

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 65 (1947)
Heft: 2

Artikel: Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-55813>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 04.04.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

$$Y(x, z) = \int_{F_2} \frac{1}{b(\zeta)} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M(x)}{J(x)} S_2(x, \zeta) \right] dF$$

bzw.

$$Y(x, z) = -\frac{1}{J} \left(Q + \frac{M}{J} \frac{dJ}{dx} \right) \int_{F_2} \frac{1}{b(\zeta)} S_2(x, \zeta) dF + \frac{M}{J} \int_{F_2} \frac{1}{b(\zeta)} \frac{\partial}{\partial x} S_2(x, \zeta) dF$$

ersetzt werden kann. Unter Berücksichtigung von (30) und (31) wird hieraus

$$Y(x, z) = -\frac{1}{J} \left(Q + \frac{M}{J} \frac{dJ}{dx} \right) (J_2 - z S_2) + \frac{M}{J} \frac{\partial}{\partial x} (J_2 - z S_2)$$

oder, wenn noch (11) verwendet und dabei das Glied der Grössenordnung ϵ unterdrückt wird,

$$Y(x, z) = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{M(x)}{J(x)} [J_2(x, z) - z S_2(x, z)] \right\}$$

Man hat also in der beobachteten Näherung

$$(33a) \sigma_z = \frac{1}{b} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J} (J_2 - z S_2) \right] - \frac{p_{z0}}{b} - \frac{\gamma}{b} \cos \psi F_2$$

oder nach Umformung mittels (25), (26) und (27)

$$(33b) \sigma_z = -\frac{1}{b} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J} (J_1 - z S_1) \right] - \frac{p_{zu}}{b} + \frac{\gamma}{b} \cos \psi F_1$$

Um schliesslich noch σ_x zu bestimmen, verwendet man die Verträglichkeitsbedingung zweckmässig in der Gestalt ³⁾

$$\begin{aligned} -\frac{1}{m} \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} - \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} &= \\ = \frac{2(m+1)}{m} \frac{\partial^2 \tau_{xz}}{\partial x \partial z} \end{aligned}$$

Man erhält dann in der beobachteten Näherung die Differentialgleichung

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} = \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{2(m+1)}{m} \frac{\partial^2 \tau_{xz}}{\partial x \partial z} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2}$$

die mit (8) und (33a) — da im Sinne der dritten Forderung rechterhand für σ_x die erste und für τ_{xz} die zweite Näherung eingesetzt werden darf — in

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} &= \frac{1}{m} \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) z + \\ &+ \frac{2(m+1)}{m} \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} \left[\frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M}{J} S_2 \right) \right] + \\ &+ \frac{1}{m} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left\{ \frac{1}{b} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J} (J_2 - z S_2) \right] \right\} \end{aligned}$$

übergeht.

Nun zeigt die Ausführung der rechten Seite, dass die Breite b des Stabes, insofern sie explizit auftritt, in der angestrebten Näherung als konstant betrachtet werden darf, wenn man annimmt, dass ihre Ableitungen nach x von der Ordnung ϵ^2 und diejenigen nach z von der Ordnung ϵ sind. Diese Bedingungen können auch dahin formuliert werden, dass der Anzug des Stabgrundrisses klein gegenüber demjenigen des Aufrisses und derjenige des Querschnittes in der z -Richtung mit dem Anzug des Aufrisses vergleichbar sei; sie liegen schon deshalb nahe, weil sie vermutlich die Voraussetzungen dafür darstellen, dass der Spannungszustand noch in der verlangten Näherung eben sei.

Auf Grund dieser Annahmen wird jetzt

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} &= \frac{1}{m} \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) z + \frac{2(m+1)}{m} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J b} \frac{\partial S_2}{\partial z} \right] + \\ &+ \frac{1}{m} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left\{ \frac{M}{J} \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{1}{b} \frac{\partial J_2}{\partial z} \right) - \right. \right. \\ &\left. \left. - \frac{2}{b} \frac{\partial S_2}{\partial z} - z \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{1}{b} \frac{\partial S_2}{\partial z} \right) \right] \right\}, \end{aligned}$$

und diese Differentialgleichung, die sich zufolge (28) und (29) auf

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} = -2 \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) z$$

reduziert, stimmt mit der für den Rechteckquerschnitt erhaltenen überein, sodass σ_x auch hier durch die Beziehung (20) gegeben ist.

³⁾ Vgl. etwa S. Timoshenko, Theory of Elasticity, New York und London 1934 S. 23.

Die Krümmung der elastischen Linie wird durch Einsetzen der erhaltenen Spannungskomponenten in (6) gewonnen, wobei man sich im Sinne der vierten Forderung bei τ_{xz} mit der zweiten Näherung begnügen kann. Man erhält zufolge (8), (20) und (33a)

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} &= -\frac{1}{G} \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M}{J} S_2 \right) \right] + \\ &+ \frac{1}{E} \left[\frac{M}{J} + \frac{1}{3} \frac{K}{J} \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) \right] - \\ &- \frac{1}{mE} \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \frac{1}{b} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J} (J_2 - z S_2) \right] - \frac{\gamma}{b} \cos \psi F_2 \right\} \Bigg|_{z=0} \end{aligned}$$

hieraus — da b wieder als Konstante behandelt werden darf —

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} &= \frac{M}{EJ} + \frac{1}{3} \frac{K}{EJ} \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) - \frac{1}{G} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{M}{J} \frac{S_2}{b} \right) - \\ &- \frac{1}{mE} \left\{ \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{M}{J} \left(\frac{1}{b} \frac{\partial J_2}{\partial z} - \frac{1}{b} S_2 - \frac{z}{b} \frac{\partial S_2}{\partial z} \right) \right] - \right. \\ &\left. - \frac{\gamma}{b} \cos \psi \frac{\partial F_2}{\partial z} \right\} \Bigg|_{z=0} \end{aligned}$$

und schliesslich mit Rücksicht auf (23) und (28)

$$(34) \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EJ} + \frac{K}{3EJ} \frac{d^2}{dx^2} \left(\frac{M}{J} \right) - \frac{2m+1}{mE} \frac{1}{b_0} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{M}{J} S_{20} \right) - \frac{1}{mE} \gamma \cos \psi,$$

wobei mit b_0 die auf der y -Achse gemessene Breite des Querschnittes und mit $S_{20} = -S_{10}$ das statische Moment der durch die y -Achse begrenzten Teilfläche von F bezüglich y ist.

Die Beziehungen (20), (32), (33) und (34), die unter den Voraussetzungen 1 bis 4 (Abschnitt 1) sowie unter Ausschluss von Stellen, wo Einzelkräfte angreifen oder die Belastung sich sprunghaft ändert, den Spannungszustand und die Krümmung der elastischen Linie in dritter Näherung beschreiben, könnten mit Hilfe der Identitäten (10) bis (12) — von denen die mittlere z . T. nur bis auf Grössen der Ordnung 1 genau zu formulieren wäre — weiter ausgeführt werden. Sie gehen bei Beschränkung auf Rechteckquerschnitte wieder in die Formeln (20), (15) (18) und (24) über, und zwar auch dann, wenn ein geringer Anzug im Grundriss zugelassen wird. (Schluss folgt)

Umbau der Landquartbrücke der Rätischen Bahn in Klosters

DK 624.21.012.4.00467

3. Kriechmessungen

(Forts. von S. 8)

Bei der Betrachtung der Kriechmessungen müssen wir unterscheiden zwischen der Bewegung von Punkten, die sich auf der Brücke, in der Bodenoberfläche und im Innern der Bergsturzmasse bzw. der Schächte befinden. Die beiden erstgenannten Verschiebungen werden nachstehend im Zusammenhang diskutiert.

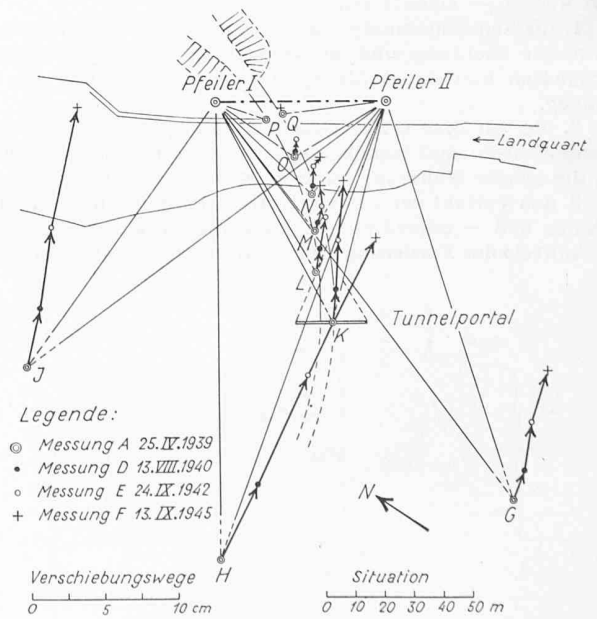


Bild 8. Horizontalprojektion der Verschiebungen (Nach den Plänen der Eidg. Landestopographie)

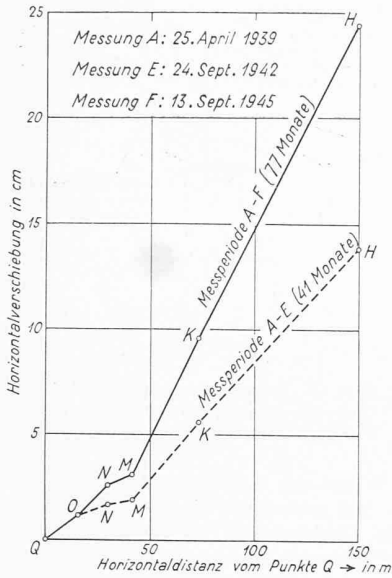


Bild 9. Horizontale Verschiebungen in Funktion des Abstandes vom rechten Widerlager (Punkt Q)

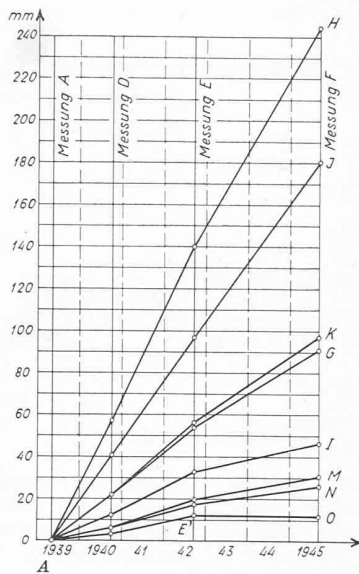


Bild 10. Horizontale Verschiebungen in Funktion der Zeit

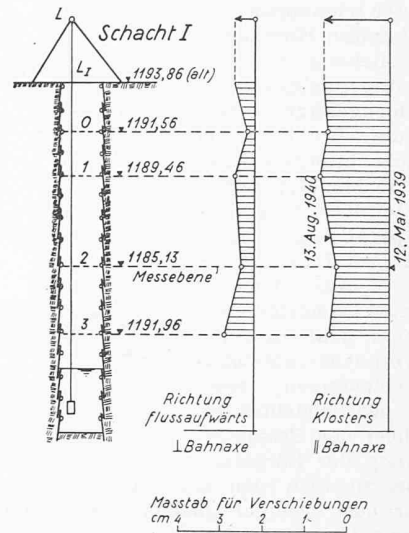


Bild 12. Ergebnisse der Lotmessungen in Schacht I

a) Verschiebung von Punkten der Brücke und der Bodenoberfläche

Diese Messungen wurden zur Hauptsache von Ing. F. Kobold der Eidg. Landestopographie, der wir die Erlaubnis zur Veröffentlichung der Ergebnisse bestens verdanken, durchgeführt und ausgewertet. Als Basis diente eine rd. 60 m lange, von zwei Messpfeilern I und II begrenzte Strecke (vgl. Bild 8). Mittels der sich über eine Periode von rd. 6 1/2 Jahren erstreckenden Messungen, die trotz einer kleinen Setzung von Pfeiler I schlüssige Resultate lieferten, wurden die wahren Bewegungen von total zehn Punkten verfolgt, nämlich drei Geländepunkten (J, H, G), einem Punkt auf dem Tunnelportal (K), dem Lotaufhängepunkt über Schacht I (L) und folgenden fünf Punkten der Brücke: Punkt M am Kopf des mittleren Pfeilers des linksseitigen Anschlussviaduktes (vgl. Bild 1), N am linken Widerlager, O am Gewölbescheitel und die Punkte P und Q am rechten Widerlager. Die ersten drei Messungen (A, D und E) wurden vor, die vierte Messung (F) nach den Rekonstruktionsarbeiten ausgeführt.

Aus den Bildern 8 bis 11, die wir grösstenteils der Eidg. Landestopographie verdanken, geht zunächst folgendes hervor: Die Horizontalprojektion der Verschiebungen sämtlicher Punkte (Bild 8) ergibt, dass sich die Geländepunkte J, H und G in östlicher Richtung, also nicht genau senkrecht zum Fluss bewegen. Die grösste Bewegung zeigt der vom rechten Flussufer am weitesten entfernte Punkt H mit total 24,4 cm in 6,4 Jahren bzw. 3,8 cm pro Jahr, während die auf dem rechten Widerlager befindlichen Punkte Q und P praktisch in Ruhe verharren. Trägt man die totalen Horizontalverschiebungen der massgebenden Punkte für die Perioden A bis E (41 Monate) und A bis F (77 Monate) in Funktion ihrer Distanz vom rechten Widerlager (Punkt Q) auf, so erhält man Bild 9, das mit Bild 8 deutlich erkennen lässt, dass die ganze Bewegung vom linken gegen das rechte Ufer abklingt. Dass es sich hierbei um eine Kriechbewegung von ziemlich gleichmässiger Geschwindigkeit handelt, geht aus Bild 10 her-

vor, in welchem die horizontalen Verschiebungswege sämtlicher Beobachtungspunkte in Funktion der Zeit dargestellt sind. Die Gerade A—J lässt auf eine konstante Horizontalgeschwindigkeit des Geländepunktes J von 2,8 cm pro Jahr schliessen, während der Knickpunkt E' des gebrochenen Linienzuges A—O darauf hinweist, dass die Horizontalverschiebung des Bogen-scheitels nach der Messung E infolge der bald darauf ergriffenen Stabilisierungsmassnahmen praktisch aufgehört hat.

Die vertikalen Verschiebungskomponenten, die für die wichtigsten Punkte in Bild 11 in Funktion der Zeit dargestellt wurden, sind im allgemeinen erheblich kleiner als die horizontalen. Insbesondere ist zu beachten, dass das linke Widerlager praktisch überhaupt keine, der Brückenpunkt M dagegen nur eine ganz unbedeutende vertikale Verschiebung erfahren hat. Obiges Widerlager hat sich somit nur in horizontaler Richtung verschoben, wobei die Spannweite des Bogens eine Verkürzung von rd. 26 mm in 6,4 Jahren erfuh. Aus diesem Betrag berechnet sich für einen Dreiecksbogen eine Scheitelhebung um 25 mm, deren Unterschied gegenüber der im Scheitelpunkt O gemessenen Hebung von rd. 15 mm hauptsächlich durch das Fehlen des Scheitelgelenkes bedingt sein dürfte. Betrachtet man andererseits den Geländepunkt H, so zeigt ein Vergleich der Bilder 10 und 11, dass auch hier die vertikale Verschiebung nur einen relativ kleinen Bruchteil der horizontalen ausmacht, sodass die wahre Verschiebung bedeutend flacher verläuft als die Geländelinie im Querprofil.

b) Verschiebung von Punkten im Innern der Bergsturzmasse

Da von den Lotmessungen in den Schächten in möglichst kurzer Zeit ein Aufschluss über die Kriechbewegung im Berginnern und die Lage einer allfälligen Gleitfläche erwartet wurde, mussten hohe Anforderungen an ihre Genauigkeit gestellt werden. Dies führte zu folgender Messanordnung (Bild 12): Das Lot von 30 kg, das an einem rostfreien Stahldraht von 0,6 mm Ø hing, tauchte zwecks Schwingungsdämpfung ins Grundwasser. In den horizontalen, stockwerkartig übereinanderliegenden Messebenen 1, 2 und 3 wurde je eine mit einer Bohrung (Ø 100 mm) für die Durchführung des Lotdrahtes versehene Messingplatte befestigt. Jede dieser Platten enthielt ferner zwei in senkrecht aufeinanderstehenden Durchmessern angeordnete kleine Bohrungen, in welche das auf einem Bügel aufgeschraubte Mikrometer drehbar eingesetzt werden konnte. Auf diesem Wege liessen sich die Verschiebungen des Lotdrahtes gegenüber der Messingplatte bzw. dem Gelände mit einer Genauigkeit von rd. 1/60 mm ablesen.

Die durch Lotmessungen ermittelten relativen Horizontalverschiebungen der Schachtwänden gegenüber dem Lotaufhängepunkt wurden

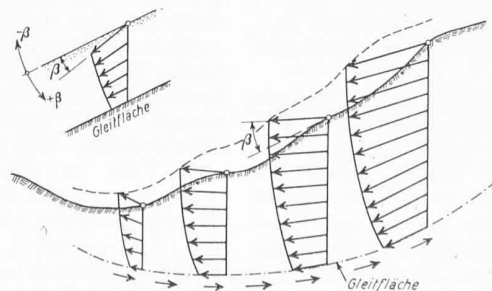
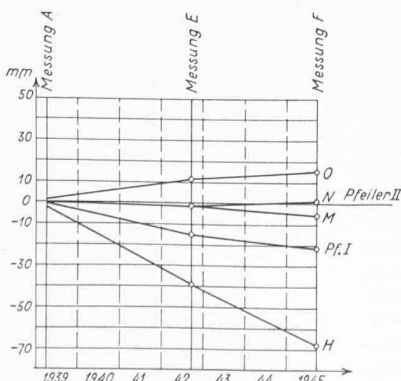


Bild 13. Schema der Kriechbewegung

Bild 11 (links). Vertikale Verschiebungen in Funktion der Zeit

mit der trigonometrisch bestimmten Horizontalverschiebung des Lotaufhängepunktes L zusammengesetzt, woraus sich die in Bild 12 für eine Beobachtungsperiode von 15 Monaten dargestellten Kriechdiagramme parallel und senkrecht zur Bahnaxe ergaben. Aus dem zu Schacht I gehörigen Diagramm geht eindeutig hervor, dass die Relativverschiebungen innerhalb des Schachtes gegenüber der Gesamtbewegung der Bergsturzmasse ziemlich klein sind. Die über die ganze Schachthöhe mehr oder weniger gleichmässig verteilte Kriechgeschwindigkeit lässt somit auf eine relativ tief liegende Gleitfläche schliessen.

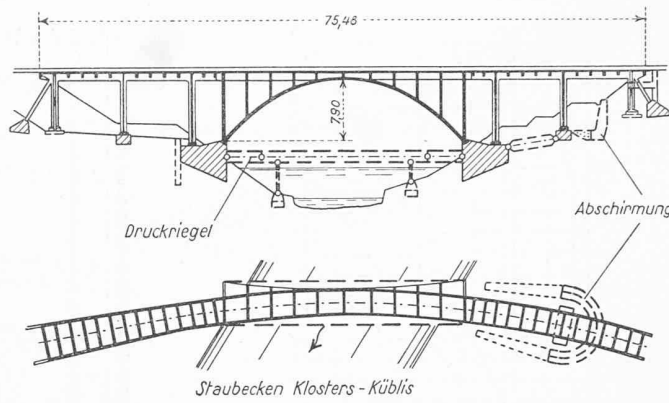


Bild 14. Rekonstruktionsschema

c) Deutung der Messergebnisse

Eine widerspruchslöse Deutung der gemessenen Verschiebungen an der Brücke, an der Oberfläche und im Innern des Bodens ergibt sich, wenn man sich die Kriechbewegung der talseitig auskeilenden Bergsturzmasse ähnlich derjenigen einer Gletscherzunge im Winter, d. h. bei fehlender Ablation vorstellt (Bild 13). Im Gegensatz zur normalen Kriechbewegung einer planparallelen zusammendrückbaren Schicht, bei welcher der Kriechvektor eines Oberflächenpunktes stets stärker geneigt ist als die Schichtoberfläche (positiver Kriechwinkel β), handelt es sich hier um die Bewegung einer auskeilenden Bergsturzfront, bei der die Kriechrichtung in der Regel flacher geneigt ist als die Geländeoberfläche (negativer Kriechwinkel β). Diese Eigenheit des Kriechvorganges dürfte einerseits durch die relativ geringe Neigung der Gleitfläche und andererseits durch die Stauchung der bewegten Masse bedingt sein, wie sie im beobachteten Abklingen der Kriechgeschwindigkeiten gegen das rechte Flussufer deutlich zum Ausdruck kommt. Vernachlässigt man die zeitliche Verdichtung des Materials, so ist jeder Stauchvorgang dadurch gekennzeichnet, dass die Kriechvektoren im Bewegungssinne divergieren, weil die Kontinuitätsbedingung bei einer Verzögerung der Bewegung eine Zunahme des Durchflussquerschnittes verlangt. Diese Divergenz kann sich entweder zwei- oder dreidimensional entfalten.

4. Konstruktive Vorschläge

Die Feststellung einer tiefgründigen, stetig fortschreitenden Kriechbewegung auf der linken Talseite bei relativ kleinen Vertikalverschiebungen und praktisch vollkommener Ruhe auf der rechten Talseite wies den Weg zur konstruktiven Lösung des Problems. Eine Unterfangung der linksufrigen Brückenfundation kam nicht in Frage, weil in nützlicher Tiefe kein fester Baugrund gefunden werden konnte. Auch an eine mechanische Beeinflussung der Kriechbewegung als Ganzes war mit Rücksicht auf die Grösse der dazu erforderlichen Kräfte nicht zu denken. Nachdem die Möglichkeiten der Entwässerung erschöpft waren [2], blieb als einziger Ausweg die Anpassung des Bauwerkes an die vorhandene Bodenbewegung in dem Sinne, dass das standfeste rechte Ufer, bzw. das rechte Widerlager der Brücke als Fixpunkt benützt wurde, gegen den die Fundamente der linken Talseite in horizontaler Richtung mit Hilfe eines Druckriegels abgestützt werden konnten (Bild 14).

Unter der Wirkung der horizontalen Abstützung sind die Fundamente der linken Talseite mit einzelnen Schlitten oder Schwimmkörpern zu vergleichen, unter denen die Bergsturzmasse hindurch kriecht, bzw. gleitet. Damit jedoch die horizontalen Stützkräfte im Druckriegel als Reaktionen des Bergdruckes und der Reibungskräfte kein unzulässiges Mass erreichten, war es notwendig, die linksseitigen Brückenfundamente so gut als möglich gegen den Bergdruck abzuschirmen. Diese Abschirmung erfolgte nach einer zur Bekämpfung des Schneedruckes bewährten Methode: Oeffnen eines Grabens bergseitig der vom Bergdruck bedrohten Konstruktion bis auf die Höhe der Fundamentsohle. Während jedoch beim

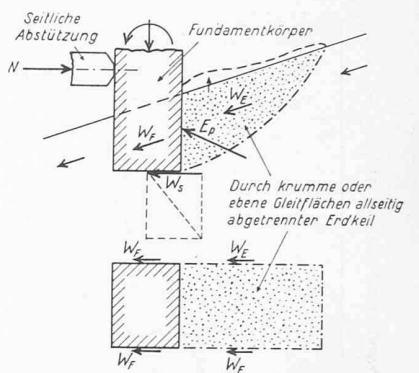


Bild 15. Schema der vom kriechenden Untergrund auf seitlich abgestützten Fundamentkörper ausgeübten Kräfte

Schnee die bergseitige Wand des Schlitzes, dank der hohen Kohäsion des Materials, frei anstehend belassen werden kann, muss die entsprechende Grabenwand im Bergsturzmaterial gestützt werden. Die Stützmauer macht die Kriechbewegung des Untergrundes mit, wobei sich der Schlitz zwischen Fundament und der vorrückenden Wand allmählich schliesst, also von Anfang an genügend breit vorgesehen werden muss. Da ferner das Fundament mit Rücksicht auf die Frostgefahr nicht bis auf die Sohle ungeschützt belassen werden darf, kann der untere Teil des Grabens — auf die Höhe der Frostzone — mit einem geeigneten, möglichst leichten Material von geringer innerer Reibung eingefüllt werden.

Die in Bild 14 rein schematisch dargestellte Lösung wurde auf Vorschlag von Prof. F. Hübner, Eidg. Brückenbauinspektor, später dahin abgeändert, dass das Eigengewicht des Querriegels, nicht wie ursprünglich vorgesehen, durch Pendelwände auf den Boden, sondern mittels Hängestangen auf das Gewölbe übertragen wurde. Weitere konstruktive Einzelheiten sind aus dem von Ing. L. Meisser in Genf ausgearbeiteten Ausführungsprojekt ersichtlich [5].

5. Berechnungsgrundlagen

Zur näheren Prüfung des oben beschriebenen konstruktiven Vorschlages galt es einerseits nachzuweisen, dass sich der im Querriegel allmählich entwickelnde Bergdruck in annehmbaren Grenzen halten würde und andererseits war zu untersuchen, ob das rechte Widerlager unter Mitwirkung des passiven Erddruckes überhaupt in der Lage sei, den horizontalen Riegeldruck aufzunehmen, ohne in unzulässiger Weise verschoben zu werden.

a) Abschätzung des Riegeldruckes

Massgebend für die Dimensionierung des Querriegels war der auf die Brückenfundamente der linken Talseite ausgeübte Bergdruck, der erst im Laufe der Jahre seinen Maximalwert erreichen wird. Da für derartige Berechnungen noch keine zuverlässigen Grundlagen zur Verfügung stehen, mussten wir uns mit einer rohen Schätzung begnügen, die auf folgenden Überlegungen beruht:

Wird ein fester Körper, der unter die Oberfläche einer kriechenden Masse eintaucht, durch eine seitliche Abstützung an seiner horizontalen Verschiebung verhindert, so ist er gewissen veränderlichen Kräftewirkungen ausgesetzt, die sich je nach der Zusammendrückbarkeit und Plastizität der betreffenden Masse in ganz verschiedener Weise entwickeln. Handelt es sich z. B. um ideal plastische, stark zusammendrückbare und hochkohärente Lockeraggregate wie Schnee, so können sehr grosse plastische Verschiebungen bei bruchloser Verformung entstehen. Die wirksamen Kräfte lassen sich in diesem Falle in ähnlicher Weise wie bei der Schneedruckberechnung abschätzen [3, 4]. Anders liegen die Verhältnisse in unserem Fall eines schwach kohärenten unplastischen Bergsturzmaterials, das, ähnlich wie Sand, zu Fliess-

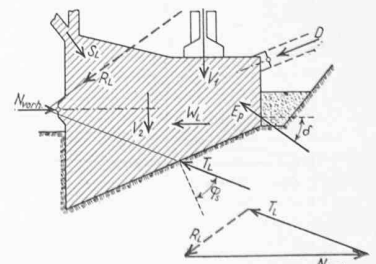


Bild 16. Zeichnerische Ermittlung der Riegelkraft N_{vorh} (linkes Widerlager)

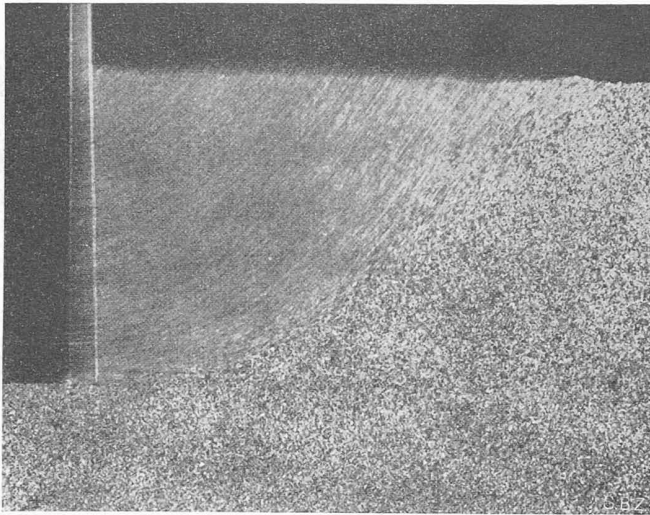


Bild 17. Gleitflächenbildung im Sandkörper infolge Drehung einer Stützwand (Photo E. Brügger)

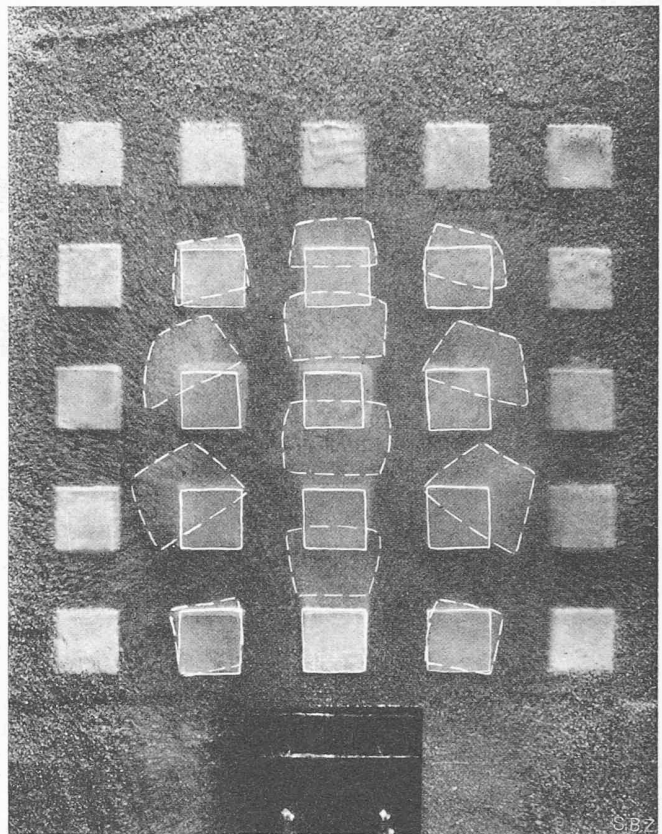


Bild 18. Stauchwirkung im Sandkörper infolge Verschiebung einer eintauchenden Platte (Photo E. Brügger)

erscheinungen und Gleitflächenbildungen neigt. Hier treten schon frühzeitig Bruchvorgänge im Erdreich auf. Die durch die Bewegung des Bodens auf den Fundamentkörper zusätzlich ausgeübten Kräfte erreichen unmittelbar vor der Gleitflächenbildung im Lockeraggregat, d. h. im Moment des Bruches ihre maximalen Werte, um später etwas abzuklingen.

Bergwärts des festgehaltenen Fundamentes entsteht ein Staukörper von unbekannter Form. Er wird begrenzt durch Gleitflächen und Fliessbereiche, die sich so ausbilden dürften, dass die zur Festhaltung des Widerlagers erforderliche Riegelkraft N ein Minimum wird. Bild 15 zeigt schematisch eine kinematisch mögliche Gleitflächenbildung, die — in Unkenntnis der tatsächlichen Verhältnisse — als Arbeitshypothese benutzt wurde. Man denke sich dabei einen Staukörper von prismatischer Form, nach unten begrenzt durch eine zylindrische, seitlich durch ebene, parallel zur Bildfläche verlaufende Gleitflächen. Dieser Vorstellung gemäss wirken auf das Widerlager folgende zusätzliche Kräfte: Der passive Erddruck E_p , die an den Seitenflächen des Staukörpers, bzw. des Fundamentes angreifenden Reibungskräfte W_E und W_F , sowie die in der Fundamentsohle wirksame Reibungskraft W_S . Der weitere konkrete Gang der Berechnung ist aus Bild 16 ersichtlich. Nachdem für das linke Bogenwiderlager die Resultierende R_L sämtlicher von oben und von der Bergseite her wirksamen äusseren Kräfte graphisch ermittelt wurde, kann diese Kraft in die bekannte Richtung des Sohldruckes T_L , der unter dem Reibungswinkel φ_s gegen die Normale zur Sohle geneigt ist, und in den gesuchten horizontalen Riegelgedruck N_{Vorh} zerlegt werden. Je nach den Annahmen über die innere Reibung des Bergsturzmaterials, deren Winkel im vorliegenden Fall zwischen $\varphi_s = 0,7$ bis 1,0 variiert wurde, schwankt der berechnete Riegelgedruck zwischen den Werten von rund 1000 bis 1650 t. Für die Dimensionierung des Riegels war der obere Grenzwert massgebend.

Um auf die Möglichkeit der experimentellen Untersuchung der vorliegenden Probleme hinzuweisen, zeigt Bild 17 die Bildung einer gekrümmten Gleitfläche im kohäsionslosen Sand, die bei einer kleinen Drehbewegung der Wand nach rechts, bzw. bei einer entsprechenden Kriechbewegung des Erdkörpers gegen eine feste Wand entsteht. Aus Bild 18 ist die Störung ersichtlich, die in einer Sandmasse durch die translatorische Bewegung eines prismatischen Körpers hervorgerufen wird. Die voll ausgezogenen weissen Quadrate zeigen die Stellung der Oberflächen-Zeugen vor, die gestrichelt umrandeten Figuren die entsprechenden Flächen nach der Verschiebung. Man beachte die

seitliche Ausbreitung der Störungszone, bzw. des Fliessbereiches.

b) Stabilitätsuntersuchung für das rechte Widerlager

Zur Prüfung des Sicherheitsgrades des rechten Widerlagers gegen eine Verschiebung Richtung Klosters war zunächst der Grenzwert N_{lim} des Riegeldruckes zu bestimmen, bei dem dieses Widerlager in eine labile Lage gerät. Das Verhältnis dieses Grenzwertes zum grössten wahrscheinlich vorhandenen Riegelgedruck N_{Vorh} kann als bodenmechanischer Sicherheitsgrad n der Rekonstruktion aufgefasst werden:

$$n = \frac{N_{lim}}{N_{Vorh}} = \frac{\text{max. möglicher Horizontalwiderstand}}{\text{max. vorhandener Riegelgedruck}}$$

Bei der Berechnung von n sind grundsätzlich folgende drei Möglichkeiten zu untersuchen: Erstens ebene Gleitfläche auf der Rückseite des Widerlagers nach den Regeln des passiven Erddruckes mit vertikalen Gleitflächen als seitliche Begrenzung des abgesicherten Erdkeils. Zweitens gekrümmte Gleitfläche, die sich unter dem Widerlager von A bis B durchzieht, mit entsprechenden vertikalen Gleitflächen auf der Seite (Bild 19). Drittens Fliesserscheinungen hinter dem Fundament ohne klar ausgesprochene Gleitflächenbildung (Bild 20).

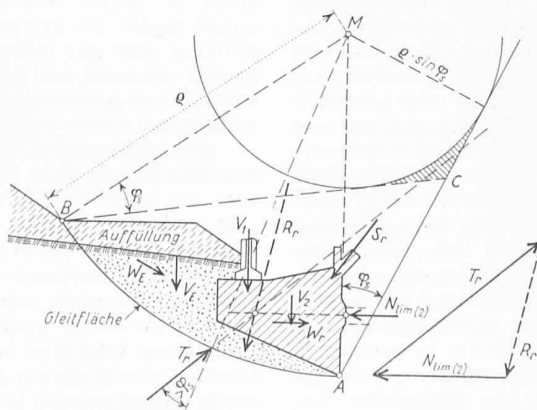


Bild 19. Stabilitätsuntersuchung für das rechte Widerlager mit kreisförmiger Gleitfläche (Schema)

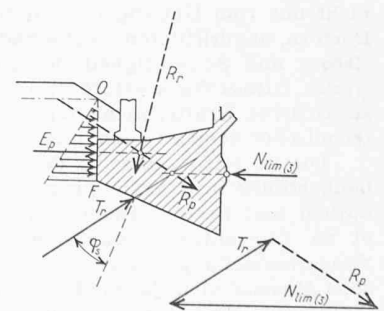


Bild 20. Stabilitätsuntersuchung für das rechte Widerlager unter Annahme von Fliessvorgängen mit passivem Erddruck (Schema)

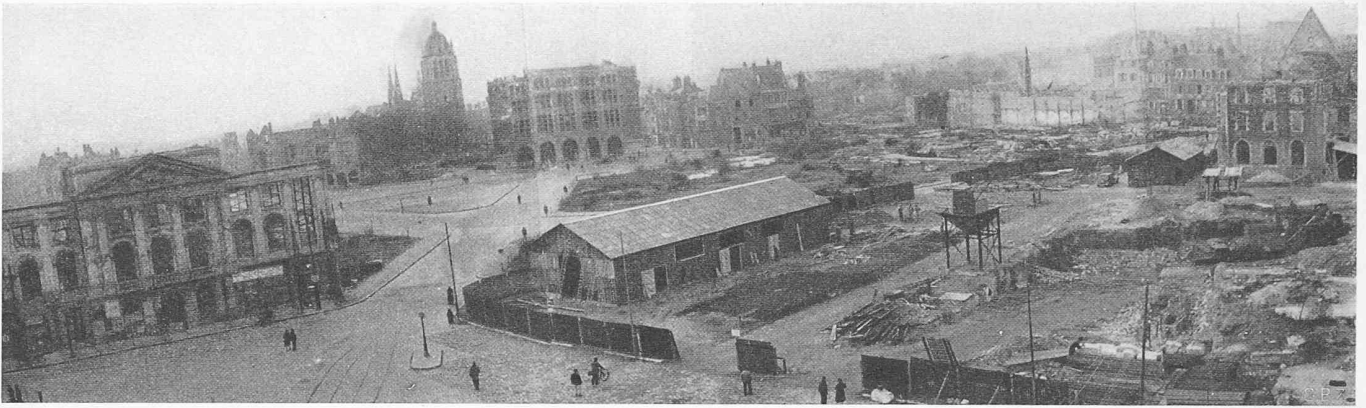


Bild 1a. Der zerstörte Stadtkern von Orléans: links Place du Martroi, im Hintergrund N.-D. de Recouvrance

Diesen drei Fällen entsprechen verschiedene Grenzwerte des Riegeldruckes N_{lim} bzw. verschiedene Sicherheitsgrade n_1 , n_2 und n_3 , wobei natürlich der minimale Wert von n massgebend ist. Unter den vorliegenden Verhältnissen ergab n_1 die grössten, n_2 mittlere und n_3 die kleinsten Werte des Sicherheitsgrades.

Der Berechnungsgang zur Bestimmung von n_2 und n_3 ist kurz folgender: Zur Ermittlung von n_2 müssen verschiedene gekrümmte Gleitflächen untersucht werden, um die ungünstigste herauszufinden, die den kleinsten Wert von n_2 ergibt. In Bild 19 ist eine mögliche kreisförmige Gleitfläche eingezeichnet. Zunächst wird die Resultierende R_r aller auf den abgescherten Erd- und Fundamentkörper wirksamen Kräfte unter Weglassung des Riegeldruckes und der in der gekrümmten Gleitfläche auftretenden Bodenreaktion T_r ermittelt. Die drei Kräfte R_r , $N_{lim(2)}$ und T_r schneiden sich in einem Punkte. Ausserdem muss die Kraft T_r als Resultierende sämtlicher auf die kreisförmige Gleitfläche gerichteten Bodenreaktionen durch den schraffierten Zwickel bei C hindurchgehen. Damit ist die Richtung von T_r genügend genau bestimmt und man erhält den gesuchten Wert von $N_{lim(2)}$ durch Zerlegung der Resultierenden R_r in die beiden bekannten Richtungen von T_r und N . Bei der Berechnung von n_3 (Bild 20) nehmen wir an, dass auf der Rückseite F—O des Fundamentes Fliesserscheinungen auftreten, sobald das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Pressung im Erdreich den kritischen Wert für ein kohäsionsloses Material überschreitet. Wir bestimmen somit den passiven Erddruck E_p , wie wenn das Gelände auf der Höhe O horizontal begrenzt und keine vertikalen Reibungskräfte längs der Fläche F—O wirksam wären. E_p wird mit der Resultierenden R_r aller auf das Fundament von oben her wirkenden Kräfte zur Resultierenden R_p zusammengesetzt, die in die beiden bekannten Richtungen von T_r und N zerlegt werden kann, wodurch man den gesuchten Wert von $N_{lim(3)}$ erhält. Die Aufstellung dieser Berechnungsgrundlagen erfolgte unter der Mitwirkung von Ing.

Ch. Schaerer, während die statische Berechnung der Rekonstruktion von Ing. L. Meisser ausgeführt wurde [5].

Der erforderliche Wert des Sicherheitsgrades n gegen eine Verschiebung des rechten Widerlagers wurde auf rd. 1,4 festgesetzt. Die Verhältnisse lagen insofern ungünstig, als das Erdreich auf der rechten Talseite einen kleineren Winkel der inneren Reibung aufweist ($\text{tg } \varphi_s = 0,7$) als das Bergsturzmaterial der linken Talseite ($\text{tg } \varphi_s = 1,0$). Daraus ergab sich die Notwendigkeit einer Verstärkung des rechten Widerlagers zwecks Erhöhung des passiven Erddruckes [5].

Sowohl aus den Rekonstruktionsvorschlägen, wie aus dem Gang der Berechnung ist klar ersichtlich, dass keine Beeinflussung des Kriechvorganges beabsichtigt war, sondern nur versucht werden sollte, die Brücke gegen den Einfluss des Kriechprozesses unempfindlicher zu machen. Vor allem galt es, das Gewölbe vor der weiteren Verformung zu schützen, wobei die Möglichkeit, dass die Fixierung des linken Widerlagers in horizontaler Richtung eine allmähliche Hebung desselben zur Folge haben könnte, in Kauf genommen werden musste.

Literaturverzeichnis

- [1] Conrad, H.: Der Umbau des Castieler Viaduktes der Linie Chur-Arosa der Rhätischen Bahn. SBZ Bd. 124, Nr. 20 und 22 (1944).
- [2] Haefeli, R.: Zur Erd- und Kriechdrucktheorie. Mitteilung Nr. 9 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. SBZ Ed. 124, Nr. 20 und 21 (1944).
- [3] Mohr, C.: Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters, Uebersicht. SBZ 65. Jahrg., Nr. 1 (1947).
- [4] Haefeli, R.: Spannungs- und Plastizitätserscheinungen der Schneedecke. «Schweizer Archiv» Heft 9 bis 12, 1942 (Mitteilung Nr. 2 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H.).
- [5] Haefeli, R.: Schneemechanik mit Hinweisen auf die Erdbaumechanik. Sonderdruck aus «Geologie der Schweiz», geotechn. Serie: Der Schnee und seine Metamorphose. 1939. Buchhandlung zum Elsässer, Zürich.
- [6] Meisser, L.: Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters, Technische Einzelheiten der Rekonstruktion. SBZ, 65. Jahrg., Nr. 3.
- [7] Moor, R.: Die kombinierten Kraftwerke Küblis, Klosters u. Schlapfen. A. Die tiefbaulichen Anlagen. SBZ Bd. 92, Nr. 22 bis 25 (1928).
- [8] Lang, W.: Deformationsmessungen an Staumauern. Eern 1929.

Orléans — Versuch des Wiederaufbaues einer französischen Stadt

DK 711.4:728.0022.2(44)

Von Dr. WALTER BING, Paris

Man hat im Ausland vielfach noch irrige Vorstellungen, nicht nur vom Umfang der durch den Krieg an Städten und Dörfern angerichteten Sachschäden, sondern auch von der Grösse und Schwierigkeit des zu leistenden Wiederaufbauwerks. Dieses Werk erfordert die Anspannung aller planwirtschaftlichen Kräfte, nicht nur in konstruktiv-materieller und technischer, sondern auch in sozialer und finanzieller Hinsicht.

Die im letzten Jahr in der Presse gegen die Wiederaufbaubehörden, insbesondere gegen das «Ministerium für Wiederaufbau und Städteplanung» (Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme) erhobenen Vorwürfe: das Tempo der Wiederherstellung der zerstörten Städte durch bürokratische Massnahmen, ja durch gewollte Nachlässigkeit zu verlangsamten, sind nur zum kleinsten Teil berechtigt. Gewiss kamen (und kommen auch weiterhin) in einem so komplexen Sachgebiet, wie dem Wiederaufbau ganzer Städte und Dörfer Verschleppungen, Unregelmässigkeiten, ja «Skandale» vor, aber nichts ist unberechtigter, als derartige Einzelauswüchse, die man sicherlich in jedem, vom Krieg heimgesuchten und

somit in seinen moralischen Grundbegriffen erschütterten Lande findet, als symptomatische Kennzeichen planloser Unordnung oder gar systematischer Korruption zu betrachten. Nichts erscheint uns gefährlicher, als aus derartigen, vielfach aus politisch-polemischen Gründen aufgebauchten Einzelfällen verallgemeinernde Schlussfolgerungen zu ziehen.

Das französische Wiederaufbauministerium verfügt zweifelsohne sowohl über die gesetzlichen Grundlagen, als auch über den notwendigen Verwaltungsapparat, und (in der Heimat eines Le Corbusier, eines Perret, eines Lods und anderer, über die Grenzen ihres Landes hinaus bekannter Architekten und Baufachleute) sicherlich auch über die nötigen technischen Erfahrungen, um das Zerstörte grösser, schöner und dauerhafter als je wiederaufzubauen. Die Gefahr, hierbei zu künstlichen Lösungen zu gelangen, ist ungeachtet der Beeinflussung französischer Architekten durch moderne, besonders durch amerikanische Ideen, in einem Land, das der Welt seit Jahrhunderten die prachtvollsten Bauwerke und die gediegensten Innendekorationen schenkte, nicht sonderlich gross.