

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Erdbebensicherheit von Gebäuden.

Von Regierungsbaumeister Rudolf Briske, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

### 1. Die seismologischen Grundlagen.

Die in den letzten Jahren sich häufenden Meldungen von schweren Erdbebenschäden aus den verschiedensten Teilen der Erde lassen es angebracht erscheinen, ausführlicher auf eine Frage einzugehen, die auch für den im Auslande tätigen deutschen Ingenieur von wesentlicher Bedeutung werden kann: Die Frage der Erdbebensicherheit von Bauwerken.

Die deutsche Fachliteratur auf diesem Gebiete beschränkt sich im wesentlichen auf die Wiedergabe von Bildern der Zerstörung durch Erdbeben, ohne des näheren auf die statischen und konstruktiven Einzelfragen einzugehen. Um die vielgestaltigen Zerstörungserscheinungen zu verstehen, ist es notwendig, sich zunächst einen Begriff von den wirkenden Kräften zu machen, die bei den Erderschütterungen ausgelöst werden.

Fast alle zerstörenden Erdbeben sind tektonische Beben, das heißt Erdbeben, die ihre Ursache in der Änderung des Schichtbaues (der Tektonik) der Erdrinde haben. Die Erdbeben sind also Begleiterscheinungen der Gebirgsbildung, die sich zwar im ganzen über lange geologische

demjenigen von Tokio im Jahre 1923, lag das eigentliche Erdbebenzentrum 90 km von Tokio, unterhalb der Sagami-Bucht, und zwar in etwa 15 km Tiefe unter dem Meeresspiegel (vgl. Abb. 1). Während der Meeresspiegel erhebliche Veränderungen aufwies, mit Hebungen und Senkungen von Hunderten von Metern, gab es in dem ganzen von der Erschütterung betroffenen Landgebiete nur wenige kleinere Erdspalten, die nirgends ein Gebäude trafen; auch die stellenweisen Küstenhebungen, bis zu 2 m, und Küstensenkungen, bis zu 38 cm, hatten keinen Einfluß auf die Standfestigkeit der Gebäude. In einer Anzahl von Fällen stürzten infolge der Erschütterungen steile Abhänge, deren Geröllmassen sich vor dem Erdbeben gerade noch in labilem Gleichgewicht befunden hatten, samt den darauf befindlichen Gebäuden zusammen (Abb. 2). Von derartigen, meist auf Gebirgsdörfern beschränkten Ausnahmefällen abgesehen, waren die Zerstörungen ausschließlich auf die unzulängliche Widerstandsfähigkeit der

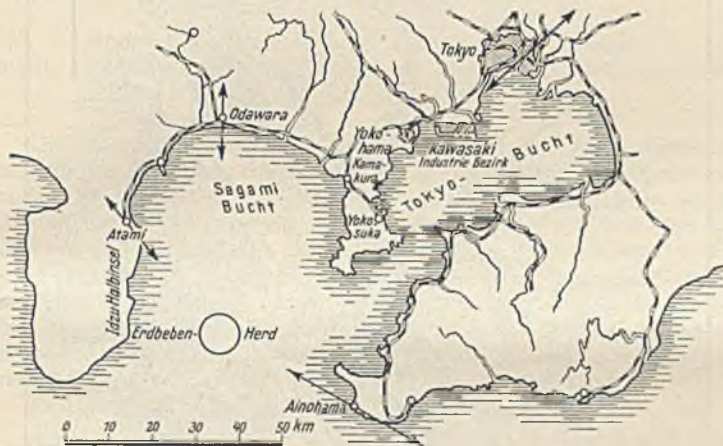


Abb. 1. Übersichtsplan des Erschütterungsgebietes des Erdbebens vom 1. September 1923 in Japan.



Abb. 2. Abrutsch an einem Steilhang (Dorf Sokokura im Berglande von Hakone, Japan).

Zeiträume erstreckt, im einzelnen jedoch sich aus zahllosen kleinen Teilbewegungen zusammensetzt. Durch Bruch infolge Faltung von Gesteinsschichten, vor allem aber durch Verwerfung werden die betroffenen Gesteinsschichten in elastische Schwingungen versetzt, die sich durch die Gesteinmassen der Erdrinde weiter fortpflanzen und an der Erdoberfläche als Erdbeben in Erscheinung treten.

Die letzte große geologische Umgestaltung der Erdrinde, die Gebirgsbildung der Tertiärzeit, ist noch heute nicht ganz zur Ruhe gekommen, so daß die von ihr betroffenen Gebiete sich durch besonders heftige Erdbebenaktivität auszeichnen. Es sind dies die beiden großen tertiären Faltungsgürtel der Erde, die zirkumpazifische Faltungszone rings um den Stillen Ozean und die mediterrane Faltungszone, der die Alpen, die Gebirgszüge Südeuropas und Vorderasiens, der Himalaja und die Sunda-Inseln angehören; die Gebirge der beiden Faltungszonen sind von tiefen maritimen Einbruchbecken begleitet, deren Ränder, also die Steilabfälle zwischen Gebirge und Tiefsee, sich als besonders schwache Stellen der Erdrinde erweisen. Diesen Gebieten gehörten auch die verheerenden Erdbeben der letzten Jahrzehnte an — San Francisco und Valparaiso 1906, Messina 1908, Tokio 1923, Sta. Barbara (Kalifornien) 1925; Dalmatien, Herzegowina, Mittel-Japan, Santiago (Chile) und Süd-Serbien in der ersten Hälfte des Jahres 1927.<sup>1)</sup>

Gegen Zerstörung von Bauwerken durch weitgehende Änderung der Erdoberfläche, etwa infolge der Bildung meterbreiter Klüfte durch ein Erdbeben, ist menschliches Können machtlos. Freilich sind Änderungen dieser Art äußerst selten; bei dem in seinen Folgeerscheinungen verheerendsten Erdbeben, das in geschichtlicher Zeit bekannt geworden ist,

<sup>1)</sup> Als ein ausführliches deutsches Lehrbuch über Entstehung und Auswirkung der Erdbeben, das auch umfangreiche weitere Literaturangaben enthält, sei genannt: „Geologische, physikalische und angewandte Erdbebenkunde“, von Dr. A. Sieberg, Jena 1923. Verlag von Gustav Fischer.

Bauten gegen die Erschütterungen des Bodens zurückzuführen, ohne daß der Baugrund selbst Veränderungen aufwies. Im ganzen wurden in dem von dem großen Erdbeben am 1. September 1923 betroffenen Gebiet etwa 250 000 Gebäude ganz zerstört oder schwer beschädigt.

Diese Erschütterungen sind lediglich die Folgen einer rüttelnden Bewegung der Erdoberfläche. Irrig ist die Auffassung, als ob beim Erdbeben die Erdoberfläche selbst in schaukelnde Bewegung nach Art der Meereswellen versetzt wird und dadurch die einzelnen Gebäude vorübergehend schief stehen wie ein Boot im Seegang: Wellen dieser Art (transversale Wellen) sind zwar vorhanden, aber dermaßen sanft — mit Amplituden von wenigen Zentimetern und Wellenlängen von mehreren Kilometern —, daß sie keinerlei Einfluß auf die Standfestigkeit der Gebäude ausüben. Vielmehr breitet sich die Erschütterung vom Erdbebenherd her strahlenförmig nach allen Richtungen in longitudinalen Wellen aus, die an der Erdoberfläche als rüttelnde Bewegung in Erscheinung treten. Die durch Seismographen meßbaren absoluten Maße dieser Rüttelbewegung betragen hin und her etliche Zentimeter — bei dem großen Erdbeben in Japan 1923 stellenweise bis zu 50 cm — in einer ziemlich spitz zur Erdoberfläche verlaufenden Richtung, bei einer Periode von einer Sekunde und mehr für das Hin- und Herrütteln — bei dem großen Erdbeben in Japan etwa 1,35 Sek. Die bei diesem Rütteln ausgelösten, durch Auswertung der Seismogramme (Abb. 3 u. 4) feststellbaren Beschleunigungen und Verzögerungen der Erdoberfläche betragen in wagerechter Richtung bei dem großen Erdbeben in Japan bis zu 5 m/Sek.<sup>2</sup> oder 50% der Schwere-Beschleunigung 9,81 m/Sek.<sup>2</sup>. Erheblich geringer bleiben, infolge des spitz einfallenden Winkels der Erdstöße gegen die Erdoberfläche, die senkrechten Beschleunigungen bzw. Verzögerungen, die eine Vermehrung bzw. Verminderung der Schwere-Beschleunigung bedeuten. Die senkrechten Stöße sind daher für die Standsicherheit der Gebäude im allgemeinen einflußlos; eine Vermehrung der Schwere-Beschleunigung und



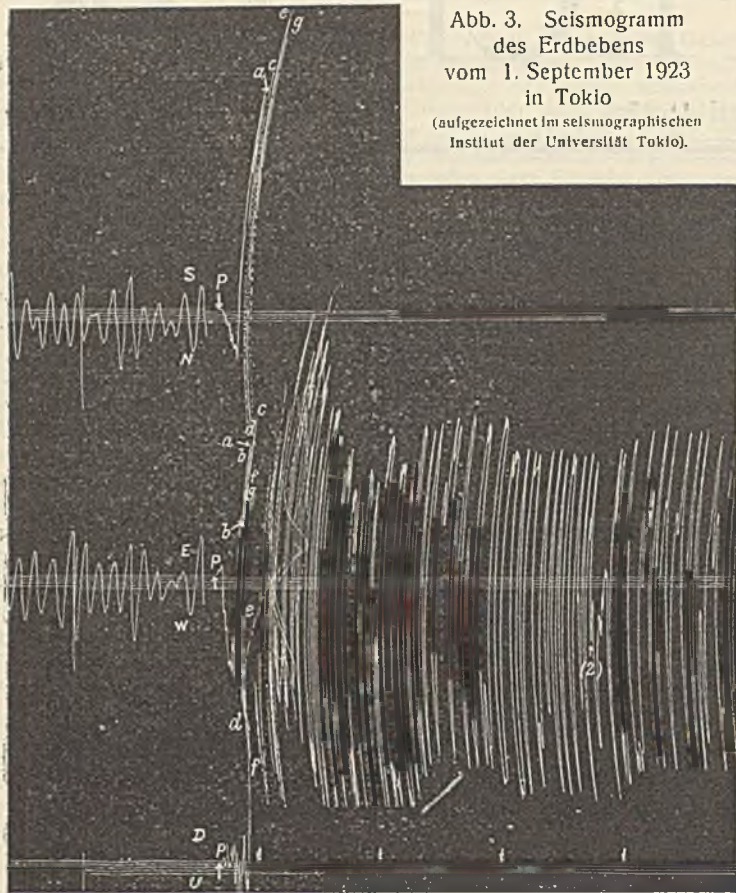


Abb. 3. Seismogramm des Erdbebens vom 1. September 1923 in Tokio (aufgezeichnet im seismographischen Institut der Universität Tokio).

einigen größeren Erdbeben in Japan für die wagerechte Rüttelbewegung festgestellten Perioden, Amplituden, Beschleunigungen und Erschütterungsgrade an.

Wie im besonderen das große Erdbeben in Tokio zeigte, pflanzte sich die Erschütterung nicht, wie man annehmen sollte, einfach strahlenförmig vom Erdbebenherd aus fort, vielmehr waren durch wechselnde Schichtenlagerungen vielfache Ablenkungen bedingt. Auch die Größe der Erschütterung nahm nicht, wie es bei homogener Schichtenlagerung der Fall wäre, mit dem Quadrate der Entfernung vom Erdbebenherd ab, sondern hing wesentlich von der Beschaffenheit des Untergrundes ab, wie folgende Tabelle zeigt.

Ort	Entfernung vom Erdbebenherd km	Untergrund	Erschütt.-Grad $\frac{\alpha}{g}$
Idru-Halbinsel . . .	35	tertiärer bzw. vulkan. Fels	10 %
Kamakura . . .	45	tertiärer Fels	8 %
Kamakura . . .	45	alluviale Ablagerungen	40 %
Yokohama . . .	62	harter diluvialer Lehm	20 %
Yokohama . . .	62	alluviale Ablagerungen	40 %
Tokio . . .	92	harter diluvialer Lehm	10 %
Tokio . . .	92	alluviale Ablagerungen	30 %

somit der senkrechten Lasten der Gebäude um äußerstenfalls 15 % bleibt bei allen Bauweisen stets im Rahmen der Sicherheit, die durch entsprechend geringe Wahl der zulässigen Beanspruchung gegeben ist.

Maßgebend für die Erdbebensicherheit der Bauwerke ist somit ihr Verhalten gegenüber den bei wagerechten Erschütterungen ausgelösten Kräften, deren Berücksichtigung beim Entwurf unerlässlich ist.

Für die statische Berechnung empfiehlt es sich, den Begriff „Erschütterungsgrad“ einzuführen, nämlich das Verhältnis der durch die Rüttelbewegung des Erdbebens ausgelösten wagerechten Beschleunigung zur Schwere-Beschleunigung, oder, was auf dasselbe herauskommt, das Verhältnis der beim Erdbeben ausgelösten wagerechten Zusatzkräfte zu den senkrechten Lasten des Gebäudes. Die folgende Tafel gibt die bei

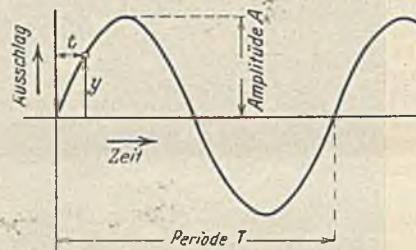


Abb. 4. Bestimmung des Erschütterungsgrades aus dem Seismogramm.

Annahme: Sinus-Kurve  
 Periode:  $T$   
 Amplitude:  $A$   
 Ausschlag im Zeitpunkte  $t$ :

$$y = A \sin 2\pi \cdot \frac{t}{T}$$

Beschleunigung:

$$\alpha = \frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{4\pi^2}{T^2} \cdot A \sin 2\pi \cdot \frac{t}{T}$$

$$\alpha_{\max} = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot A$$

Zahlenbeispiel:

$A = 150 \text{ mm}$   
 $T = 1,35 \text{ Sek.}$

$$\alpha_{\max} = 150 \cdot \frac{4\pi^2}{1,35^2} = 3250 \text{ mm/Sek.}^2$$

Erschütterungsgrad:

$$\epsilon = \frac{\alpha}{g} = \frac{3250}{9810} \approx \frac{1}{3}$$

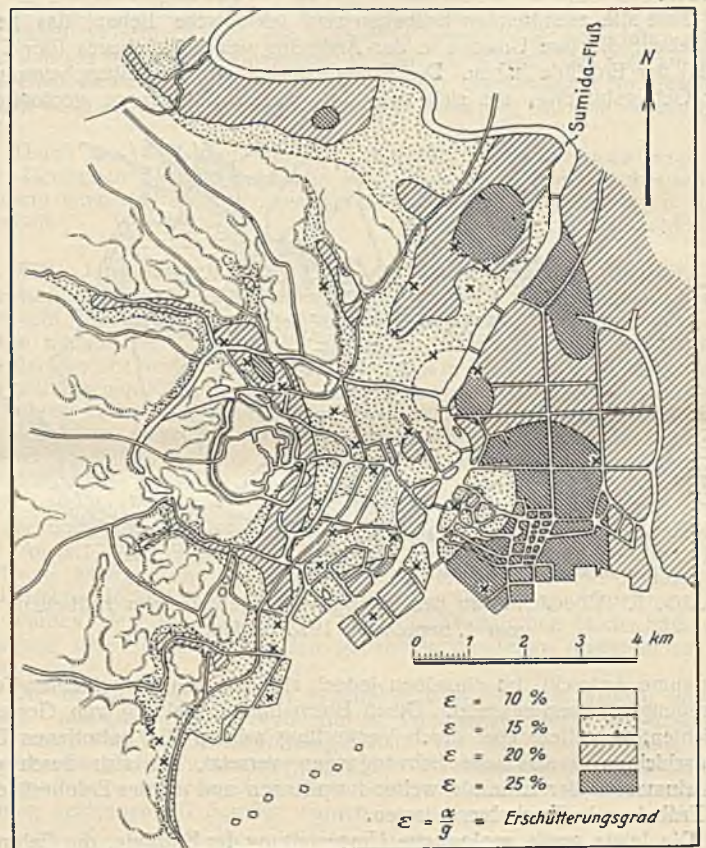


Abb. 5. Die Verschiedenheit des Erschütterungsgrades innerhalb des Stadtgebietes von Tokio.

Die Lage der in dieser Zusammenstellung genannten Ortschaften ist aus dem Plane (Abb. 1) ersichtlich. Für die Stadt Tokio zeigt ein Vergleich des Stadtplanes (Abb. 5), der die Erschütterungsgrade in den einzelnen Stadtbezirken darstellt, mit einem geologischen Plan, in wieviel stärkerem Maße die weicheren Alluvialschichten erschüttert wurden als die alten, aus festem diluvialen Lehm bestehenden Gebietsteile. Auf Grund des kalifornischen Erdbebens 1906 (vergl. Sieberg, Erdbebenkunde, S. 109) wurde festgestellt, daß, wenn man die Bebenwirkung im soliden vollkristallinen Fels gleich 1 setzt, sie in Sandstein 1 bis 2,4 mal so groß, in lockerem Sand 2,4 bis 4,4, in künstlich aufgeschüttetem Baugrund 4,4 bis 11,6 und in Marschboden 12 mal so groß ist.

Allgemein gilt also die Regel, daß die Bebenwirkung um so geringfügiger ist, je verbandsfester das Gestein ist. Denn in verbandsfesten Steinen kommen lediglich Erschütterungen zur Geltung, während in den lockeren Schichten, zu denen auch die Verwitterungserzeugnisse der festen Gesteine gehören, Massenverlagerungen hinzutreten, die durch die seismischen Wellen ausgelöst werden.

Die Festsetzung des mutmaßlich höchsten Erschütterungsgrades für die einzelnen von Erdbeben gefährdeten Landesgebiete und Stadtbezirke stellt eine besonders wichtige Gemeinschaftsarbeit zwischen Seismologen

Beben	Periode $T$ Sek.	Doppelte Amplitude $2A$ mm	Größte wäger. Beschl. $\alpha = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2}$ mm/Sek. <sup>2</sup>	Erschütt.-Grad
				$\epsilon = \frac{\alpha}{g}$
Mino-Owari, Japan, 28. 10. 1891 . . .	1,30	220	2600	26,7 %
Tokio, 20. 6. 1894, weicher alluvialer Boden	1,80	162	1000	10,2 %
Tokio, 20. 6. 1894, harter diluvialer Boden	1,80	78	480	4,9 %
Tokio, 1. 9. 1923, weicher alluvialer Boden	1,35	270	2930	30,0 %
Tokio, 1. 9. 1923, harter alluvialer Boden	1,35	88,6	960	9,8 %



und Baufachmann dar; hierbei kann es sich freilich — wie im Grunde genommen auch zum Beispiel beim Winddruck — nur um eine rohe Schätzung vermutlicher Grenzwerte handeln, die aber doch unentbehrlich sind, um überhaupt eine Grundlage für die statischen Berechnungen zu schaffen.

2. Die Grundlagen der statischen Berechnung für Bauwerke im Erdbebengebiet.

a) Die Wirkung der Erschütterung.

Im vorigen Abschnitt wurde gezeigt, daß die beim Erdbeben ausgelösten Schwingungen Stoßbeschleunigungen verursachen, die, je nach Größe des Erdbebenherdes, Lage des Standortes zum Erdbebenherd und Bodenbeschaffenheit einen Erschütterungsgrad — also ein Verhältnis der wagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung — bis zur Höhe von 50% aufweisen. Zu dieser wagerechten Stoßkraft kommt noch die senkrechte, auf Vermehrung und Verminderung der Schwere-Beschleunigung wirkende Stoßkraft, die jedoch, wie bereits erwähnt, für die Berechnung der Gebäude im allgemeinen vernachlässigt werden darf.

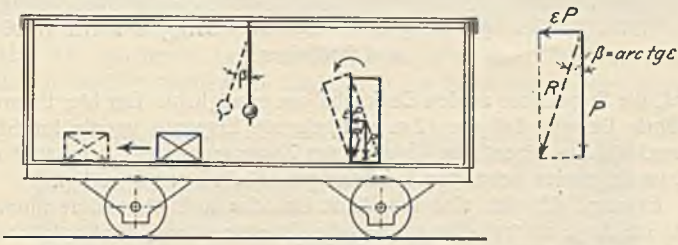


Abb. 6. Veranschaulichung des Erschütterungsgrades an den Bewegungen der Gegenstände auf einem hin- und hergerüttelten Fahrzeug.

Die Vorgänge, die infolge einer lediglich wagerechten Erdbebenerschütterung auftreten, macht man sich am einfachsten klar, indem man sich die Bauteile, deren Standsicherheit und Festigkeit untersucht werden soll, auf einem Fahrzeug angebracht denkt, das die gleichen Hin- und Herbewegungen erfährt wie die Erde im Falle eines Erdbebens. Die Vorgänge sind in Abb. 6 erläutert, unter der Annahme einer Sinus-Funktion folgenden Rüttelbewegung, deren Amplitude 150 mm, deren Periode 1,35 Sek. beträgt. Man erhält (vergl. Abb. 4) die absolut größte wagerechte Beschleunigung des Erdbebens zurzeit des größten Schwingungsauschlages

$$\alpha = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = 3250 \text{ mm/Sek.}^2 \approx \frac{1}{3} g$$

(g = Schwere-Beschleunigung = 9810 mm/Sek.<sup>2</sup>)

und hieraus den Erschütterungsgrad

$$\epsilon = \frac{\alpha}{g} = 0,33$$

woraus man den Winkel

$$\beta = \text{arc tg } \epsilon = 18^\circ$$

erhält, um den das in Abb. 6 dargestellte, an einem starren Gerüst hängende mathematische Pendel ausschlägt. (Wobei vorausgesetzt ist, daß die Zeitdauer, während deren die Beschleunigung  $\alpha$  nahezu unverändert bleibt, reichlich groß im Verhältnis zur eigenen Schwingung des Pendels ist.)

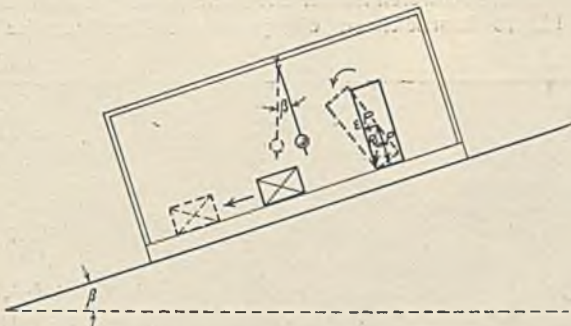


Abb. 7. Veranschaulichung des Erschütterungsgrades  $\epsilon$  an den Bewegungen der Gegenstände auf einer gedachten, um den Winkel  $\beta = \text{arc tg } \epsilon$  geneigten schiefen Ebene.

Unter dem gleichen Winkel  $\beta$  stellt sich auch die Mittelkraft aus Schwere und Erschütterungskraft für stehende Körper ein, so daß der in Abb. 6 hochkant dargestellte rechteckige Block im dort gezeigten Drehsinne umfällt, falls die Mittelkraft nicht mehr innerhalb der Grundfläche bleibt. Ein durch seine Form gegen Umkippen gesicherter Block kommt im Pfeilsinne der Abb. 7 ins Gleiten, falls der Pendelwinkel  $\beta = 18^\circ$  den Reibungswinkel zwischen Block und Unterlage überschreitet. Allgemein gesprochen, hat man, um einen beliebigen statischen Vorgang zu erfassen,

nach dem Gesetz der relativen Beschleunigung (d'Alembertsches Prinzip), für jedes an dem Körper wirksame Massenteilchen  $Q = mg$  eine der Erdbebenbeschleunigung entgegengerichtete Kraft

$$\alpha \cdot m = \frac{\alpha}{g} \cdot Q$$

hinzuzufügen, um die Auflagerkräfte und Beanspruchungen der einzelnen Bauwerkteile zu errechnen.

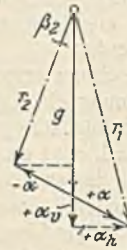


Abb. 8.

Zusammengesetzte wagerechte und senkrechte Erschütterung.

$$\alpha_h = \frac{1}{3} g = 3,27 \text{ m/Sek.}^2$$

$$\alpha_v = \frac{1}{10} g = 1,64 \text{ m/Sek.}^2$$

$$\epsilon_{\text{max}} = \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v} = 0,40$$

$$\beta_2 = \text{arc tg } \epsilon_{\text{max}} = 22^\circ$$

Die durch die veränderte Krafttrichtung bedingten Wirkungen sind also die gleichen, wie sie durch eine Schiefstellung des Erdbodens um den Winkel

$$\beta = \text{arc tg } \epsilon$$

entstehen würden. Abb. 7 kennzeichnet diese besonders bei Durchführung graphischer Untersuchungen zweckmäßig auszuwertende Ähnlichkeit der Erscheinungen.

Die Betrachtung bleibt unverändert, wenn die wagerechte Erdbebenbeschleunigung  $\alpha_h$  zugleich mit einer senkrechten, auf Vermehrung und Verminderung der Schwerkraft  $g$  wirkenden Erdbebenbeschleunigung  $\alpha_v$  zusammentrifft; die äußerste Schiefstellung (Abb. 8) geschieht dann unter dem Winkel

$$\beta_2 = \text{arc tg } \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v}$$

Da die senkrechte Erdbebenbeschleunigung meist, wie bereits erwähnt, nur ein Bruchteil der wagerechten ist, so ist die Änderung der Krafttrichtung und somit der Einfluß der senkrechten Erdbebenerschütterung in den meisten Fällen der Praxis unwesentlich. Große Gefahr kann freilich auch eine an sich unbedeutende senkrechte Erschütterung mit sich bringen, sobald Reibungsvorgänge in Frage kommen. Durch die senkrechte Erschütterung erfahren Gegenstände, die nicht fest mit dem Boden verbunden sind, einen elastischen Stoß: Möbelstücke, die durch ihre Form gegen Umkippen gesichert sind, springen im Zimmer nennenswerte Strecken umher; sogar leichte Häuser, die ohne feste Verbindung lose auf ihren Fundamenten auflagen, machten in den im Erdbeben von 1923 in Japan besonders heftig betroffenen Bezirken Sprünge von mehr als 1 m Weite.

Der Vorgang läßt sich durch einen einfachen Versuch veranschaulichen, indem man etwa eine Streichholzschachtel auf ein Brett legt, das Brett in schräger Richtung rüttelt und die Sprünge beobachtet, die die Streichholzschachtel infolge Aufhebung der Reibung durch den elastischen Stoß von unten her und gleichzeitiger seitlicher Erschütterung des Brettes, vollführt. Wengleich der elastische Stoß bei einem Erdbeben im allgemeinen nur Sprünge von Gegenständen auf ihrer Unterlage um Bruchteile eines Millimeters zur Folge haben wird, so genügt auch der kleinste Sprung bereits, um das als Reibung in Erscheinung tretende Ineinandergreifen der Oberflächenteilchen vorübergehend aufzuheben.

So selbstverständlich dieser Vorgang erscheint, so wenig ist er in den volkstümlichen Bauweisen der meisten Länder berücksichtigt worden. Bruchsteinmauerwerk ist in Japan und Italien, als besonders preiswerter Beistoff, sehr häufig verwandt worden, oft auch einfach als Trockenmauerwerk, namentlich beim Bau von Stütz- und Futtermauern; bei derartigen Bauwerken genügen schon kleinere Erdbeben zur völligen Zerstörung. Sofern überhaupt Mauerwerk verwendet wird, ist eine satte Ausmauerung aller Fugen, womöglich mit Zementmörtel, unerlässlich. Auch ist Sorge zu tragen, daß die Reibung bei der Kraftübertragung möglichst ausschaltet, besonders bei der Konstruktion der Fundamente, wo eine innige Verbindung mit dem gewachsenen Boden, etwa durch Verzahnung oder durch Pfähle, unerlässlich ist.

Besonders gefährlich ist die Wirkung des elastischen Stoßes auch bei Dacheindeckungen. Dachziegel und Schieferplatten werden bei den üblichen Konstruktionen zunächst in die Höhe geworfen und fallen dann herab; notwendig ist eine stoßsichere Befestigung, etwa wie bei den Asbestzementplatten durch Annageln auf die Dachplatten.

b) Bestimmungen zur statischen Berechnung von Bauwerken im Erdbebengebiet.

Abgesehen von den einer rechnerischen Behandlung kaum zugänglichen Vorgängen, die auf Aufhebung der Reibung zurückzuführen sind, wird es notwendig, die Kraftwirkung des Erdbebens in den statischen Berechnungen bis ins einzelne zu verfolgen.

Für die Einheitlichkeit der statischen Berechnungen sind behördliche Bestimmungen über die für die einzelnen Bezirke anzunehmende Höhe des Erschütterungsgrades und die im Erdbebenfalle zugelassenen Höchstspannungen erwünscht.

Mustergiltig sind in dieser Hinsicht die ministeriellen Vorschriften, die für Neubauten von Straßenbrücken in Tokio festgelegt sind. Da es sich bei diesen Brücken überwiegend um weicheren alluvialen, oft erst



in geologisch jüngster Zeit abgelagerten Boden handelt, ist mit dem hohen Erschütterungsgrade  $\epsilon = 1/3$ , also einer wagerechten Erdbebenbeschleunigung von  $3,27 \text{ m/Sek.}^2$  gerechnet; zugleich ist eine senkrechte Erdbebenbeschleunigung

$$\alpha_v = 1/2 \alpha_h = 1/6 g = 1,64 \text{ m/Sek.}^2$$

vorgeschrieben. Die sich hieraus ergebende Änderung im Erdbebenfalle ist aus Abb. 8 ersichtlich. Im Hinblick auf die Seltenheit des Erdbebenfalles dürfen die ohne Rücksicht auf das Erdbeben zugelassenen Beanspruchungen der Baustoffe um 50% überschritten werden.

Ähnliche Bestimmungen werden auch für den Hochbau angestrebt, mit der Maßgabe, daß man, soweit es sich um Berechnung eines ganzen Gebäudes auf Erdbebensicherheit handelt, aus Wirtschaftlichkeitsgründen die Nutzlasten wie auch den Winddruck auf einen Bruchteil, etwa die Hälfte ihrer Höchstwerte, herabsetzt: Denn das Zusammentreffen des an sich schon sehr seltenen Belastungsfalles, daß die Belastung sämtlicher Räume eines Gebäudes mit voller Nutzlast geschieht, mit höchstem Winddruck und dem ganz seltenen Belastungsfall des Erdbebens hat nur noch einen verschwindend geringen Grad der Wahrscheinlichkeit. Bei Befolgung dieser Regel kommt man im allgemeinen im Hochbau mit unwesentlichen Verstärkungen der Baukonstruktion, bei geeigneten Konstruktionen wie Rahmen sogar ohne Verstärkungen aus und kann die erforderliche Erdbebensicherheit unter voller Wahrung der Wirtschaftlichkeit und ohne wesentlichen Mehraufwand erreichen.

Für einfachere Fälle genügt die in Japan viel angewandte Regel, die Erdbebenkräfte durchweg als Zusatzkräfte von nur 10% der senkrechten Kräfte anzunehmen, ohne Herabsetzung der sonstigen Lasten und Heraufsetzung der zulässigen Spannungen; zur klaren Erfassung der statischen Aufgabe empfiehlt sich jedoch durchweg die Einsetzung eines den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Erschütterungsgrades im Sinne obiger Darlegungen.

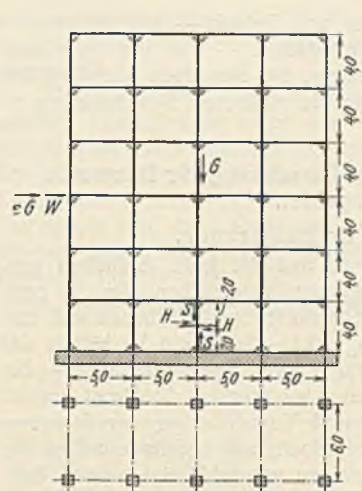
c) Die statischen Grundsätze für die Konstruktion von Gebäuden.

Wie bereits erwähnt und wie später, bei Besprechung der einzelnen Bauweisen, an Hand praktischer Beispiele erläutert wird, war die mangelnde Seitensteifigkeit der Bauwerke schuld an dem meisten Unglück. Die Tragkonstruktion der Bauwerke bestand nur aus Balken und Säulen bzw. Pfeilern, die Ausfachung der Wände geschah mit einem schwachen Mauerwerk oder Putz auf Draht- bzw. Rohrgeflecht und war wohl für leichtere Beanspruchungen wie Wind ausreichend, nicht aber für den Fall des Erdbebens; denn die Windkraft ist verhältnismäßig der getroffenen Ansichtsfläche des Bauwerkes, die Erdbebenkraft verhältnismäßig dem Gewicht, also etwa dem umbauten Raum des Bauwerkes. Je kleiner, in Windrichtung gemessen, die Gebäudebreite, desto größer wird also die Windkraft im Verhältnis zur Erdbebenkraft. So kommt es, daß hohe, schlanke Bauten verhältnismäßig leichter Konstruktion, denen man an sich eine geringe Erdbebensicherheit zutrauen sollte, im Erdbeben sich oft erstaunlich gut gehalten haben, da ihre Inanspruchnahme nicht größer war als im Falle des höchsten Winddrucks, der bei ihrer Berechnung berücksichtigt war. Umgekehrt ist es bei verhältnismäßig schweren Bauten mit breiter Grundfläche, die oft durch das Erdbeben zerstört wurden, während ihre Beanspruchung durch Winddruck nur belanglos blieb.

Im besonderen Maße gilt dies von den sogenannten Skelettbauten, bei denen ein tragendes Gerippe aus Eisen oder Eisenbeton mit durchgehenden massiven Decken zur Aufnahme der senkrechten Kräfte dient, während die wagerechten Kräfte durch das Füllmauerwerk aufgenommen werden. Abb. 9 bringt ein Zahlenbeispiel. Bei einem Erschütterungsgrade von 30% werden die durch das Erdbeben ausgelösten wagerechten Zusatzkräfte zehnmal so groß wie die Windkräfte; den dadurch entstehenden Beanspruchungen ist weder das Füllmauerwerk noch die Tragkonstruktion gewachsen. Es kommt, wie im folgenden an einer Reihe von Beispielen erläutert, zunächst zur Zerstörung des Füllmauerwerkes, anschließend zur Verbiegung und zum Bruch der für die Aufnahme größerer Biegemomente unzureichenden Säulen.

Beispielsweise erhält man für das Untergeschoß des in Abb. 9 dargestellten Gebäudes bei Konstruktion in Eisenbeton, wenn man die Berechnung nur für Eigengewicht, volle Nutzlast und Wind durchführt, mit den üblichen Spannungen von  $40 \text{ kg/cm}^2$  für Beton und  $1200 \text{ kg/cm}^2$  für Eisen, Säulenabmessungen von  $90 \cdot 60 \text{ cm}^2$ . Wenn man die Berechnung für den Fall des Erdbebens mit 30% Erschütterungsgrad durchführt, so kommt man, falls man die Säulen nicht verstärkt, zu Beanspruchungen, die für den Beton das Vierfache und für das Eisen das Doppelte der zulässigen Spannung erreichen. Es wird deshalb eine Verstärkung der Säulen um ungefähr 50% auf das Maß  $110 \cdot 75 \text{ cm}^2$  erforderlich, wobei die Spannungen für Beton und Eisen etwa das  $1 1/2$ -fache der zulässigen Spannung betragen, was nach den früheren Darlegungen noch als zulässig zu erachten ist.

Wirtschaftlich fällt die Säulenverstärkung gegenüber dem Vorteil der weitaus erhöhten Erdbebensicherheit nur wenig ins Gewicht, zumal da mit der Verstärkung der Säulen gleichzeitig eine Rahmenwirkung erreicht



Geschoßgewicht (einschl.  $1/2$  Nutzlast)  $1 \text{ t/m}^2$   
 Auf 1 m Gebäudelänge:  
 Gesamtgewicht des Baues  $G = 6 \cdot 4,0 \cdot 5,0 \cdot 1,0 = 120 \text{ t}$   
 Winddruck ( $0,150 \text{ t/m}^2$ )  $W = 0,150 \cdot 6 \cdot 4,0 \cdot 1,0 = 3,6 \text{ m}$   
 Erdbebenkraft:  
 (Erschütterungsgrad  $\epsilon = 30 \%$ )  
 $\epsilon G = 0,30 \cdot 120 = 36 \text{ t} = 10 \text{ W}$   
 Säulenkraft im Untergeschoß:  
 $S = G \cdot \frac{6,0}{4} = 180 \text{ t}$   
 Einspannungsmoment infolge Windes:  
 $M = H \cdot 2,0 = W \cdot \frac{6,0}{4} \cdot 2,0 = 10,8 \text{ tm}$   
 Einspannungsmoment infolge Erdbebens:  
 $M = H \cdot 2,0 = \epsilon G \cdot \frac{6,0}{4} \cdot 2,0 = 108 \text{ tm}$

Abb. 9. Beanspruchung eines Gebäude-Gerippes durch Wind und Erdbeben.

wird, die Ersparnisse an den Deckenbalken ermöglicht. Der hier theoretisch geführte Beweis, daß die allzu weitgehende Ersparnis gerade im Säulenquerschnitt die eigentliche Ursache des Zusammenbruchs war, wird durch die im folgenden erörterten Zerstörungserscheinungen bestätigt.

Es empfiehlt sich eine möglichst einfache und klare Berechnung, da stets im Auge zu behalten ist, daß die Grundannahme, der Erschütterungsgrad, doch nach dem heutigen Stande der seismologischen Wissenschaft nur sehr roh sein kann. Im übrigen bleibt zu beachten, daß, wenigstens im allgemeinen die Einführung des Erschütterungsgrades in die Berechnung praktisch einwandfreie Ergebnisse liefert, in besonderen Fällen auch die Schwingungserscheinungen berücksichtigt werden müssen. Beispielsweise kann ein Erdbeben geringeren Erschütterungsgrades, das im allgemeinen an den Gebäuden noch keine Schäden anrichtet, hohe Schornsteine zerstören, indem die Schwingungsperiode des Erdbebens nahezu die gleiche ist wie die Eigenschwingungsperiode des Schornsteins, so daß Resonanzwirkung und dadurch — unter statisch ähnlichen Vorgängen, wie sie aus der Theorie der Turbinenfundamente bekannt sind — Vergrößerung anfänglich geringer Ausschläge und schließlich Bruch eintritt. Auf die hiermit zusammenhängenden Fragen zurückzukommen, sei späterer Gelegenheit vorbehalten. Für die im folgenden gegebenen Erklärungen des Verhaltens der einzelnen Bauweisen bei dem Erdbeben 1923 in Japan erübrigt sich das Eingehen auf die Schwingungserscheinungen, da die Zerstörungen durchweg als unmittelbare Folge der Erschütterungen aufzufassen sind.

3. Gebäude in Holz.

Holzbauten hatten sich bei dem großen Erdbeben vom 1. September 1923 in Japan im allgemeinen nicht bewährt, was freilich nicht auf die Holzbauweise an sich zurückzuführen ist, sondern auf die Anwendung der alt-hergebrachten japanischen Holzbauweise, die Verstrebungen überhaupt nicht kennt. Die Seitensteifigkeit blieb dabei oft nur auf die sehr schwachen, aus Putz auf Rohrgeflecht bestehenden Wandausfachungen beschränkt, und wo diese Seitensteifigkeit versagte, kam es zum Zusammenbruch des für die schweren Dächer unverhältnismäßig leichten Unterbaues. Abb. 10 bis 15 kennzeichnen die japanische Hausbauweise und den



Abb. 10. Japanische Wohnhäuser (Kamakura).



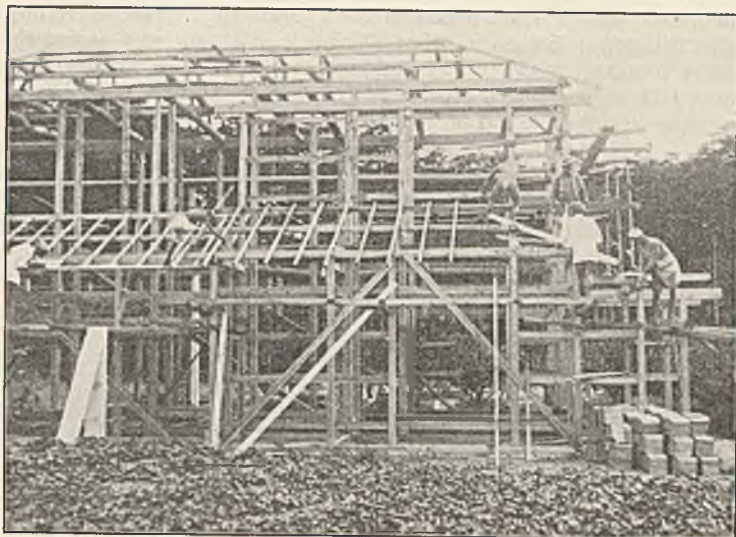


Abb. 11. Modernes japanisches Wohnhaus im Bau. (Die im Bilde sichtbaren Streben werden vor Einbringen der Wandausfüllungen beseitigt.)

japanische Wohnhäuser hielten immerhin etwas besser stand, dank der bei einwandfreier Durchführung der alten Regeln des japanischen Hausbaues vorhandenen Rahmenwirkung.

Abb. 16 u. 17 gibt das Beispiel eines alten Tempels, in der vom Erdbeben schwer heimgesuchten Tempelstadt Kamakura; während die Häuser der Nachbarschaft fast durchweg zerstört wurden, blieb der Tempel bis auf einige Schäden der Holzvertäfelung unversehrt. Im Gegensatz zum alten deutschen Holzfachwerkbau, bei



Abb. 12. Modernes japanisches Wohnhaus.



Abb. 13. Zerstörung japanischer Holzhäuser.



Abb. 14. Die charakteristische Zerstörungsform japanischer Holzhäuser: Zusammenklappen des Unterbaues bei unversehrtem Dach.



Abb. 15. Japanisches Wohnhaus. Wandausfüllung mit Putz auf Rohr. Die Verstrebung beginnt sich erst seit dem Erdbeben einzubürgern.



Abb. 16. Kenchoji-Tempel, Kamakura.



Abb. 17. Einzelheiten der Rahmenkonstruktion.

eigenartigen Zerstörungsvorgang des kartenhausartigen Zusammenklappens. In einzelnen Ortschaften fielen auf diese Weise bis zu 95% der Häuser dem Erdbeben zum Opfer. Ebenso schlimm ging es den Holzbauten, die zwar in ihrem Gesamtaufbau europäischem Muster folgten, wie Speicher, Schuppen und Villen europäischen Stils, konstruktiv jedoch ebenfalls durch die fehlende Verstrebung gekennzeichnet waren. Gediegene

dem die nach unseren Begriffen konstruktiv und statisch unentbehrlichen Streben zugleich architektonisch wesentliche Merkmale sind, widerspricht die Verstrebung dem japanischen Kunstempfinden; jedoch wurde die konstruktive Aufgabe, für ein Holzfachwerk mit schwerem Dachaufbau eine hinreichende Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Kräfte auch ohne Verstrebungen zu finden, durch eine besonders kräftige Rahmenkonstruktion



gelöst mittels starker einwandfreier Eckverbindungen; freilich mit recht erheblichem Materialaufwand, nämlich unter Verwendung von Pfosten von 56 cm Durchm. und Riegeln von  $40 \cdot 17 \text{ cm}^2$  Querschnitt.

Die oft auch in der seismologischen Fachliteratur wiederkehrende Behauptung, daß die Jahrhunderterte alten Tempelbauten Japans zahllosen Erdbeben getrotzt haben und daher die japanische Holzbauweise, die die Verstrebungen fortläßt, jeder europäischen Bauweise vorzuziehen sei, hat somit eine Lücke: Die Tempelbauten erhielten sich trotz des Fehlens der Verstrebungen, einmal dank ihrer zwar unwirtschaftlichen, aber besonders kräftigen Rahmenkonstruktion, dann aber auch, weil sie fast stets auf besonders gutem Baugrund stehen. Die Tempelbauten in Kamakura z. B. stehen fast durchweg über festem Kalkfelsen, so daß der Erschütterungsgrad nur  $\frac{1}{5}$  des Erschütterungsgrades der benachbarten alluvialen Bezirke war (vergl. Tafel S. 426).

Im Gegensatz zu der Unzulänglichkeit nicht verstreuter Holzbauten haben sich nach europäischen Begriffen regelrecht verstreute Holzbauten im Erdbeben recht gut bewährt, beispielsweise die nach deutschen Mustern durchgebildeten Hochbauten in Holz bei der japanischen Staatsbahn. Entgegen dem Rate bewährter Fachleute, die bereits vor mehr als 20 Jahren zur allgemeinen Einführung der Verstrebungen im Holzbau drängten, blieb man im Wohnhausbau beim Althergebrachten und hat dadurch schweres Unheil hervorgerufen. Erst jetzt beginnt sich die von Fachleuten inzwischen allgemein anerkannte Notwendigkeit der Verstrebungen auch in der Praxis des Holzbaues in Japan langsam durchzusetzen (Abb. 15).<sup>2)</sup>

In Laienkreisen neigt man vielfach zu der entgegengesetzten Ansicht,

<sup>2)</sup> Eine eingehende Schilderung der japanischen Holzbauweise findet sich in dem Werke: „Das japanische Haus“. Eine bautechnische Studie von F. Baltzer, Königlich-preussischer Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor, Beirat im Kaiserlichen Japanischen Verkehrsministerium in Tokio. Berlin 1903. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Auf die Unzulänglichkeit der japanischen Häuser in bezug auf Erdbebensicherheit ist dort ebenfalls hingewiesen.

daß gerade das Fehlen der Streben dem japanischen Hause die größere Sicherheit gegen Erdbeben gäbe: Denn das Fachwerk des japanischen Hauses besteht aus Gelenkvierecken, die der durch das Erdbeben ausgelösten Bewegung folgen können, während starre Gebilde, wie Dreieckverbände, irgendwo reißen müssen.

Bei dieser häufig gehörten Beweisführung liegt eine Verwechslung von Ursache und Wirkung vor. Die Ursache, die Bewegung der Erdoberfläche selbst beim Erdbeben, wird für den Beobachter überhaupt nicht sichtbar, sondern erst ihre als Formänderung nachgiebiger Bauwerke erscheinende Wirkung. Die auf die Formänderung wirkende Erschütterungskraft hängt nur vom Erschütterungsgrade und vom Gesamtgewicht des Bauwerks ab, nicht von der Bauart als solcher. Für einen bestimmten Baustoff ist, allgemein gesprochen, bei gleicher Tragkraft die starrere Konstruktion die wirtschaftlichere, ein Dreieckverband z. B. wirtschaftlicher als ein stärkerer Formänderungen unterworfenen Rahmen. Wählt man, wie beim japanischen Hause, die nachgiebigere Rahmenform ohne entsprechende Verstärkung der Konstruktionsglieder, so gibt es im Ernstfalle Bruch.

Es sei hier noch erwähnt, daß der Fehlschluß, das japanische Holzfachwerk mit seinen Viereckverbänden sei eine ideale Erdbebenbauweise, auch teilweise in der seismologischen Fachliteratur vertreten wird, und im weiteren Verfolg des Gedankens einer möglichst nachgiebigen Bauweise die Verwendung von Viereckverbänden allgemein auch für größere Bauwerke in Eisen und Eisenbeton empfohlen wird. Es bleibt dahingestellt, ob der Gedanke, eine besonders elastische Konstruktion biete Vorteile für die Erdbebensicherheit, beim Bau großer Gebäude in Eisen und Eisenbeton in Japan den Ausschlag für die Wahl dieser Bauweise gab, die das gerade Gegenteil des von den japanischen Fachleuten seit längerer Zeit unter Einbeziehung des Erschütterungsgrades in die Rechnung empfohlenen starren Systems darstellt. Jedenfalls steht fest, daß dieser Irrtum für Gebäude aller Bauweisen in Japan verhängnisvoll geworden ist. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Auskleidung von offenen Abwasserkanälen.

Von Regierungsbaumeister a. D. Steckhan in Essen.

(Mitteilung der Emschergenossenschaft.)

(Schluß aus Heft 28.)

### V. Heben und Senken der Bachsohle.

Wie schon unter Abschnitt II näher ausgeführt, eignet sich die Plattenauskleidung besonders dann, wenn durch Einwirkung des Bergbaues das Sohlengefälle verloren gegangen ist, die Bachstrecke also entweder vertieft oder gehoben werden muß. Bisher wurde in solchen Fällen folgendermaßen verfahren: Das Bachwasser wurde durch eine eiserne Rohrleitung oder eine Holzlutte, die das normale Wasser aufnehmen konnte, seitlich in der Berme auf die Länge des betreffenden Bauabschnittes umgeleitet. Im Schutze dieser Umleitung wurde dann die alte Plattenbefestigung mit der Hand oder mittels Kranes herausgenommen, die etwa darüber liegende Schlammsschicht entfernt und nach Einbringen von Boden zur Aufhöhung oder nach dem Aushub zur Vertiefung die alten Platten in der vorher beschriebenen Weise neu verlegt. Diese Arbeitsweise hat verschiedene Nachteile. Bei starken Niederschlägen reicht die Umleitung nicht aus, das Wasser tritt in die Baugrube und richtet hier mehr oder minder großen Schaden an. Sobald der betreffende Bauabschnitt beendet ist, muß die Umleitung herausgenommen und wieder verlegt werden, was jedesmal eine Verzögerung und Kosten für die Abdichtung der Baugrube an den Ein- und Ausläufen verursacht. Auch wird der Arbeitsraum infolge Einbaues des Umleitungskanals sehr eingeschränkt. Da diese Arbeitsweise nicht befriedigte, wurde eine andere Lösung gesucht und nach den Vorschlägen des Ing. Staschen ein Verfahren erprobt, wodurch man das Heben und Senken der Bachsohle, ohne das Wasser umzuleiten, im fließenden Wasser vornehmen kann.<sup>3)</sup> Um die unter Wasser liegenden Sohlenschalen und Seitenplatten herauszuziehen, bedient man sich eines zangenartigen Gerätes, mit dem die Platten paarweise gefaßt und mittels Flaschenzuges gehoben werden. Der Flaschenzug hängt an einem leichten Portalkran, der quer über den Bach auf Feldbahngleis fahrbar aufgestellt ist. Zum Wiederverlegen der herausgezogenen Sohlenschalen in die neue Höhenlage werden zunächst unter die Platten Unterlagshölzer kreuzweise geschoben, auf diese die Platten herabgelassen und gleichzeitig der unter den Sohlenschalen entstandene Hohlraum mit Kesselasche ausgefüllt. Nachdem so eine längere Strecke gehoben ist, werden die Schalen in ihrer Lage nachgerichtet und die Unterlagshölzer fortgenommen (Abb. 6).

Dieses Verfahren konnte zur Zufriedenheit durchgeführt werden, solange der normale Wasserstand innerhalb des Sohlenschalenprofils blieb und

die gehobenen Platten mit ihrer Oberkante noch erkennbar waren. Schwieriger wurden die Arbeiten bei einer Überflutung der Oberkante der neu verlegten Schalen, da diese nur mangelhaft nachgerichtet werden konnten und die Arbeiten bei jedem Anschwellen des Bachwassers unterbrochen werden mußten. Diese Schwierigkeit wird vermieden durch eine von Ing. Staschen verbesserte Arbeitsweise, die darin besteht, daß die Betonstücke genau in die beabsichtigte Lage und Höhe im Wasserlauf aufgehängt werden, statt sie nur behelfsmäßig durch Hölzer zu unterstützen. Das hierfür erforderliche Hängegerüst besteht aus Querbalken, Längsträgern und Hängeeisen. Die Querbalken werden in Abständen von 4 bis 5 m wagrecht in bestimmter Höhe über der beabsichtigten Sohlenhöhe quer über den Bach gelegt. Auf dem Querbalken ruhen die Längsträger, die durch Holzklötze in unverrückbarer Lage gehalten werden. Die auf den Längsträgern liegenden Hängeeisen dienen zur Unterstützung der Sohlenschalen und Seitenplatten. Ihre Schenkel werden kreuzweise unter Wasser verlegt und eingehakt.



Abb. 6. Hebung einer durch Bergbau gesunkenen Bachstrecke.

<sup>3)</sup> Dies Verfahren ist beschrieben in einem Aufsatz von Ing. Staschen im Technischen Gemeindeblatt, Jahrg. 29, Nr. 7: „Wiederherstellung des Sohlengefälles befestigter Abwasserläufe in Strecken, die durch Bergbau gesunken sind“.



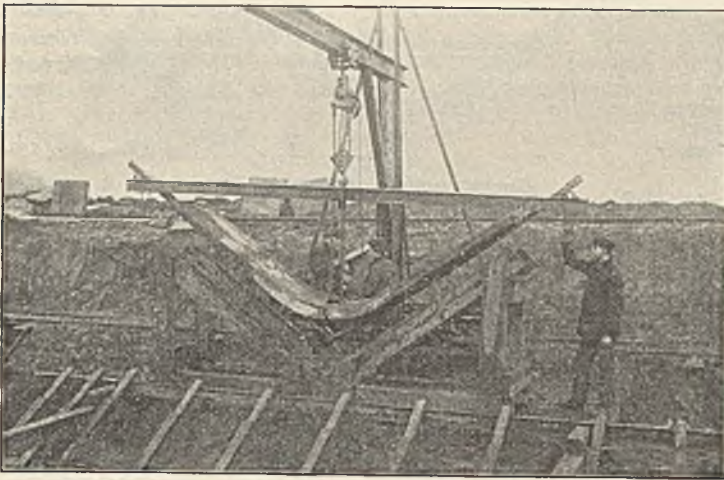


Abb. 7. Hebung einer gesunkenen Bachstrecke. Verlegen der Sohl- und Seitenplatten unter Wasser. Die Betonplatten werden mittels des eisernen Verlegers aus dem Bock gehoben.

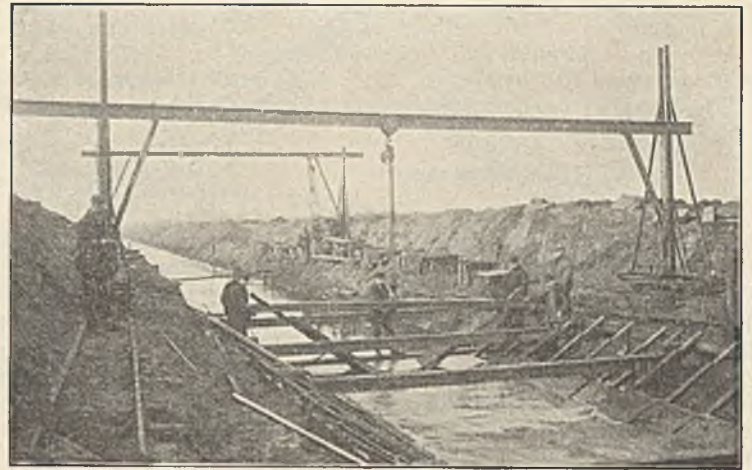


Abb. 8. Hebung einer gesunkenen Bachstrecke. Verlegen der Sohl- und Seitenplatten unter Wasser. Die Seitenplatten werden bis auf das Verlegegerüst abgesenkt.

Der Vorgang beim Neuverlegen der Platten ist nun folgender: Die am Ufer lagernden, mit der Zange herausgezogenen Sohlshalen werden paarweise in den am Portalkran hängenden Bügel eingehängt und durch den Flaschenzug unter Wasser auf die Hängeeisen heruntergelassen; anschließend werden die Seitenplatten darauf gelegt (Abb. 7 u. 8).

Gleichzeitig wird mit der Unterfüllung der Sohle durch groben Kies begonnen, der durch einen entsprechend geformten Trichter der Sohlmitte zugeführt wird. Zum Unterstampfen der Seitenplatten nimmt man aus Sparsamkeitsgründen grobe Kesselasche. Sobald die Hebung auf die Gerüstlänge durchgeführt und die Unterfüllung auf der ganzen Strecke sorgfältig nachgestopft und nachgeprüft ist, werden die Hängeeisenschenkel unter Bachmitte gelöst und herausgezogen. Dann wird das Hängegerüst auf zwei Längsträgerlängen beseitigt und wieder vorgebaut. Die dritte Länge bleibt stets zur Sicherung des Anschlusses an dem weiteren Vorbau zunächst bestehen. Ähnlich wird auch bei einer Vertiefung der Bachsohle vorgegangen. Nachdem der über Wasser auszuhebende Boden entfernt ist, wird die Senkung der Bachsohle in der vorher beschriebenen Weise durchgeführt. Die Sohlshalen werden dabei in der Regel auf die Sohlbalkenlänge von 4 bis 5 m aufgenommen und seitlich gelagert. Der unter der Sohle zu beseitigende Boden wird bei leichteren Bodenarten von dem abfallenden Wasser mit fortgespült, bei festerem Boden muß er mit besonderem Gerät gelöst werden. Um den Höhenunterschied zwischen dem ursprünglichen und dem gesenkten Wasserspiegel zu überwinden, wird das Bachwasser in einer nach dem Bachprofil geformten Blechrinne über die Baugrube geleitet. Nach dieser Vorarbeit wird das Neuverlegen der Sohlshalen in der gleichen Weise wie beim Heben ausgeführt. Das Verfahren wurde zunächst bei verschiedenen kleineren Bachläufen mit einer Wasserführung von etwa 0,5 m<sup>3</sup>/Sek. mit gutem Erfolg erprobt. In der Folge wurde sie dann auch bei größeren Bachläufen mit 2 m<sup>3</sup> sekundlicher Wassermenge angewendet. Auch hierbei hat sich die Arbeitsweise unter recht schwierigen Verhältnissen vorzüglich bewährt. In einem Falle gelang es, eine Bachstrecke, die schon über 1,50 m abgesunken war, auf die frühere Höhe zu heben, wobei die über 1 m unter festem Schlamm lagernden Sohlshalen und Seitenplatten fast ausnahmslos wieder gewonnen wurden. Die Kosten für das Aufheben und Wiederverlegen der Sohlenbefestigung betragen im Durchschnitt ohne die Kosten der Erdbewegung bei mittleren Bachläufen etwa 14 bis 15 R.-M./lfd. m. An täglicher Arbeitsleistung wurden im Durchschnitt 10 bis 12 m je nach den örtlichen Verhältnissen erzielt.

So stellt die Auskleidung mit Betonplatten eine für das Bergbauggebiet geradezu ideale Befestigungsart für offene Abwasserkanäle dar.

Im Emschergebiet sind bisher im ganzen rd. 160 km Bachläufe in dieser Weise ausgebaut worden. Auch andere wasserwirtschaftliche Verbände, wie der Ruhrverband in Essen und die Seseke-Genossenschaft in Dortmund, haben im großen Umfang ihre Abwasserkanäle nach diesem System ausgebaut, so daß zurzeit über 200 km derartiger Kanäle im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet im Betriebe sind. An keiner Stelle sind bisher Klagen oder Beschwerden über Belastigungen durch die offene Abführung des Abwassers bekannt geworden. Als einziger Mangel ergab sich bei einigen stark schlammführenden Gewässern die Bildung von Schlammwulsten an den Anschlußstellen der Rasenabdeckung an die Seitenplatten, die besonders dem Wechsel des Wasserstandes ausgesetzt sind. Diese überhängenden Wulste sind natürlich für die Wasserführung sehr nachteilig, und ihre Beseitigung erfordert erhebliche Kosten. Sie lassen sich dadurch vermeiden, daß man über den Seitenplatten noch eine weitere Platte anbringt, wodurch erreicht wird, daß der Schlamm zwangsläufig nach der Mitte zu abrutscht und das schlammige Wasser nicht mehr mit der rauhen Rasenfläche in Berührung kommt. Um das Abrutschen des Schlammes noch zu begünstigen, ist an verschiedenen Stellen versucht worden, das Profil mit steileren Böschungen auszuführen.

### VI. Sonderprofile.

In größerem Umfange sind solche Auskleidungen im Gebiete der Seseke-Genossenschaft, deren Geschäftsführung mit der der E. G. verbunden ist, ausgeführt. Beim Ausbau des Seseke und Körne wurden die in Abb. 9 u. 10 dargestellten Querschnitte auf längeren Strecken angewendet.

Sie zeigen in der Sohle ein ein- bzw. zweiteiliges Sohlstück, an das sich die steilgeneigte Böschungsbefestigung in Ziegelrollschicht anschließt, die über den normalen Wasserspiegel in die übliche 1 1/2 fache Böschungseigung übergeht. Nach den bisherigen Erfahrungen haben sie den Erwartungen entsprochen; allerdings eignen sie sich nur für gute Bodenverhältnisse, wobei ein Herausdrücken der steileren Böschungsbefestigung nicht zu befürchten ist. In jedem Falle ist eine starke Unterbettung aus grober Schlacke und eine gute Drainage der Sohle vorzusehen. Ein Nachteil gegenüber der einfachen Plattenbefestigung ist die schwierige spätere Hebung oder Senkung von derartig in Stampfbeton und Ziegelmauerwerk ausgebauten Bachstrecken.

In manchen Fällen ist die Betonauskleidung nicht ohne weiteres anwendbar, nämlich dann, wenn Angriffe sulfathaltiger Wasser auf den Beton zu befürchten sind. Diese Gefahr besteht im Industriegebiet in besonders hohem Maße, wo Betonbauwerke in der Nähe von Schlacken-

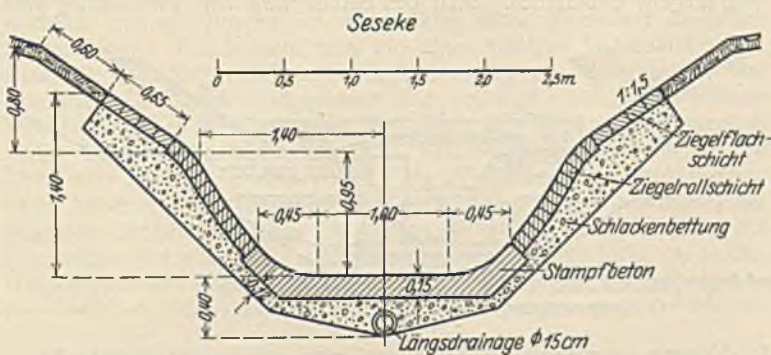


Abb. 9. Querschnitt der Seseke mit steiler Böschung.

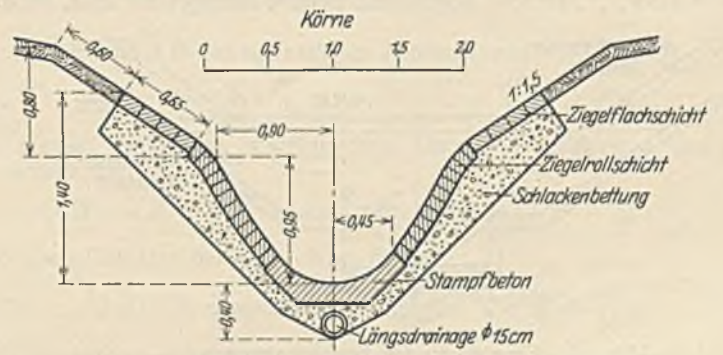


Abb. 10. Querschnitt der Körne mit steiler Böschung.



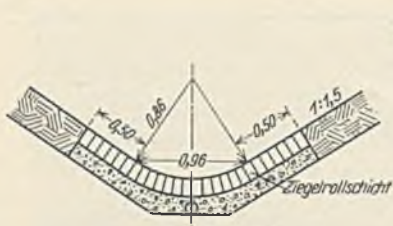


Abb. 12a. Auskleidung der Bachsohle in Ziegelrollschicht.

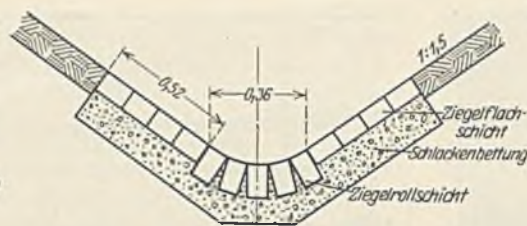


Abb. 12b. Auskleidung der Bachsohle in Ziegelflachschiicht.

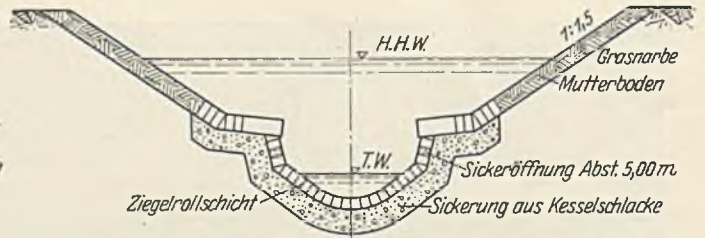


Abb. 13. Querschnitt eines offenen Abwasserkanals in Ziegelmauerwerk mit steilen Wangen.

und Zechenhalden errichtet werden. Diese Halden enthalten vielfach schwefelhaltige Stoffe, die durch Oxydation schwefelsaure Salze bilden. Zerstörungen des Betons durch sulfathaltige Wasser wurden zuerst an einem großen geschlossenen Betonkanal, der von der E. G. zur Durchleitung der Emscher unter der Hermannshütte in Hörde erbaut war, beobachtet.<sup>9)</sup>

Aber auch an den Betonauskleidungen ausgebauter Bäche zeigten sich an einzelnen Stellen rasch fortschreitende Zerstörungen, die zum Teil auf schwefelsäurehaltiges Grundwasser, zum Teil auf Abflüsse aus Halden zurückgeführt worden sind (Abb. 11).



Abb. 11. Zerstörung einer Betonauskleidung durch sulfathaltige Wasser.

Die E. G. hat darauf umfangreiche und sorgfältige Versuche in Verbindung mit der Badischen Anilin- und Sodafabrik in Ludwigshafen unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. Probst in Karlsruhe eingeleitet zur Prüfung der Frage, wie durch geeignete Zusammensetzung des Betons bzw. des für die Betonierung zu verwendenden Bindemittels die Einwirkung schädlicher Grund- und Haldenwasser auf Beton auszuschalten ist. Da erst nach Ablauf mehrerer Jahre das Ergebnis dieser Versuche zu erwarten ist, hat die E. G. in solchen gefährdeten Zonen statt des Betons eine Auskleidung in hartgebrannten Ziegelsteinen mit Klinkerverblendung gewählt, da sich herausgestellt hat, daß diese gegen sulfathaltige Wasser widerstandsfähiger ist. Im allgemeinen genügt für die Sohlen- und Böschungsbefestigung eine einfache Ziegelrollschicht auf Schlackenbettung mit Sohlendrainage (Abb. 12a) oder in manchen Fällen eine Ziegelflachschiicht nach Abb. 12b.

Rücksicht auf spätere Veränderungen der Bachsohle infolge von Bodensenkungen haben zur Ausbildung hierfür besonders geeigneter Querschnitte geführt (Abb. 13). Um bei eintretenden Senkungen zu verhindern, daß die Wasseroberfläche sich nicht zu stark verbreitert, wurden in dem unteren Teil des Querschnitts, der für die Schmutzwasserführung in Frage kommt, fast senkrechte Wangen auf beiden Seiten eingebracht.

<sup>9)</sup> Vergl. Helbing-Bach, „Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer“, Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 87, und Helbing-v. Bülow, „Chemische Angriffe auf Beton“, Bauingenieur 1925, Nr. 3.

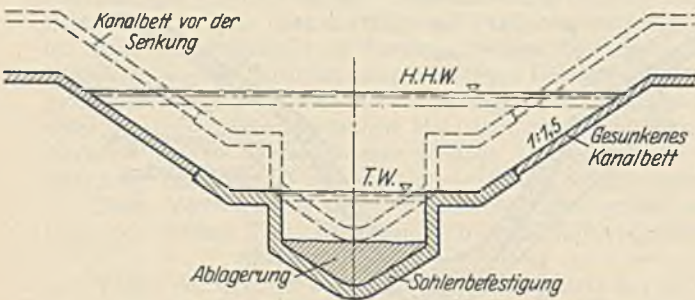


Abb. 14. Einwirkung der Bodensenkungen auf einen offenen Abwasserkanal nach Abb. 13.

In Abb. 14 ist die Wirkung der Bergsenkungen bei diesem Querschnitt gezeigt. Außer einer Versandung der Sohle wird die Ablagerung von Schlamm in der Sohle nicht eintreten (Abb. 14). Tritt das Wasser über die seitlichen Bermen, so kann man die Wangen und Bermen leicht erhöhen, ohne das Wasser umzuleiten. Nötigenfalls läßt sich auch eine Aufhöhung der Sohle unter Wasser ohne Schwierigkeit ausführen. Dieser Querschnitt ist bei dem Hauptsammler der Stadtgemeinde Hamborn im Jahre 1923 angewendet worden.

Aus ähnlichen Erwägungen heraus wurde im Jahre 1925/26 ein gemauertes Profil bei den Hebungsarbeiten der durch Bergbau gesunkenen Schwarzbachstrecke im Stadtgebiet Gelsenkirchen durchgeführt. Hier lagen die Verhältnisse besonders schwierig. Der 1913 mit Betonplatten ausgekleidete Bachlauf war infolge von Bodensenkungen auf rd. 1 km Länge vollständig versackt, so daß eine Hebung der gesunkenen Bachstrecke erforderlich wurde. Da die Platten mit einer etwa 1,80 m starken festen Schlammschicht überdeckt waren, wurde von einer Wiedergewinnung in diesem Falle abgesehen. Wegen der unmittelbaren Nähe einer großen Zechenhalde wurde für die gehobene Strecke ein gemauertes Profil aus hartgebrannten Ziegelsteinen mit Klinker-Verblendung vorgesehen (Abb. 15).

Auch hier ist der Querschnitt mit steilen Wangen ausgebildet, die sich bei weiteren Senkungen leicht aufhöhen lassen. Auf eine gute Entwässerung der Rückfläche durch Drainage ist besonderer Wert gelegt, um das säurehaltige Wasser von dem Mauerwerk fernzuhalten. Da das neue Kanalbett fast durchweg im aufgeschütteten Boden liegt und schon in Betrieb genommen wurde, bevor die seitliche Anschüttung vollständig beendet war, mußte das Profil besonders standsicher angelegt werden. Für den Mörtel wurde Eisenportlandzement vom Zementwerk der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. in Schalke verwendet, der gegen säurehaltige Wasser widerstandsfähiger ist als Portlandzement.

Augenblicklich sind von der E.G. Versuche eingeleitet, um ein steilwängiges Profil in Beton aus fabrikmäßig hergestellten Schalen und Platten zu erproben. Es ist zu hoffen, daß sich ein solches Profil auch bei ungünstigeren Bodenverhältnissen bewähren und es gelingen wird, die Betonwaren gegen Angriffe säurehaltiger Wasser widerstandsfähig zu machen.

Zusammenfassend darf gesagt werden, daß die im Emschergebiet ausgeführten offenen Abwasserkanäle die an sie gestellten Erwartungen sowohl hygienisch, wie technisch und wirtschaftlich im vollen Umfange erfüllen. In gesundheitlicher Hinsicht ist die offene Abführung von Abwässern selbst in bebauten Gebieten unbedenklich, wenn für die Frischhaltung des Wassers bis zur Kläranlage oder bis zum leistungsfähigen Vorfluter durch entsprechende Maßnahmen gesorgt wird. Durch die Aufnahme des Luftsauerstoffes und den Einfluß des Lichtes wird die Fäulnisfähigkeit des Wassers in den offenen Vorflutern sogar vermindert. In technischer Beziehung hat sich der im Emschergebiet seit 20 Jahren übliche dreieckige Querschnitt mit ausgerundeter Sohle und die Auskleidung des Profiles mit Betonplatten vorzüglich bewährt. Schlammablagerungen in den Vorflutern werden im allgemeinen bei den glatten Wandungen vollständig vermieden, nur bei stark schlammführenden Wasserläufen sind besondere Maßnahmen zur Verhütung von Schlammwulsten, entweder durch Hochziehen der Platten oder durch steilere Wandungen, erforderlich. Statt des Betons wird man zweckmäßig eine

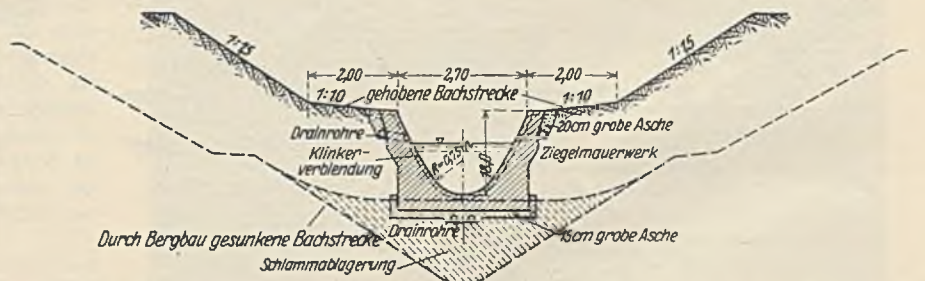


Abb. 15. Hebung einer durch Bergbau gesunkenen ausgebauten Bachstrecke in der Nähe einer Zechenhalde.



Verkleidung mit Ziegelmauerwerk dort anwenden, wo Einwirkungen aggressiver Wässer auf den Beton zu befürchten sind. Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus verdienen die offenen Abwassersammler vor den geschlossenen Kanälen den Vorzug, da ihre Anlagekosten nur etwa 1/4 bis 1/2 der Kosten geschlossener Kanäle betragen. Besonders in Außen-

gebieten mit weitläufiger Bebauung sollte man sie für große Hauptsammler stets verwenden. Hierdurch werden manche Gemeinden, die sich wegen der hohen Kosten geschlossener Kanäle nicht zu einer Kanalisation entschließen können, in die Lage versetzt, mit erschwinglichen Mitteln eine geregelte Ortsentwässerung durchzuführen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Wälzgelenke für eiserne Kragträger - Brücken.

Von Reichsbahnamtmann Knauf in Altona.

Beim Entwerfen von eisernen Gelenkträgerbrücken kleinerer Stützweite ist die zweckentsprechende Durchbildung der Gelenke wegen des beschränkten Konstruktionsraumes oft mit erheblichen Schwierigkeiten verknüpft. Dies gilt besonders dann, wenn in der Ebene des Ober- oder Untergurts ein Brems- oder Windverband durchgeführt werden muß, weil als Zwischenstützen nur Pendelsäulen ohne seitliche Verstrebung, also mit allseitiger Neigungsmöglichkeit, zulässig sind. Solcher Zwang liegt in der Regel bei schiefen Kreuzungsbauwerken zur schienenfreien Überschneidung zweier Eisenbahnstrecken vor. Die in diesen Fällen bisher angewendeten Gelenkbauarten zeigen durchweg eine recht verwickelte Anordnung, weil Rücksicht darauf genommen werden muß, daß sich unter der Verkehrslast am Gelenkpunkt ein merklicher Knick in der Biegelinie bildet. Bei sorgfältig durchgebildeten Ausführungen ist der Windverband an den Gelenken unterbrochen. Durch besondere, oft recht umständliche Vorkehrungen ist dafür Sorge getragen, daß Quer- und Längskräfte des Verbandes einwandfrei übertragen werden. Gelegentlich findet man aber auch sehr wenig durchdachte Ausführungen, an denen infolge ungenügender Beachtung der Formänderungen der Hauptträger starke Zerrungen eintreten, die die beabsichtigte Gelenkwirkung sehr beeinträchtigen. Diese Einflüsse konnten in früherer Zeit, als die zulässige Beanspruchung des Baustoffs noch eine reichliche Sicherheit gewährleistete, bis zu einem gewissen Grade in Kauf genommen werden. Heute nötigen die Verhältnisse dazu, auf jede überschüssige Sicherheit zugunsten einer wirtschaftlichen Bauweise zu verzichten. Um so mehr müssen die Tragwerke, um dieser Forderung zu genügen, so entworfen sein, daß die Voraussetzungen der

Festigkeitsberechnung nach Möglichkeit erfüllt und unberechenbare Nebeneinflüsse ferngehalten werden. Solchem Zwecke dient die in Abb. 1 wiedergegebene Gelenkbauart, die dem bei großen Fachwerkbrücken neuerdings öfter angewendeten Stützpendelgelenk<sup>1)</sup> nachgebildet ist und dessen Vorzüge (bequeme Zugänglichkeit und zwangsfreie Wirkung) auch für Blechbalkenbrücken nutzbar macht. Ihr wesentlichster Bauteil ist eine Stelze aus Stahlguß mit rechteckigem Querschnitt, von deren beiden Stützflächen die obere nach einem Kreisbogen geformt, die untere eben ist. Das zugehörige Gelenk-Ober-

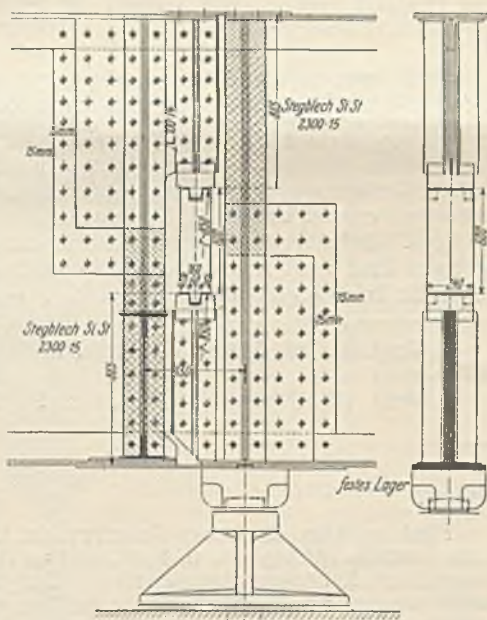


Abb. 1.

ein ebene, das Unterteil eine gewölbte Tragfläche. Die beiden gewölbten Tragflächen sind mit gleichem Krümmungshalbmesser ausgeführt, der reichlich groß gewählt ist (im allgemeinen etwa gleich der doppelten Stelzenlänge). Man kommt dann mit einer mäßigen Stelzenbreite aus, ohne die nach Hertz zulässige Flächenpressung zu überschreiten, und das Gelenk baut sich infolgedessen sehr gedrängt. Die Gelenkwirkung beruht auf reiner Wälzbewegung, die durch eine nach dem Normenvorschlag für Zweirollenlager entworfene Verzahnung zwischen Stelze und Ober- oder Unterteil gesichert wird. Der Widerstand der Wälzbewegung ist in Anbetracht des verhältnismäßig großen Krümmungshalbmessers der gewölbten Stützflächen klein. Als Folge der elastischen Verformung der Hauptträger tritt eine kaum merkliche senkrechte Verschiebung der beiden Hauptträgerenden gegeneinander ein. Außerdem weicht die Stützlinie in der Stelze von der Normalen zur Tragfläche sowohl am Ober- wie am

Unterteil um einen kleinen Winkel ab, so daß in der Berührungsgeraden außer dem Normaldruck noch ein geringer Schub entsteht. Diese Auswirkungen lassen sich aber bei zweckentsprechenden Abmessungen der Gelenkteile mühelos in zulässigen Grenzen halten, wie die folgenden Entwicklungen zeigen werden.

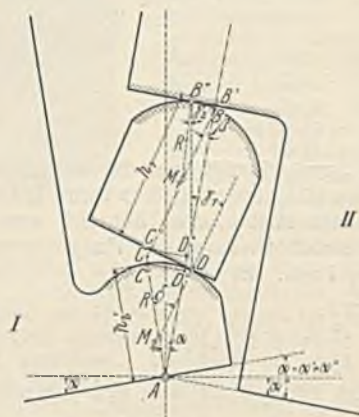


Abb. 2.

Abb. 2 gibt die Gelenkanordnung nach eingetretener Formänderung in schematischer, der Deutlichkeit wegen stark verzerrter Darstellung wieder. Der gegenseitige Drehpol A der beiden Hauptträgerscheiben I und II liegt im Untergurt. Ihr Zusammenhang in diesem Punkte wird durch eine biegsame Lasche gesichert, die zugleich als Gurt des Windverbandes und zur Übertragung der Bremskräfte dient. Die beiden Scheiben I und II seien um den Winkel  $\alpha = \alpha' + \alpha''$  gegeneinander verschoben.

In dem Dreieck ABC gilt die Beziehung

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} = \frac{BC}{AC} \approx \frac{h_1}{h_2};$$

oder, da in Anbetracht der in Wirklichkeit sehr kleinen Winkeländerungen die Sinusfunktion gleich dem Bogenmaß gesetzt werden kann,

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{h_1}{h_2};$$

mithin

$$(1) \quad \beta = \alpha \cdot \frac{h_2}{h_1}$$

Die Stelze dreht sich gegen die Scheibe I um den Winkel

$$\delta = \alpha + \beta = \alpha \left( 1 + \frac{h_2}{h_1} \right).$$

Aus der Reihe

$$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} - \frac{x^6}{6!} + \dots$$

folgt für sehr kleine Winkel  $x$  genügend genau

$$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2}$$

oder

$$(2) \quad 1 - \cos x = \frac{x^2}{2}.$$

Die Strecke  $C' C'' \approx D' D''$  wird gemäß Gl. 2 annähernd

$$f_C = R(1 - \cos \delta) = R \cdot \frac{\delta^2}{2}.$$

Entsprechend erhält man für  $B B'$

$$f_B = R(1 - \cos \beta) = R \cdot \frac{\beta^2}{2}.$$

Ebenfalls mit Hilfe von Gl. 2 folgt

$$(3) \quad AD' = h_2 \cos \alpha = h_2 - h_2(1 - \cos \alpha) = h_2 - h_2 \cdot \frac{\alpha^2}{2}$$

und

$$(4) \quad BD'' = h_1 \cos \beta = h_1 - h_1 \cdot \frac{\beta^2}{2}.$$

Die Strecke  $AB'$  beträgt nach der Formänderung

$$\overline{AB'} = h_1 - h_1 \cdot \frac{\beta^2}{2} + h_2 - h_2 \cdot \frac{\alpha^2}{2} + \frac{R}{2} (\beta^2 + \delta^2).$$

Sie ist gegen den ursprünglichen Abstand der Punkte A und B gewachsen um

$$\Delta \overline{AB} = \overline{AB'} - (h_1 + h_2) = \frac{R}{2} (\beta^2 + \delta^2) - \left( \frac{h_1}{2} \cdot \beta^2 + \frac{h_2}{2} \cdot \alpha^2 \right)$$

oder nach Einsetzen der Werte für  $\beta$  und  $\delta$

$$(5) \quad \Delta \overline{AB} = R \cdot \frac{\alpha^2}{2} \left[ 1 + \frac{2h_2}{h_1^2} + \frac{2h_2}{h_1} - \frac{h_1}{R} \left( \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_2^2}{h_1^2} \right) \right].$$

Die Berührungspunkte der Stelze verschieben sich gegen die ursprüngliche Lage

<sup>1)</sup> Vergl. Schaper, Eiserne Brücken, 5. Aufl., S. 733. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.



am Oberteil um

$$(6) \quad \overline{B B'} = R \beta = R \alpha \cdot \frac{h_2}{h_1},$$

am Unterteil um

$$(7) \quad \overline{C C'} = R \delta = R \alpha \left( 1 + \frac{h_2}{h_1} \right).$$

Die Stützlinie innerhalb der Stelze bildet nach der Verschiebung mit der Normalen zur Berührungsfläche einen Winkel, und zwar

am Unterteil

$$\gamma_1 = \frac{R \delta + R \beta}{h_1}$$

$$(8) \quad \gamma_1 = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha \left( 1 + \frac{2 h_2}{h_1} \right),$$

am Oberteil

$$\gamma_2 = \gamma_1 - \beta = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha \left( 1 + \frac{2 h_2}{h_1} \right) - \alpha \cdot \frac{h_2}{h_1}$$

$$(9) \quad \gamma_2 = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha \left( 1 + \frac{2 h_2}{h_1} - \frac{h_2}{R} \right).$$

Zu denselben Bestimmungsgleichungen gelangt man für den Fall, daß der gegenseitige Drehpol der beiden Hauptträgerscheiben I und II im Obergurt liegt (Abb. 3). Diese Bauart kommt u. a. in Betracht, wenn bei durchgeführtem Schotterbett die Fahrtafel auf den Hauptträgern ruht. Nur die Gl. 9 erhält eine andere Form. Es wird

$$(10) \quad \gamma_2 = \alpha \left[ 1 + \frac{h_2}{h_1} - \frac{R}{h_1} \left( 1 + \frac{2 h_2}{h_1} \right) \right].$$

Für das in Abb. 1 dargestellte Gelenk mit  $h_1 = 600$  mm,  $h_2 = 870$  mm und  $R = 850$  mm erhält man bei  $\alpha = \frac{1}{150}$  aus den Gl. 5 bis 9 die Zahlenwerte:

$$\perp AB = \frac{850}{2} \cdot \frac{1}{150^2} \left[ 1 + 2 \cdot \frac{870^2}{600^2} + 2 \cdot \frac{870}{600} - \frac{600}{850} \left( \frac{870}{600} + \frac{870^2}{600^2} \right) \right]$$

$$\perp AB = 0,106 \text{ mm}$$

$$\overline{B B'} = \frac{850}{150} \cdot \frac{870}{600} = 8,2 \text{ mm}$$

$$\overline{C C'} = \frac{850}{150} \left( 1 + \frac{870}{600} \right) = 13,9 \text{ mm}$$

$$\gamma_1 = \frac{850}{600} \cdot \frac{1}{150} \left( 1 + 2 \cdot \frac{870}{600} \right) = \frac{3,68}{100} = \frac{1}{27,2}$$

$$\gamma_2 = \frac{850}{600} \cdot \frac{1}{150} \left( 1 + 2 \cdot \frac{870}{600} - \frac{870}{850} \right) = \frac{1}{36,9}$$

Dem Winkel  $\gamma_1$  entspricht im angezogenen Beispiel bei einem Auflagerdruck im Gelenk

$$\max A = A_g + \gamma A_p = 234 \text{ t}$$

ein Stelzenschub in Punkt D (Abb. 2) von

$$H = \frac{234}{27,2} = 8,6 \text{ t,}$$

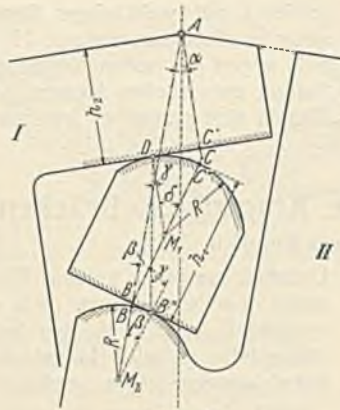


Abb. 3.

der selbst im Falle, daß der Reibungswiderstand zwischen Stelze und Gelenkunterteil außer Acht gelassen wird, von der Verzahnung mit reichlicher Sicherheit aufgenommen werden kann.

Die angegebene Bauart eignet sich auch für längsbewegliche Gelenke, sofern die vorkommenden Längsverschiebungen nicht allzu groß sind. Die abgeleiteten Formeln lassen sich unschwer dahin erweitern, daß sie den Einfluß von Längsverschiebungen im Gelenk mitberücksichtigen.

Der im vorliegenden Falle für die Durchbildung der Stützflächen von Gelenkstelzen als zweckmäßig nachgewiesene Grundsatz dürfte auch beim Entwerfen von Pendelstützen für eiserne Brücken beachtenswert sein. Diese Stützen erhalten nach bisheriger Gepflogenheit in der Regel am Unterteil des Kopf- und des Fußgelenks einen halbkugelförmigen Zapfen. Das Oberteil übergreift diesen Zapfen mit einer Halbkugelschale, die nach demselben oder einem wenig größeren Krümmungshalbmesser geformt ist.

Wie Beobachtungen an ausgebauten Säulengelenken gezeigt haben, tritt infolge des hohen Flächendrucks ein Gleiten an den Berührungsflächen des Kugelgelenks nicht ein. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Erfahrungen an Bolzengelenkstäben.<sup>2)</sup> Auch wenn das Oberteil den Kugelzapfen mit einem kleinen Spielraum übergreift, um an Stelle der gleitenden Bewegung eine Wälzbewegung zu erzielen, ist eine den Voraussetzungen entsprechende Wirkungsweise meistens nicht möglich. Wie eine einfache kinematische Untersuchung zeigt, fällt der Berührungspunkt von Ober- und Unterteil im Falle reiner Wälzbewegung schon bei geringer Neigung der Säule außerhalb der Halbkugelfläche.

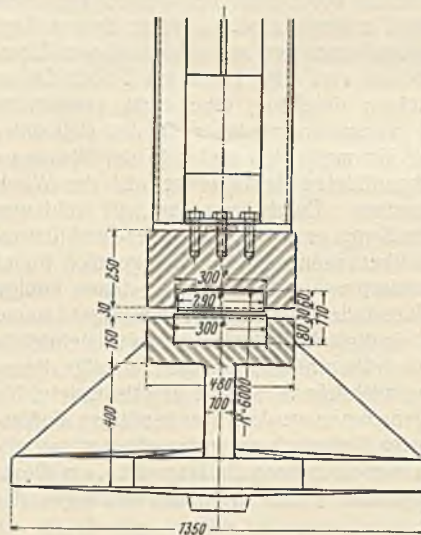


Abb. 4.

Eine einwandfreie Stützung erzielt man dadurch, daß die Berührungsfläche im Oberteil als Ebene, im Unterteil als Kugelabschnitt von großem Halbmesser durchgebildet wird.

Bei den praktisch vorkommenden Säulenneigungen tritt nur eine geringe Verlagerung des Druckmittelpunktes ein. Diese läßt sich leicht rechnerisch erfassen und bei der Bemessung des Säulenquerschnitts berücksichtigen. Selbstverständlich muß das Oberteil den Zapfen mit einem kräftigen Rand nach Abb. 4 gehörig übergreifen, um ein Herausdrängen der Säule durch gegenprallende entgleiste Fahrzeuge zu verhüten.<sup>3)</sup>

<sup>2)</sup> Vergl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 325.

<sup>3)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 23, S. 214.

### Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Brückeningenieur Anker Engellund: Einige Brückenbauten der dänischen Staatsbahnen. — Ingenieur A. A. Boon: Auskleidung eines Gasrohres von 0,914 m lichtigem Durchmesser mit Eisenbeton unter Wasser. — Dr.-Ing. Béla Enyedi: Eisenbetonkonstruktionen der Dampfziegelei A.-G. in Szászhalombatta. — Regierungsbaurat Gaye: Die Bedeutung des Zementsteins im Gußbeton. — Otto Graf: Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei niederen Temperaturen. — Dr. Fritz Emperger: Die neuen österreichischen Eisenbetonvorschriften. — Oberingenieur A. Buddenberg: Die elastische Fuge und ihre Anwendung in der Theorie des Parabelbogens.

**Technische Hochschule Hannover.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Vorstandsmitgliede des Chemischen Laboratoriums für Tonindustrie, Patentanwalt Eduard Cramer in Berlin, in Anerkennung seiner jahrzehntelangen wissenschaftlichen Förderung der Industrie des Tons, des Gipses, des Zements und des Kalks.

**Technische Hochschule Stuttgart.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Staatssekretär Kumbier, Direktor der Betriebs- und Bauabteilung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung und Förderung der technischen Wissenschaften auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues und Eisenbahnbetriebes und um den Wiederaufbau der deutschen Eisenbahnen.

**Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen.** Am 1. Juli 1877 trat das erste deutsche Patentgesetz in Kraft, und an demselben Tage nahm das neugebildete Kaiserliche Patentamt seine Tätigkeit auf. Am 1. Juli d. J. feierte das Amt als „Reichspatentamt“ den Tag seiner fünfzigjährigen Wirksamkeit. Von dem Umfange seiner Geschäfte erhält man einen schwachen Begriff, wenn man hört, daß bis Ende 1926 nicht weniger als 1 339 065 Patentanmeldungen eingegangen waren, daß 439 087 Patente erteilt und ferner 991 954 Gebrauchsmuster und 361 990 Warenzeichen eingetragen wurden. Dabei ist die Zahl der eingehenden Anmeldungen, abgesehen von einer Unterbrechung während des Krieges, von Jahr zu Jahr gestiegen; auf das Jahr 1926 entfielen 64 384 Patent-, rd. 15 500 Gebrauchsmuster- und rd. 16 000 Warenzeichen-Anmeldungen.

Die hohe Bedeutung des deutschen Patentwesens für die Entwicklung der Industrie, ja für das ganze Wirtschaftsleben des Reiches, ist heute wohl unbestritten; der besondere Wert des Deutschen Reichspatentes, der in der Hauptsache auf der gewissenhaften, strengen Prüfung der Patentanmeldungen auf Neuheit und Erfindungseigenschaft (gemäß § 1 und 2 des Patentgesetzes) beruht, wird von der gesamten Kulturwelt ohne Rückhalt anerkannt. Übrigens blieben Ende 1926 noch 64 236 Patente in Kraft. Dem Reichspatentamt gehören zurzeit etwa 900 Beamte an, davon außer dem Präsidenten 7 Direktoren, 39 Abteilungsvorsitzende und Mitglieder der Beschwerdeabteilungen, 127 Mitglieder der Anmeldeabteilungen. Das Amt beging den Tag seines 50-jährigen Bestehens durch eine würdige Festsitzung im Langenbeck-Virchow-Hause in Berlin, bei der auch die Reichsbehörden, das Reichsgericht, eine Reihe ausländischer Patentämter, die Universität Berlin, die deutsche Industrie und Wirtschaft, die Rechtsanwaltschaft und Patentanwaltschaft vertreten waren. Der Präsident des



Reichspatentamtes von Specht erhielt von der Universität Berlin seine Ernennung zum Dr. pol. rer. h. c. Abends vereinigten sich die Teilnehmer der Feier zu einem Festessen im Kaisersaale des „Rheingold“.

Laskus.

**Die seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke ohne Verkehrsstörung** um 4,55 m ist Gegenstand eines Berichtes aus Monte Bello, Californien, in Eng. News-Rec. vom 6. Januar d. J. Dort führt im Zuge des Whittier Boulevards, einer Hauptdurchgangstraße des südcalifornischen Landstraßennetzes, eine Brücke in vier Öffnungen von etwa 31 m Spannweite über den Rio Hondo; diese Brücke war jedoch wegen ihrer Breite von nur 7,3 m dem derzeitigen Verkehr von täglich 15 000 Fahrzeugen

Um die Eisenkonstruktion während des Hebens und Verschiebens möglichst wenig zu gefährden, nahm man die Auskragung der Böcke ziemlich weit über die Pfeilerköpfe hinaus an und sah demzufolge zur Vermeidung des Durchknickens eine Verstrebung durch Kanthölzer vor. Da anfangs beim Fahren der schweren Lastkraftwagen über die Brücke deren Erschütterungen, namentlich wenn ein Überbau etwas mehr als der andere gehoben war, ziemlich empfindlich waren, wurde daraufhin nur je ein Ende der vier Tragwerke gleichzeitig angehoben, was den gewünschten Erfolg hatte. Die beobachtete größte Seitenschwingung betrug höchstens  $\frac{1}{2}$ "; nachdem im Verlauf der Arbeiten der Zwischenraum zwischen Pfeileroberfläche und Unterkante Lager genügend verkeilt war, bestand auch nach dieser Richtung keinerlei Gefahr. Ki.



Abb. 1.

nicht mehr gewachsen. Man entschloß sich daher zu einer Verbreiterung der Fahrbahn, und zwar in der Art, daß das vorhandene Bauwerk seitlich verschoben und neben den alten Überbauten neue hergestellt werden sollten.

Der für eine Umleitung des Verkehrs während der Bauzeit allein in Frage kommende Weg war etwa 4,8 km lang und die dadurch entstehende Mehrbelastung der kraftwagenfahrenden Bevölkerung auf 10 500 R.-M. täglich zu beziffern. Die Dauer dieser Umleitung wurde zuerst auf zehn Tage geschätzt, da man jeden der vier Überbauten einzeln zu verschieben beabsichtigte. Auf Anregung des Unternehmers beschloß man jedoch, nach der erforderlichen Verbreiterung der Pfeiler und Widerlager um 4,55 m stromauf, alle Überbauten gleichzeitig und ohne Unterbrechung des Verkehrs nach einem besonderen Verfahren zu verschieben. Der Mehraufwand dafür betrug 10 500 R.-M., welcher Ausgabe eine Ersparnis an Autobetriebskosten von  $10 \times 10\,500 = 105\,000$  R.-M. für zehn Tage gegenüberstand.

**Beschleunigter Bau einer Betonstraße.** Man kann Bauwerke aus Beton zwar schnell herstellen, soweit das Einbringen des Betons in Frage kommt; dann kann man sie aber noch nicht sogleich belasten, weil der Beton eine gewisse Zeit braucht, um die zur Ingebrauchnahme des Bauwerks erforderliche Festigkeit zu erlangen. Diese Zeit ist zwar neuerdings durch die Benutzung der frühhochfesten Zemente erheblich abgekürzt worden, aber was man auch ohne deren Verwendung durch einige andere Maßnahmen erreichen kann, um die Zeit zwischen dem Einbringen des Betons und der Ingebrauchnahme einer Betonstraße zu verkürzen, zeigt ein Straßenbau in Duluth, bei dem es nach einem Bericht in der Zeitschrift Good Roads (März 1927) darauf ankam, daß die mit einem solchen Bau verbundene Störung des Verkehrs auf möglichst kurze Zeit beschränkt wurde.

Es handelte sich dabei um den Ersatz von Straßenpflaster durch Beton auf einer Straße mitten im Geschäftsviertel von Duluth, wo es unmöglich gewesen wäre, die Fahrbahn etwa drei Wochen lang dem Verkehr zu entziehen. Der nächstliegende Ausweg ist in solchen Fällen der, nur die halbe Straßenbreite auf einmal in Arbeit zu nehmen und den Verkehr auf die andere Hälfte zu verweisen; aber auch das bedingt eine sehr fühlbare Verkehrsstörung, die man in Duluth nur für den unbedingt nötigen Zeitraum zulassen konnte. Eine geringfügige Erhöhung der Baukosten durfte daher in Kauf genommen werden, als man sich entschloß, dem Beton etwas mehr Zement als bei anderen Straßenbauten zuzusetzen, den Wasserzusatz zu verringern und die Mischzeit zu verlängern. Statt der sonst üblichen Mischung 1:2:3 wurde ein Beton, bestehend aus 1 T. Zement,  $\frac{1}{2}$  T. gewaschenem Sand und  $\frac{2}{4}$  T. Schotter oder Kies verwendet. Der Beton wurde so trocken verarbeitet, daß die Abnahme der Höhe des Versuchskegels bei der Setzprobe nur 38 mm statt der sonst zugelassenen 51 mm betrug, und für die Dauer des Mischens wurde  $\frac{1}{2}$  Minute statt einer Minute vorgeschrieben. Von dem so hergestellten Beton erwartete man, daß er nach acht Tagen eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm<sup>2</sup> zeigen würde, und da man von einer Radlast von 3 t ausgegangen war, die eine Beanspruchung auf Zug von 17,5 kg/cm<sup>2</sup> ergibt, glaubte man, den Verkehr auf der Straße nach acht Tagen zulassen zu können; wenn jedoch die Temperatur während dieser Zeit unter 10° fiel, sollte diese Zeit auf 11 Tage verlängert werden. Daneben wurde aber bestimmt, daß der Verkehr auf der neu hergestellten Betonfläche schon eher zugelassen werden dürfte, wenn Probekörper, die aus dem Straßenbeton an der Baustelle angefertigt worden waren, eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm<sup>2</sup> aufwiesen. Es wurden deshalb täglich drei Probekörper von 15 cm Durchm. und 30 cm Höhe hergestellt und zwei von ihnen nach vier Tagen der Druckprobe unterworfen; ergab sich dabei eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm<sup>2</sup>, so wurde der Verkehr auf der Straßenstrecke zwischen zwei Querstraßen, in der der jüngste Beton vier Tage alt war, zugelassen. Genügte die Druckfestigkeit der Probekörper am vierten Tage nicht, so wurde der dritte Körper am fünften Tage zerdrückt und dann bei befriedigendem Ergebnis der Druckprobe die Straße für den Verkehr freigegeben. Im allgemeinen wurde nach vier Tagen die Druckfestigkeit von 140 kg/cm<sup>2</sup> erreicht. 38 Proben nach vier Tagen ergaben eine durchschnittliche Festigkeit von 150 kg/cm<sup>2</sup>; die Festigkeitszahl bei 17 Proben im Alter von fünf Tagen war im Durchschnitt 170, und nur vier Zylinder wurden sechs Tage aufbewahrt und ergaben dann eine Festigkeit von 207 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Stärke der Betondecke wurde bei dieser Straße nach einer Formel berechnet, die von der Gesellschaft für städtische Verbesserungen angenommen ist. Bei der Radlast  $P$  in Pfund (1 Pfd. = 0,454 kg), der zulässigen Zugbeanspruchung des Betons  $\sigma_{zul}$  in Pfund auf 1 Quadratzoll (100 Pfd./Quadratzoll = 7,03 kg/cm<sup>2</sup>) ergibt sich die Stärke der Betondecke, in Zoll (2,54 cm) gemessen, zu  $t = \sqrt{\frac{3P}{\sigma_{zul}}}$ . Auf metrisches Maß umgerechnet mit  $P$  in kg,  $\sigma_{zul}$  in kg/cm<sup>2</sup> und  $t$  in cm lautet diese Formel  $t = 1,73 \sqrt{\frac{P}{\sigma_{zul}}}$ . Die früher aufgeführten Annahmen für die Straße in Duluth ergaben die Stärke der Betondecke zu  $8\frac{1}{2}$  Zoll oder 22 cm.

Bei der Herstellung der Straßendecke in zwei Hälften ergab sich in der Mitte eine Längsfuge; um die erste Hälfte mit der zweiten in feste Verbindung zu bringen, wurde an die Schalung eine 5/10 cm starke Latte angenagelt, so daß sich in dem Beton der zuerst hergestellten Straßenhälfte eine Nut ergab, in die dann ein federartiger Vorsprung des Betons der anderen Hälfte eingriff. Außerdem wurden eiserne Dübel zur Verbindung der beiden Hälften über die Fuge gelegt.

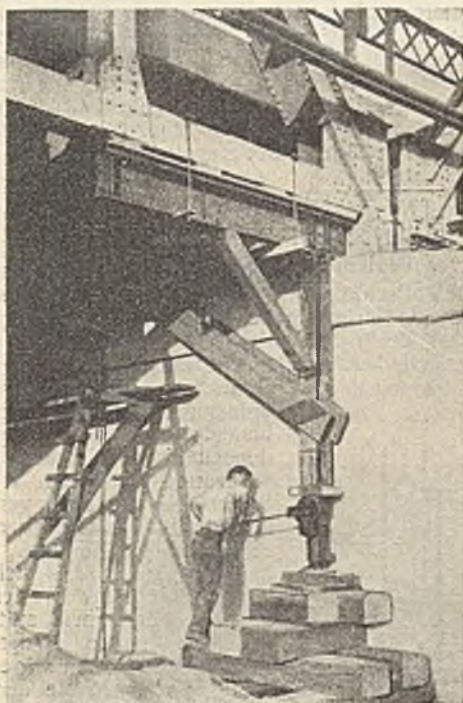


Abb. 2.

Es wurden zunächst unter den Untergrund der Überbauten bei jedem Auflager Hebeböcke auf Schraubenspindeln von 75 bis 100 t Tragkraft angesetzt, auf denen alle vier Tragwerke zunächst um 23 cm gehoben wurden, so daß an den Auflagerenden Eisenbahnschienen eingeschoben werden konnten. Diese liefen über die ganze Breite der neuen Pfeiler, waren gut geschmiert, an den Enden sicher befestigt und mit Bremsklötzen versehen, so daß sie eine sichere Unterlage für die auf ihnen stromauf gleitenden Spindeln boten. Im Laufe der Arbeiten wurden diese Schraubenspindeln größtenteils durch Druckwasserwinden ersetzt, die leicht und schnell zu handhaben waren und mit denen eine einheitliche Stundenleistung von 55 cm seitlicher Verschiebung erzielt wurde. Nachdem so gleichzeitig, aber allmählich die Verschiebung um das vorerwähnte Maß ausgeführt war, wurden die Abfangträger wieder aufgestellt, die Schienen entfernt und die Überbauten in ihre endgültige neue Lage gebracht, die Lagerschuhe und Platten verankert und mit Feinbeton vergossen.

Als Hebeböcke dienten genietete und mit Versteifungswinkeln versehene I-Träger (Abb. 2), zu deren Unterstützung zwei 4,25 bis 4,85 m lange Balken  $25 \times 40$  cm auf das trockene und abgeglichene Flußbett verlegt wurden, so daß die Senkungen der Abfangvorrichtung im Verlauf der Arbeiten auf ein Mindestmaß beschränkt blieben. Zwischen die wagerechten Arme der Hebeböcke und die beiden C-Eisen des Untergerütes wurden (s. Abb. 2) Eichenklötze mit Aussparungen für die Niete der Trägerflansche gelegt, die das Abgleiten verhindern sollten, das bei der unmittelbaren Berührung beider Eisenflächen erwartet werden mußte.



In der Querrichtung wurde neben jeder Straßenkreuzung eine Fuge vorgesehen; die Straßenstrecke zwischen den Kreuzungen wurde durch Querfugen in 9,3 m lange Tafeln zerlegt, die bei 10 m Straßenbreite in der Querrichtung 5 m messen. Auch die Querfugen erhielten einen nut- und federartigen Eingriff, aber keine durchgehenden Dübel.

Die Betondecke wurde mit Rundeisen  $\varnothing$  13 mm in 30 cm Abstand, die von Querfuge zu Querfuge durchliefen, und mit einem Drahtgewebe von etwa 3,8 kg/m<sup>2</sup> Gewicht bewehrt. Im ganzen enthielt 1 m<sup>2</sup> Betondecke 7 kg Eisenbewehrung.

Die Bestandteile des Betons wurden im richtigen Mengenverhältnis auf Lastkraftwagen von einem Lagerplatz herangebracht und einem an der Baustelle arbeitenden Mischer zugeführt. Mittels einer Lehre, die außen auf der Bordkante, in der Mitte der Straße auf der Schalung geführt wurde, wurde der Beton abgestrichen. Sodann wurde er noch mit schweren Brettern abgerieben. Eine zweite Lehre, die in der Längsrichtung der Straße aufgesetzt und von der Mitte nach der Bordkante bewegt wurde, prüfte nach dem Abreiben den geradlinigen Verlauf der Straßendecke. Endlich wurde die Oberfläche noch mit einem Band aus Segeltuch abgerieben. Der frische Beton wurde mit Rufen abgedeckt, der vier Tage durch Besprengen mit Wasser feucht gehalten wurde.

Der gewöhnliche Preis für eine Straßendecke aus Beton im Mischungsverhältnis 1:2:3, 19 cm stark, mit etwa 2 kg/m<sup>2</sup> Eisenbewehrung beträgt 2,40 Dollar für ein Quadratyard (etwa 12 M/m<sup>2</sup>). Die hier beschriebene Straße hat eine etwas stärkere Decke mit fetterem Beton und schwererer Bewehrung erhalten, dabei aber nur wenig mehr, nämlich 2,63 Dollar für ein Quadratyard (13,20 M/m<sup>2</sup>) gekostet. Wkk.

**Erhöhung der Talsperre Requena in Mexiko.** Als erste Arbeit ihres Bewässerungsprogramms hat die Mexikanische Regierung im Frühjahr 1926 der Siemens-Bauunion die Erhöhung der bestehenden Talsperre Requena nördlich von Tula im Staate Hidalgo im Tepeji-Flusse in Auftrag gegeben. Diese Sperre übernimmt nach einer Mitteilung in den Veröffentlichungen der Siemens-Bauunion 1927, Nr. 6 (Juni) gemeinsam mit der ungefähr 16 km stromaufwärts gelegenen Talsperre Taximay die Bewässerung eines etwa 26000 ha großen Gebietes. Während das rd. 10,5 Mill. m<sup>3</sup> fassende Staubecken Taximay bereits 1911/14 fertiggestellt wurde, ist die Requena-Talsperre zwar im Jahre 1919 begonnen, jedoch nur teilweise ausgeführt und seit 1922 nicht weitergebaut worden. Sie soll nach dem Vollausbau einen größten Fassungsraum von rd. 70 Mill. m<sup>3</sup> erhalten, wobei das Stauziel etwa 6 m höher als bisher, und zwar auf der Ordinate + 2009 m über dem Meeresspiegel liegt.

Da die starken und häufig auftretenden Hochwasser in den letzten Jahren gezeigt hatten, daß der bestehende Hochwasserüberfall nicht ausreichte, wurden die Arbeiten für dessen Verbreiterung gleichzeitig mit der Höherführung des Dammes ausgeführt.

Der Damm ist nach der Ambursen-Bauweise mit einem Zellkern aus Bruchsteinmauerwerk versehen, auf der Wasserseite mit einer dichtenden Lehmschicht in der Böschung 1:2½ und auf der Luftseite mit der Felsschüttung in der Böschung 1:1½ ausgeführt. Die größte Höhe des Dammes beträgt 37 m bei einer Kronenlänge von 270 m. Die Kronenbreite beträgt 5 m.

Die Ausführung der Sperrmauer als geschütteter Damm mit einem dichten Zellkern, der in der Lage ist, etwa durch die Lehmschüttung dringende Sickerwassermengen gefahrlos abzuführen, geschah deshalb, weil eine Gründung auf festem Fels nicht möglich war, hingegen eine feste Tonschicht sich in erreichbarer Tiefe vorfand, in die der Zellkern genügend tief einbinden konnte, um eine gute Dichtung des Sperrbeckens zu erzielen. Die Tonschicht steigt an beiden Seiten an und geht als Abschluß in eine Felswand über. Die Arbeiten für die Erhöhung und Verlängerung des Zellkernes und die Verbreiterung des Hochwasserüberfalles umfaßten rd. 10000 m<sup>3</sup> Erdaushub und rd. 7300 m<sup>3</sup> Bruchsteinmauerwerk, die Erdammschüttung auf der Wasserseite erforderte rd. 70000 m<sup>3</sup> und die Felsschüttung auf der Luftseite rd. 32000 m<sup>3</sup> Massen.

Die Arbeiten wurden in der kurzen Zeit vom April 1926 bis Januar 1927 durchweg im Handbetrieb durchgeführt. Eine Mechanisierung der Arbeiten unter Zuhilfenahme eines großen Maschinen- und Geräteparkes kam nicht in Frage, da die Löhne in Mexiko im Vergleich zu

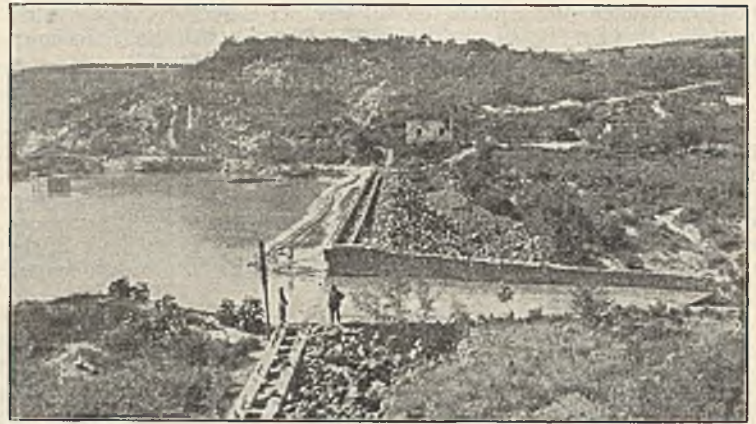


Abb. 2. Der alte Überlauf und der Zellkern des Dammes.

den Gerätebeschaffungskosten äußerst gering sind. Ein Arbeiter verdient etwa 15 Cts./Std., während die Gerätekosten ungefähr den gleichen Betrag in Peso ergeben wie in Deutschland in Mark, d. h. die Lohnkosten sind im Verhältnis zu den Gerätekosten etwa fünffach geringer als in Deutschland.

Zur Gewinnung der Mauersteine für den Zellkern bedurfte man keines Sprengmittels, da der in Säulenform anstehende Basalt auf der linken Seite der Sperre sich leicht mit der Brechstange lösen ließ und beim Hinunterstürzen in kleine Stücke zerbrach, die ohne weitere Behandlung zum Mauern bzw. Schütten des luftseitigen Damnteiles verwendet werden konnten. Die Gewinnungsstelle der Steine war so gelegen, daß diese auf Plattformwagen von Hand angefahren werden konnten.

Auch die Erdmassen zur Dammschüttung waren dicht neben der Sperre und dem Steinbruch in ausreichendem Maße vorhanden, soweit sie nicht aus dem Aushub des Schlitzes für den Zellkern entnommen werden konnten. Der Mauer sand wurde kurz unterhalb der Sperre im Flußbett in guter Beschaffenheit und in ausreichender Menge gewonnen. Der Sand wurde durch Esel zur Arbeitsstelle befördert und erforderte ebenfalls nur geringe Gewinnungs- und Förderkosten. Der Zement wurde von einer nahegelegenen Fabrik bei Jasso geliefert.

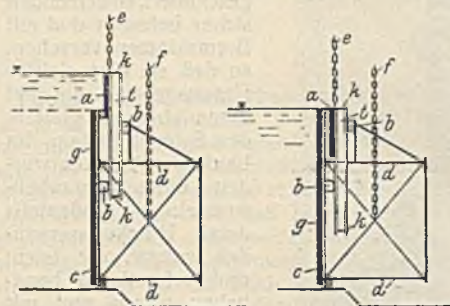
Abb. 1 zeigt die Sperre nach ihrer Erhöhung, Abb. 2 den alten Überlauf und den Zellkern des Dammes.

In weiteren Entwürfen ist vorgesehen, das nach dem Umbau 70 Mill. m<sup>3</sup> umfassende Requena-Becken auf ein Fassungsvermögen von 103 Mill. m<sup>3</sup> zu vergrößern und den Rio-Salto hineinzuleiten. Dazu wäre der Damm auf die Ordinate + 2016 m über dem Meeresspiegel, d. h. um 4 m zu erhöhen, wobei die normale Staugrenze auf + 2013 m über dem Meeresspiegel liegen würde. Diese Höherführung wird sich ebenfalls leicht durch die bisher angewendete Bauweise, d. h. durch Erhöhung des Zellkernes und Schüttung der Böschungflächen, erreichen lassen.

## Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Versenkbare Eistafel für Rollschütze und Segmentwehre.** (Kl. 84a, Nr. 436 109 vom 28. 4. 1925 von Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten A.-G. und Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) — Um die Nachteile der bisherigen, bei Wehrkörpern zur Abführung des



Eises usw. üblichen Anordnungen, nämlich der umlegbaren Klappen oder doppelteiligen Wehrkörper zu vermeiden, wird der Wehrkörper mit einer versenkbaren Eistafel *a* versehen, an der Kragarme *t* befestigt sind, die sich gegen die Lager *b* des unteren Wehrkörpers stützen; der untere Hauptwehrkörper *c* besitzt wagerechte Träger *d*, die den auf die Tafel und den

unteren Wehrkörperteil wirkenden Wasserdruck aufzunehmen haben. Die Eistafel *a* wird durch Ketten *e* gehoben und gesenkt, und der Wehrteil *c* wird durch Ketten *f* betätigt. Um bei größeren Ausführungen das Eigengewicht der Eistafel aufzunehmen, werden die Kragarme *t* mit Gurtungen *k* zu einem Fachwerkträger vereinigt, der zwischen den Stäben der Träger *d* des Hauptwehrkörpers hindurchfaßt.

**INHALT:** Die Erdbbensicherheit von Gebäuden. — Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. — Wälzelenke für eiserne Kragträger-Brücken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Hannover. — Technische Hochschule Stuttgart. — Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen. — Seltliche Verschlebung einer Straßenbrücke. — Beschleunigter Bau einer Betonstraße. — Erhöhung der Talsperre Requena in Mexiko. — Patentschau.

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

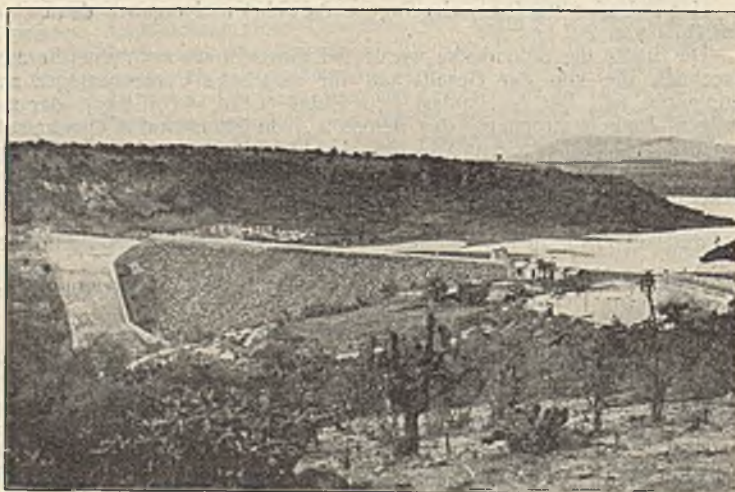


Abb. 1. Die Requena-Talsperre nach der Erhöhung.