

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 95 (1977)  
**Heft:** 26

**Artikel:** Betonbeläge für Strassen und Flugpisten  
**Autor:** Voellmy, Adolf  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-73420>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 17.05.2025

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

Aus dem Bemessungsdiagramm (Bild 5) kann das Verhältnis  $m_q/m_{q0}$  für das Querbiegemoment herausgelesen werden, und zwar für die eben bestimmte symmetrische Armierung, d.h.  $\zeta = 1/2$ , und das gewählte Verhältnis  $\tau/\tau_{\max}$ .

Ist der Querbiegezugwiderstand ungenügend, so wird der Widerstand für eine vollständig einseitige Armierung,  $\zeta = 1$ , bestimmt. In diesem Fall ist die auf der Zugseite liegende vorher bestimmte Armierung zu verdoppeln,  $F_{Bl} = F_B$ . Sie trägt allein die ganze Querkraft. Ist der Widerstand immer noch zu klein, so muss ein grösserer Querschnitt gewählt werden, d.h. die Breite  $b$  muss vergrössert werden. Liegt der erforderliche Widerstand jedoch zwischen den zwei Werten, so muss die zugseitige Armierung nur um einen Teil verstärkt werden. Entsprechend wird sich die zugseitige Kraft vergrössern, die druckseitige Bügelkraft vermindern und sich ein  $\zeta$  zwischen  $1/2$  und  $1$  einstellen.

Der Sicherheitsnachweis bei gegebenen Kräften, Abmessungen und Armierungen erfordert zuerst die Bestimmung der Bügelkraft  $R$  in Funktion von  $Q$  und  $\alpha$  [3]. Bei genügend stark ausgebildeter Längsarmierung wird der untere Grenzwert  $\tan \alpha = 3/5$  erreicht. Dann berechnet sich  $\zeta$  aus Gl. (16), wobei  $B_{fi}$  die Fliesskraft der Bügelarmierung auf der Zugseite ist. Das Bemessungsdiagramm liefert dann das Verhältnis  $m_q/m_{q0}$ .

Abschliessend sei noch auf folgende Umstände hingewiesen. Eine elastisch berechnete Schnittkraftverteilung kann im Bruchzustand eine Umlagerung erfahren, falls ein statisch unbestimmter Querschnitt vorliegt. Bei einem Kastenquerschnitt (Bild 1) werden die elastisch ermittelten Querbiegemomente in den Stegen relativ abgebaut, bis sich im Bruchzustand ein Mechanismus in Querrichtung mit Gelenken an den oberen Enden der beiden Stege und in Plattenmitte ausgebildet hat. Selbstverständlich muss die Einleitung der Querbiegemomente aus der Platte in die Stege konstruktiv einwandfrei gewährleistet sein.

Die Bemessungsgleichung (20) wurde, wie bereits im Abschnitt «Vergleich mit Versuchsergebnissen» angedeutet, nur für einen konstanten Zustand über eine kurze Trägerlänge hergeleitet. Der Bruchmechanismus muss sich aber über eine grössere Länge erstrecken, so dass auch hier ein gewisser Aus-

gleich geschaffen wird. Schliesslich sind gerade im Bereich grosser Querkraft, d.h. an den Auflagern, meistens Querkraftträger vorhanden. Diese aber reduzieren in ihrer näheren Umgebung die Querbiegung recht bedeutend. Es sollte daher der Nachweis nicht unmittelbar am Querträger, sondern in einer Distanz, die etwa der halben Kastenbreite entspricht, durchgeführt werden.

## Zusammenfassung

Die neuen Bemessungsmethoden für Stahlbeton- und Spannbetonträger unter Biegung, Schub und Torsion beruhen auf der plastischen Berechnung eines räumlichen Fachwerkmodells mit einem Betondruckfeld unter variabler Neigung  $\alpha$ . Dieses Modell ist erweitert worden, um die Querbiegung zu berücksichtigen, wie sie z.B. in einem Kastenquerschnitt auftreten kann. Mit Hilfe eines einfachen Bemessungsdiagrammes kann dieser Einfluss berücksichtigt werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken»; Richtlinie 34 (1976) zu Norm SIA 162. Zürich, 1976.
- [2] Comité Euro-International du Béton: «Code modèle pour les structures en béton», Système international de réglementation technique unifiée des structures, vol. II, Bulletin d'Information no 117, Paris, décembre 1976.
- [3] Thürlimann B., Grob J., Lüchinger P.: «Torsion, Biegung und Schub in Stahlbetonträgern». Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1975.
- [4] Grob J., Thürlimann B.: «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Erläuterungen zur Richtlinie 34 der Norm SIA 162». Schweizerische Bauzeitung, Heft 40, 1976.
- [5] Kaufmann J., Menn C.: «Versuche über Schub bei Querbiegung». Versuchsbericht Nr. 7201-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dezember 1976, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart.
- [6] Kupfer H., Ewald G.: «Überlagerung von Scheibenschub und Plattenbiegung im Spannbetonbrückenbau». Institut für Massivbau der Technischen Universität München, interner Versuchsbericht, Dezember 1973 (Veröffentlichung in Vorbereitung).

# Betonbeläge für Strassen und Flugpisten

Von Adolf Voellmy, Zürich

Am Rand des früheren Arbeitsgebietes unseres Jubilars sei auf die Entwicklung von *Berechnungsmethoden für elastisch gelagerte Platten* hingewiesen. Hierbei steht zunächst die *unendlich ausgedehnte* Platte im Vordergrund, da sich für diese einfachere Beziehungen ergeben, die als Grundlage für Einflussflächen zur Beurteilung komplizierterer Verhältnisse dienen.

## Die Differentialgleichung der elastisch gebetteten Platte

Bezeichnet man mit  $r$  den Abstand eines beliebigen Plattenpunktes vom Zentrum einer kreisförmigen Lastfläche des Durchmessers  $D$  und der Belastung  $p$ , ergibt sich mit der von der Einsenkung  $z = z(r)$  abhängigen Bodenreaktion  $q = -kz$  die Differentialgleichung:

$$\frac{p - k \cdot z}{S} = \frac{d^4 z}{dr^4} + \frac{2}{r} \cdot \frac{d^3 z}{dr^3} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{d^2 z}{dr^2} + \frac{1}{r^3} \cdot \frac{dz}{dr}$$

Hierin ist  $S$  die Plattensteifigkeit, die von der Plattendicke  $h$ , dem Elastizitätsmodul  $E$  des Plattenmaterials und dessen Querdehnungszahl  $\mu$  wie folgt abhängig ist:

$$S = \frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2)}$$

Die grundlegende Lösung dieser Differentialgleichung wurde durch eine, dem berühmten Physiker *H. Hertz* gestellte Frage nach der *Tragfähigkeit einer Eisdecke* veranlasst. Die Lösung gelang mit Hilfe der von *Bessel* bei astronomischen Berechnungen gefundenen Zylinder- und Kugelfunktionen [1].

*H. Lorenz* und *A. Föppl* haben darauf hingewiesen, dass der Druck einer schwimmenden Platte, bzw. der Auftrieb, der Plattensenkung proportional ist, und somit einer konstanten Bettungsziffer einer elastischen Unterlage entspricht. Mit Beachtung dieses Zusammenhangs wurden elastisch gebettete, unbegrenzte Platten unter Einzellasten untersucht [2, 3]. Erweiterungen dieser Lösung erfolgten durch *A. Happel* [4], *V. Lewe* [5], *H. M. Westergaard* [6] und *F. Schleicher* [7].

R. Maillart hat die letzte Theorie mit Deformationsmessungen an ersten schweizerischen Betonstrassen verglichen in der richtigen Meinung, dass nur bei Übereinstimmung der Theorie mit dem messbaren Tragverhalten eine sichere Bemessung möglich sei. Es zeigte sich, dass nach besseren Lösungen gesucht werden musste. A.H.A. Hoog [8] und S.G. Bergström [9] führten die Eigenschaften des elastischen Halbraums in die Berechnung ein und fanden so eine bessere Übereinstimmung der verfeinerten Theorie mit Versuchen.

N.M. Newmark [10] und G. Pickett und G.K. Ray [11] arbeiteten Einflussflächen für verschiedene Annahmen bezüglich Foundation und Belastung aus. Diese Lösungen dienten nach einiger Anpassung an experimentelle Untersuchungen bei der Aufstellung der Amerikanischen Bemessungsgrundlagen für Betonbeläge [12].

### Einfachere Ansätze

Ausser den Beanspruchungen durch Lasten müssen zusätzlich die aus Temperaturänderungen und Betonschwinden aufgenommen werden. Diese können in grossen Platten ein Mehrfaches der ersten erreichen und sind für die Rissebildung in Belägen vor allem anderen verantwortlich. Auch ist einzusehen, dass für Belastung und Entlastung der im allgemeinen nicht ideal elastischen Unterlage nicht das gleiche Verformungsgesetz gelten kann.

Es ist deshalb naheliegend, anstelle einer immer weiter getriebenen Verfeinerung der Theorien vermehrt nach einfachen Bemessungsmethoden zu suchen, welche die grundlegenden Parameter in leicht erfassbarer Form enthalten. Auch müssen die Verhältnisse an Plattenrändern und Plattenecken einer besseren Erfassung zugänglich werden.

Umfangreiche amerikanische Untersuchungen führten zu empirischen Bemessungsmethoden, in welche die verschiedensten Einzel-Einflüsse und Einwirkungen Eingang gefunden haben. In [13] finden sich hierzu orientierende Hinweise. Die amerikanischen Bemessungsmethoden gehören heute zu den sichersten Unterlagen.

Bei der Bemessung der ersten Schweizer Flugpisten wurde von orthogonal angelegten, elastisch gebetteten Streifen ausgegangen [14]. Der Vergleich mit Messungen zeigte eine überraschend gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen einer solchen Näherungsberechnung.

Eine noch einfachere näherungsweise Berechnung unter Verwendung von radial verlaufenden keilförmigen Streifen hat der Schreibende 1970 am Symposium on Aircraft Pavement Design in London vorgestellt [15]. Es wird dort gezeigt, dass – nach einigen Vereinfachungen – die Einsenkung der Platte im Zentrum der mit  $P$  belasteten Fläche

$$Z_{\max} \approx \frac{P}{\pi \cdot \lambda \cdot M_E}$$

beträgt, worin  $\lambda$  ein Vergleichsradius der Grösse

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot S}{k}} \approx h \cdot \sqrt[3]{\frac{E}{3 M_E (1 - \mu^2)}}$$

ist.  $M_E$  ist darin der Verformungsmodul des Bodens, der in der Schweiz nach den SNV-Normen mit starren Druckplatten von 30 cm Durchmesser ermittelt wird. Das maximale Biegemoment unter der Last ergibt sich nach dieser einfachen Keil-Streifen-Methode zu

$$M_{\max} \approx \frac{P (1 + \mu)}{2 \pi} \cdot \left( 1 - \frac{4 D}{3 \pi \lambda} \right).$$

Die strenge Elastizitätstheorie ergibt unter der Last eine um etwa 20% geringere Einsenkung. Trotzdem stimmt die

oben angegebene Formel für die maximale Durchbiegung der Platte besser mit den verschiedenen Messergebnissen überein, was vermutlich durch die Druckerhöhung in der sogenannten Senkungsmulde erklärlich ist, welche die Entlastung der Auflagerung der Zonen der Plattenabhebung  $[r = (3 \text{ bis } 7) \cdot \pi \lambda / 4]$  ausgleicht. Dieser Effekt ist natürlich in einer genauen Theorie kaum erfassbar.

### Hinweis auf weitere Probleme

Dass mit einer wirklichkeitsnahen Abschätzung von Durchbiegungen und Biegemomenten in einer unendlich ausgedehnten Platte unter einer Einzellast nicht alle Probleme gelöst sind, wurde bereits angedeutet. So stellt sich zum Beispiel die Frage nach den Verformungen und Biegemomenten unter Einzellasten am Plattenrand und in den Plattenecken. Mit der erwähnten Keil-Streifen-Methode lassen sich diese Fragen im Sinne einer Iteration durch «Reflexion» der statischen Grössen an den Rändern abschätzen. So ergibt sich zum Beispiel bei der Belastung an schubübertragenden Fugen und ihrer Kreuzungen eine doppelt so grosse Durchbiegung und 1,5-faches Biegemoment. Am freien Plattenrand ergibt sich gegenüber der unendlich ausgedehnten Platte eine höchstens vierfache Durchbiegung und eine höchstens doppelt so grosse Biegebeanspruchung. Die Verhältnisse an Plattenecken sind am ungünstigsten. Dort können die Durchbiegungen bis auf das Achtfache und die Biegemomente bis auf das etwa Doppelte anwachsen.

Die Einflüsse von Lastgruppen sowie die Probleme, die sich durch Temperaturänderungen und Betonschwinden ergeben, wurden von verschiedenen Autoren in der jüngeren Zeit untersucht und sollen hier der Kürze zuliebe nicht weiter behandelt werden [16 bis 21].

### Literaturverzeichnis

- [1] H. Hertz: «Über das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten». Wiedemanns Annalen der Physik und Chemie 1884 und Gesammelte Werke, Bd. I, Leipzig, 1895.
- [2] H. Lorenz: «Techn. Elastizitätslehre». Wien, 1913.
- [3] A. Föppl: «Techn. Mechanik». Berlin, 1913.
- [4] H. Happel: «Über das Gleichgewicht von elastischen Platten unter einer Einzellast». Math. Z., 1920, S. 203.
- [5] V. Lewy: «Platten rechteckiger Grundrisssteilung auf elastisch nachgiebiger Unterlage». Der Bauingenieur, 1923, S. 453.
- [6] H. M. Westergaard: «Om Beregning af Plader paa elastisk Underlag». Ingeniøren, 1923, S. 513. «Computation of Stresses in Concrete Roads». Proceeding of the Highway Research Board 1925. «Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis». Public Roads, 1926. «Analysis of Stress in Concrete Pavements due to Variations of Temperature». Proc. H.R.B., 1926, und Public Roads, 1927.
- [7] F. Schleicher: «Kreisplatten auf elastischer Unterlage». Berlin, 1926.
- [8] A. H. A. Hoogi: «Thin Plate Symmetrically Loaded, Resting on an Elastic Foundation of Infinite Depth». Phil. Mag., 1938.
- [9] S. G. Bergström: «Circular Plates with Concentrated Loads on an Elastic Foundation». Stockholm, 1946.
- [10] N. M. Newmark: «Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations». University of Illinois, Bulletin 338, 1942.
- [11] G. Pickett und G. K. Ray: «Influence Charts for Concrete Pavements». Transactions A.S.C.E., 1951.
- [12] «Portland Cement Association: Concrete Pavement Design». Chicago, 1951. «Design of Concrete Airport Pavement». Chicago, 1955.
- [13] F. Balduzzi: «Der AASHO-Strassentest». Betonstrassen Jahrbuch 1962/64, Köln und Düsseldorf, 1964.
- [14] A. Voellmy: «Vorgespannte Strassen und Flugpisten». Strasse und Verkehr, 1959, Nr. 11.

- [15] *A. Voellmy*: «Discussion – Session C». Proceedings of the Symposium on Aircraft Pavement Design, London, 1971.
- [16] *Bundesverband der Deutschen Zementindustrie*: «Bemessung von Fahrbahndecken aus Beton und Messungen an Versuchsstrecken». Betonstrassen Jahrbuch, 1969/71, Düsseldorf.
- [17] *J. Eisenman*: «Messungen an Versuchsstrecken und neue Entwicklungstendenzen bei Betonstrassen». Strasse und Autobahn, Heft 12, 1967. «Temperaturuntersuchungen an Betondecken mit und ohne Wärmedämmschichten». Strassen und Tiefbau, H. 9, 1968.
- [18] *G. Weil*: «Die Beanspruchung der Betonfahrbahnplatten». Strassen und Tiefbau, H. 9, 1968.
- [19] *A. Voellmy*: «High Concrete Quality in Cold Weather». Proceedings of the Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, 1956. «Bemessungstheorie für durchlaufend bewehrte Betonfahrbahnen». 1er Symposium Européen sur les Revêtements Bétonnés. Paris, 1969.
- [20] *A. Voellmy et J. W. Zollikofer*: «Les Joints des Routes en Béton». XIIe Congrès Mondial à Rome, 1964. Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, Paris.
- [21] *J. Reichert*: «Détermination de l'épaisseur des chaussées et pistes rigides». Centre de Recherches Routières, Bruxelles, 1955.

#### Autoren- und Adressenverzeichnis

*Ch. Beusch*, dipl. Ing. ETH, Gaswerkstrasse 35, 8500 Frauenfeld.

*Dr. M. Birkenmaier*, Stahlton AG, Riesbachstrasse 57, 8034 Zürich.

*A. Cogliatti*, dipl. Ing. ETH, Präsident des SIA, Altorfer, Cogliatti + Schellenberg AG, Gubelstrasse 28, 8050 Zürich.

*Prof. M. Cosandey*, Präsident der EPFL, 33, av. Cour, 1007 Lausanne.

*Prof. Dr. H. Grubinger*, Institut für Kulturtechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*Prof. Dr. H. von Gunten*, Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*Prof. P. Haller*, Regensbergstrasse 54, 8050 Zürich.

*Prof. H. H. Hauri*, Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*H. Hofacker*, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Engweg 7, 8006 Zürich.

*F. W. Jenny*, dipl. Ing. ETH, Bauunternehmung AG Heinrich Hatt-Haller, Bäregasse 25, 8001 Zürich.

*H. Fiechter*, Ing. HTL, Bauunternehmung AG Heinrich Hatt-Haller, Bäregasse 25, 8001 Zürich.

*Prof. Dr. H. Hugli*, Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*Prof. E. Imhof*, Zollerweg, 8703 Erlenbach.

*Prof. H. Kühne*, Klosbachstrasse 87, 8032 Zürich.

*Prof. Dr. Ch. Menn*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*E. Rey*, dipl. Ing. ETH, Adjunkt beim Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau, Monbijoustrasse 40, 3003 Bern.

*Prof. A. Roth*, Bergstrasse 71, 8032 Zürich.

*U. Roth*, dipl. Arch. ETH, Büro für Architektur und Planung, Turnerstrasse 24, 8006 Zürich.

*Prof. J. Schneider*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*W. Stampf*, dipl. Ing. ETH, Tiefbauamt des Kantons Graubünden, Abt. Brückenbau, 7000 Chur.

*Dr. E. Staudacher*, Frohburgstrasse 85, 8006 Zürich.

*Prof. Dr. B. Thürlimann*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

*Dr. A. Voellmy*, Höhenweg 20, 8032 Zürich.

## Umschau

### «Sonnenhaus» im Norden New Yorks

Sonnenlicht und Luft decken 75 Prozent des Energiebedarfs eines Hauses, das soeben 100 km nördlich von New York fertiggestellt wurde. Der Architekt *Harry Wenning* entwarf die Pläne für das 370 m<sup>2</sup> grosse Wohnhaus. Die Forschungs- und Entwicklungsabteilung der General Electric lieferte die wärmetechnischen Einrichtungen. Das Wenning-Haus wurde ganz aus Bauteilen erstellt, die auf dem Markt bereits erhältlich sind. Allerdings waren die Installationskosten für die Heizungs- und Warmwasseranlage wesentlich höher als bei konventioneller Bauweise. Doch dank der jährlichen Einsparung von voraussichtlich 6000 l Erdöl oder von mehr als 30 000 Kilowattstunden elektrischer Energie betragen die laufenden Heizkosten nur etwa ein Viertel. Je nach der weiteren Entwicklung der Heizölpreise soll dies erlauben, die Mehrkosten bei der Installation in 10 bis 25 Jahren zu amortisieren.

Von aussen am augenfälligsten an diesem Energiespahnhaus ist der 110 m<sup>2</sup> grosse Sonnenkollektor auf der südlichen Dachseite. Die Sonnenenergie wird auf einer schwarzen Fläche eingesammelt, die mit einer Doppelverglasung zugeeckt ist, um einen Treibhauseffekt zu erzielen. Die Wärme wird in einem Röhrensystem abgeleitet, worin Wasser zirkuliert. Die Sonnenwärme heizt das Wasser bis auf 80 °C auf. Das heisse Wasser wird dann in einen isolierten Tank im Keller gepumpt, der mit 15 000 l Inhalt als Wärmespeicher für Heizung und Warmwasser in der sonnenlosen Zeit dient. Reicht der Inhalt des Speichers nicht aus, wird das Haus

von zwei Wärmepumpen geheizt; die Pumpen entnehmen aus der Umgebungsluft Wärme, und nach dem Prinzip des umgekehrten Kühlschranks heizen sie damit die Luft im Innern des Hauses auf. An den seltenen sehr kalten Tagen, an denen Wolken die Sonne ganz verdecken, werden die Wärmepumpen von einer kleinern elektrischen Heizung unterstützt.

Auf der nach Süden geneigten Dachfläche des 370 m<sup>2</sup> grossen Wohnhauses sieht man die 110 m<sup>2</sup> grosse dunkle Fläche des Sonnenkollektors mit dem Röhrensystem zur Ableitung der Wärme in den Speichertank. Vor der weissen Abschlusswand (links) stehen die beiden Wärmepumpen. Dort befindet sich auch ein äusserer Zugang zu einem Instrumentenraum, in dem die Auswertung aller wärmetechnischen Daten über das Haus stattfindet, ohne dass dadurch seine Bewohner gestört werden

