

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 12. Mai 1933

Heft 20

Die Verbreiterung der beiden Leinebrücken bei Neustadt am Rübenberge.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsauräten Jürgens und Huch in Celle.

A. Die alten Brücken (Abb. 1 u. 2).

Die wichtige Straßenverbindung Hannover—Nienburg—Bremen kreuzt bei Neustadt am Rübenberge die Leine und einen zum Mühlen- und Schleusenkanal ausgebauten Leinearm mit je einer Brücke. Die Brücke über den Hauptarm ist in den Jahren 1686 bis 1688 erbaut, die über den Schleusenkanal im Jahre 1736 vollendet. Beide Gewölbebrücken sowie die Stirnmauern, Pfeiler und Widerlager sind mit Werksteinen verblendet, während ihr Inneres alle möglichen Mauerwerkste in Kalkmörtel enthält. Gegründet sind die beiden Brücken auf dem bei Neustadt auch im Flußbett der Leine zutage tretenden Kalkfelsen. Der Bauzustand der Brücken war äußerlich sehr gut, im Inneren zeigte sich aber beim Abbruch einzelner Teile eine ziemlich weitgehende Auslaugung des

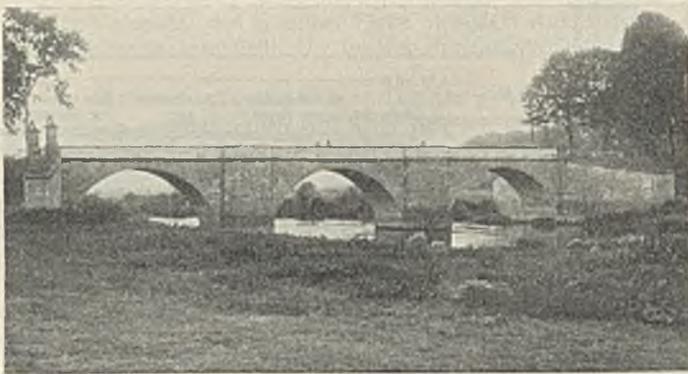


Abb. 1. Große Leinebrücke vor dem Umbau von Unterwasser.



Abb. 2. Kleine Leinebrücke vor dem Umbau von Oberwasser.

Kalkes aus dem Mörtel durch das Niederschlagwasser. Die Abmessungen betragen bei der großen Leinebrücke über den Hauptarm: Gesamtlänge rd. 55 m, drei Gewölbe mit je rd. 14,35 m l. W. und einer Scheitelhöhe von 6,45 m über MNW, bei der kleinen Leinebrücke: 25 m Gesamtlänge, zwei Gewölbe mit je rd. 10,50 m l. W. und einer Scheitelhöhe von 4,30 m über gestautem MNW. Die Fahrbahnen waren 3,60 bzw. 3,50 m breit mit seitlichen erhöhten Fußsteigen von nur 70 cm Breite, die wasserseitig durch 0,50 bzw. 0,40 m dicke Brüstungen aus Mauerwerk abgeschlossen waren. Über den Pfeilern befanden sich Austritte (Kanzeln) von 2,00 bzw. 1,50 m Tiefe (s. Abb. 1 u. 2). Die Länge der Verbindungsstraße der beiden Brücken beträgt 180 m.

B. Verkehrsverhältnisse.

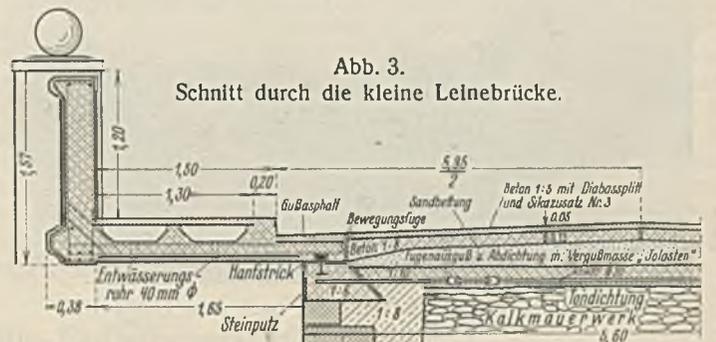
Der Eigenverkehr der Stadt wird durch den Durchgangsverkehr Hannover—Bremen weit überflügelt. Nach den Verkehrszählungen fahren über die Brücken täglich allein etwa 750 Fahrzeuge aller Art, darunter 500 Kraftwagen. Infolge der geringen Fahrbahnbreite war ein Ausweichen und damit ein Begegnen oder Überholen auf den Brücken ausgeschlossen. Die schmalen Fußsteige reichten für den Fußgängerverkehr nicht aus und brachten die Benutzer häufig in Gefahr, durch die überstehenden schweren Lastkraftwagen an die Brüstungen gedrückt zu werden. Da die Provinziallandstraße Hannover—Bremen im übrigen als Hauptverkehrsweg auf über 6 m Breite ausgebaut ist, machten sich die Brücken für den schnellen Durchgangsverkehr als hemmender Engpaß besonders unangenehm bemerkbar. In Rücksicht darauf, daß sie unter Denkmalschutz stehen, hatte der Provinzialwegeverband bereits den Bau einer Umgehungsstraße am rechten Leineufer und den Neubau einer weitgespannten Brücke unterhalb des Zusammenflusses der beiden Leinearme erwogen, die damit verbundenen hohen Kosten ließen aber die Verbreiterung der vorhandenen beiden Brücken zweckmäßiger erscheinen, wenn auch die Veränderung des alten Brückenbildes dabei in Kauf genommen werden mußte. Daher wurde das Preußische Wasserbauamt Celle im Jahre 1928 mit der Aufstellung eines Entwurfes beauftragt, der die Zustimmung des Herrn preußischen Ministers für Handel und Gewerbe als Eigentümer und Unterhaltungspflichtiger der Brücken und des Herrn Provinzialkonservators fand. Die erforderlichen Geldmittel wurden dann für das Jahr 1930 zur Verfügung gestellt.

C. Entwurf.

1. Allgemeine Gesichtspunkte.

Da die beiden Brücken in ihrer baugeschichtlich bemerkenswerten Form nach Möglichkeit zu erhalten waren, kam es bei dem Entwurf darauf an, das äußere Bild möglichst wenig zu verändern, ohne den Bedürfnissen des lebhaften Straßenverkehrs Abbruch zu tun. Da die alten Gewölbe eine Breite von 5,90 bzw. 5,60 m hatten und auch unter dem schweren Lastkraftwagenverkehr in den Jahren nach dem Kriege sich gut gehalten haben, wurde eine Fahrbahnbreite von 6 m dem Entwurf zugrunde gelegt. Die bei dem lebhaften Kraftwagenverkehr notwendige Fürsorge für den Fußgängerverkehr erforderte eine Auskrägung der erhöhten, auf 1,50 m nutzbarer Breite bemessenen Fußsteige seitlich

über die Gewölbe hinaus. Als Auflager für die auskragenden Fußsteige mußte auf der Binnenseite das Gewölbe dienen. Die Notwendigkeit der Beibehaltung der starken Mauerwerkbrüstungen, die ja das Äußere der Brücken wesentlich beeinflussen, legte den Gedanken nahe, sie selbst als Träger auszubauen. Für ihre Auflagerung ergaben sich zwangsläufig die Austritte über den verhältnismäßig langen Pfeilern. Die auskragenden Fußsteigplatten und die mit ihnen fest verbundenen Brüstungen wurden einheitlich in Eisenbeton entworfen. Die Brüstungen wurden zwischen den Pfeilern bzw. Widerlagern als Eisenbetonträger auf zwei Stützen ausgebildet, die Fußsteigplatten über den Gewölben beweglich gelagert und an den Brüstungen als fest eingespannt berechnet. Die Erhöhung des Fußsteiges über der Fahrbahn wurde durch Aufstelzungen erreicht, zwischen denen Aussparungen für die Unterbringung von Versorgungsleitungen aller Art vorgesehen wurden. Die Art der Eisenbewehrung geht aus Abb. 3 hervor.



2. Kleine Leinebrücke.

Bei der kleinen Brücke beträgt die Gesamtbreite der Fußsteigplatte einschließlich der Brüstung 2,25 bzw. 2,20 m, ihre Dicke 11 cm, die Dicke der tragenden Brüstung ist 25 cm, die größte Stützweite oberstromseitig rechts beträgt 13,15 m. Die Bewehrung besteht aus sechs Rundeseisen von 28 mm Durchm. in der Zugzone. Die von oben nach unten durchgehenden Bügel in der Brüstung sind in Abständen von 15 cm angeordnet und

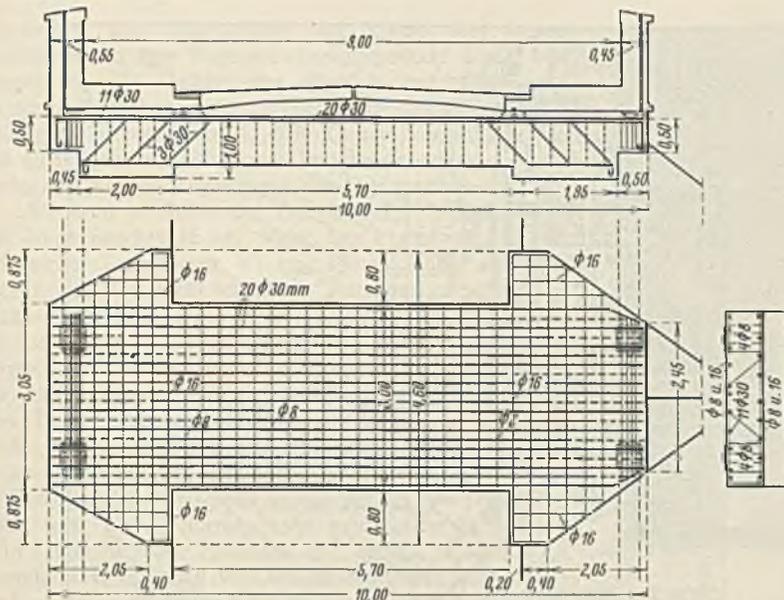


Abb. 10. Auflagerbank über den Stropfpfeilern.

Die äußeren Ansichtflächen der Brüstungsträger einschließlich der profilierten Abdeckungen und Gesimse erhielten bei beiden Brücken einen Kupferdreh-Steinputz, der in seiner Farbe sich dem Aussehen des alten Quadermauerwerks anschließt. Die inneren Brüstungsflächen wurden glatt geputzt.

4. Sicherungsmaßnahmen für die große Brücke.

Wie schon erwähnt, ergab sich beim Abbruch des alten Mauerwerks der Stirnmauern und Pfeiler eine starke Auslaugung des alten Kalkmörtels, so daß es bedenklich erschien, die schweren Brüstungsträger auf das geschwächte alte Mauerwerk der Pfeiler zu lagern, obwohl die Verblendung in gutem Verstande und unter sich stark verankert war. Namentlich die Festigkeit der unterstromseitigen Pfeilerteile erschien angesichts ihrer großen Höhe so bedenklich geschwächt, daß sie etwa bis zur halben Höhe abgebrochen und dann wieder neu mit Zementmörtel aufgemauert wurden. Die dabei gemachten Erfahrungen ließen es wünschenswert erscheinen, besondere Maßnahmen zur Sicherung der alten Mauerwerkteile zu treffen und darüber hinaus die Auflagerdrücke der schweren Brüstungsträger durch besondere Auflagerbänke in Eisenbeton (Abb. 10) möglichst gleichmäßig auf die ganze Fläche der Pfeiler und Widerlager zu verteilen. Hierzu wurden in je einer nächtlichen Verkehrspause die Pfeiler und Widerlager in etwa 1,30 bzw. 1,00 m Höhe abgebrochen und hölzerne Verkehrsbrücken über die Lücken eingebaut. Nachdem dann am Tage die Eiseneinlagen gebogen und eingebaut waren, wurde wiederum in je einer nächtlichen Verkehrspause der Beton eingebracht und später behelfsmäßig abgeplästert.

Das alte Mauerwerk der Pfeiler, die Gewölbe und Stirnmauern wurden gesichert durch Anbohren des Mauerwerks, Ausspülen aller losen Teile unter Druck, Einbringen von eingekerbten Eisenankern und Einpressen von flüssigem Zementmörtel in der Mischung von 1 Teil Zement auf 1 Teil Sand unter 3 bis 5 at Druck. Ausgeführt wurde diese Arbeit durch die Spezialfirma Fr. W. Schmidt in Frankfurt a. M. in einem Zeitraum von fünf Wochen (Abb. 11). Es wurden dabei rd. 30 m³ Mörtelmischung verbraucht mit rd. 25 t Normalportlandzement. Die vorstehend beschriebenen Sicherungsmaßnahmen erforderten insgesamt einen Betrag von 25 000 RM, der besonders bereitgestellt wurde.

5. Die Fahrbahnen.

Die Fahrbahn über den Gewölben sollte ursprünglich in Kleinpflaster ausgeführt werden. Die starke Auslaugung des alten Kalkmörtels durch die Niederschlagwässer, die auf eine nicht ausreichende Wirkung der vorhandenen Tondichtungsschicht schließen ließ, zwang zur Abänderung dieses Planes. Es wurde eine Betonfahrbahn, bestehend aus einer 15 cm dicken unteren Platte aus Beton 1:7 und darüber einer besonderen 5 cm dicken Verschleißschicht aus Beton 1:4 unter Zusatz von Diabaspfltt ausgeführt. Außerdem erhielt der Beton der Verschleißschicht einen

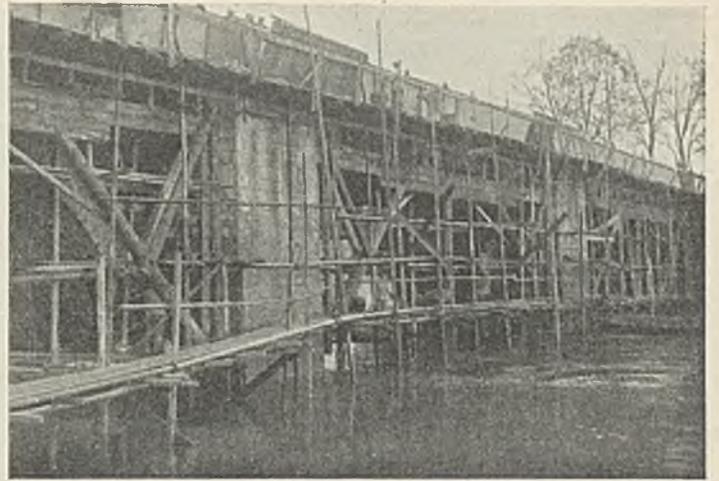


Abb. 11. Ausspritzen des alten Mauerwerks mit Zement.

Zusatz des Härtungsmittels Sika I bei der großen Leinebrücke und von Sika III bei der kleinen Brücke. In Rücksicht auf die möglichst schnelle Fertigstellung der Fahrbahn wurde hochwertiger Zement verwendet. Die Festigkeiten erreichten für den Unterbeton im Mittel 130 kg/cm², für die Verschleißschicht bei der großen Brücke etwas über 360 kg/cm², bei der kleinen Brücke über 400 kg/cm² nach 28 Tagen.

Die Brückenfahrbahn erhielt eine Dehnungsfuge in der Mitte und an den Seiten dort, wo die Fahrbahn an die auskragenden Fußsteigplatten stößt. Querdehnungsfugen sind dann noch über den Gewölbescheiteln und über den Pfeilern angeordnet, wobei bei der großen Leinebrücke auf den Pfeilern zwei Fugen beiderseits der Auflagerplatte notwendig wurden. Auf diese Weise ergeben sich 8,71 · 2,60 m als Größtabmessung eines Fahrbahnstückes. Die Fugen sind sämtlich mit Jolosten ausgegossen.

D. Ausführung und Kosten.

Die Ausführung geschah in den Monaten Juli bis November 1930 unter Leitung des Wasserbauamts Celle durch einen Unternehmer auf Grund öffentlicher Ausschreibung. Bei der Reihenfolge der Arbeiten mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß der lebhafteste Verkehr nach Möglichkeit unbehindert durchgeführt werden konnte. Es wurden daher zunächst bei beiden Brücken die Auskragungen der Oberstromseite durchgeführt, dann die der Unterstromseite. Die Fahrbahnen wurden zuletzt in zwei Hälften eingebaut. Um die Erschütterungen durch den Verkehr während der Bauzeit nach Möglichkeit zu vermindern, wurde der schwere Lastkraftwagenverkehr umgeleitet. Für die sämtlichen Eisenbetonarbeiten kam hochwertiger Portlandzement zur Verwendung. Nach umfangreichen Vorversuchen wurde als Zuschlagstoff ein Weserkies mit rd. 46% Sand und rd. 54% Kies (über 7 mm Korngröße) gewählt, der in der Mischung 1 Teil Zement zu 4 Teilen Zuschlagstoff in weichem Zustande eingebaut wurde. Die abgedrückten Probekörper ergaben nach 28 Tagen ein $W_b = 216$ bis 249 kg/cm² bei einer Beanspruchung von rd. 50 kg/cm², also im Mittel eine Sicherheit $\nu = 4$ bis 5, was in Rücksicht darauf, daß es sich um Bauteile handelt, die keinen Erschütterungen durch Verkehrslasten ausgesetzt sind (Fußsteige ohne Verbindung mit der Fahrbahn) durchaus ausreichend erscheint. Die Eisen waren von normaler Handelsgüte.

Die Kosten betragen bei der großen Leinebrücke rd. 52 000 RM, von denen rd. 3000 RM auf Nebenarbeiten, 44 500 RM auf die Herstellung der Auskragungen und der Fahrbahn und 4500 RM auf Inngemeinkosten entfielen. Bei der kleinen Leinebrücke erforderte die Ausführung rund 23 000 RM, von denen 13 000 RM für die Auskragungen und die Fahrbahn verwendet wurden, ferner 8000 RM auf die Wiederinstandsetzung der einen Flügelmauer des rechten Widerlagers, des alten Mauerwerks der Pfeiler und Stirnmauern und die Änderung bzw. Beseitigung der Treppenschächte. 2000 RM entfielen auf die Inngemeinkosten. Insgesamt kostete also die Verbreiterung beider Brücken 75 000 RM. Dazu kommen noch 25 000 RM für das Ausspritzen der Gewölbe, Stirnmauern, Widerlager und Pfeiler der großen Brücke mittels Druckluftverfahren.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einfluß des Baugrundes auf die Erdbebenerschütterungen.

Von Regierungsbauemeister a. D. Dr.-Ing. Rudolf Briske, Berlin-Südende.

(Schluß aus Heft 18.)

Abb. 8 stellt den Grad der Erdbebenschäden von San Francisco im Jahre 1906 dar⁵⁾.

Ein Vergleich von Abb. 8 u. 9 zeigt die besonders gefährliche Erdbebenwirkung in dem zugeschütteten Teil der Bucht, dem „made land“. Arg mitgenommen wurden in welchen Bodenmassen, sowohl in San Francisco wie später in Tokio, die unmittelbar in den oberen weichen

Bodenschichten verlegten Leitungsröhren, namentlich Wasserleitungsröhren, deren Bruch erheblich zur Ausbreitung der Feuersbrunst und somit zur Vervielfachung des vom Erdbeben selbst angerichteten Schadens beitrug.

⁵⁾ Vgl. Freeman, Earthquake Damage and Earthquake Insurance, S. 169 ff. u. S. 359 ff.

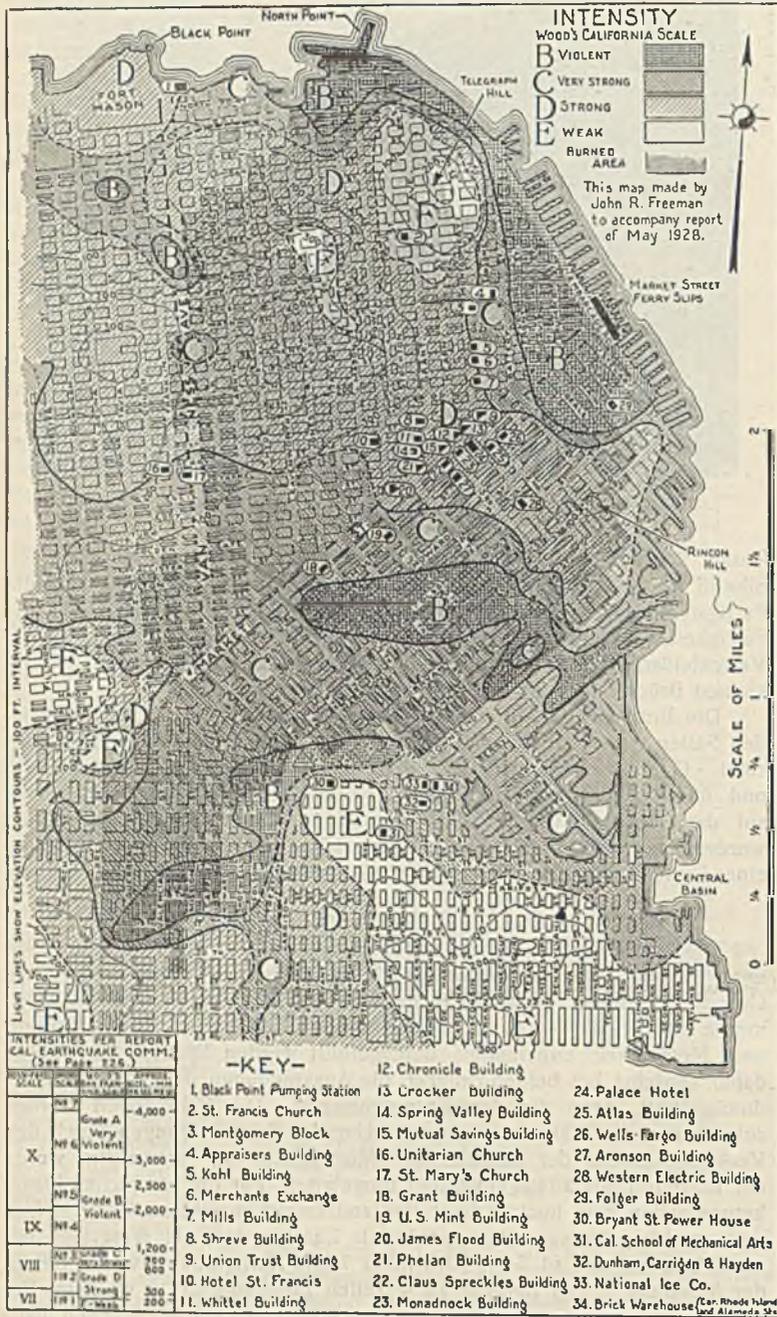


Abb. 8. Erbebenstärken in San Francisco 1906 (nach Freeman).

Zeichenerklärung zu Abb. 8:
 B Verwüstung, Erschütterungsziffer 12 bis 30%
 C sehr stark, " 8 bis 12%
 D stark, " 2 bis 8%
 E mäßig stark, " unter 2%
 Gebiet der Feuersbrunst.

In festem Boden verlegte Leitungen, wie die meist tiefliegenden Leitungen der Kanalisation in Tokio, hatten wenig gelitten. Bei erheblicher Tiefe nimmt die Bodenerschütterung, auch bei gleichbleibender Beschaffenheit des Bodens, wesentlich ab; hierauf beruht zum Teil die vorzügliche Bewährung der Tunnelbauten in Erdbebengebieten, zum Teil auch auf der geringen Empfindlichkeit der Tunnelgewölbe gegen Richtungsänderungen der wirkenden Kräfte. Beim Atami-Tunnel in Japan wurde festgestellt, daß die Erschütterungsziffer bei einer Erdbebenperiode von 1 sek nur halb so groß war wie an der Erdoberfläche; bei längeren Perioden war der Unterschied weniger merkbar⁶⁾.

Nach den übereinstimmenden Berichten über die Erdbeben in Japan, Kalifornien und anderen Ländern erlitten in Bezirken weichen Bodens größere, sorgfältig konstruierte Eisenbeton- und Stahlbauten auffällig geringen Schaden, nicht mehr als gleichartige Gebäude in Bezirken festen Bodens, während leichte Bauten bei weichen Boden in weitaus höherem Maße zerstört wurden als auf festem Boden. Die nächstliegende Erklärung für das gute Verhalten von großen Eisenbeton- und Stahlbauten trotz weichen Bodens ist wohl, abgesehen von an sich gediegener Konstruktion, darin zu suchen, daß sie meist tiefer und sorgfältiger gegründet sind als kleine gewöhnliche Wohnhäuser, also mit ihren Funda-

⁶⁾ Vgl. u. a. Comparative Studies of earthquake motives above ground and a tunnel. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo 1931.

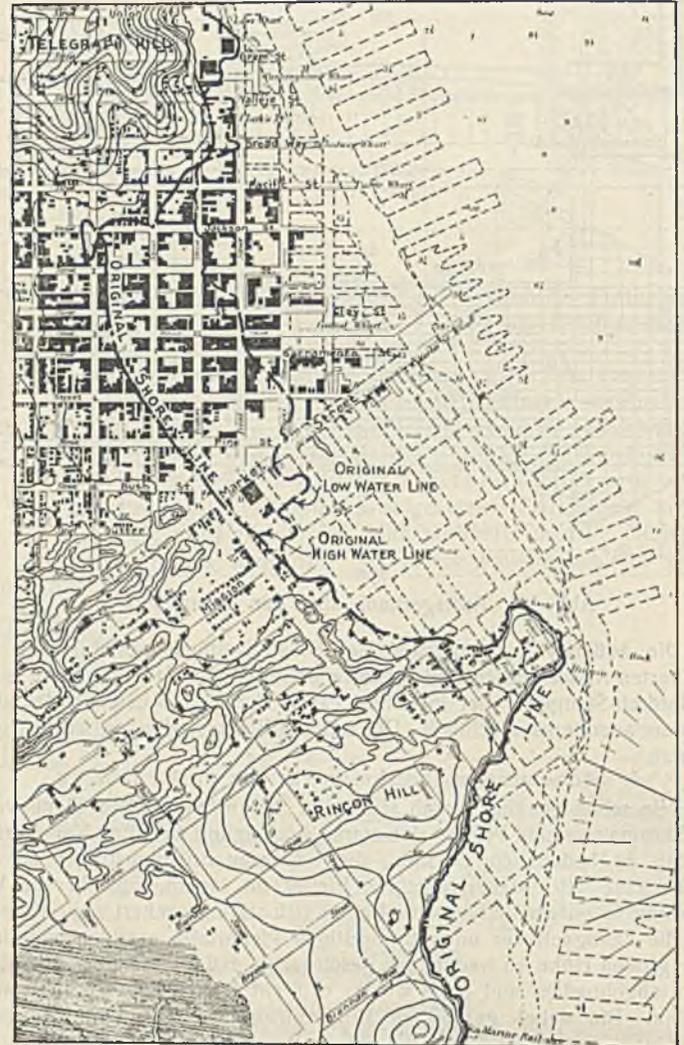


Abb. 9. „Made Land“ in San Francisco (nach Freeman).

menten auf feste Schichten hinuntertragen, die erheblich weniger erschüttert werden als die zu oberst an der Erdoberfläche liegenden lockeren Schichten; auch die Auflast, unter Umständen das Einrammen von Pfählen, trägt zur Verdichtung des Bodens unter großen Gebäuden und somit zur geringeren Auswirkung der Erderschütterungen auf den Boden bei. Aus Untersuchung der Erdbebenschäden in Tokio⁷⁾ geht hervor, daß sich größere Gebäude auf Pfahlgründung bei sonst gleicher Bauart und weichem Untergrund besser bewährten, wenn sie auf kurzem als auf langem Pfahlrost standen. Hieraus wurde geschlossen, daß in sich fest gefügte Gebäude, die sozusagen im weichen Baugrunde schweben, durch ihre Trägheit der Bewegung der benachbarten Bodenmassen nicht folgen, sich also ähnlich verhalten wie ein großes Schiff gegenüber der Wellenbewegung des Wassers. Ob diese Auffassung richtig ist, läßt sich auf Grund der beobachteten Zerstörungen wohl kaum beweisen, eher vielleicht auf Grund von Seismogrammen, die bei künftigen, auch schwächeren Erdbeben zur Beobachtung des Einflusses des Baugrundes und der Gründungsweise in Gebäuden aller Art aufgenommen werden müßten.

4. Der Einfluß der Eigenschwingungen der Gebäude.

Von grundlegender Bedeutung ist die Frage, ob die statische Berechnung der Bauten auf reine Stoßwirkung unter Vernachlässigung des Einflusses der beim Erdbeben auftretenden erzwungenen Schwingungen und der Eigenschwingungen des Gebäudes überhaupt physikalisch zutrifft, besonders bei nicht ganz verlässlichem Baugrunde.

Die Berechtigung der üblichen Berechnung auf reine Stoßwirkung wird zunächst durch die Erfahrung bestätigt, daß bei schweren Erdbeben die Zerstörungen meist beim ersten heftigen Stoß auftreten, nicht erst als allmähliche Folge des Aufschaukelns bei wiederholten Schwingungen. Ein Aufschaukeln ist nicht sehr wahrscheinlich, da meist während der heftigsten Erdbebenstöße die Seismogramme große Unregelmäßigkeit zeigen. Die theoretische Verfolgung des Schwingungsproblems zeigt, daß auch bei längerem Anhalten der gleichen Erdbebenperiode eine Resonanzgefahr im allgemeinen nicht vorliegen würde; denn während die gefährlichen Erdbeben Perioden von 1 bis 2 sek aufweisen, sind die Eigenperioden der Bauwerke und ihrer Einzelteile, wie Säulen und Decken, im allgemeinen erheblich geringer. Eine Ausnahme bilden hohe, schlanke

⁷⁾ Vgl. Freeman, a. a. O. S. 479.

Bauwerke, wie Schornsteine und Türme, bei denen freilich, wenn ihre Eigenschwingungsperiode 1 sek und länger ist, die Gefahr von Schäden durch Resonanz zwischen Erdbeben- und Eigenschwingungsperiode nicht gelegnet werden kann⁸⁾. Die Gefahr vergrößert sich bei nicht ganz zuverlässigem Baugrunde, dessen Nachgiebigkeit zur Verlangsamung der Eigenperiode beiträgt.

Während in Tokio die Gebäudehöhe baupolizeilich auf 30 m beschränkt ist, weist San Francisco (Abb. 10) zahlreiche Turmhäuser bis zu 130 m Höhe auf. An diesen zum Teil recht schlanken Turmhäusern vorgenommene Messungen ergaben bei Gebäudehöhen zwischen 60 und 130 m Schwingungen von 1 bis 2 sek, also im Bereich der Periode schwerer Erdbeben. Freeman hält für empfehlenswert, die Gebäudehöhe nach dem Muster von Tokio einzuschränken, empfiehlt allerdings, auch nicht überängstlich zu sein, da die Wahrscheinlichkeit eines noch stärkeren Erdbebens als desjenigen von 1906 in San Francisco, das weit schwächer als das japanische 1923 war, für Kallifornien sehr gering ist; im übrigen sind 1906 in San Francisco die damals vorhandenen Turmhäuser, obgleich viel weniger sorgfältig konstruiert und weniger sicher gegründet als die heutigen Turmhäuser, im Erdbeben mit mäßigen Schäden davongekommen.

Auf die umfangreiche Literatur der letzten Jahre über Schwingungserscheinungen an Bauwerken hier einzugehen, führt zu weit. Es sei nur erwähnt, daß theoretische Schwingungsberechnungen, so zweckmäßig sie als Anhalt für etwaige Resonanzgefahr in Erdbebengebieten sind, doch nur sehr bedingten Wert haben, da der Einfluß der Nachgiebigkeit des Bodens wohl bei allen Bodenarten außer Felsboden auf die Eigenschwingungsperiode einen erheblichen Einfluß ausübt, der sich vorläufig noch der Berechnung entzieht. Das gleiche gilt vom Ergebnis der neuerdings mehrfach vorgenommenen Rüttelversuche an Modellen; so lehrreich diese Versuche sind, können sie den Einfluß des Baugrundes nicht erfassen. Im allgemeinen kommt man bei Gebäuden, bei deren statischer Berechnung und Konstruktion einer Erschütterungsziffer von 10% Rechnung getragen wurde, bereits zu Abmessungen, bei denen eine Resonanzgefahr ausgeschlossen ist. Im übrigen ist die Messung der Eigenschwingungsdauer ein zuverlässiger Maßstab für die Seitenfestigkeit des Gebäudes. Nach Feststellungen von Naito an einer Anzahl von Gebäuden in Tokio nahm mit zunehmender Eigenperiode der Grad der Zerstörung zu, ohne daß in einem der untersuchten Fälle Resonanz vorlag. Auch hinsichtlich des Einflusses der Gebäudeschwingungen wäre die Aufnahme von Seismogrammen, aufzunehmen in Gebäuden verschiedener Bauart und in verschiedenen Geschoßhöhen bei den häufig vorkommenden kleineren Erdbeben, die beste Grundlage zur Beurteilung der Erdbebenfestigkeit.

5. Behördliche Vorschriften in Erdbebengebieten.

Den vorstehenden Darlegungen entsprechend begnügen sich die in einzelnen Erdbebengebieten geltenden behördlichen Vorschriften für die statische Berechnung und Konstruktion von Bauwerken⁹⁾ im allgemeinen mit Bestimmungen über die Erschütterungsziffer, wobei teilweise auch die Berücksichtigung einer senkrechten Erdbebenbeschleunigung gefordert wird, sei es neben der waagerechten Beschleunigung oder als besonderer Belastungsfall. Die Berechnung von Schwingungserscheinungen wird zum Teil in den Vorschriften für Sonderfälle empfohlen, aber nicht verlangt; vielmehr wird die Resonanzgefahr durch Wahl einer angemessenen Erschütterungsziffer bei gleichzeitiger Beschränkung der Gebäudehöhe praktisch ausgeschaltet.

In Tokio setzen die Hochbauvorschriften eine Erschütterungsziffer von 10% fest, ohne den ungleichartigen Baugrundverhältnissen Rechnung zu tragen; für Schornsteine, Türme und turmartige Aufbauten von mehr als 15 m Höhe wird die Erschütterungsziffer auf 15% erhöht. Die Bau-



Abb. 10.
Turmhäuser in San Francisco (nach Freeman, a. a. O. S. 374).

höhe darf 13,7 m für Häuser aus Holz und Mauerwerk, 30 m für Häuser aus Stahl und Eisenbeton nicht überschreiten. Die Brückenbauvorschriften in Tokio tragen der besonders starken Erdbebengefahr in den niedrig gelegenen Stadtteilen Rechnung, indem sie eine waagerechte Erdbebenbeschleunigung von $\frac{1}{3}$ der Schwerebeschleunigung bei gleichzeitiger Zunahme oder Abnahme der Schwerebeschleunigung um $\frac{1}{8}$ vorschreiben, wobei die für gewöhnlich zugelassenen Beanspruchungen um 50% erhöht werden dürfen.

Die italienischen Vorschriften tragen den verschiedenen Graden der Erdbebengefahr durch Einteilung in zwei Gefahrenzonen für die durch Erdbeben gefährdeten Gebiete Italiens Rechnung. Wenn bei ungünstigem Untergrunde die Gefahr der Bildung von Rissen und Spalten besteht, besonders auch an der Grenze verschiedenartiger Bodenschichten, ist das Bauen verboten, ebenso an Hängen, soweit nicht gesunder fester Fels ansteht. In der stärker gefährdeten ersten Zone ist die Gebäudehöhe für Wohnhäuser auf 10 m, ausnahmsweise 12 m beschränkt mit höchstens drei Stockwerken; die waagerechte Erdbebenbeschleunigung wird, unabhängig von der Beschaffenheit des Baugrundes, mit $\frac{1}{8}$ der Schwerebeschleunigung für Erdgeschoß und erstes Stockwerk, $\frac{1}{6}$ für das zweite Stockwerk in Rechnung gestellt. Für öffentliche Gebäude und Industriebauten, soweit sie nicht zugleich als Wohnungen dienen, sind größere Gebäudehöhen zugelassen, wobei die Erschütterungsziffer durchweg mit $\frac{1}{6}$ in Rechnung gestellt werden muß. Auch die senkrechten Erdbebenshütterungen sind durch Zusatzkräfte in Höhe von 50% der senkrechten Lasten zu berücksichtigen, jedoch als Sonderfall ohne gleichzeitige Berücksichtigung der waagerechten Erschütterung. Für die zweite Zone gelten weniger strenge Vorschriften.

Von ähnlichen Überlegungen gehen die griechischen Vorschriften aus. Für das Erdbebengebiet von Korinth sind waagerechte Zusatzkräfte in Höhe von 12%, senkrechte — nicht mit den waagerechten zusammenwirkende — Zusatzkräfte in Höhe von 30% der senkrechten Kräfte vorgeschrieben. Für einen Speicher im Hafengebiet von Piräus wurden die Zusatzkräfte mit dem dritten Teil der für Korinth geltenden Werte vorgeschrieben.

Besonders sorgfältig durchgearbeitet sind hinsichtlich der Erdbebenfestigkeit die neuen baupolizeilichen Vorschriften von Santiago de Chile, das mehrfach unter Erdbeben schwer zu leiden hatte. Die zulässige Gebäudehöhe richtet sich nach der Bauweise; sie darf im günstigsten Falle bei Eisenbeton-Stahlskelettbauten mit Wandausfüllung aus Eisenbeton oder gleichwertigem Baustoff 40 m nicht überschreiten. Vorgeschrieben ist die gleichzeitige Berücksichtigung waagerechter und senkrechter Erdbebenbeschleunigungen, letztere in halber Höhe der ersteren; die Erschütterungsziffer wird dabei mit 5% bzw. 10% festgesetzt, je nachdem es sich um guten Baugrund mit 4 oder mehr kg/cm² zulässiger Baugrundbeanspruchung oder um schlechten Baugrund handelt. Auf die Abhängigkeit der Erschütterungsziffer vom Verhalten des Baugrundes wird in den Vorschriften besonders hingewiesen.

Eigenartigerweise bestehen in Kalifornien, obgleich es verhältnismäßig heftig vom Erdbeben heimgesucht wurde, keine einheitlichen Vorschriften für die Berechnung von Bauwerken auf Erdbebenfestigkeit. Vielfach wird daher bei der statischen Berechnung nur der Winddruck berücksichtigt, so daß sich auch gegen geringe Erdbebenwirkung meist eine viel zu geringe Seitenfestigkeit ergibt. Der in einigen kalifornischen Städten geltende „Palo Alto Code“ sieht eine Abhängigkeit der Erschütterungsziffer von der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes vor, und zwar:

⁸⁾ Briske, Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. Teil III: Die Erdbebensicherheit von Türmen und Schornsteinen. Berlin 1927. — Freeman, Earthquake damage and Earthquake Insurance, Kapitel XVIII und XXI. — T. Naito, Earthquake proof construction. Bulletin of the seismological society of America 1927.

The natural periods of vibration of some tall buildings in San Francisco. Bull. of the seism. soc. of Am. 1931.

⁹⁾ T. Naito, Building Construction after the Great Earthquake. World Engineering Congreß, Tokyo 1929. — Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite del terremoto, Rom 1930. — Ordenanza General de Construcciones y Urbanización, Santiago de Chile 1930. — Elsnor, Ewerbeck, Lira, Informe sobre las normas de cálculo y construcción. Anales del Instituto de Ingenieros de Chile 1929. — Bauvorschriften für die Erdbebengebiete von Korinth und Lutrakl. Griechische Regierungszeitung vom 7. November 1928. — Ishewsky, Zur Frage der Erdbebensicherheit der Bauten. Russische Zeitschrift „Bauindustrie“ 1927.

Erschütterungs- ziffer	zulässige Baugrund- beanspruchung
20 ‰	2,2 kg/m ² oder weniger,
15 ‰	2,2 bis 4,4 kg/m ² ,
10 ‰	4,4 kg/m ² oder mehr.

Die Zusatzkräfte werden dabei nur für das Eigengewicht der Bauten berücksichtigt. Statt dieser vielleicht allzu scharfen Vorschriften wird in dem in Vorbereitung befindlichen „U. S. Pacific Coast Uniform Building Code“ nur eine Erschütterungsziffer von 10 ‰ bzw. 7,5 ‰ bei zulässiger Baugrundbeanspruchung von weniger bzw. mehr als 2,2 kg/cm² vorgesehen unter Ausdehnung der Zusatzkräfte auch für die Nutzlasten.

6. Gemeinschaftsarbeit zwischen Seismologen und Bauingenieur.

Mit Recht weisen amerikanische Fachleute¹⁰⁾ auf die große Bedeutung der Forschungsarbeit hin, die noch not tut, um überall in Erdbebengebieten angemessene Grundlagen der statischen Berechnung, vor allem den Wert der Erschütterungsziffer festzusetzen, unter hinreichender Be-

¹⁰⁾ Freeman, Earthquake damage and Earthquake Insurance, Kap. XXII: Suggestions for a Program of Earthquake Research. — Dewell, The Earthquake Resistance of Buildings from the Standpoint of the Building Code. Bulletin of the Seismological Society of America 1929. — Heck, Structural Hazard of Earthquakes by new Instruments. Eng. News-Rec. 1932. — Vgl. auch Briske, Gemeinschaftliche Arbeit zwischen Seismologen und Baufachmann zur Verringerung von Erdbebenschäden. Zeitschr. f. Geophysik 1928.

rücksichtigung der Erdbebengefahr, die aber aus wirtschaftlichen Gründen auch nicht übermäßig angesehen werden darf.

Leider sind, wie Freeman in seinem des öfteren genannten Werke hervorhebt, die von den Erdbebenwarten gesammelten Beobachtungen meist für die Bestimmung der Erschütterungsziffer wenig zu brauchen; denn die Erdbebenwarten sind, um möglichst genaue Aufzeichnungen über die Fortpflanzung der Erdbebenwellen entfernter Erdbeben und somit Aufschluß über die geophysikalischen Probleme zu geben, überall auf festem Baugrund errichtet, so daß die Seismogramme über den besonders wichtigen Einfluß des Baugrundes auf die Erschütterungsziffer keinen Aufschluß geben. Empfohlen wird zur Gewinnung praktisch für die Bauwissenschaft verwertbarer Seismogramme die Aufstellung geeigneter Seismographen in Gebäuden verschiedener Bauart auf festem wie auf weichem Baugrunde, bei verschiedenen Gründungsweisen und in verschiedenen Stockwerken. Eine derartige Gemeinschaftsarbeit zwischen Seismologen und Bauingenieur ist, als eine der wichtigsten Aufgaben der Ingenieurgeologie in Erdbebengebieten, inzwischen in Kalifornien in die Wege geleitet, freilich anscheinend erst in bescheidenen Anfängen. Freeman schließt sein Buch mit folgendem, den üblichen Mangel an Zusammenarbeit zwischen Seismologen und Baufachmann kennzeichnenden Satze:

„Man darf kaum erwarten, daß die Aufzeichnung eines Erdbebens in 2000 Meilen Entfernung das Interesse eines Menschen findet, dessen Familie unter den Trümmern eines Hauses begraben liegt, das aus ungeeigneten Baustoffen errichtet ist, auf einem Baugrunderde, von dem ihm jeder Geologe dringend abgeraten hätte.“

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswechslung der Loquitzbrücke bei Probstzella.

Von Oberingenieur W. Ingenerf, Dortmund.

Die im Mai d. J. durchgeführte Auswechslung der eingleisigen Eisenbahnbrücke über die Loquitz bei Probstzella zeigt in einer Kombination verschiedener Auswechslungsarten eine Reihe beachtenswerter Einzelheiten. Die Auswechslung dieser Brücke ist mit Hilfe von zwei

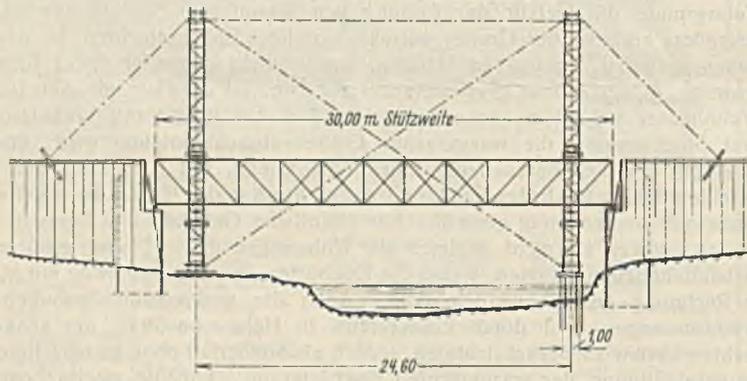


Abb. 1.

eisernen Portalkranen von je 60 t Tragkraft mit eingebauter zweigeschossiger Rüstung für die Montage der neuen und den Abbruch der alten Brücke und in Verbindung mit zwei auf die Ständer der Portalkrane abgestützten Verschubbahnen ausgeführt worden (Abb. 1).

Die 30,7 m langen Hauptträger mit einem Gewicht von je 33 t wurden auf zwei Schemelwagen, aufrechtstehend und seitlich abgestützt vom

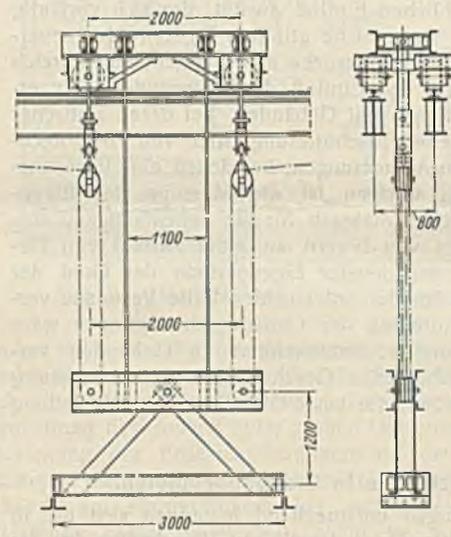


Abb. 3.

der Kranträger wurden die Hauptträger hierbei einseitig an die Rollwagen angehängt (Abb. 2).

Die auf den Portalen laufenden Rollwagen (Abbild. 3) sind aus je vier einrolligen Verschubwagen, die bei anderen Gelegenheiten zum Auswechseln kleinerer Überbauten benutzt werden, zusammengestellt. Die Tragkraft der einzelnen Rollen beträgt 50 t, und die Verbindungsträger der einzelnen Rollenpaare sind zum Anhängen loser Seilzüge eingerichtet. Die Lasthaken der Leitrollen wurden an Bolzen aufgehängt, die in einer Flacheisenkonstruktion befestigt waren. Von der Verwendung von Malotten wurde mit Rücksicht auf die großen Lasten Abstand genommen.

Nach Beendigung des Zusammenbaues wurde die fertige Brücke unter Einschaltung schwerer Balanciers mit Hilfe der Seilzüge angehoben und mit Flacheisen an die Rollwagen fest angehängt. Das beim Querfahren

notwendige, aber stets mit einem gewissen Risiko verbundene Festklemmen der Hubseile wurde auf diese Weise vermieden. Anschließend konnten die zum Montagegerüst gehörenden Mittelständer mit Querträgern entfernt und gleichzeitig die untere Bahn zum Ausfahren der alten Brücke frei-

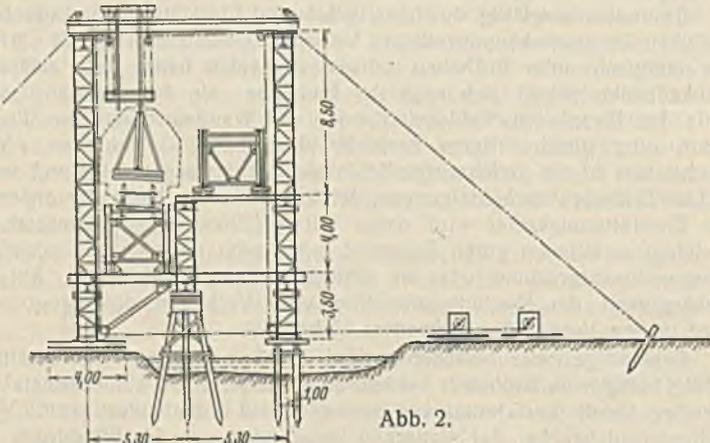


Abb. 2.

Werk des Lieferanten zur Baustelle gebracht, dort mit Hilfe der Portalkrane von den Eisenbahnwagen abgehoben und oberhalb S.-O. seitlich neben der alten Brücke auf die in die Portalständer eingebaute Montageausrüstung abgesetzt. Zur Erzielung einer möglichst geringen Stützweite

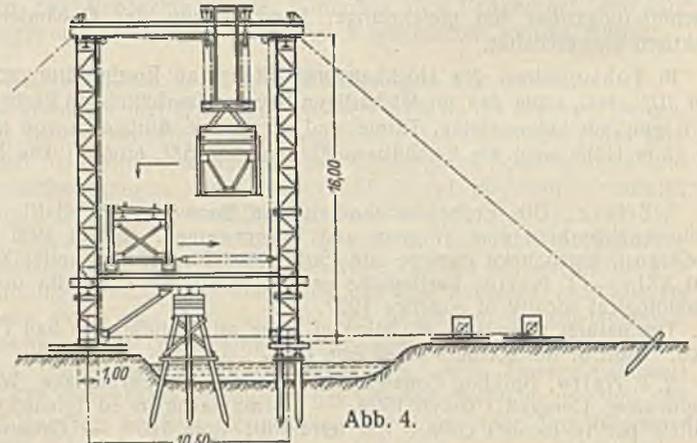


Abb. 4.

gemacht werden (Abb. 4). — Während der Montage der neuen Brücke wurde der alte Überbau abwechselnd an den beiden Enden angehoben und betriebssicher abgestützt, um die Auflagerung der neuen Brücke vorzubereiten. Zur Abstützung dienten Querträger, die auf den Ständern der Portalkrane bzw. den das Montagegerüst tragenden Mitteljochen gelagert wurden.

Die Auswechslung geschah in einer 7 1/2-stündigen Betriebspause in der Nacht vom 18. zum 19. Mai 1932. Um das Ausfahren der alten Brücke zu ermöglichen, mußten zunächst die von dem Flügelmauerwerk umbauten unteren Enden des auf die Verschiebbahnen abgesetzten alten Überbaues abgebrannt werden. Das Ausfahren wurde auf vier kleinen Verschiebwagen der gleichen Art vorgenommen, wie sie für die Zusammenstellung der auf den Portalkranen laufenden Rollwagen benutzt sind. Gleichzeitig mit dem Ausfahren des alten Überbaues auf der unteren Verschiebbahn konnte die an

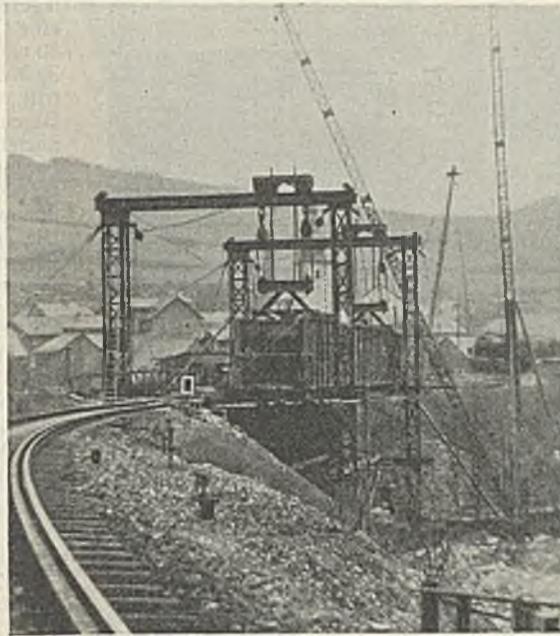


Abb. 5.

den Portalkranen hängende neue Brücke in die richtige Lage gefahren werden. Nach dem Lösen der bereits erwähnten, lediglich zur Sicherung dienenden Flach-eisenaufhängungen wurde die 102 t schwere Brücke mit Hilfe der Seilzüge in die Nischen auf die Lager abgelenkt. Die flott und ohne Störung verlaufene Auswechslung hat einschließlich der Oberbauarbeiten 6 1/2 Stunden gedauert, die eigentliche Auswechslung der Überbauten nur 3 1/2 Stunden. Zu den Oberbauarbeiten gehörte u. a. auch das genaue Abstecken und endgültige Verlegen der auf der Brücke in einer sehr starken Kurve liegenden Gleise sowie die vorgeschriebene Belastungsprobe.

Abb. 5 gibt ein Bild der gesamten Anordnung.

Die Lieferung der neuen Brücke und die Auswechslung der Überbauten geschah durch die Firma C. H. Jucho, Dortmund; die Bauleitung lag in den Händen der RBD Erfurt (Oberbaurat Kilian) bzw. des Betriebsamtes Saalfeld (Oberbaurat Schanze).

Vermischtes.

Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure am Bodensee 1933. Für Bauingenieure ist von Belang die Fachsitzung „Bauingenieurwesen“ am Sonnabend, den 27. Mai 1933, in Konstanz, die unter dem Vorsitz von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin, stattfindet. Dieser selbst wird sprechen „Über neuere Baugrundforschungen“, alsdann Oberbaurat Ing. Wallack, Salzburg, über „Heutige Aufgaben des Straßenbaues im Hochgebirge“, schließlich Oberbaurat Ing. Nesper, Bregenz, „Von der Rheinregulierung und dem Wasserbau in Vorarlberg“.

Aus den Fachsitzungen am Freitag, den 26. Mai 1933, vorm., sind besonders folgende Vorträge hervorzuheben:

1. Fachsitzung „Schweißtechnik“ in Friedrichshafen: Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. chr. Schaper, Berlin: „Ergebnisse von Dauerfestigkeitsversuchen mit geschweißten Verbindungen in Abmessungen der Praxis“; Dr.-Ing. Bierett, Berlin: „Über Schrupfspannungen und Verfahren zu ihrer Messung in schweißtechnischen Verbindungen der Praxis“; Dr.-Ing. Kiesskalt, Höchst: „Über ein neues Schweißnahtprüfgerät auf magnetisch-induktiver Grundlage und Vorführung einer Ausführungsform mit akustischer Anzeige“.

2. Fachsitzung „Strömung“ in Friedrichshafen: Prof. Dr.-Ing. W. Kaufmann, München: „Strömung in Röhren und Kanälen“.

3. Fachsitzung „Technikgeschichte“ in Konstanz: Unterstaatssekretär a. D. Sektions-Chef Ing. B. R. v. Enderes, Wien: „Die Geschichte der Alpenstraßen und Alpenbahnen“.

Von den Besichtigungen ist für Bauingenieure besonders auf die Besichtigung des Vermuntwerkes/Vorarlberg am Montag, den 29. Mai 1933, hinzuweisen.

Die Geschäftsstelle des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, übersendet auf Wunsch das genaue Programm und erteilt auch weitere Auskünfte. Zur Teilnahme an der Hauptversammlung und an den Fachsitzungen bzw. zur Lösung einer Teilnehmerkarte bedürfen Nichtmitglieder der Einführung durch ein Mitglied des Vereines deutscher Ingenieure. Einem einzelnen Vortrage kann ein Nichtmitglied auf Grund einer Fachsitzungskarte beiwohnen.

Die Stauwerke am Grimsel- und Gelmersee und das Kraftwerk von Handeck. Die „Société des Forces motrices de l'Oberhasli“ hat am 1. Oktober 1932 einen Teil der zur Ausnutzung der Wasserkräfte der Aar im Haslital geplanten Anlagen in Betrieb genommen. Ein eingehender Bericht über diese Neuanlagen findet sich in Gén. Civ. 1933, Nr. 6 v. 11. Febr., S. 125. Der größte Teil des von dem zunächst fertiggestellten Kraftwerk von Handeck erzeugten Stromes wird von der „Société des Forces motrices bernoises“, Bern, entnommen, die seit 1898 die Versorgung des Kantons Basel betreibt.

Die Aar entspringt in 1900 m Höhe aus den Ausläufern der Gletscher des Finster- und Lauteraarhorn. Sie fließt dann dicht am Grimselsee vorbei, nimmt weiter unterhalb auf ihrem rechten Ufer die Wasser des Gelmersees auf und verläuft weiter über die Ortschaften Guttannen und Boden nach Innertkirchen, dem Hauptorte des Haslitaales. In dem Lageplan, Abb. 1, sind die bisher fertiggestellten Staubecken des Grimsel- und Gelmersees und das Kraftwerk von Handeck eingezeichnet, sowie auch die spätere Erweiterung bis Innertkirchen mit dem daselbst vorgesehenen zweiten Kraftwerk. Einen Höhenplan des gesamten Entwurfes zeigt Abb. 2.

Der Grimselsee wird durch die beiden Talsperren bei Spitalamm und Seuferegg bis auf Ord. 1912 zu einem Becken von rd. 100 Mill. m³ gestaut. Die erstere dieser beiden Staumauern ist 114 m hoch und 258 m lang, sie dient zur Abriegelung des Aartaales; die zweite hat eine Höhe von 42 und eine Länge von 352 m. Das Hospiz von Grimsel und die daran vorüberführende Bergstraße mußten wegen des gehobenen Seespiegels verlegt werden.

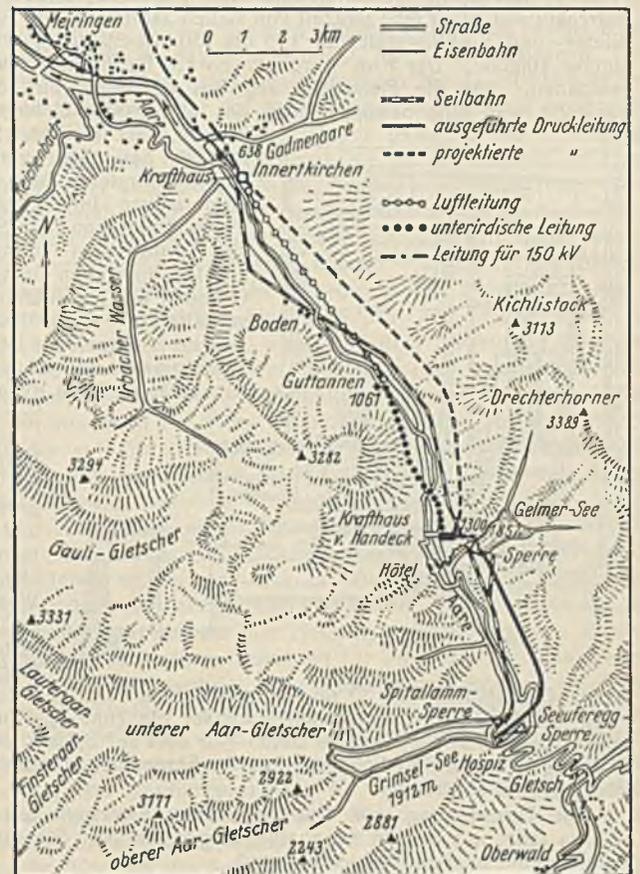


Abb. 1.

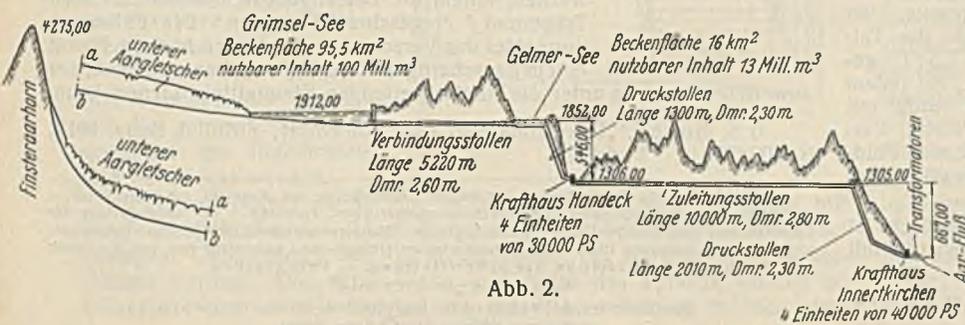


Abb. 2.

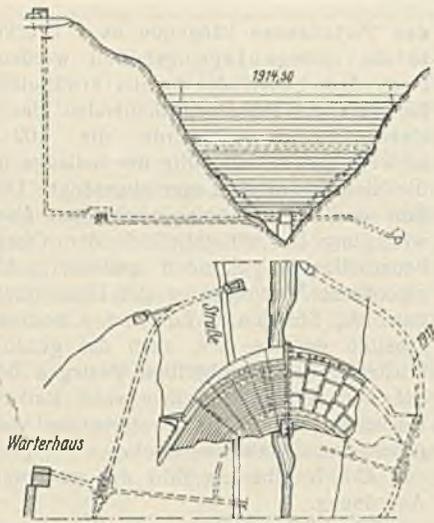


Abb. 3.

Die Sperre von Spitalamm liegt zwischen unter 45° abfallenden Hängen des Aartales und wirkt bei einer Krümmung mit 90 m Halbmesser und einer Sohlenbreite von 64 m gleichzeitig als Schwergewichtmauer und als Gewölbekappe. Sie enthält 340 000 m³ Beton. Während der Bauausführung wurden 1 m breite lotrechte Fugen angelegt, und zwar unten im Mittelabstande von 15 m, oben von 7,5 m, die erst nach zwei Wintern, also nach vollkommener Anpassung des Betons an die niedrige Temperatur, endgültig ausgefüllt wurden. Während des Baues und der schrittweisen Füllung des Beckens waren diese Fugen behelfsmäßig abgeschlossen, so daß eingehende Messungen der Verformungen der Wand vorgenommen werden konnten¹⁾. Die Sohle ist 2 bis 5 m im Granitfels nach Wegräumung der Sandschicht des Flußtales gegründet. Im unteren Teile sind zwei Systeme von Rohren von 1,10 m Durchm. angeordnet, die an der Talseite in eine Sammelgalerie ausmünden und als Beckenentleerung dienen. Außerdem ist eine während des Baues benötigte Umleitung als Ablauf belassen worden, die in einem 340 m langen, durch den linksseitigen Talhang führenden Stollen besteht. Durch den rechten Talhang führt der Druckstollen nach dem Gelmensee (Abb. 3).

Der Nordzipfel des Grimselsees ist durch die gerade verlaufende Schwergewichtmauer von Seeuferegg abgeschlossen. Diese ist vorn 1,5:100 und auf der Talseite 7:10 geneigt. Über ihre Krone führt die neue Bergstraße nach dem neuen Grimsel-Hospiz.

Die Herstellung beider Sperren mit insgesamt rd. 410 000 m³ Beton erstreckte sich über eine Bauzeit von sieben Jahren, da mit Ausnahme der Winter- und Frühlingszeit nur 100 bis 150 Arbeitstage jährlich zur Verfügung standen. Der Kies wurde in 3,5 km Entfernung aus dem Aartal gewonnen. Für die Heranschaffung des Zementes und der sonstigen Baustoffe war eine Seilbahn über das unwegsame Gebirge von Innertkirchen bis zum Grimselsee angelegt.

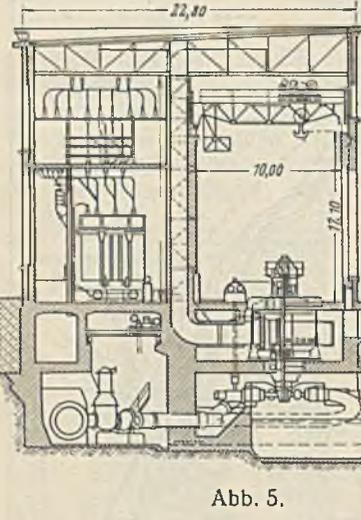


Abb. 5.

Die Staumauer von Spitalamm wurde im unteren Teile mit Hilfe von Förderwagen, im oberen Teile unter Verwendung von auf Seilen laufenden Schüttkranen betoniert (Abb. 4). Die Sperre am Gelmensee hat aus Gründen der Ausnutzung der Bodenverhältnisse einen winkelförmigen Verlauf erhalten. Sie ist eine Schwergewichtmauer von 35 m Höhe, 370 m Kronenlänge, 3,5 m Kronen- und 22 m Sohlenbreite. Sie besteht aus 80 000 m³ Beton mit eingebetteten großen Blöcken und einem Zementgehalt von 180 kg/m³. Die Wasserseite ist 1:100, die Talseite 7,5:10 geneigt. An jedem Ende sind Abflüsse für 30 m³/sek angeordnet. Der Zement wurde mit Hilfe der Seilbahn Innertkirchen—Grimsel bis zum Speicher- und Verarbeitungsplatz und der fertige Beton von dort auf 3,5 m³ fassenden Feldbahnwagen zu einer in Längsrichtung der Staumauer errichteten stählernen Förderbrücke geschafft.

Die Druckleitung vom Gelmensee zum Kraftwerk von Handeck ist 1300 m lang und besteht aus aneinandergeschweißten Stahlrohren, die mit Beton im Felsstollen eingebettet sind.

Das Kraftwerk von Handeck (Abb. 5) steht auf einer im Fels ge-

¹⁾ Vgl. Gén. Civ. 1932 v. 31. Dez. 1932.

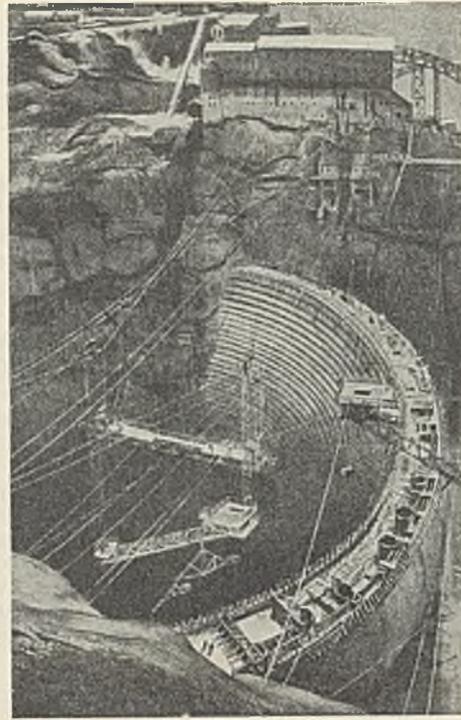


Abb. 4.

lagerten Betonplatte am rechten Ufer der Aar. Es hat eine Grundfläche von 23 × 56 m und eine Höhe von 30 m und umfaßt vier Maschineneinheiten von je 30 000 PS, die mit 500 Umdr./min laufen. Das Wasser tritt mit 100 m/sek durch je zwei Düsen von 1,75 m Durchm. in die Pelton-Turbinen ein, die von der Société Escher, Wyss & Co. geliefert wurden. Die Läufer haben 1,75 m Durchm. Die Generatoren (28 000 kVA) sind von der Société Oerlikon geliefert und erzeugen Dreiphasenstrom von 11 000 V/50 Per/sek. Die Transformatoren, die von der Société Brown, Boveri & Co. hergestellt sind, formen den erzeugten Strom auf 50 000 V um auf eine Hochspannungsleitung, die bis Guttannen unterirdisch, weiterhin bis Innertkirchen als Luftleitung vorgesehen ist. Dort wird der Strom auf 150 000 V umgeformt und nach Bern und Basel geleitet.

Nach Fertigstellung des zweiten Kraftwerkes in Innertkirchen werden aus den Wasserkraften der Aar im Oberhasli insgesamt 534 Mill. kWh jährlich gewonnen. —Zs.—

Zuschrift an die Schriftleitung.

Zur Korrosionsfrage. In dem Aufsatz von Heberling in München, Bautechn. 1932, Heft 34, S. 436, befinden sich eingangs einige Angaben über das Verhalten des Eisens der alten Gitterbrücke in Köln während ihres langjährigen Bestehens — von 1858 bis 1910 —, die der Ergänzung bedürfen. Herr Heberling schreibt die gute Erhaltung der Konstruktion dem Kupfergehalt des Eisens und dem guten Anstrich zu, so daß einzelne Teile noch von einer norddeutschen Werft als Kranträger wieder verwendet werden konnten. Dazu ist zu bemerken:

Der Kupfergehalt des Eisens dieser Brücke war sehr unterschiedlich. Nach der von mir an abgebrochenen Teilen veranlaßten chemischen Analyse¹⁾ schwankte der Cu-Gehalt zwischen Null und max. 0,24% — letzterer Wert in einer Untergurtlamelle festgestellt. Angaben über die ersten Anstriche sind nicht mehr vorhanden, da alle Aktenstücke aus der Bauzeit der Brücke bei einem Brande der Eisenbahndirektion Essen vernichtet worden sind. Nach meinen Feststellungen beim Abbruch waren mindestens zwei Grundanstriche in Bleimennige vorhanden und sicherlich fünf Deckanstriche in Bleiweiß, die alle übereinander aufgetragen waren. Die alte Gitterbrücke, bestehend aus einer Straßen- und einer Eisenbahnbrücke, ist 1909/1910 abgebrochen worden. Der Abbruch der Straßenbrücke geschah durch MAN, Werk Gustavsburg, der Abbruch der Eisenbahnbrücke durch die Gutehoffnungshütte. Von beiden Brücken sind sämtliche Eisenteile von Köln abtransportiert und weiter verarbeitet worden. Nur ein Endabschnitt der Eisenbahnbrücke steht auf dem Hofe des Deutschen Museums in München. Die im Aufsatz von Heberling angeführten Altteile stammen somit nicht von der alten Gitterbrücke über den Rhein. Wie ich festgestellt habe, handelt es sich vielmehr um die Blechträger, die in der stadtsseitigen Zufahrtrampe zur Eisenbahnbrücke eingebaut waren. In Verbindung mit dem Bahnhofsumbau in Köln hatte die Fa. Flender diese Träger erworben, sie zuerst in Benrath und später in der Werft in Lübeck als Kranträger benutzt. Das Gewicht dieser Träger betrug rd. 100 t.

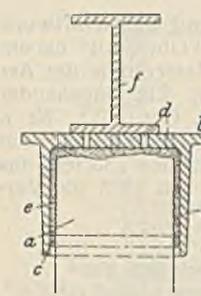
Lindau i. B., 28. März 1933.

Dr. Bohny.

Der Verfasser, Herr Dipl.-Ing. Heberling, hat auf eine öffentliche Erwiderung auf die vorstehende Zuschrift verzichtet.

Die Schriftleitung.

Patentschau.



Pfahlrostgründung. (Kl. 84c, Nr. 542 759 vom 11. 10. 30 von Christian Wöllmer und Curt Arnold in Hamburg.) Auf den Betonpfahl *a* wird eine Kappe *b*, z. B. aus Stahlguß, aufgesetzt. Sodann wird der untere Rand mittels eines Teerstrickes *c* od. dgl. nach außen hin abgedichtet. Durch Löcher *d* wird dann ein Füllmittel, z. B. Blei, feiner Sand usw., eingeführt, unter Umständen durch ein Druckmittel, worauf die Löcher geschlossen werden, indem die Befestigungsschrauben für einen Trägerrost *f* eingeschraubt werden. Die Füllmasse verhindert das Verschieben der Kappe *b*, die z. B. mit einem flanschartigen Rande *b*₁ versehen sein kann, der zum Befestigen von unter die Kante greifenden Klemmitteln dienen kann.

¹⁾ S. Bohny, „Das Altmaterial usw. von Köln“, Ztrbl. d. Bauv. 1912, S. 302/304.

INHALT: Die Verbreiterung der beiden Lelnebrücken bei Neustadt am Rübenberge. — Der Einfluß des Baugrundes auf die Erdbenenschütterungen. (Schluß). — Die Auswechslung der Loqultzbrücke bei Probstzella. — Vermischtes: Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure am Bodensee 1933. — Die Stauwerke am Grimsel- und Gelmensee und das Kraftwerk von Handeck. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

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