

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 7 (1964)

Artikel: Aerodynamisch stabile Hängebrücke für grosse Spannweiten

Autor: Leonhardt, Fritz

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-7829>

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: 18.02.2026

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

Ib 6

Aerodynamisch stabile Hängebrücke für große Spannweiten

Aerodynamically Stable Suspension Bridge for Wide Spans

Un nouveau type, aérodynamiquement stable, de pont suspendu de grande portée

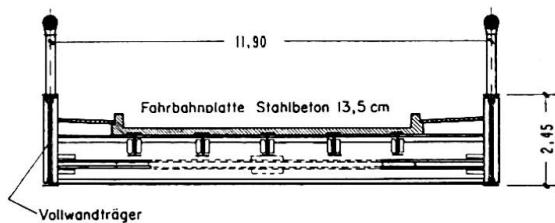
FRITZ LEONHARDT

Stuttgart

1. Zur aerodynamischen Stabilität

Bei weitgespannten Hängebrücken haben Windschwingungen dem Brückenbauer bis in die Gegenwart Sorge bereitet. Mehrere Hängebrücken sind den Windschwingungen zum Opfer gefallen, zuletzt die 855 m weit gespannte Tacoma-Brücke bei Seattle (Fig. 1) (1940). Viele bestehende Hängebrücken zeigen erhebliche Windschwingungen und müssen zum Teil deshalb zeitweilig gesperrt werden [1].

Fig. 1. Querschnitt der Tacoma-Brücke für
 $l = 855$ m.



Man unterscheidet reine Biegeschwingungen in vertikaler oder horizontaler Richtung, reine Torsionsschwingungen und gekoppelte antimetrische Schwingungen, bei denen Biege- und Torsionsverformungen gemeinsam auftreten. Die letzteren sind am gefährlichsten. Die Schwingungen entstehen teils durch die direkten Windlasten, die vom Windwiderstand der angeströmten Brücke herrühren; die gefährlichen Schwingungen sind jedoch den sogenannten v. Karmanschen Wirbeln zuzuschreiben, die Kräfte quer zur Windrichtung auslösen, die schwingungsartig mit einer bestimmten Frequenz auftreten. Fällt diese Frequenz mit der Eigenfrequenz der Brückenschwingung zusammen, dann können durch Resonanz bei schwacher Dämpfung gefährlich große Amplituden dieser Flatterschwingungen entstehen. Der Einsturz der Tacoma-Brücke hat eine große Zahl von Forschungsarbeiten über diese Windschwingungen ausgelöst. Bisher ist es jedoch nicht gelungen, zuverlässige rechnerische Nachweise für die aerodynamische Stabilität von Hängebrücken zu entwickeln. Es sind zwar Gleichungen für die kritische Windgeschwindigkeit aufgestellt worden, die von der v. Karmanschen Gleichung für das Flattern von Flugzeugflügeln ausgehen (vgl. F. BLEICH [4], D. B. STEINMAN [5], Y. ROCARD [6], A. SELBERG [7] u. a.).

C. SCRUTON warnt jedoch auf Grund seiner sehr umfangreichen Erfahrung und Vergleiche mit Versuchen, die damit errechneten Werte als verlässlich zu betrachten [1]. Dagegen sind modellstatische Untersuchungsmethoden erarbeitet worden, die mit verhältnismäßig einfachen Mitteln eine Überprüfung der kritischen Windgeschwindigkeiten zulassen, wenn die Eigenfrequenzen der möglichen Brückenschwingungen und der voraussichtliche Dämpfungswert des Tragwerkes bekannt sind. Die Frequenzen können mit einiger Genauigkeit berechnet oder ebenfalls modellstatisch ermittelt werden [2] und [3]. Die Aussagen solcher Versuche bleiben meist auf der sicheren Seite, d. h. die Stabilität wird in Wirklichkeit eher besser sein, weil im Versuch manche Einflüsse nicht richtig erfaßt werden können, so die durch die Topographie der Brückenstelle bedingte Turbulenz des Windes oder der Dämpfungsfaktor des Tragwerkes. Nach den bisherigen Beobachtungen vermindert die Turbulenz die Schwingungsgefahr beträchtlich, weshalb z. B. Brücken nahe am Grund in Städten noch nie solche Schwingungen zeigten.

Für die aerodynamische Stabilität ist natürlich die Masse des Eigengewichtes der Brücke im Verhältnis zur Windangriffsfläche von Bedeutung. Auch die Brückenbreite im Verhältnis zur Spannweite spielt eine wesentliche Rolle. Stahlbeton-Fahrbahndeckplatten zeigen eine wesentlich stärkere Dämpfung und haben mehr Masse als stählerne Leichtfahrbahnen; sie sind daher für schmale Brücken vorzuziehen. Brücken, die unangenehme Schwingungen zeigen, sind im allgemeinen im Verhältnis zur Spannweite schmal und leicht gebaut. Man weiß heute ferner, daß die gefährlichen Koppelschwingungen besonders dort auftraten, wo die Eigenfrequenz der vertikalen Biegeschwingung mit Knoten in $l/2$ ähnlich war wie diejenige der Torsionsschwingung, oder wo die Torsionssteifigkeit so gering war, daß kein wesentlicher Widerstand gegen die Koppelschwingungen besteht. Die Torsionssteifigkeit sollte daher so groß sein, daß die Frequenz der Torsionsschwingung wenigstens um etwa 40% über derjenigen der Biegung mit Knoten in $l/2$ liegt. Aus diesem Grund wurden die großen Hängebrücken der letzten 20 Jahre meist mit einem torsionssteifen Querschnitt versehen, indem hohe Fachwerkversteifungsträger im Untergurt mit einem kräftigen waagrechten Verband gewissermaßen zu einer torsionssteifen Röhre verbunden wurden. Man hat weiter den Kabelabstand meist noch um einige Meter größer gemacht als die Fahrbahnbreite. Ein typisches Beispiel ist die Mackinac-Straits-Brücke (Fig. 2) (1958 fertiggestellt) mit $l = 1140$ m und $b = 20,4$ m (Kabelabstand) bei 16 m Breite der Fahrbahntafel, die einen 12 m hohen Versteifungsträger erhielt.

Mißt man für einen solchen Querschnitt (Fig. 3a) die Windwiderstandsbeiwerte im Windkanal, so findet man, daß bei horizontalem Anblasen erhebliche Auftriebskräfte entstehen und daß die Resultierende der Windkraft bei weitem nicht durch den Schubmittelpunkt des Gesamtquerschnittes der torsionssteifen Röhre hindurchgeht (Fig. 4, 5 und 6). Es ist daher nicht verwunderlich, daß die Windkräfte sowohl vertikale Biege- als auch Torsionsschwingung-

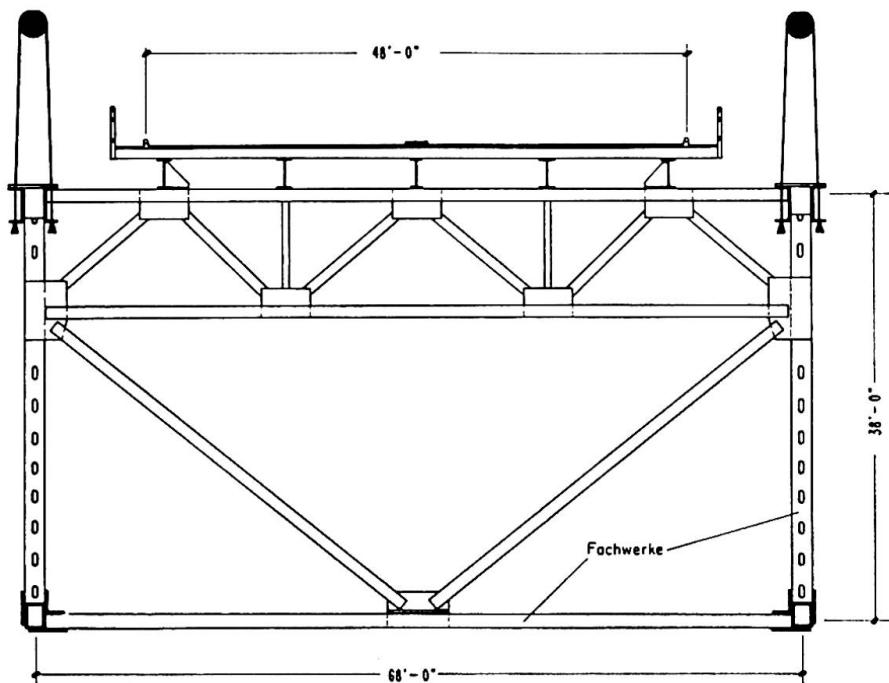
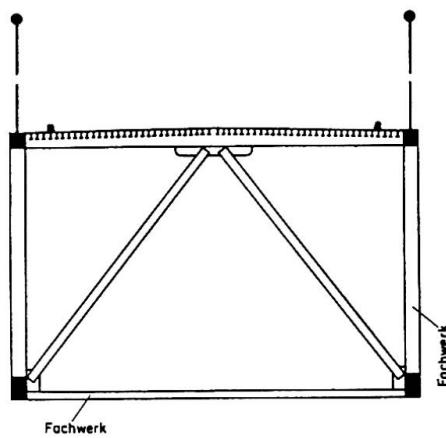


Fig. 2. Querschnitt der Mackinac-Straits-Brücke für $l = 1140$ m.

a) Konventioneller Typ mit Fachwerkträgern unter der Fahrbahn.

Querschnitt gegenüber Fig. 2 dadurch verbessert, daß Fahrbahntafel in gleicher Höhe wie Obergurt des Versteifungsträgers.



b) Neuer Querschnitt mit Seilfachwerk über der Fahrbahn.

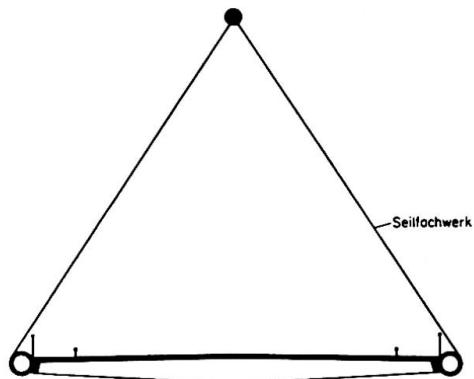


Fig. 3. Im Windkanal untersuchte Querschnittstypen.

gen, also Koppelschwingungen anregen. Die Querschnitte solcher konventioneller Hängebrücken mit Fachwerkversteifungsträgern sind auch in keiner Weise windschnittig. An den scharfen Kanten der Gesimse oder Fachwerkstäbe müssen sich Windwirbel bilden, die zum Flattern führen können. Solche

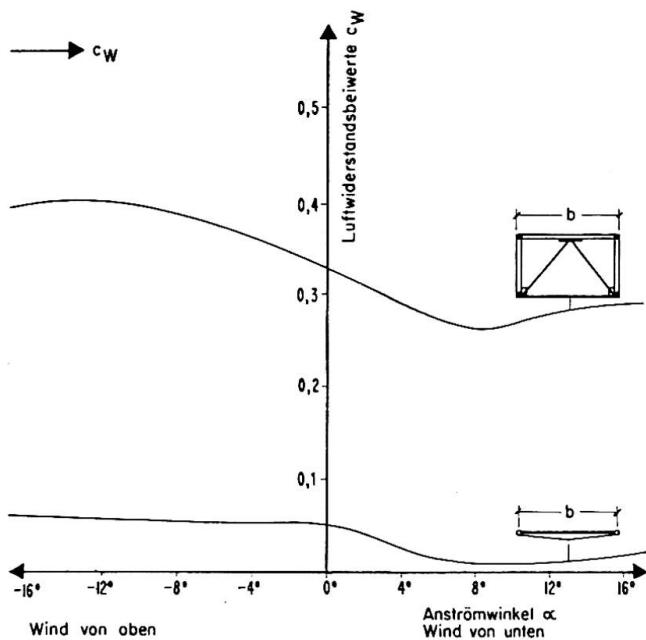


Fig. 4. Widerstandsbeiwerte der Windlasten c_w (ohne Verkehrsband). Horizontale Windlast je Länge l ; $W = c_w q b l$; $q = v^2/16$ = Staudruck in kg/cm^2 ; v = Windgeschwindigkeit in m/s .

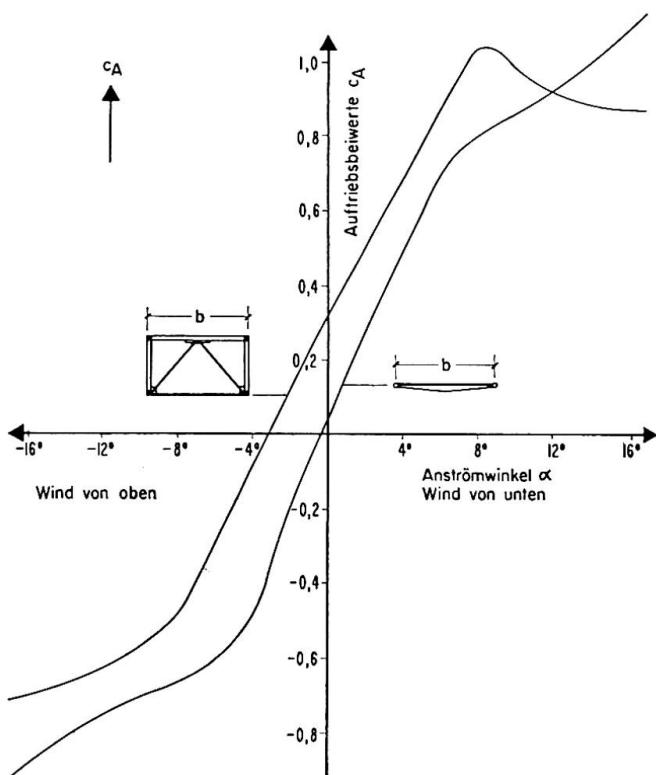


Fig. 5. Auftriebsbeiwerte c_A (ohne Verkehrsband). Auftriebs-Windlast je Länge l ; $A = c_A q b l$.

Typen erfahren verhältnismäßig hohe Windlasten, welche schon bei mäßigen Windgeschwindigkeiten ausreichen, um die mit geringer Steifigkeit aufgehängte Masse des Brückenüberbaues in Bewegung zu setzen.

Obwohl bekannt ist, daß die von den Windwiderstandsbeiwerten abhängigen Windlasten keinen direkten Maßstab für das aerodynamische Verhalten geben, so dürfte doch ohne Zweifel eine Verminderung der Windlasten durch Verkleinerung und günstige Ausbildung der Windangriffsflächen die windstabile Gestaltung erleichtern. Man muß in erster Linie die Ursachen der

Windverformungen, d. h. ungünstig hohe Windlasten und Flächen, die Wirbelstraßen auslösen, vermeiden. Dieser Gedanke veranlaßte den Verfasser seit etwa 1955 an einer neuen Lösung für Hängebrücken zu arbeiten. Das im folgenden beschriebene System zeigt diesen neuen Weg.

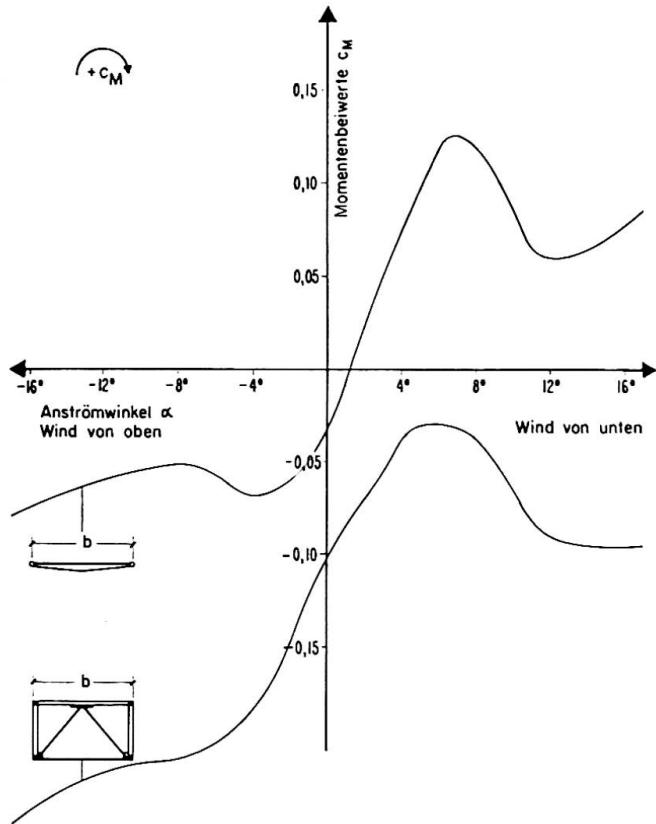


Fig. 6. Momentenbeiwerte c_M (ohne Verkehrsband), bezogen auf Oberkante Fahrbahn. $M = c_M q b l$.

2. Das neue Hängebrückensystem

Die gefährlichen Koppelschwingungen sind nur durch gegenläufiges Schwingen der zwei Kabel möglich. Wählt man nur ein Kabel in der Hauptöffnung, dann ist die Drehmöglichkeit an den Kabeln beseitigt und die Koppelschwingung vom Kabel her unmöglich. Hängt man von diesem einen Kabel aus die Fahrbahn an ihren Rändern mit zwei Hängerwänden auf, so entsteht im Querschnitt ein Dreieck mit veränderlicher Höhe (Fig. 7). Die Hänger werden nun diagonal sich kreuzend angeordnet, so daß zwischen dem Kabel als oberem Gurt und der gesamten Fahrbahntafel als unterem Gurt zwei Seilfachwerke entstehen (Fig. 8 und 9). Die Fahrbahntafel bildet zusammen mit den fachwerkartigen Hängerwänden einen Dreigurträger mit dreieckförmigem Hohlquerschnitt, der eine hohe Torsionssteifigkeit aufweist, so daß die Schräglagestellung der Fahrbahntafel durch Windkräfte fast unmöglich gemacht wird.

Bei allen Schwingungen mit Knoten innerhalb der Spannweite bewegen sich Kabel und Fahrbahn längs gegeneinander, d. h. die früheren vertikalen Hänger wirkten als Pendel. Diese gegenseitige Bewegung von Kabel und Fahr-

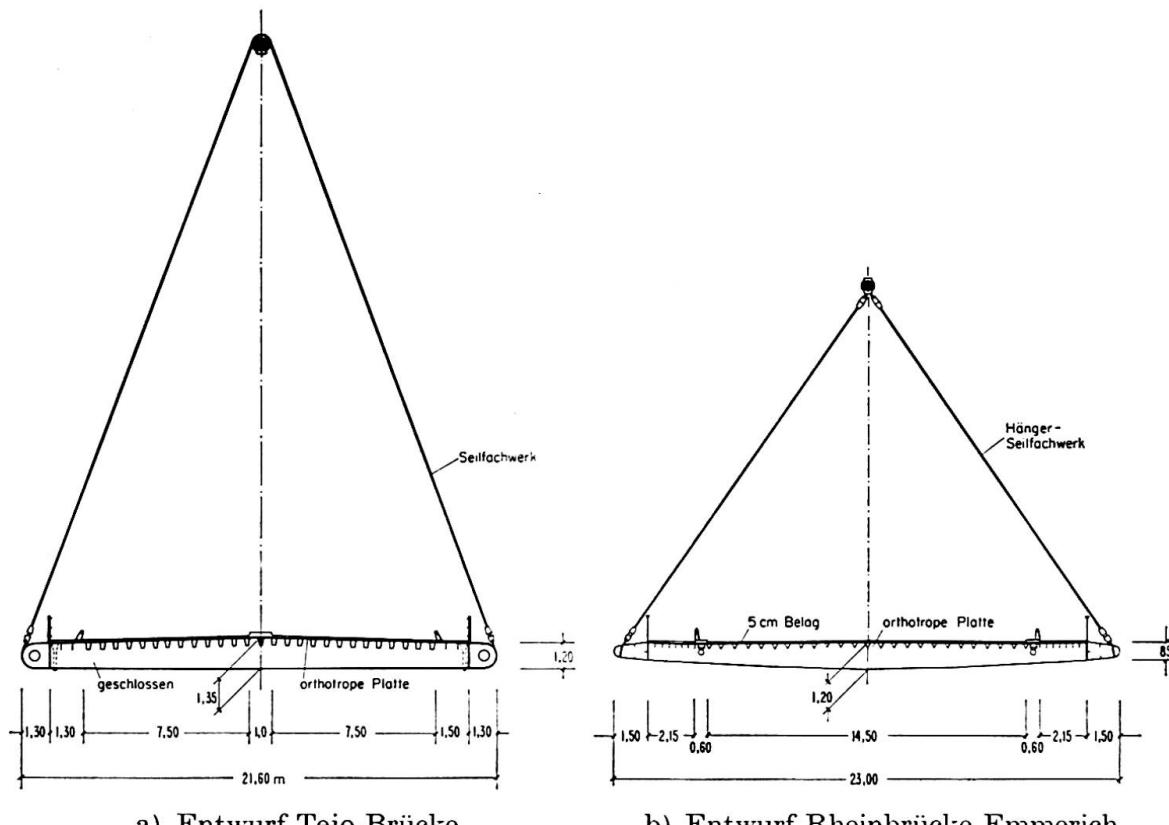


Fig. 7. Querschnitt des neuen Hängebrückensystems.

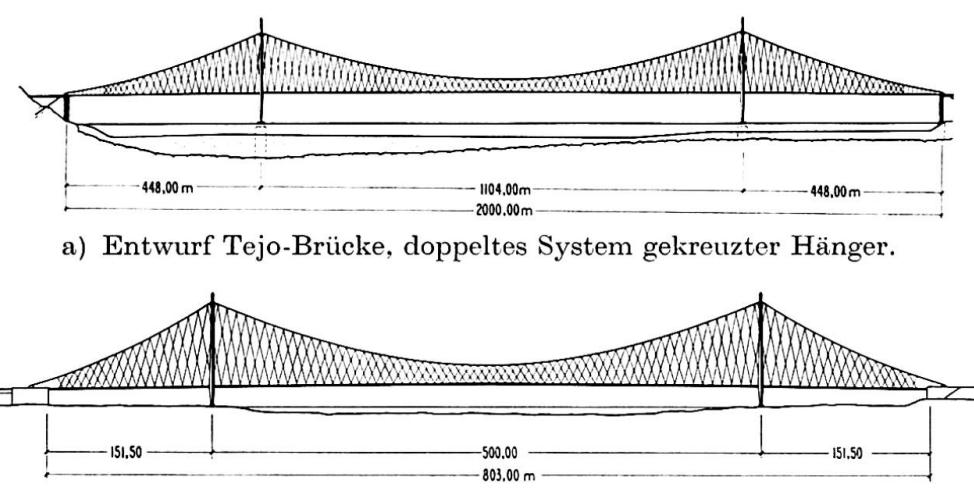


Fig. 8. Ansicht des neuen Hängebrückensystems.

bahn wird natürlich durch die vielen diagonalen Hängerseile wirksamer gebremst, als wenn man nur in $l/2$ solche Diagonalkabel einbaut, wie sie bei manchen Hängebrücken zur nachträglichen Stabilisierung mit geringem Erfolg eingebaut wurden.

Das aus den Hängern gebildete Seilfachwerk ersetzt gleichzeitig den bisherigen Versteifungsträger unterhalb der Fahrbahn, so daß die Fahrbahntafel

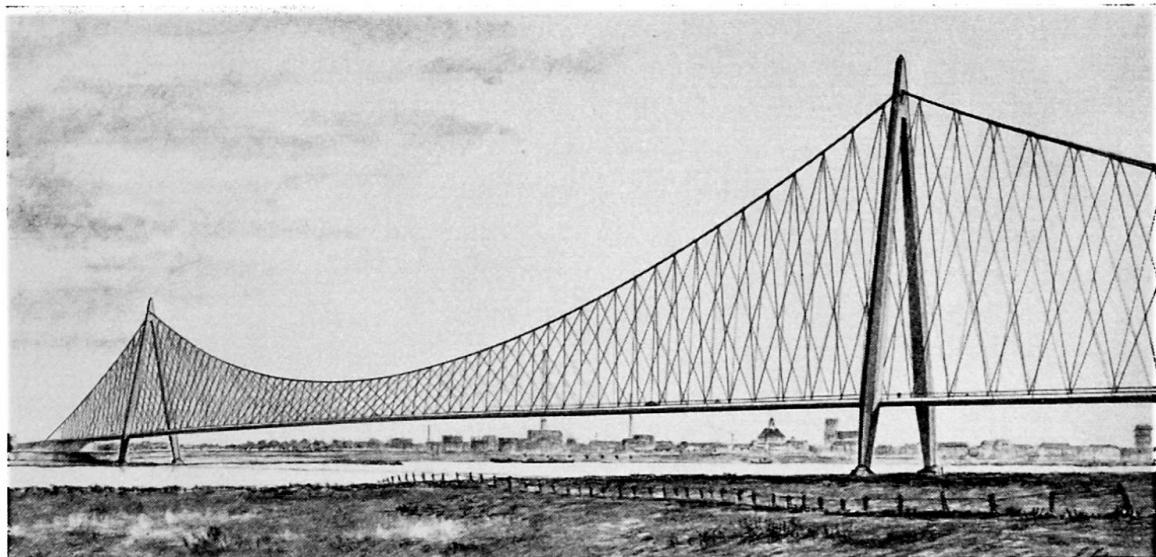


Fig. 9. Schaubild des Entwurfes einer Hängebrücke mit dem neuen System (Rheinbrücke Emmerich, Sonderentwurf).

mit sehr kleiner Bauhöhe als flache Scheibe ausgebildet werden kann, welche dem Wind nur wenig Widerstand entgegengesetzt (Fig. 3b). Je nach dem Verhältnis des Eigengewichtes g zur Verkehrslast p können allerdings einzelne schiefen Hängeseile bei schweren Verkehrslasten in ungünstiger Stellung schlaff werden. Dadurch wird jedoch die Stabilität der Brücke nicht gefährdet, wie wir später noch zeigen werden.

In den Seitenöffnungen könnte man das eine Kabel durchführen und durch einen Mittelstreifen zwischen den Richtungsfahrbahnen zur Verankerung führen. Es dürfte jedoch für die heutigen Ansprüche an die Straßenführung im allgemeinen günstiger sein, wenn das Kabel unmittelbar neben dem Pylon für die Seitenöffnungen in zwei Kabel geteilt wird, die dann außerhalb der Fahrbahn in den Verankerungswiderlagern enden (Fig. 9).

In den Seitenöffnungen haben wir dann keinen geschlossenen Dreigurtquerschnitt, was jedoch dort im Hinblick auf Windschwingungen nicht nötig ist, weil die Seitenöffnungen meist verhältnismäßig kurz und ohnehin nicht schwingungsgefährdet sind. Die Hänger kreuzen sich auch dort diagonal und bilden Fachwerke mit dem Kabel und der Fahrbahn zusammen, so daß sie auch dort die lotrechte Aussteifung für schwere Fahrzeuglasten ergeben.

Als Windangriffsflächen verbleiben daher nur das Kabel, die Hängerseile und die dünne Fahrbahntafel, deren Randprofile abgerundet sein können, so daß ein windschnittiger Querschnitt entsteht, der die angreifenden Windlasten klein werden läßt.

Zwei große Brücken mit diesem System wurden bisher weitgehend durchgearbeitet und modellstatisch und -dynamisch untersucht. Es war dies ein Entwurf für die Tejo-Brücke in Lissabon, mit Spannweiten von $448 + 1104 + 448$ m bei einer Brückenbreite von $b = 21,6$ m, der anlässlich eines Wettbewerbes

im Jahr 1958/1959 ausgearbeitet wurde. Der zweite Entwurf war 1961 aufgestellt für die Rheinbrücke Emmerich mit Spannweiten von $151,5 + 500 + 151,5$ m bei einer Breite $b = 23$ m. Beide Entwürfe wurden vom Verfasser zusammen mit Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, und Architekt Dr. Ing. e. h. Lohmer, Köln, bearbeitet.

Im folgenden sollen einige für diese beiden Entwürfe ermittelten Werte mitgeteilt werden.

3. Ergebnisse von Windkanalversuchen für Entwurf Tejo-Brücke

Für den Querschnitt gemäß Fig. 3b wurden die Windwiderstandsbeiwerte im Windkanal der Technischen Hochschule Stuttgart 1959 ermittelt und vergleichsweise den Werten für eine konventionelle Hängebrücke (Fig. 3a) mit hohem Fachwerk-Versteifungsträger und unterem Torsionsverband gegenübergestellt.

Die Windbeiwerte	c_w (horizontal) (Fig. 4)
	c_a (vertikal) (Fig. 5)
	c_M (Moment) (Fig. 6)

wurden jeweils auf die Mitte und Breite der Fahrbahntafel bezogen und für Anblaswinkel bis zu $\pm 16^\circ$ gemessen. Bei Brücken im Flachland dürften Anblaswinkel über $\pm 4^\circ$ praktisch ohne Bedeutung sein, weil entsprechend stark geneigte Böen mindestens von unten her nur in sehr abgeschwächter Form auftreten können. Wind von oben ist jedoch meist ungefährlich.

Die Horizontalkomponente c_w der Windlast wird demnach durch den neuen Brückenquerschnitt auf rund $1/7$ bis $1/10$ des Wertes der konventionellen Brücke vermindert. Der Auftrieb c_A ist für horizontalen Wind fast Null. Bei Wind mit 4° von unten ist das Verhältnis noch rund 5:7 zu Gunsten der neuen Querschnittsform. Die Momentenkomponente c_M , welche einen Maßstab für den Höhenabstand der Wind-Resultierenden von der bei Windlasten hauptsächlich tragenden Fahrbahntafel gibt, ist beim konventionellen Querschnitt für horizontalen Wind rund 3 mal so groß wie beim windschnüttigen Querschnitt. Die Ergebnisse dieser Windkanalversuche sind ein Beweis dafür, daß man durch geeignete Formgebung die primäre Ursache der Windschwingungen, nämlich die an der Brücke angreifenden Windlasten, ganz wesentlich reduzieren kann, so daß damit von vornherein die Gefahr der Windschwingungen entscheidend vermindert wird.

Am statischen Modell waren folgende Eigenfrequenzen für diesen Entwurf gemessen worden (bezogen auf die Ausführung):

1. Antimetrische vertikale Biegeschwingung $f = 0,165$ Hz.
2. Antimetrische Torsionsschwingung $f = 0,274$ Hz.

Die Torsionsfrequenz lag damit um 65% über der entsprechenden für Biegung allein.

An einem Teilstück der Brücke, das so aufgehängt wurde, daß es mit diesen Frequenzen schwingt, wurden 1960 aerodynamische Versuche in einem Windkanal des National Physical Laboratory in London durchgeführt, wo durch zahlreiche Versuche für die Severn- und Forth-Brücken große Erfahrungen auf diesem Spezialgebiet vorlagen. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß der Entwurf hinsichtlich der gefährlichen gekoppelten Biege-Torsionsschwingungen ohne weiteres stabil war. Für die weniger gefährlichen reinen vertikalen Biegeschwingungen zeigte sich, daß eine vollständige Windstabilität erzielt wird, wenn der Brückenquerschnitt entlang der Untergurte der Querträger geschlossen wird. Dies kann mit einer verhältnismäßig leichten gespannten Membrane, aus dünnem Blech z. B., geschehen. Eine solche Maßnahme ist jedoch nur nötig, wenn es sich um eine besonders weit gespannte und dabei verhältnismäßig schmale Hängebrücke in flachem Gelände handelt.

Mit dem beschriebenen System kann man daher auch sehr weit gespannte Hängebrücken bei leichtem Eigengewicht aerodynamisch stabil bauen und die gefährlichen Koppelschwingungen mit Sicherheit vermeiden.

Die später ebenfalls am National Physical Laboratory in London durchgeführten Versuche an einem geänderten Entwurf für die Severnbrücke in England zeigten, daß das geschlossene Querschnittsprofil auch bei zwei Kabeln mit einem einfachen System diagonaler Hängeseile stabil wird, wenn am Rand dünne «Flossen» angeordnet werden, die wohl die Windwirbel verhüten und hier die Gehwege tragen (Fig. 10) [8]. Dies ist ein weiteres Beispiel der günstigen Wirkung diagonaler Hänger und windschnittiger Fahrbahntafeln.

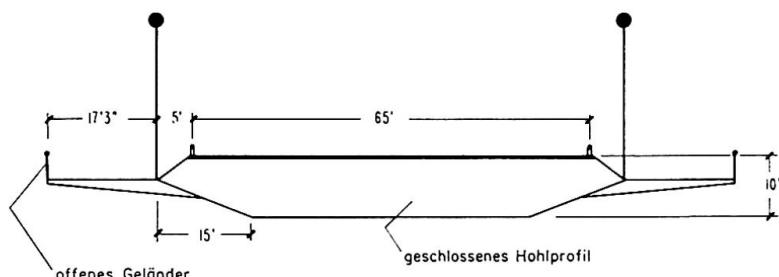


Fig. 10. Umrisse des Querschnitts des geänderten Entwurfes der Hängebrücke über den Severn, $l \approx 900$ m; schräge Hänger bilden Fachwerke.

4. Das Verhalten der Brücke unter Verkehrslast

Das neue System stellt in statischer Hinsicht ein räumliches Fachwerk dar, dessen Obergurt, das Kabel, und dessen Diagonalen, die Hängerseile, nur Zug aufnehmen können, während der Untergurt, die Fahrbahntafel, zug- und druckfest ist. Der Obergurt und die Diagonalen sind durch das Eigengewicht

der Brücke vorgespannt und sie können daher auch negative Stabkräfte (Druck) so lange aufnehmen, bis die aus Eigengewicht erzeugten Zugkräfte abgebaut sind. Durch Verkehrslasten erhält das Kabel meist zusätzlichen Zug; die größte Kabelkraft erreicht jedoch nicht ganz den Wert der reinen Hängebrücke. Die diagonalen Hänger erfahren infolge der Fachwerkwirkung durch Verkehrslast teils Zug-, teils Druckkräfte. Übersteigt die negative Diagonalkraft infolge Verkehr die positive Kraft infolge Eigengewicht, dann wird die Diagonale langsam schlaff und fällt im Fachwerk aus. Dies hat jedoch keine schädlichen Folgen, weil die Tragwirkung der Hängebrücke über die Zugdiagonalen erhalten bleibt. Das Schlaffwerden wird auch kaum sichtbar, wenn man ein Seilnetz wählt, bei dem sich die Hänger mehrfach kreuzen und wenn die Hänger an den Kreuzungsstellen miteinander verbunden werden. Die modellstatischen Untersuchungen zeigten, daß bei den üblichen Verhältnissen von $g : p$ diagonale Hänger nur bei in Wirklichkeit kaum vorkommenden ungewöhnlichen Lastfällen schlaff werden. Bei der Berechnung der Hängerkräfte muß jedoch dieses mögliche Ausfallen einiger Druckdiagonalen des Fachwerkes beachtet werden, das heißt, wir haben es mit einem System zu tun, das abhängig von der Verkehrslast veränderlich ist.

Das Fachwerk ist nun noch in besonderer Art gelagert, indem nur das Kabel an den Pylonen aufgelagert wird, während die Fahrbahn nur an den Hängern befestigt ist, sich also am Pylon entsprechend den Dehnungen der langen Hänger senken kann. Die Fahrbahn ist selbstverständlich über die Pylonen hinweg auf die ganze Brücke kontinuierlich, schon um ihre Steifigkeit als Windträger zu erhöhen und die seitlichen Durchbiegungen zu vermindern. Die Fahrbahntafel ist dadurch mit einer stetig veränderlichen Federkonstanten günstig gelagert und erfährt nur kleine Längs-Biegemomente.

Diese Lagerungsart der Fahrbahntafel ergibt zwangsläufig einen Festpunkt für die Längsbewegungen in der Mitte der Hauptöffnung; entsprechend muß man an den Brückenenden für die nötige Längsbeweglichkeit sorgen und an den Widerlagern bewegliche Fahrbahnübergänge einbauen.

Die Pylonen sind als Pendel ausgebildet, so daß die Kabel am Pylon oben ebenfalls längsbeweglich sind. Diese Lagerungsbedingungen weichen wesentlich von denjenigen des normalen dreifeldrigen Fachwerkträgers ab. Sie verursachen zusätzliche Diagonal- und Gurtkräfte infolge von Temperaturänderungen Δt , besonders in der Nähe der Verankerungswiderlager, wo sich die Fahrbahn gegenüber dem Kabel infolge Δt horizontal verschiebt. Man kann daher die diagonalen Hänger nicht bis zum Endwiderlager durchführen, sondern muß dort die Fahrbahntafel über eine gewisse Länge frei spannen. Aus architektonischen Gründen wird man allerdings einige blinde Hänger einbauen, sofern man nicht die erforderliche Nachgiebigkeit der kürzeren Endhänger durch Einbau von Federn erlaubt.

Die Verformungen des Hauptträger-Fachwerkes sind zwar kleiner als diejenigen bei einer konventionellen Hängebrücke, sie sind dennoch so groß, daß

sie die Schnittkräfte beeinflussen, so daß diese nach der Theorie 2. Ordnung berechnet werden müssen.

Obwohl es heute möglich ist, insbesondere mit Hilfe elektronischer Rechenmaschinen, solche Tragwerke mit wechselndem System nach der Theorie 2. Ordnung zu berechnen, so wurde hier doch vorgezogen, die Voruntersuchungen mit Hilfe statischer Modelle durchzuführen, die erlauben, alle Einflüsse einwandfrei zu berücksichtigen. Beide Brückenentwürfe wurden mit je 18 m langen Modellen untersucht (Fig. 11 und 12), die sorgfältig unter Beachtung aller Ähnlichkeitsgesetze gebaut wurden, wobei die Zusatzgewichte für Eigen gewicht jeweils möglichst in richtiger Schwerpunktlage angebracht wurden, um auch hinsichtlich mechanisch angeregter Schwingungen die Ähnlichkeit zu erhalten.

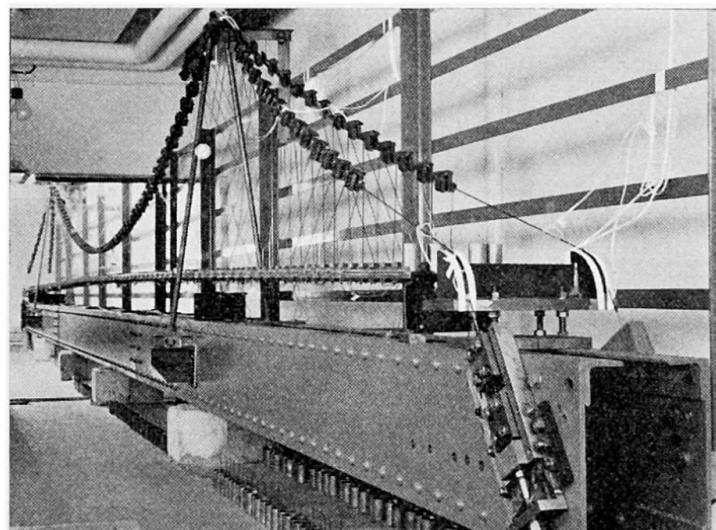


Fig. 11. Statisches Modell des Entwurfes Rheinbrücke Emmerich.

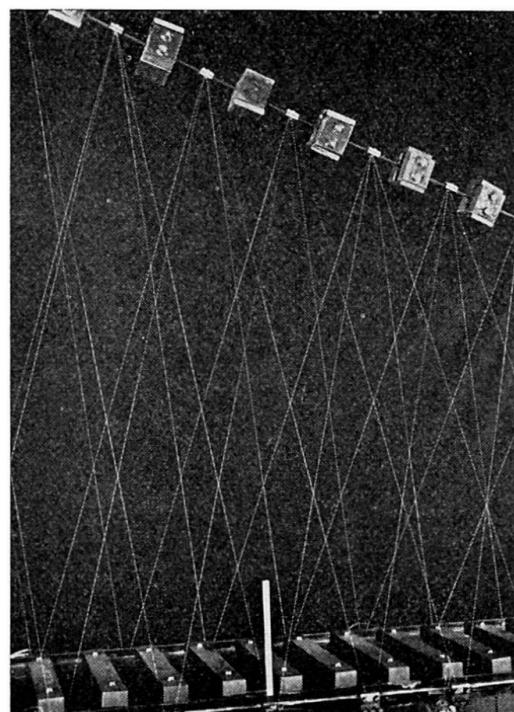


Fig. 12. Einzelheiten des statischen Modelles.

Aus den Meßergebnissen der Tejo-Brücke ersehen wir:

1. Die Kabelkraft bleibt dank der Fachwerkwirkung stets kleiner als die Kabelkraft einer reinen Hängebrücke.

2. Durch einzelne Schwerstfahrzeuge allein, zum Beispiel $2 \times 60\text{-t-SLW}$ nebeneinander oder durch eine 120-t-Raupe, wird bei $g = 9,3 \text{ t/m}$ selbst bei Wahl einer Leichtfahrbahn (orthotrope Platte) kein Hänger schlaff. Für das Schlaffwerden der Hänger müssen größere Brückenlängen etwa, 80 m auf ganzer Breite mit schwerster Verkehrslast (gleichmäßig verteiltes $p = 3 \text{ t/m} + 2 \times 60\text{-t-SLW}$) belastet werden. Andererseits werden bei voller Verkehrslast auf die ganze Brückenlänge einige Hänger in der Nähe der Viertelpunkte der Hauptöffnung schlaff. Es läßt sich leicht erreichen, daß bei halber Verkehrslast noch keine Hänger schlaff werden, so daß für die normalen Verhältnisse des Straßenverkehrs, der nur 15 bis 20% der vollen rechnerischen Verkehrslast ausmacht, bei beliebigen Belastungslängen alle Hänger stets unter Zug stehen werden. Das Schlaffwerden von Hängern hat also fast nur theoretische Bedeutung.

3. Die größte Durchbiegung tritt nicht wie bei der konventionellen Hängebrücke etwa in $0,3l$ auf, sondern in der Brückenmitte und bleibt kleiner als bei einer Hängebrücke mit normalem Versteifungsträger. Das Seilfachwerk steift die Brücke also besser aus als ein Fachwerkversteifungsträger unter der Fahrbahn. Entsprechend sind die Neigungsänderungen und die Radien der Biegelinien günstiger als bei der konventionellen Hängebrücke. Der größte Längsneigungswinkel ergab sich neben dem Pylon für die Tejo-Brücke infolge höchster Temperatur und Verkehr zu rund 1,6%.

4. Die größte Querneigung der Fahrbahn wurde für die Tejo-Brücke infolge einseitigem Verkehr und Wind mit 2,9% ermittelt.

5. Die größten Hängerkräfte sind natürlich wesentlich größer als bei der konventionellen Hängebrücke. Der Bedarf an Stahl für die Hänger bleibt trotzdem gering und spielt in der Wirtschaftlichkeit keine spürbare Rolle. Für die Bemessung der Hänger genügten bei Entwurf Tejo patentverschlossene Seile mit $\varnothing 65 \text{ mm}$ über die ganze Brückenlänge.

6. Die größten Biegemomente M_x der Fahrbahntafel erzeugen bei Wahl einer orthotropen Platte Spannungen, die unter 100 kp/cm^2 liegen. Auch die Längs-Gurtkräfte in der Fahrbahntafel infolge der Fachwerkwirkung bringen nur mäßige Spannungen in der Größenordnung von -400 bzw. $+500 \text{ kp/cm}^2$.

Schrifttum

1. Proceedings of the International Conference on the Wind Effects on Buildings and Structures. National Physical Laboratory, 1963, London. Paper of G. S. Vincent.
2. C. SCRUTON und R. A. FRASER: "A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation." National Physical Laboratory, Her Majesty's Office, London (1952).
3. K. KLÖPPEL und G. WEBER: «Teilmodellversuche zur Beurteilung des aerodynamischen Verhaltens von Hängebrücken.» (in Vorbereitung)

- schen Verhaltens von Brücken.» Der Stahlbau, 32 (1963), Heft 3, S. 65—79, und Heft 4, S. 113—121.
4. F. BLEICH: "The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges." US Bureau of Public Roads, Washington 1950.
 5. D. B. STEINMANN: "Aerodynamic Theory of Bridge Oscillations." Trans. ASCE 1950, 115.
 6. Y. ROCARD: «Instabilité des ponts suspendus dans le vent» in [1].
 7. A. SELBERG: "Aerodynamic Effects on Suspension Bridges" in [1].
 8. D. E. J. WALSHE, NPL-London: "The Use of Models to Predict the Oszillatory Behaviour of Suspension in Wind" in [1].

Zusammenfassung

Ein neuartiges Hängebrückensystem mit nur einem Kabel und Seilfachwerken zwischen Kabel und Fahrbahn wird beschrieben. Durch Windkanalversuche wurde ermittelt, um wieviel günstiger die Windlasten dieses Systemes gegenüber der konventionellen Hängebrücke werden. Windkanalversuche zeigten auch, daß die gefährlichen Koppelschwingungen nicht mehr auftreten und daß auch hinsichtlich der Biegeschwingungen vollständige aerodynamische Stabilität erzielt werden kann, selbst wenn Spannweiten von über 1000 m mit Leichtfahrbahn gebaut werden. Einige Ergebnisse von modellstatischen Untersuchungen werden mitgeteilt.

Summary

A new system for suspension bridges is described with one cable (mono-cable bridge) and two lattice works formed by nets of inclined hangers. Wind tunnel test showed how much more favourable the windloads of this new system are compared with the conventional system. The tests proved also that the dangerous wind oscillations with combined flexural and torsional movements are impossible and for flexural oscillations also, full aerodynamic stability can be obtained even for spans above 1000 m and even with light weight floor-systems. Some results of static tests on models are reported.

Résumé

L'auteur décrit un nouveau système de pont suspendu comportant un seul câble porteur et des suspentes inclinées formant une triangulation multiple. Les essais en soufflerie montrent que l'effort au vent de ce système est inférieur à celui d'un pont suspendu traditionnel. Les mêmes essais prouvent de plus que les dangereuses oscillations couplées ne se produisent plus et que l'on obtient aussi une stabilité aérodynamique totale en ce qui concerne les oscillations flexionnelles, ceci même pour une portée dépassant 1000 m avec platelage léger. L'auteur communique quelques résultats d'essais statiques sur modèles.

Leere Seite
Blank page
Page vide