Brüstungsmauer noch ein 50cm hohes Eisengitter. (Abb. 12.)

Zum größeren Schutz der Zuschauer führt man die Brüstungen oft mit einer Auskragung nach der Bahn zu aus. Für die Brüstung wählt man meist Eisenbeton und Holz, letzteres besonders für Saalbahnen.



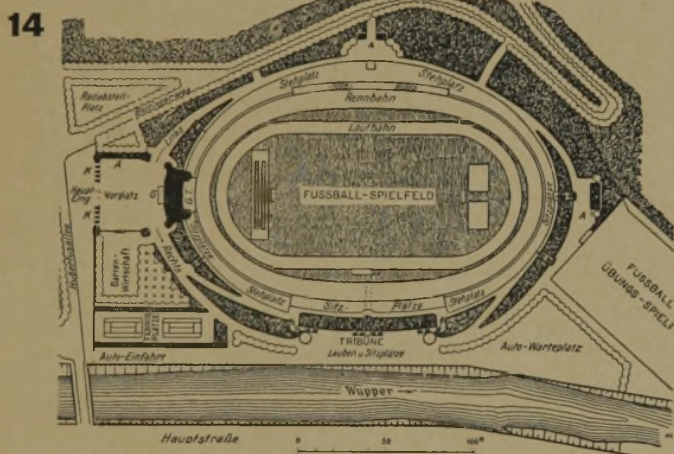
10 U. 11. RADRENNBAHN FRANKFURT A. M. GRUNDRISS UND BAHN MIT SITZREIHEN



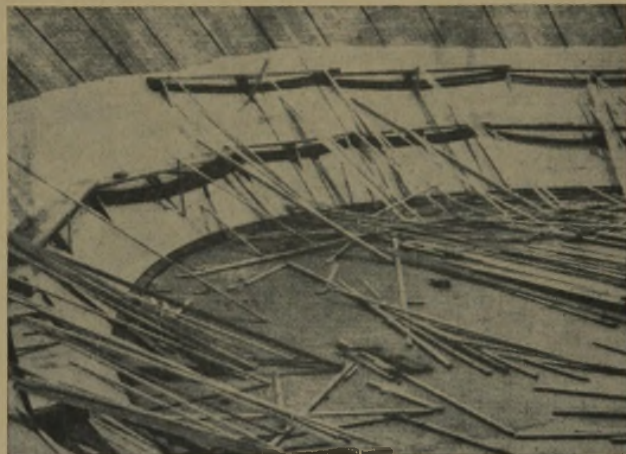
RADRENNBAHN FRANKFURT A. M.



DEUTSCHES STADION IN BERLIN



STADION ELBERFELD GRUNDRISS



SECHSTAGEBAHN, SPORTPALAST BERLIN AUSFÜHRUNG

4. Berechnung der Kurvenüberhöhungen. Die erforderliche Schräge der Bahn in den Kurven bzw. der Neigungswinkel der Bahnoberfläche zur Waagerechten errechnet sich nach der bekannten Formel: $\text{tg } \alpha = \frac{v^2}{g \cdot r}$

Hierin bedeutet: v die Geschwindigkeit in Sekundenmetern, g die Erdbeschleunigung (9,81 m/Sek.), r den Halbmesser der Kurve.

Für die Annahme der der Rechnung zugrunde zu legenden Geschwindigkeiten ist folgendes zu beachten: Bei Fliegerrennen wird eine Geschwindigkeit bis 50 km in der Stunde erreicht, für die Zeit von Sekunden bis 60 km; Rennen mit Schrittmachermotoren lassen darüber bis 90 km, über kurze Zeiten sogar 100 km erreichen, während bei Rennen mit Motorrädern bis 120 km und darüber gefahren werden. Bei der Annahme der Geschwindigkeiten hat man jedoch außer der Art der vorgesehenen Rennen auch noch die Größe der Bahn zu berücksichtigen.

Bezeichnet man das Gewicht mit G und die Fliehkraft mit P, so ist nach Abb. 2, S. 10:

$$\text{tg } \alpha = \frac{P}{G}, \text{ oder } P = G \cdot \text{tg } \alpha = \frac{G \cdot v^2}{g \cdot r}$$

Hierbei ist G gleich dem Gewicht des Rades plus Fahrer. Sind also P und G gefunden, so läßt sich aus dem Kräfte Dreieck deren Mittelkraft, d. h. der senkrechte Druck auf die Fahrbahn aus Gewicht und Fliehkraft ermitteln zu: $R = \sqrt{P^2 + G^2}$

Da die Fliehkraft P um so größer ist, je kleiner der Kurvenhalbmesser ist, so gilt dieses analog auch für R; hieraus folgt, daß der Druck des Rades auf die Bahn desto größer, je kleiner die Kurve ist, und da die Größe des Druckes die Geschwindigkeit beeinträchtigt, so ergibt sich, daß auf längeren Bahnen mit entspr. größeren Kurvenhalbmessern also höhere Geschwindigkeiten erzielt werden können als auf kleineren Bahnen.

5. Das Bahnprofil. Aus der Überhöhungsformel ist zu ersehen, daß Neigungswinkel bzw. Kurvenüberhöhung um so größer sein müssen, je höher die Geschwindigkeit und je kleiner der Kurvenhalbmesser ist.

Gibt man einer Bahn mit gegebenem Kurvenhalbmesser die der gewünschten Geschwindigkeit v (in m/sek) entsprechende Bahnschräge mit dem errechneten Neigungswinkel x, so wird der Fahrer bei Innehaltung dieser Geschwindigkeit senkrecht zu derselben fahren. Bei anderer Geschwindigkeit wird zwar der Fahrer die Richtung der der Geschwindigkeit entspr. Mittelkraft R

aus Zentrifugalkraft und Gewicht einnehmen, diese bildet in diesem Falle mit der Bahnschräge aber keinen rechten Winkel, sie ist flacher bei schnellerer, steiler bei langsamerer Fahrt.

Im Deutschen Stadion hat man, um den verschiedenen Geschwindigkeiten Rechnung zu tragen, die 9 m breite Fahrbahn in sechs Streifen geteilt und für diese von der Innenkante aus eine größere Geschwindigkeit, und zwar um je 5 km je Stunde, angenommen, so daß also bei Größerwerden von v auch der Wert für h entsprechend größer wurde. Danach ergab sich das dort konstruierte konkave Profil (Abb. 3, S. 150).

Geht man jedoch von der gleichen Geschwindigkeit aus, so würde unter dem Gesichtspunkt, daß bei größer werdendem Halbmesser der Neigungswinkel bzw. die Profilhöhe kleiner werden, das Profil entsprechend nach außen allmählich abfallen müssen, also theoretisch eine konvexe Parabel entstehen. Dieser Annahme ist das bei der Rennbahn Hannover konstruierte Profil angenähert (Abb. 4, S. 150).

Da jedoch der Fahrer im Rennen mal oben, mal unten auf der Bahn liegt, und zwar einmal mit dieser, einmal mit jener Geschwindigkeit, so entspricht der Praxis am besten das gerade Profil.

Man kann bei solchen Bahnen, auf denen sowohl Steher- als Fliegerrennen gefahren werden, stets beobachten, daß Flieger etwas steiler als rechtwinklig zur Bahn fahren, Steher dagegen flacher. Man wird hier der Bahn einen Neigungswinkel geben, der dem Mittelwert bei Höchst- und Niedrigstgeschwindigkeit entspricht und infolge der Reibung das Befahren mit beiden Geschwindigkeiten bei gleichen Abweichungswinkeln gestattet (Abb. 6, S. 150).

Die Abweichung der Lage des Fahrers von der Bahnsenkrechten, ohne daß der Fahrer ins Gleiten kommt, kann um so größer sein, je größer die Reibung zwischen dem Radmantel und der Fahrbahn ist, d. h. je rauer die letztere ist. Im allgemeinen kann man eine Abweichung von 30° noch als zulässig ansehen.

Da jedoch der Unterschied der erforderlichen Überhöhungen bei verschiedenen Geschwindigkeiten bei einem kleinen Halbmesser größer ist als bei einem großen, also entspr. auch die Abweichungswinkel, so werden sich auf kleineren Bahnen mit entspr. kleineren Halbmessern Flieger- und Steherrennen nicht immer vereinigen lassen.

Oft wird, um für jede Rennart günstige Bedingungen zu schaffen, die Bahn in zwei gesonderte, ineinanderliegende Streifen zerlegt, wobei der innere für Fliegerrennen bestimmt ist und der Zusammenstoß zwischen beiden, um ein Hinüberwechseln von einem Bahnstreifen auf den anderen zu ermöglichen, gut auszurunden ist. (Abb. 5, S. 150.) Man wird bei dieser Anordnung für beide Rennarten unter Beachtung der entspr. Höchst- und Niedrigstgeschwindigkeit kleinere Abweichungswinkel nach unten und oben, also eine günstigere Lage des Fahrers erhalten. Beispiele dieser Art bieten u. a. die Rennbahnen in Elberfeld und Frankfurt am Main.

Als Nachteil kommt hierbei hinzu, daß die Trennung in Flieger- und Steherstreifen (letztere unter Umständen auch für Kraftträder und Kleinautos) eine größere Bahnbreite und somit erhöhte Kosten verursacht.

6. Die Bahnform. In der Geraden ist keine Kurvenüberhöhung nötig, der Fahrer steht senkrecht zur Bahn und der Abweichungswinkel ist Null. Beim Beginn der Kurve beginnt die Überhöhung und steigt nach dem Scheitelpunkt allmählich an, bei dem sie ihr Höchstmaß erreicht und auch der Abweichungswinkel am größten ist. Nimmt man die Kurve als einfachen Halbkreis an, so kommt nur ein Halbmesser und theoretisch nur eine Überhöhung in Frage. Die Überhöhung von der Geraden zum Kurvenscheitel würde also sehr schroff sein und daher eine Gefahr des Hinausschleuderns des Fahrers bestehen.

Da die Überhöhung ganz allmählich anwachsen muß, andererseits aber abhängig ist von der Größe des Halbmessers, so muß auch dieser für die Kurvenform allmählich abnehmen, damit sich rechnerisch eine gleichmäßige Überhöhung von der Geraden zur Kurve ergibt. Am günstigsten würde eine Parabelform sein, der man sich in der Praxis am besten durch einen Korbbogen mit entspr. verschiedenen Halbmessern annähert. (Abb. 8 und 9, S. 150.)

Je mehr Halbmesser man zur Konstruktion der Kurvenform nimmt, um so günstiger gestaltet sich der Übergang und um so sicherer läßt sich die Bahn befahren. Am besten macht man die Bogenteile gleich groß und zieht zum Ausgleich die Kurvenüberhöhung des letzten Bogenstückes etwas in die Gerade hinein. Bei kleineren Bahnen mit entspr. größeren Überhöhungen und kürzeren Geraden wird es sich meist als nötig erweisen, der ganzen Gerade etwas Quergefälle zu geben. Nur bei sehr großen Bahnen, wie z. B.

der Radrennbahn im Deutschen Stadion, wird sich eine ganz waagerechte Gerade ermöglichen lassen. Bei dieser Bahn hat die Gerade eine Länge von 160 m, in die die Kurvenüberhöhung an jedem Ende rd. 35 m hineingezogen ist.

Da die Bahnbreite in der Schräge gemessen wird, wird die Projektion des Profils nach dem Scheitel zu der größer werdenden Überhöhung entsprechend immer kleiner. Bei größeren Bahnen, die nur für Fliegerrennen zu berechnen sind, empfiehlt es sich eventuell bei der geringeren Überhöhung als Kurvenform einen Halbkreis zu wählen und die Projektionen der Bahn des leichteren Absteckens wegen gleich groß anzunehmen, wodurch dann die eigentliche Fahrbreite von der Geraden nach der Kurve bis zu deren Scheitelpunkt um ein geringes größer wird. (Abb. 7, S. 150.)

Größer als ein Zehntel der Umlauflänge sollte man den Kurvenhalbmesser nicht wählen, damit die Bahnform nicht allzu gedrungen wird.

Bei Bahnen, die mit hohen Geschwindigkeiten befahren werden, also große Überhöhungen haben, müssen entsprechend die Übergangsstrecken in den vier Quadranten eine größere Länge erhalten, um den Übergang nicht allzu steil zu gestalten. Hierbei bleibt oft für die Gerade nicht viel übrig; es empfiehlt sich in solchen Fällen, auch die Längsseiten gekrümmt als sehr flache Bögen auszuführen und somit der Bahn eine ovale Form zu geben. Dadurch ist eine Überhöhung an den Längsseiten auch rechnerisch berechtigt und erleichtert den Übergang zur Kurve. Dieser Bahnform wird in letzter Zeit der Vorzug gegeben, wie u. a. die Beispiele der Bahnen in Frankfurt am Main (Abb. 10) und Elberfeld (Abb. 14) zeigen.

7. Berechnungsbeispiele. Eine Radrennbahn von 400 m Umlauflänge und 7 m Fahrbreite soll mit 20 km in der Stunde als geringste und 100 km in der Stunde als höchste Geschwindigkeit befahren werden. Wählt man den Halbmesser der Scheitelkurve zu ein Elftel der Umlauflänge = rd. 37 m, so ergibt sich:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{v_1^2}{g \cdot r} = \frac{100\,000^2}{9,81 \cdot 37} = \frac{3600}{563} = 2,125 \text{ und } \alpha_1 = 64^\circ 48'$$

entsprechend

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{v_2^2}{g \cdot r} = \frac{20\,000^2}{9,81 \cdot 37} = \frac{5600}{563} = 0,085 \text{ und } \alpha_2 = 4^\circ 52'$$

Ausgemittelt erhält man also einen Neigungswinkel des Scheitelprofils von $\alpha = 34^\circ 50'$ und einen Abweichungswinkel von $\beta = 29^\circ 58' = \text{rd. } 30^\circ$. Das errechnete Profil zeigt Abb. 5. Durch Umkehrung der Formel läßt sich eine gegebene Scheitelkurve auf die Möglichkeit der zu fahrenden Geschwindigkeiten untersuchen.

Als dritter Fall würden für die gewünschten Geschwindigkeiten unter Berücksichtigung des zulässigen Abweichungswinkels der Neigungswinkel und der Halbmesser zu entwickeln sein.

Sind also v_1 , v_2 und $\angle \beta$ gegeben, so ergibt sich:

$$r = \frac{v_1^2}{g \cdot \operatorname{tg} \alpha_1} = \frac{v_2^2}{g \cdot \operatorname{tg} \alpha_2}$$

Da $v_1 = 5 v_2$ bzw. $v_1^2 = 25 v_2^2$ ist, so ist $\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = 25(\alpha - \beta)$

$$\text{Nach den Formeln: } \operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}$$

$$\text{und } \operatorname{tg}(\alpha - \beta) = \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}$$

$$\text{folgt dann: } \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta} = \frac{25(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta)}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}$$

woraus man die quadratische Gleichung erhält:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha - \frac{12 \operatorname{tg} \alpha}{13 \operatorname{tg} \beta} - \frac{12 \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}{13} + 1 = 0$$

Nimmt aber der Abweichungswinkel β zu 30° an, so ergibt sich bei Einsetzung von $\operatorname{tg} 30^\circ = 0,5774$

$$\operatorname{tg}^2 \alpha - 1,6 \operatorname{tg} \alpha - 0,555 \cdot \operatorname{tg} \alpha + 1 = 0$$

$$\text{hieraus } \operatorname{tg} \alpha = 0,696 \text{ und } \alpha = 34^\circ 50'$$

Für den Radius folgt dann:

$$r = \frac{771,605}{9,81 \cdot 2,125} = \frac{30,8642}{9,81 \cdot 0,085} = 37,00 \text{ m}$$

In der Abb. 9 ist der Entwurf einer 666 $\frac{2}{3}$ m langen Bahn mit ovaler Grundform und drei Übergangsprofilen dargestellt. Wie aus der Zusammenstellung ersichtlich, würde sich bei Einfügung eines weiteren Übergangsprofils eine völlig waagerechte Gerade ergeben.

Für die Absteckung rundet man die ermittelten Halbmesser genau genug auf volle Meter ab. —

DER WETTBEWERB ZWISCHEN EISEN UND EISENBETON IM HOCHBAU

VON PROFESSOR DR.-ING. E. H. BRUNNER, GRAZ

MIT 6 ABBILDUNGEN

Unter dieser Überschrift stellt Dr. Emperger in der DBZ vom 17. Mai 1930 Betrachtungen an über die technischen Vor- und Nachteile beider oben genannten Bauweisen, die nicht unwidersprochen bleiben können.

Es ist von Dr. Emperger die Frage erörtert worden, bis zu welcher Stockwerkszahl von Hochhäusern der Skelettbau in Eisenbeton empfohlen werden kann, und von welcher Geschosshöhe ab der reine Stahlskelettbau allein in Frage kommt.

Das Ergebnis der Untersuchung faßt Emperger in folgendem Schlußsatz zusammen: „Obwohl es schwer ist, der Kühnheit des Einzelnen Grenzen zu stecken, kann man doch vom allgemeinen Standpunkt eine Überschreitung bei Vollmauerwerk mit sechs, bei Eisenbeton mit zwölf Stockwerken nicht billigen und für alle höheren Bauten ein zusammenhängendes Eisengerippe fordern, das aber erst bei Bauten von über 20 Stockwerken ein reiner Eisenbau sein muß.“ Das hierbei entstehende Vakuum für Gebäude zwischen 12 und 20 Geschossen beseitigt der Verfasser mit einer von ihm seit einigen Jahren propagierten Bauweise, die eine Mischung von Eisenbeton und Stahlbau darstellt und gewisse Anklänge an die im Brückenbau längst bekannte Melanbauweise zeigt, nämlich die Bewehrung der Betonträger und Stützen mit steifen Walzprofilen anstatt mit den üblichen Rundeisen.

Um Irrtümern bei nicht eingeweihten Kreisen vorzubeugen, sei kurz hierauf eingegangen:

Vorweggenommen sei erst einmal die Feststellung, daß längst Bestrebungen im Gange sind, dem Problem der Zusammenwirkung von Stahl und Beton bei einer solchen, an sich keineswegs neuen, kombinierten Bauweise nachzugehen, allerdings unter voller Würdigung der nur durch langwierige Versuche zu lösenden Fragen bei aller Anerkennung der Wichtigkeit dieses Problems von seiten der Stelle, welche der Verfasser das Verständnis für die Mitwirkung des Betons bei dieser Konstruktionsweise abspricht. Daß es hierbei nicht nur auf den „guten Willen“ ankommt, sondern auf die Sammlung und Auswertung wissenschaftlicher Erkenntnisse, erklären schon wenige Hinweise auf die auftretenden Schwierigkeiten.

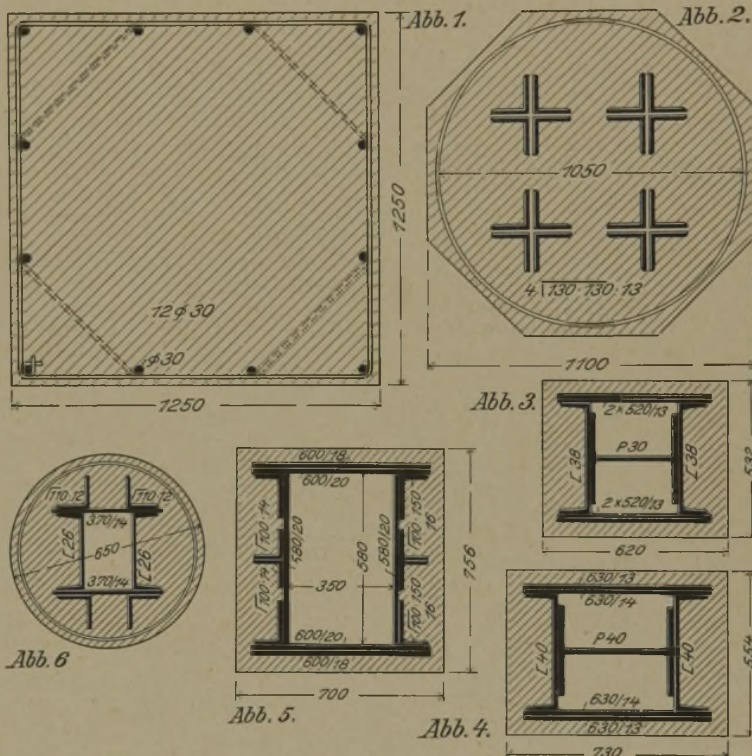
Steht schon die Eisenbetonbauweise im Gegensatz zur reinen, statisch und konstruktiv völlig klaren Stahlbauweise vor erheblichen Problemen, die durch die Kompromisnnatur des Eisenbetons bedingt sind, so würde bei Anwendung der kombinierten Bauweise die gegenwärtige Unsicherheit in der Frage über die Zusammenwirkung zweier so heterogener Baustoffe als weitere Gefahrenquelle doch kaum erwünscht sein. Jeder Weitblick eines Ingenieurs, zumal wenn er wirtschaftliche Verbesserungen zum Ziele hat, ist aller Ehren wert, aber höher steht auf alle Fälle stets das Verantwortungsbewußtsein.

Gäbe es einen wissenschaftlich wohl begründeten Ersatz für die bisherige Grundlage der Eisenbetontheorie: $n = 15$, die eine Erhöhung dieses Zahlenwertes rechtfertigt, so wäre aus wohlverständlichen Gründen nicht erst bei dieser Gelegenheit von dieser für die Eisenbetonbauweise höchst bedeutenden Erlungenschaft Gebrauch gemacht worden. An dieser fundamentalen Grundlage läßt sich nun einmal zur Zeit bei Vorschlägen nicht vorbeigehen. Im unmittelbaren Zusammenhange mit dieser auf Grund der allgemeinen Richtlinien nie vertretbaren Forderung steht die Frage der Haftfestigkeit des Betons, über die der Verfasser im Gegensatz zu fast allen Eisenbetonfachleuten eine besonders hohe Meinung (s. Querschnitt 2) zu haben scheint.

Auch mit dem Hinweis auf die Bewehrung der Melanbauweise als analoge Bauweise lassen sich die Schwierigkeiten nicht umgehen. Bei deren bisheriger Anwendung im Brückenbau erhält die steife Stahl-

bewehrung eine beträchtliche Vorspannung durch das Eigengewicht des Bauwerkes, wodurch die wirtschaftliche Ausnutzung der Stahleinlagen möglich ist. Bei der Übertragung auf den Hochbau fehlt aber diese Voraussetzung, und zwar gerade für die wichtigsten Teile, nämlich die Stützen.

Nicht ganz unbedeutend dürfte auch die Tatsache sein, daß die Richtlinien des Deutschen Verkehrsministeriums (31. Oktober 1922) die Verwendung breiter Eiseneinlagen ausdrücklich ablehnen. Leider sagt der Verfasser nichts darüber, wie weit nach seinem Vorschlage bei Querschnitt 2 eine wirtschaftliche Ausnutzung sowohl des Stahls wie des Betons in technisch einwandfreier Weise möglich und zulässig ist. Es ist zunächst festzustellen, daß bei den gemachten Vorschlägen entgegen den Vorschriften fast aller Länder mit 7,7 v. H. weit über die zulässige maximale Eisen-



STÜTZENQUERSCHNITTE VERSCHIEDENER ART

bewehrung hinausgegangen wird. Demgegenüber gestatten die deutschen Bestimmungen vom September 1925 nur eine größte Eisenfläche bis zu 3 v. H., und zwar auch für umschnürte Säulen. Die amerikanischen Bestimmungen, die mehrmals besonders lobend erwähnt werden, gehen bis äußerst 6 v. H., während allerdings die österreichischen Bestimmungen eine Begrenzung des Eisenquerschnittes nach oben für umschnürte Säulen nicht enthalten.

Dr. Emperger stellt im weiteren die Behauptung auf, daß die Überlegenheit des Eisenbetons für Bauten bis etwa 7 Stockwerkshöhen so vielfach erwiesen sei, daß darüber nicht mehr zu streiten sei. Wie ist es dann zu erklären, daß noch in den letzten Jahren, z. B. 1928 in U. S. A., nicht weniger als 1,75 Mill. Tonnen Konstruktionsstahl für Wohnhausbauten verwendet wurden? Wie ist es weiter zu verstehen, daß gerade in den letzten Jahren auch in Deutschland eine Reihe von bedeutenden Wohnsiedlungsbauten von 3 bis 8 Geschossen entstanden sind, bei denen die vergleichenden Untersuchungen technischer und wirtschaftlicher Art schließlich zur Wahl von Stahlskelettbau geführt haben? (Berlin, Breslau, Hamburg, Kassel, Celle usw.). In diesen Fällen hat sich also Stahlbau gegenüber Eisenbeton durchaus konkurrenzfähig gezeigt. Dabei spielt das geringere Gewicht des Stahlskeletts eine bedeutende Rolle, was bei dem Baublock an der Agricolastraße in Berlin durch die kleineren

Fundamente zu einer Ersparnis von 1000 RM für die Wohnung geführt hat.

Gewiß lassen sich Vergleiche der verschiedenen Bauweisen nur auf einer wirklich einwandfreien Grundlage, die sämtliche Für und Wider richtig erfaßt, aufstellen.

Sehr interessant ist auch, daß Dr. E. die Gefährlichkeit von starken Temperaturschwankungen bei Eisenbetongebäuden besonders wegen der zu erwartenden Ribbildungen betont und in kurzen Abständen lotrechte Trennungsfugen verlangt, die natürlich bei reinen Stahlskelettbauten völlig überflüssig sind, und daß er weiterhin auch die einwandfrei gewährleistete Zuverlässigkeit der für den Bestand jedes Gebäudes so wichtigen Säulen in Stahlkonstruktion hervorhebt. Der Verfasser spricht aber dann sofort über die absolute Zuverlässigkeit der Eisenbetonstützen und die Bedeutung der nunmehr eingeführten Kontrollmethoden, über deren Wert man allerdings verschiedener Meinung sein kann; denn auch die Würfelprobe ebenso wie die Belastungsprobe gewährt keine absolute Sicherheit.

In dieser Beziehung sei nur auf die Äußerung eines sicherlich objektiven Fachmannes, des Herrn Ministerialrat Lorenz Meyer — der Vorsitzende des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton — erinnert, der sich in dem 1928 erschienenen 9. Band des (von Oberbaurat Dr. Emperger herausgegebenen „Handbuch für Eisenbeton“ S. 19 unter Punkt 8 (Probebelastungen) befindet.

Mit der Sicherheitsfrage verbindet Emperger einen Hinweis darauf, daß das Einstürzen des Prager Hochhauses vom vorigen Jahr nichts mit der Eisenbetonbauweise zu tun hat, sondern lediglich dem überstürzten Bautempo zuzuschreiben ist. Das scheint doch für die Eisenbetonbauweise alles andere als eine ausreichende Erklärung zu sein. In der Unfallfrage liegen die Dinge so klar, daß sich wirklich jedes weitere Wort erübrigt.

Was nun den Vergleich der von Dr. E. angegebenen Stützenquerschnitte anbelangt, so scheint, daß die dabei zugrunde gelegten Lasten und Geschoßhöhen zufällig die denkbar günstigsten Verhältnisse für die achteckige steifbewehrte Säule darstellen. Es ist schon betont worden, daß die Größe der vorgesehenen Eisenbewehrungen über die deutschen Bestimmungen weit hinausgehen und insofern einen Verstoß gegen die letzteren darstellen. Nicht unbedenklich scheint aber die vielfache Zerschneidung der Betonsäule in einzelne dünne Querschnitte zu sein, die lediglich durch die Umschnürung zusammengehalten werden. Der Haftfestigkeit wird hier offenbar eine zu große Aufgabe zugeteilt. Daher wird in solchen Fällen bei einer Beschädigung der Umschnürung infolge eines Brandes der Beton höchstens noch als Feuerschutz für die Eiseneinlagen in Frage kommen, nicht aber als tragender Baustoff. Sehr schwierig dürfte sein, bei dem Tempo, das bei der Errichtung von Hochbauten eine so wichtige Rolle spielt, diesen vielfach so zerteilten Querschnitt mit Beton so einwandfrei auszufüllen, daß keinerlei Nester entstehen. Man besehe sich in dieser Hinsicht den Säulenquerschnitt der Abb. 7 des Emperger'schen Aufsatzes, in dem der ganze Betonquerschnitt von acht Winkeleisen durchdrungen wird. Jedenfalls kann man hier kaum mehr von einer monolithischen Bau- und Wirkungsweise sprechen.

Diese bereits erwähnte Abb. 7 zeigt auch die Schwierigkeit einer einwandfreien Eckverbindung der Stütze mit den anschließenden Deckenbalken. Hier tritt auch die Zerschneidung des Balkenquerschnitts durch die steifen Bewehrungen und insbesondere die überaus schwierige biegezugsfeste Verbindung mit der Stütze in Erscheinung. Ob überdies bei diesem Gewirr von sich kreuzenden steifen und schlaffen Bewehrungen eine vollkommen satte Betonausfüllung bei dem stets aufs äußerste beschleunigten Baubetrieb gewährleistet werden kann, erscheint mehr als fraglich.

Wenn nun schon die vorgeschlagene Lösung nach Abb. 2 nur mit großer Einschränkung als vorteilhaft in dem behandelten besonderen Falle bezeichnet werden kann, so ändert sich das Bild sofort, wenn man größere Stützenbelastungen annimmt, wie sie ja im Hochhausbau i. d. R. vorkommen werden, sobald es sich um Geschäftshäuser, Lagerhäuser, Bibliotheken usw. handelt. Legt man beispielsweise bei einem 20geschossigen Gebäude eine Nutzlast von nur 500 kg/m^2 zugrunde und rechnet man mit einer auf den ganzen Grundriß verteilten normalen Säulenaufteilung, so wird man in den

Stützen der unteren Geschosse leicht auf Lasten von mindestens 1000 t kommen. Für diesen Belastungsfall und eine Geschoßhöhe von $3,55 \text{ m}$ sind in den hier beigegebenen Abb. 1—5 die Querschnitte nach den einzelnen Bauweisen dargestellt. Die Betonsäule mit kleinster Rundeseisenbewehrung zeigt $1,25 \text{ m}$ Dicke, die mit zulässiger Maximalbewehrung $1,10 \text{ m}$ Dicke. Die Säule in reiner Stahlkonstruktion erfordert einschließlich 5 cm Feuerschutzummantelung eine größte Dicke in St 37 von $55,4 \cdot 73,0 \text{ cm}$, in St 48 von $53,2 \cdot 62$, alles nach den deutschen Vorschriften. Es wäre aber rein konstruktiv möglich, diesen Stahlquerschnitt noch weiter zusammenzudrängen. Die österreich. Bestimmungen erfordern für dieselben Voraussetzungen Querschnitte von $75,6 \cdot 70 \text{ cm}$ in St 37; $55,4 \cdot 73,0 \text{ cm}$ in St 48.

Nach dem Emperger'schen Vorschlag würde für die vorstehenden Verhältnisse die Mindestdicke einer steifbewehrten Säule 112 cm betragen, wobei alle Maße schon auf das äußerste eingeschränkt sind. Allerdings ist hier entsprechend den amerikanischen Bestimmungen mit einem größten Eisenquerschnitt von 6 v. H. gerechnet worden.

Dieser ganze Vergleich zeigt zunächst die große Überlegenheit der reinen Stahlsäule in bezug auf den Raumgewinn und ferner beweist er, daß der Emperger'sche Vorschlag gegenüber den normalen Eisenbetonsäulen bei größeren Belastungen kaum mehr Vorteile bietet, wohl aber Mehrkosten verursachen muß.

Es ist zu begrüßen, daß auch die Frage des Feuerschutzes berührt wird; denn das gibt wieder Gelegenheit, die von ängstlichen Gemütern immer wieder an die Wand gemalte Gefahr von Bränden für die Stahlkonstruktion zurückzuweisen. Die von Emperger angezogenen Brandversuche des Herrn Dr. Gebauer, Nürnberg, mit verschiedenen Ummantelungsarten haben ein Ergebnis gezeitigt, das jeden Stahlbauer befriedigen kann. Nach einer Branddauer von $1\frac{1}{2}$ Stunden, während welcher die Temperatur im Versuchsraum bis zu 1000° C gesteigert wurde, betrug die Temperatur des Eisens noch keine 300° C , bei der es bekanntlich seine höchste Zugfestigkeit besitzt. Die großzügigen Brandversuche der Underwriters Laboratories über die Dr.-Ing. Silomon, Bremen, vor kurzem eingehend berichtete, wurden an 106 Stützen aus Stahl, Gußeisen, Holz und Eisenbeton unter Verwendung der verschiedensten Ummantelungs- und Betonarten durchgeführt u. z. unter Temperaturen bis 1250° C und mit achtstündiger Branddauer. Die Wirkung des Wasserlöschens wurde dabei gründlich untersucht. Auch diese Versuche haben die Gleichwertigkeit von Stahl und Eisenbeton erwiesen, wenn mit richtiger Ummantelung (Kardinalpunkt!) und geeigneter Betonzusammensetzung gearbeitet wird. Die Hohlsteinummhüllung zeigte sich hierbei weniger widerstandsfähig als Beton. Die günstigste Anordnung einer Stahlsäule zeigte nach dem Brandversuch noch eine Bruchlast von 167 t gegenüber einer normalen rechnerischen Last von 45 t , die günstigste Eisenbetonsäule eine Bruchlast von 108 t gegenüber gleichfalls 45 t . Dr. E. irrt, wenn er meint, daß in Amerika schlechte Erfahrungen bei Bränden von Stahlskelettbauten gemacht worden seien. Ganz das Gegenteil zeigt der Brand in Baltimore am 7. und 8. Februar 1904. Nach diesen Ergebnissen braucht der Stahlbauer sicher keinen objektiven Brandversuch zu fürchten. Zu bedenken ist hierbei noch, daß mit wachsendem Querschnitt der Stützen, also mit Wachsen der Gebäudegröße, der Einfluß des Feuers sich verringert, weil die hohen Temperaturen um so langsamer in den Säulenkern eindringen. Wesentlich ist bei diesen Gegenüberstellungen wohl noch, daß verschiedentlich die Feuerversicherungsprämie für Eisenbetonbauten heraufgesetzt worden sein soll, als Folge der Unverwendbarkeit der übrig gebliebenen Materialien für den Wiederaufbau.

Wenn Dr. E. sich über die ungünstigen amtlichen Vorschriften beklagt, so hat er damit allerdings recht, aber nur was den Stahlbau anbelangt, der gegenüber dem Eisenbeton sich tatsächlich in einem erheblichen Nachteil befindet. Das zeigt schon der Vergleich der skizzierten Stahlquerschnitte nach den deutschen und nach den österreich. Bestimmungen. Während im vorstehenden Falle nach den deutschen Bestimmungen nur ein Knickzuschlag von 4 v. H. in Frage kommt, beträgt er nach den österreich. Bestimmungen für das gleiche Beispiel 31 v. H. Die österreich. Bestimmungen in bezug auf umschnürte Säulen, wie sie hier in Frage kommen, sind erheblich milder als die anderer Länder.

während die österreich. Bestimmungen für Stahlbau erheblich schärfer sind, als in Deutschland. Es ist überhaupt bemerkenswert, daß auch in anderen Punkten z. B. was die zulässigen Beanspruchungen der Niete anbelangt, die österreich. Bestimmungen ganz bedeutend ungünstiger sind als die deutschen. Wie groß im übrigen die Bedeutung der jeweiligen Bauweise für die Wirtschaftlichkeit eines Hochhauses ist, beweisen am besten die neuesten Bauten in Hamburg, das 14 Stock hohe Kühlhaus Weddel und das 16 Stock hohe Verwaltungsgebäude des Deutschenationalen Handlungsgehilfenverbandes. Beide Riesenbauten wurden nach sehr eingehenden und absolut objektiven Raum-, Zeit- und Kostenberechnungen als reine Stahlbauten ausgeführt, da dies in jeder Beziehung die größeren Vorteile bot.

Die Frage der Anbringung von Transmissionen hätte lieber nicht berührt werden sollen; denn es gibt kaum eine Bauweise, die die nachträgliche, absolut zuverlässige Befestigung von Transmissionen besser ermöglicht als die Stahlkonstruktion. Emperger betont, daß in bezug auf Schutz gegen Hellhörigkeit und Feuer-sicherheit im Eisenbau oft ungemein leichtfertig vorgegangen wird.

Es will nichts bedeuten, wenn der 100jährigen Bewahrung einer theoretisch wie konstruktiv festbegründeten Bauweise solche Angriffe eines gegnerisch eingestellten Fachmannes gegenüberstehen. Die Gefahr der Hellhörigkeit von Eisenbetonskelettbauten gibt der Verfasser zu, ohne aber zu erwähnen, daß hier der Stahlskelettbau im Vorteil ist, wie die dauernde Zunahme der Ausführungen von Krankenhausbauten in Stahlskelettbauweise zeigt.

Die Art, wie der Verfasser die Frage einer günstigen Umbaufähigkeit zu ungunsten des Stahlbaues zu verneinen sucht, dürfte auch bei seinen engeren Kollegen vom Bau peinliches Kopfschütteln hervorrufen. Herr Emperger betont mit Vorliebe immer wieder die mustergültigen Verhältnisse in Amerika. Kennt Dr. E. nicht die Arbeit von I. O. Dahl, der in den U.S.A. 350 Hotels nach der Frage des „Veraltens“ untersucht und dabei festgestellt hat, daß fast jedes großes Gebäude in acht bis zehn Jahren infolge geänderter Verhältnisse einem gründlichen Umbau unterzogen werden muß und unterzogen wird, und dies am besten immer bei reinen Stahlskelettbauten möglich ist. Es muß ihm doch ferner bekannt sein, daß einer der angesehensten amerikanischen Fachleute, North, mit Rücksicht auf die ständig vorkommenden Erweiterungen und Umbauten bei Hochhäusern ebenfalls die Stahlbauweise empfiehlt, wie auch deshalb, weil beim Abbruch des Gebäudes die gesamte Stahlkonstruktion wiedergewonnen werden kann. Es ist eben nicht zu übersehen, daß schon der reine Schrottwert einer Stahlkonstruktion ganz bedeutend ist. Daß nebenbei der Abbruch eines Stahlhauses ganz erheblich billiger und rascher vor sich gehen kann als der eines Eisenbetonbaues, ist so allgemein bekannt, daß darüber kein Wort zu verlieren ist.

Wenn der Verfasser bei dieser Gelegenheit bemerkt, daß die „Möglichkeit einer Wiederverwendung einer Eisenkonstruktion an einer anderen Stelle in das Gebiet der Märchen gehört“, so ist er über solche Vorkommnisse eben nicht im Bilde. Er müßte sonst wissen, daß z. B. in dem mit stählernen Fabrikhallen übersäten rhein.-westf. Industriegebiet gerade in den letzten zehn Jahren zahlreiche Versetzungen von stählernen Werkstätten, Fabrikgebäuden nach anderen Orten stattgefunden haben und noch stattfinden (Pressakirche von Köln nach Essen!), was mit wirtschaftlichen wie technischen Erwägungen der zu äußerster Sparsamkeit gezogenen Industrie zusammenhängt.

Emperger spricht auch von einer „Verstärkung des Aachener Hochhauses durch Eisenbeton“. Wenn man den diesbezüglichen Aufsatz von Petry richtig liest, so wird man feststellen müssen, daß es sich nicht um eine Verstärkung der Teile, sondern um eine Vergrößerung des Gebäudegrundrisses handelt, nämlich um die nachträgliche Hinzufügung kleinerer Anbauten in Eisenbeton. Die nachträgliche Hinzufügung solcher Anbauten und deren ordentliche Verbindung mit der Haupttragkonstruktion ist wirtschaftlich überhaupt nur beim Stahlskelettbau in einwandfreier Weise möglich, und von dieser Möglichkeit wurde in Aachen reichlich Gebrauch gemacht.

Und nun die Organisation des Bauens. Eine ordentliche Vorbereitung eines großen Baues, also eine richtige Organisation vom Zeichenbrett bis zum schlüsselfertigen Bau hat sich bei den bisherigen Hochhausbauten in Europa genau so möglich erwiesen, wie in anderen Ländern. Dabei weiß jeder Stahlbauer, daß fast bei jedem Bauwerk gewisse Änderungen während des Baues unvermeidlich sind. Die Behauptung, daß der Stahlbau solchen Änderungen nahezu hilflos gegenübersteht, entspricht nicht den Tatsachen. Es gibt im Gegenteil keine Bauform, keine Bauaufgabe, keine Bauabänderung, der die unübertreffliche Anpassungsfähigkeit des Stahles als Baustoff nicht mindestens ebenso gewachsen wäre wie irgendeine andere Bauweise. Daß umfangreiche Abänderungen während des Baues im Eisenbeton nicht die geringste Verzögerung hervorrufen, wird Dr. E. kein erfahrener Praktiker glauben.

Die geschlossene Produktionskette, von der Dr. E. spricht, ist wohl nicht nur die Eigenart der Stahlbauweise, sondern trifft, wie man hoffen darf und auch weiß, bei jeder anderen, auf richtiger Planung aufgetauten Bauweise zu. Und sind vielleicht im Eisenbetonbau die Fälle ganz unbekannt, bei denen ein Bau wegen zwischenzeitlicher Änderungen wochenlang, ja monatelang verzögert und dann durch unvorhergesehenen Eintritt von Frostperioden noch weiter erheblich hinausgeschoben wird?

Über die verblüffend kurzen Bauzeiten, die nicht nur in Amerika, sondern auch in Europa im modernen Stahlbau erreicht werden, scheint Dr. E. nicht aufgeklärt zu sein. Man ist in Deutschland sicher nicht mehr weit von den amerikanischen Rekordleistungen entfernt, denen es möglich war, das 25 Stock hohe Lawes Building in Chicago mit einer Gesamthöhe von 88,5 m mit 1900 t Stahlkonstruktion in 36 Tagen fertig aufzustellen. So ist beispielsweise die Stahlkonstruktion des siebengeschossigen Kaufhauses Singer in München in der Zeit von genau vier Wochen errichtet worden. Das Stahlgerüst des 14stöckigen Kühlhauses Weddel in Hamburg mit dem Gewicht von 1400 t wurde innerhalb drei Monaten erstellt. Die Montage des 60 m hohen Pressa-Turmhauses in Köln erforderte fünf Wochen. Das 4000 t schwere Stahlgerüst des Gersteinwerkes in Dortmund wurde infolge der glänzenden Montageorganisation innerhalb sechs Wochen errichtet. Über andere kurzfristige Stahlbauten, wie Messehalle 7 in Leipzig, Großkraftwerk Klingenberg, Berlin, enthält die Fachliteratur genügend Material zur Unterrichtung des Dr. E.

Daß aber Dr. E. die verschiedenen Bauinteressenten schon von vornherein vor dem Stahlskelettbau mit drohenden Mehrkosten im Falle von Änderungen gruseln machen will, ist nicht gerade liebenswürdig. Man sollte ja als Fachmann auf dem Standpunkt stehen, daß jeder ordentlichen Arbeit auch ein angemessener Lohn gebührt, und somit Mehrkosten, die mit nachträglichen technischen Abänderungen doch immer verknüpft sind, auch angemessen bezahlt werden müßten. Leider wissen die Stahlbaufachleute über diesen Punkt ein sehr garstig Lied zu singen; denn Abschlüsse nach festen Pauschalpreisen sind, wie Jedermann weiß, im Stahlbau leider die Regel, und die Besteller verstehen es fast immer vorzüglich, Mehrkosten auf die Stahlbaufirma abzuwälzen. Wenn aber die Eisenbetonfirmen wirklich so großzügig, wie Dr. E. das andeutet, den Bestellern die Sorge um solche Mehrkosten bisher abnehmen (die Fama redet allerdings anders), so wäre es jetzt höchste Zeit, daß beide, Stahlbauer wie Eisenbetonbauer, gemeinsam gegen diesen Unfug energisch Front machen.

Wenn der Verfasser auch versichert, daß es ihm bei seiner Untersuchung weniger auf wirtschaftlichen Vergleich der beiden Bauweisen ankommt, so weiß er doch die Behauptung unterzubringen, daß selbst bei gleichen Kosten der Eisenbeton schon wegen seines größeren Gewichtes Anspruch auf Bevorzugung hat! Glänzend, wie hier aus der Not eine Tugend gemacht wird! Worin besteht eigentlich der Vorzug des großen Eigengewichtes der Eisenbetonhäuser? Vielleicht darin, daß bei nicht ganz ausgezeichneten Bodenverhältnissen die Gründung erheblich größere Schwierigkeiten und Kosten verursacht und daß etwaige Senkungen des fertigen Bauwerkes infolge der Sprödigkeit des Materials zu schwerwiegenden Rissebildungen führen können, die beim elastischen Stahlbau vermieden werden. Das geringere Gewicht des Stahlhochhauses ist gerade einer seiner größeren Vorzüge, nicht nur wirtschaftlich, sondern auch technisch.

Der ganze Stahlbau zeigt eine wirkliche Homogenität, die allen Bewegungen und Erschütterungen besser gewachsen ist (siehe Hebung der Kohlenmahlanlage im Kraftwerk Klingenberg im Jahre 1927) als irgendein anderer Baustoff, daher auch die überragende Bedeutung des Stahls im Brückenbau, und zwar gerade in solchen Gebieten, wo die Gefahr von Bodensenkungen besteht (rhein.-westf. Industriegebiet).

Mit welchem Recht wird weiterhin behauptet, daß die Sicherheit des Eisenbetons unter anderem auch deshalb größer ist, weil im Stahlbau bei den neuen Stahlsorten bis auf eine eineinhalbfache Sicherheit herabgegangen ist? Die zulässige Grundbeanspruchung des St 37 ist in Deutschland 1200 kg/cm^2 gegenüber einer mittleren Bruchfestigkeit von 4100 und bei St 48 1500 kg/cm^2 gegenüber 5300 mittlerer Bruchfestigkeit, d. i. also in Wirklichkeit eine rund $3\frac{1}{2}$ -fache Sicherheit; und selbst wenn man nur die Streckgrenze als Maßstab nähme, so bleibt selbst da noch eine mindestens zweifache Sicherheit. Hingegen könnte man über die sog. vierfache Sicherheit des Eisenbetons sehr geteilter Meinung sein, da es sich bei dem im Bauwerk selbst eingebauten Beton (das Material des Probewürfels braucht durchaus nicht homogen im ganzen Bauwerk verteilt zu sein) um einen Baustoff handelt, dessen Güte allerdings abhängt von Kontrollen, Aufsicht, Wetter, Jahreszeit, Geschicklichkeit und gutem Willen jedes einzelnen Handlungers usw.

Es ist daher wohl kein Zufall, daß viele behörd-

liche Bestimmungen immer wieder auf scharfe Kontrolle hinweisen. So sagen die sehr betonfreundlichen französischen Bestimmungen, daß „die Aufsicht beim Eisenbeton noch strenger sein müßte als bei den sonst üblichen Bauweisen“. Desgleichen die belgischen. Zusammenfassend stellt also Dr. E. den schon eingangs erwähnten fundamentalen Satz auf, daß der Stahlbau erst für Bauwerke von 20 Geschossen aufwärts allein in Frage kommt, bis dahin jedoch besser eine vom Verfasser angegebene kombinierte Bauweise, die aber allerdings in das Gebiet des Eisenbetons und sicher nicht in das der Stahlbauindustrie gehört. Mit dieser Feststellung wäre denn also für Mitteleuropa der Stahlskelettbau abgetan, denn bei 20 Geschossen wird wohl die obere Grenze der in absehbarer Zeit hier entstehenden Hochhausbauten liegen. Die Beweise für seine Behauptungen, die von der Baupraxis widerlegt werden, ist Dr. E. schuldig geblieben. Jedenfalls darf man im Interesse einer gesunden Fortentwicklung der Eisenbeton- wie der Stahlskelettbauweise hoffen, daß kein unvoreingenommener Bauherr, keine ernsthafte Bauverwaltung durch die unbewiesene Empergersche „Höhentheorie“ bei bedeutungsvollen Bauentschlüssen sich irgendwie beeinflussen lassen wird. Nach wie vor wird es in Zweifelsfällen nötig sein, durch eingehende Kostenvergleiche und objektive fachmännische Gegenüberstellung aller wirtschaftlichen und technischen Vor- und Nachteile die Entscheidung über die günstigste Bauweise zu fällen. —

VERMISCHTES

Und wieder Hausschwamm. In Nr. 19 der Konstruktionsbeilage nimmt Herr Arch. Wilh. Mahlke, Potsdam, Stellung zu meinem in Nr. 9 veröffentlichten Aufsatz „Die Erkrankung des eingebauten Holzes an Hausschwamm und dessen Bekämpfung“ und bringt dazu eine Reihe von Berichtigungen.

Der erste Satz meiner Arbeit „Selbst das ganz gesund eingebaute Holz kann recht bald erkranken, wenn es so eingebaut ist, daß es fortgesetzt mit solchen Stoffen in Berührung bleibt, die ihm Feuchtigkeit zuführen, und Licht und Luft gar keinen oder nur geringen Zutritt haben“ ist klar und hat durch die Bemerkungen des Kritikers keine Verbesserung erfahren. Tatsache ist, daß die einzelnen Arten des Hausschwammes sich an solchen Stellen entwickeln, die hinreichend feucht, vom Licht möglichst abgeschlossen und nur von stehender Luft erfüllt sind.

Der Absatz 2 meiner Arbeit soll irreführend sein, weil er von den mehr als 40 bekannten Arten der Hausschwämme nur den echten Hausschwamm — merulius lacrymans — und den weißen Porenschwamm — polyporus vaporarius — als die schlimmsten Holzzerstörer nennt. Wenn aber von den schlimmsten Holzzerstörern die Rede ist, und ausdrücklich die dritte Steigerungsform zur Anwendung kam, so sind schlimme und schlimmere Zerstörer vorausgesetzt, zu denen ich auch den von Herrn Mahlke noch besonders genannten Kellerschwamm rechne. Ich erwähnte aus der Unmenge der Hausschwämme nur die beiden gefährlichsten Arten, weil ich das mir bezeichnete Gebiet stofflich abgrenzen mußte.

Wenn die Gutachter neben der deutschen Bezeichnung auch die botanischen Namen gebrauchen, beobachten sie in der Wissenschaft gebräuchliche Vorschriften und verbauen sich den Weg billiger Ausflüchtungen, so daß der Leser vor Irreführungen bewahrt bleibt.

Unter den in Absatz 7 erwähnten Strängen verstehe ich die schlauchartigen Gebilde, deren der echte Hausschwamm sich zur Herbeileitung des Wassers bedient. (Der Vorgang ist in Absatz 5 meiner Arbeit ausführlich beschrieben.) Es sollte von mir keineswegs behauptet werden, als seien die feiner geteilten Ausstrahlungen des Myzels beim weißen Porenschwamm nicht durch dickere strangartige Teile zusammengefaßt, was in der Abb. 3 mit aller Deutlichkeit zu sehen ist. Es handelte sich vor allem um die Feststellung, daß dem weißen Porenschwamm diese schlauchartigen Stränge fehlen, und daß er deswegen nicht in der Lage ist, Wasser zu dem jeweiligen Entwicklungsherd herbeizuleiten, woraus sich dann von selbst ergibt, daß er in seiner Zerstörung

lokalen Beschränkungen unterworfen ist. Wenn Herr Mahlke hiervon das Gegenteil behaupten will, so verweise ich ihn auf:

1. die entspr. Ausführungen in „Der echte Hausschwamm“, von Hartig-v. Tubeuf, 2. Aufl., 1902, und auf die entspr. Wandtafeln von Tubeuf, Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart;
2. „Der Hausschwamm“, von C. Metz, 1908;
3. Fachkunde für Holzarbeiter, von Prof. Großmann, München 1927, Verlag Teubner, Berlin, S. 46 ff.;
4. Baustoffkunde, von Prof. Dr. E. Glintzer, 6. Aufl., Verlag Degener, Leipzig, S. 162 ff.
5. Die Holzarten, von Forstrat Gayer, 2. Aufl., Verlag Max Jänecke, Leipzig, S. 74 ff.;
6. Das Holz, von Dr. J. A. v. Monroy, VDI-Verlag, Berlin 1929, S. 65 ff.
7. Lehrbuch für Tischler, Flocken-Walking, Teil 1, Verlag Jänecke, Hannover, S. 53 ff.

In den angegebenen Quellen wird Herr Mahlke auch einen Unterschied in der Holzzerstörung der beiden Schwammarten finden. —

BRIEFKASTEN

Antworten der Schriftleitung.

Maurermeister T. in H. (Hellhörigkeit im Wohnhaus mit Holzdecke.)

Frage. In kleinerem Wohnhaus zeigt sich eine gewisse Hellhörigkeit, trotzdem nur ruhige Familien das Haus bewohnen. Die Decken sind Holzbalken mit Rohrdecken, Schutzdecken mit 6 cm Lehm, 2 cm Sandauflage, darüber zölliger Fußboden. Wand steht auf Wand, verwendet ortsübliche Strangpreßsteine, Innenwände in verlängertem Zementmörtel gemauert. Nur ein Luftkamin vorhanden, der aber in Obergeschoß keinen Anschluß hat. Trotzdem hört man die Wirtschaftsgeräusche des Obergeschoßes deutlich im Erdgeschoß.

Kann zu stramm eingeschnittener Fußboden das Geräusch auf die Wände übertragen, oder kann die Übertragung durch die Balkenlage erfolgen? Wie ist dem Übel abzuhelfen? Kommt für die Schäden der Zimmermeister in Frage, oder kann auch den Maurermeister Schuld treffen?

Antwort. Die Schallübertragung ist um so größer, je schwächer die Holzbalken und je größer die Lufträume zwischen diesen sind, ferner je strammer die Fußbodenbretter mit der Wand verbunden sind. Mittel zur Milderung des Übels sind: Abschwächung der Geräuschquellen durch Teppiche, Filzstücke unter den Stuhlbeinen usw., Auffüllung der großen Lufträume zwischen den Balken, Trennung der Fußbodenbretter von den Wänden durch Streifen aus Kork oder ähnlichen Stoffen, Trennung der Fußbodenbretter vom Holzbalken durch Gummi-, Filz- oder ähnliche Zwischenlagen.

Wegen der Schuldfrage kommt es darauf an, ob über Schallsicherheit besondere (vertragliche) Abmachungen getroffen waren. Ist das nicht der Fall, so kann Käufer oder Mieter über das Ortsübliche hinaus keine Anforderungen stellen, also nur, wenn die Geräusche tatsächlich außergewöhnlich groß sind und wenn baulich nicht die Maßnahmen getroffen sind, die ortsüblich sind.

Im übrigen ist es eine alte Erfahrung, daß die Geräusche allmählich mit dem stärkeren Austrocknen des Neubaues, mit der Ansammlung von Staub und mit der stärkeren Anfüllung der Räume durch Hausrat und Stoffe (Vorhänge, Teppiche u. a.) ein wenig nachlassen. —
Winterstein.