

# **Festschrift**

## **anlässlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde der Ingenieurwissenschaften**

**an**

Dr. sc. techn. Hugo Bachmann  
Professor emeritus  
ETH Zürich

Dr.-Ing. Man-Chung Tang  
T.Y. Lin International  
San Francisco

Fachgebiete Massivbau und Stahlbau  
Fachbereich Bauingenieurwesen - Universität Kassel  
Festschrift anlässlich der Verleihung  
der Ehrendoktorwürde der Ingenieurwissenschaften an  
Prof. em. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann und  
Prof. h.c. Dr.-Ing. Man-Chung Tang

#### **Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek**

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar

#### **Bibliographic information published by Die Deutsche Bibliothek**

Die Deutsche Bibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data is available in the Internet at <http://dnb.ddb.de>

ISBN 3-89958-006-0

© 2002, kassel university press GmbH - [www.upress.uni-kassel.de](http://www.upress.uni-kassel.de)

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsschutzgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlags unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Umschlaggestaltung: Jochen Roth, Kassel  
Druck und Verarbeitung: Printec Offset Medienhaus, Kassel  
Printed in Germany

## **Inhaltsverzeichnis**

|   | Seite |
|---|-------|
| Grußworte des Dekans<br>des Fachbereichs Bauingenieurwesen<br>Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz   | 5     |
| Laudatio von Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling<br>anlässlich der Verleihung der Ehrenpromotion an<br>Prof. em. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann | 7     |
| Ehrenurkunde  | 12    |
| Festvortrag des Ehrenpromovenden<br>Prof. em. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann  | 13    |
| Beruflicher Werdegang   | 45    |
| Laudatio von Prof. Dr.-Ing. Frieder Thiele<br>anlässlich der Verleihung der Ehrenpromotion an<br>Prof. h. c. Dr.-Ing. Man-Chung Tang      | 47    |
| Ehrenurkunde  | 58    |
| Festvortrag des Ehrenpromovenden<br>Prof. h. c. Dr.-Ing. Man-Chung Tang   | 59    |
| Beruflicher Werdegang   | 71    |





## **Grußworte des Dekans des Fachbereichs Bauingenieurwesen Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz**

Der Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel fühlt sich geehrt, Herrn Prof. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann und Herrn Dr.-Ing. Man-Chung Tang die Ehrendoktorwürde verleihen zu können. Herr Prof. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann erhält die Auszeichnung für seine herausragenden Verdienste in der Grundlagenforschung des Massivbaus, insbesondere im Erdbebeningenieurwesen und der angewandten Baudynamik. Herr Dr.-Ing. Man-Chung Tang wurde die Auszeichnung zuerkannt für seine herausragenden Ingenieurleistungen bei der Weiterentwicklung des Großbrückenbaus.

Zweifellos - dies haben auch die eingereichten Gutachten gezeigt - sind beide Promovierten herausragende Wissenschaftler und haben hervorragende berufliche und ingenieurwissenschaftliche Leistungen erbracht. In beiden Fällen ist daher die Auszeichnung in besonderem Maße gerechtfertigt.

Den vom Fachbereich Bauingenieurwesen eingesetzten Promotionskommissionen gehörten als Mitglieder an: Die Kollegen Fehling, Kempfert, Link und Thiele sowie als wissenschaftliche Mitarbeiter Herr Dr. Jahn und Herr Krüger-Reimer.

Im Verfahren der Ehrenpromotion Bachmann, waren die beiden Gutachter Herr Prof. Dr. Josef Eibl aus Karlsruhe und Herr Prof. Dr. Gert König von der Universität Leipzig. Die beiden Gutachter im Ehrenpromotionsverfahren Tang waren die Kollegen Uwe Starossek von der TH Hamburg-Harburg und Christian Meyer von der Columbia University in New York. Allen an den Promotionsverfahren Beteiligten möchte ich danken für ihr Engagement und das überzeugende Votum, das diese Auszeichnungen ermöglichte.

Eine Ehrenpromotion ist im akademischen Leben eines Fachbereichs stets ein herausragendes Ereignis und für die Ehrenpromovierten eine besondere Auszeichnung, die nur an ganz ausgewählte Wissenschaftler und Wissenschaftlerinnen verliehen wird. In unserem Fachbereich wurden bisher nur zwei Ehrenpromotionen ausgesprochen und zwar 1992 an Herrn Prof. Dr. Wilhelm von der Emde von der TU Wien für seine wissenschaftlichen Leistungen auf dem Gebiet des Abwasser- und Gewässerschutzes und im Jahr 2001 an Herrn Prof. Dr. Weißenbach von der Universität Dortmund in Anerkennung seiner herausragenden Leistungen bei der Lösung geotechnischer Probleme bei Baugrubenkonstruktionen.

Die Verleihung an Herrn Prof. Dr. sc. techn. Bachmann und Herrn Dr.-Ing. Man-Chung Tang wurde von uns bewusst zusammengelegt, da beide Wissenschaftler im konstruktiven Bereich in ihren speziellen Gebieten vergleichbar außerordentliche Leistungen erbracht haben. Die Festveranstaltung zur Verleihung der Ehrendoktorwürden fand am Freitag, dem 11. Mai 2001 statt. Dabei konnten wir zahlreiche Gäste aus der Forschung und Ingenieurbüros begrüßen. Nach der Begrüßung durch den Dekan des Fachbereichs Bauingenieurwesen und dem Vizepräsidenten der Universität Herrn Prof. Dr.-Ing. Theuerkauf wurden die Laudationes zur Würdigung der Verdienste und zu Ehren der Jubilare von Herrn Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling und Herrn Prof. Dr.-Ing. Frieder Thiele, beide von der Universität Kassel, vorgetragen. Anschließend erfolgten die Festvorträge der Jubilare. Die interessanten Vorträge sind in dieser Broschüre abgedruckt und sollen an die Festveranstaltung und die Ehrenpromovierten erinnern.



## Laudatio

### anlässlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde an Herrn Prof. (em.) Dr. sc. techn. Hugo Bachmann

In Europa gibt es wohl kaum einen Fachmann, der die Entwicklung in den Gebieten des Stahlbeton- und Spannbetonbaus sowie im Bereich des Erdbebeningenieurwesens in den letzten Jahren und Jahrzehnten gleichermaßen beeinflusst und vorangetrieben hat, wie dies durch Sie, sehr geehrter Herr Kollege Bachmann geschah. Als Autor einer sehr großen Anzahl wissenschaftlicher Veröffentlichungen, mehrerer Bücher, aber auch als Vortragender auf Konferenzen und bei Kolloquien stechen Sie dabei durch klare und überzeugende Darstellungen hervor.

Sehr geehrte Damen und Herren, erlauben Sie mir bitte, dass ich mit Ihnen ganz kurz, nur ansatzweise, einen Blick auf den Lebenslauf des heute zu ehrenden Herrn Kollegen Bachmann werfe:

- geboren 1935
- Diplom (ETH) 1959
- Praxis in einem Ingenieurbüro und bei Stahlton- BBRV (also einer Firma, die sich mit Vorspannung beschäftigt) bis 1963
- Assistent von Prof. Thürlimann, schließlich Promotion in 1967
- Direktor einer Baufirma als Teilzeitbeschäftigung
- Ab 1969 Assistenz-Professor an der ETH Zürich
- Ab 1977 Ordentlicher Professor, ebenfalls an der ETH
- Seit 1969 als Berater für eine Vielzahl interessanter Bauaufgaben, darunter Brücken und Hochbauten in Stahl- und Spannbeton, bei Schwingungsproblemen und im Erdbebeningenieurwesen

Mit der Würde des Doktor-Ingenieurs ehrenhalber sollen Sie, Herr Bachmann, als „herausragender“ und „exzellenter“ Lehrer, Wissenschaftler und Ingenieur mit höchster Anerkennung in der Fachwelt, geehrt werden.

Der Anlass für diese Ehrung ist durch den zwischen Ihnen und dem Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel gepflegten Gedankenaustausch gegeben. Hiervon profitierte das Fachgebiet Massivbau sowohl unter der Leitung durch meinen Vorgänger, Herrn Kollegen Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. Mehlhorn, als auch jetzt unter meiner Leitung. Darüber hinaus haben z. B. Ihre Vorträge auch bei Kollegen anderer Fachgebiete hier in Kassel große Resonanz gefunden. Letztes Jahr wurden Sie emeritiert; wir sahen dies als ein Signal, ein Verfahren zur Verleihung der Ehrendoktorwürde einzuleiten.

Die Gründe für diese Ehrung jedoch sind ungleich umfassender als der Anlass: es sind dies Ihre herausragenden Leistungen in der Ingenieurwissenschaft, sowohl als Forscher, Hochschullehrer, wie auch als Ingenieur!

Bereits in Ihrer Dissertation, die sich mit dem Einfluss der Querkraft auf das Rotationsvermögen von Stahlbetonbalken befasste, konnten Sie sich „überregionales Ansehen“ erwerben. So formuliert es einer der auswärtigen Gutachter (dies waren die Kollegen Prof. König, Leipzig, und Eibl, Karlsruhe). Hierbei wie auch später verstanden Sie es, Ihre „Ergebnisse mit erstaunlicher Klarheit schlüssig darzulegen“. Vom anderen Gutachter wird vermerkt: „Die wissenschaftlich präzise Darstellung erlaubt ein rasches Verständnis und gibt dem Leser die Chance, den eigenen Fall richtig zu entscheiden.“

Es ist Ihnen immer wieder gelungen, theoretische Erkenntnisse in eine für den praktisch tätigen Ingenieur nutzbare Darstellung zu überführen. Mehr noch, durch eigene Forschung haben Sie viele Lücken der Erkenntnis gefüllt und es ist Ihnen gelungen, die Diskrepanz zwischen dem Wissensstand in der Theorie und den in der Praxis angewandten Methoden kleiner und kleiner zu machen.

Lieber Herr Bachmann, Sie können auf über 120 Veröffentlichungen in Zeitschriften und Journalen zurückblicken, in denen Sie sich „mit Fragen der Plastizität von Stahlbetonstrukturen, mit Leichtbeton, Vorspannung, Rissbildung, Schubbemessung, kurz mit den unterschiedlichsten Bereichen des Stahlbetonbaus“ befasst haben, bevor Sie sich vornehmlich Problemen der Baudynamik zuwandten. Einer der Gutachter sieht Sie hier: Ihrer „Berufung“ folgend. So sind auch vier der fünf Bücher, die Sie verfasst haben, baulynamischen Themen gewidmet.

Im Bereich der Baudynamik haben Sie sich Schwingungsproblemen allgemein und besonders dem erdbebensicheren Bauen verschrieben. Ihr Buch „Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines“ ist, so formuliert es einer der Gutachter, deshalb „so breit angenommen, weil es auf dem Hintergrund der Erfahrung mit zahlreichen Problemfällen der Baudynamik geschrieben ist.“ Weiter heißt es: „Hätten die Londoner Ingenieure Bachmann gelesen, gäbe es heute keine Schwingungsprobleme an der Millenium – Brücke über die Themse.“ Für Probleme mit Schwingungen, die durch Menschen induziert werden, - dies ist z. B. bei der Auslegung von Fußgängerbrücken oft die entscheidende Problematik - können die wissenschaftlichen Veröffentlichungen und die für die Praxis gedachten Empfehlungen von Ihnen als beste Antwort auf die Fragen des Tragwerksplaners gelten.

In Bezug auf das Erdbebeningenieurwesen sind Sie in Europa als eine Schlüsselfigur anzusehen, haben Sie sich doch „mit Ihrem Bemühen um eine notwendige, bessere Beachtung der Erdbebengefahren bei der Auslegung von Bauwerken in Europa, vornehmlich der Schweiz und Deutschland, hohes internationales Ansehen erworben“, wie in einem der Gutachten formuliert wird.

Dem Bestreben nach erdbebensicherer Konstruktion und Bemessung von Bauten folgend, hat Herr Kollege Bachmann das Prinzip der Kapazitätsbemessung zusammen mit Herrn Kollegen Paulay, University of Christchurch, Neuseeland, propagiert und weiterentwickelt. Ein Gutachter schreibt: „Das gemeinsame Buch mit Paulay „Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten“ bringt hierzu in idealer Weise alle Aspekte zusammen und ist daher für erdbebensicheres Bauen das Standardwerk. Die Philosophie der Kapazitätsbemessung wird damit erstmals im deutschen Sprachraum eingeführt.“

Besonders bei dem wichtigem Thema der Konstruktion und Bemessung von Schubwänden hat Herr Kollege Bachmann überaus klar aufgezeigt, wie hier Kapazitätsbemessung erfolgen kann. Damit kann duktiles Verhalten erreicht werden, was gewissermaßen als der Schlüssel für Erdbebensicherheit angesehen werden kann. Seine Veröffentlichungen hierzu sind richtungweisend.

Im Zuge der europäischen Normung haben Sie der Fachwelt überaus wertvolle Kommentare und Kritiken zu den Entwürfen für die neuen Regelwerke übermittelt, so zum Beispiel zum Eurocode 8 für erdbebensicheres Bauen, der zur Zeit als CEN-Norm weiter zu entwickeln ist. Diese Kommentare, wie ich selbst zum Beispiel beim Thema Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten als Mitglied des zuständigen Project-Teams sehen konnte, stechen hervor durch Klarheit der Argumentation sowie Treue zu den wissenschaftlichen Prinzipien einerseits und Praxistauglichkeit andererseits. Sie identifizieren Fehlentwicklungen in der Normung, und ermöglichen es, diese zu korrigieren.

Die Bedeutung von Herrn Kollegen Bachmann im Erdbebeningenieurwesen manifestiert sich auch darin, dass er als Vertreter Europas in der International Association for Earthquake Engineering (IAEE) eine von 12 Persönlichkeiten ist, die weltweit 57 Länder vertreten. Ferner ist er Mitglied im Editorial Board bei drei von etwa vier führenden international erscheinenden Fachzeitschriften im Bereich Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen. Die vielfältigen Aktivitäten von Herrn Kollegen Bachmann in Kommissionen der SIA, bei CEB oder RILEM aufzuzählen, würde hier absolut den Rahmen sprengen.

Seine Rolle als erfolgreicher Hochschullehrer zeigt sich unter anderem in der Zahl seiner bisherigen Promovenden, circa 30. In den Gutachten zur Ehrenpromotion wird vermerkt, dass Herr Kollege Bachmann in erheblichem Maße zum Ansehen der Züricher Hochschule“ (Eidgenössischen Technischen Hochschule ETH Zürich) beigetragen hat. Als Lehrender wurden Sie von Kollegen, ganz besonders aber von den Studierenden ob der gut vorbereiteten Vorlesungen und Vorträge und der vorbildlichen Unterlagen gelobt.

Sehr geehrter, lieber Herr Bachmann, lassen Sie mich an dieser Stelle einige persönliche Bemerkungen einflechten. Wir haben uns das erste Mal kennen gelernt, als sie Anfang der 80-er Jahre in Darmstadt einen Vortrag über Schwingungsprobleme und Schwingungsmessungen hielten.

Wer Vorträge von Ihnen kennt, weiß, dass man darin als Zuhörer einige, oft belastigende Highlights erwarten darf. Besonders in Erinnerung geblieben sind mir beispielsweise die rätselhaften schwingenden Kakteen in einer Hochhaus-Wohnung. Die Wohnungsinhaberin wunderte sich, warum die zwei Arme ihres großen Kaktus immer wieder gegeneinander in Zuckungen gerieten und dann wieder für eine Zeitlang stillstanden, um anschließend von neuem das Tanzen anzufangen. Dieses vermeintliche Spiel übernatürlicher Kräfte wurde von Ihnen demaskiert: eine Schwebung, verursacht durch Schwingungsübertragung durch den Baugrund und ausgehend von Maschinen einer in etlicher Entfernung gelegenen Fabrik.

Oder die Sache mit dem rhythmischen Luftzug durch die Tür im Raum unter einem Tanzsaal: Die Schilderung, wie Sie der Sache durch Hüpfübungen der Tänzer - oder waren es Ihre eigenen Mitarbeiter, ich weiß es nicht mehr genau- jedenfalls immer im Takt eines von Ihnen mitgebrachten Metronoms, nachgegangen sind, fand ich einfach göttlich. Was sich herausstellte, war folgendes: Brachte man die Decke unter dem Tanzsaal z. B. durch den entsprechend geeigneten Samba in die Nähe ihrer Resonanzfrequenz, so komprimierte sie den Luftraum unterhalb erheblich im Takt der Deckenschwingungen. Die Luft konnte nicht anders, als sich einen Weg durch die offene Tür nach draußen und dem Takt gehorchend gleich wieder hinein zu suchen.

Zwar dachte ich damals, dass das ein eher kurioser Einzelfall sei. Kaum zwei Jahre später wurde ich allerdings eines besseren belehrt, als ich in Darmstadt fast genau mit dem gleichen Problem konfrontiert wurde; nämlich mit den immer Dienstag nachmittags auftretenden Schwingungen der Glaswand einer Schwimmhalle, die unter einer Turnhalle lag. Jeweils Dienstag nachmittag fand oben in der Turnhalle Handballtraining statt; die Schrittfrequenzen der Handballsportler brachten die schlanke Decke in ziemliche Erregung, das Luftvolumen gab dies an die nachgiebige Glaswand weiter. Auch bei unseren Messungen bewährte sich übrigens die Bachmannsche Metronom- und Hüpfmethode.

Mit dem Thema Dämpfung haben Sie sich intensiv beschäftigt: sei es um die Dämpfungseffekte bei Stahlbetonbauteilen besser zu verstehen und zu erklären, oder sei es allgemein im Hinblick auf die Rolle der Dämpfung in der Baudynamik. Dass Dämpfung sich manchmal hilfreich und in anderen Fällen wiederum ungünstig auswirken kann, klingt bei Hugo Bachmann so: „Die Dämpfung ist ein Heimlfei ! “

Wir Nichtschweizer haben an dieser Stelle vor etwa 3 ½ Jahren von Ihnen gelernt, dass ein Heimlfei eine Art Kobold ist, der uns immer wieder mit seinen unerwarteten Streichen aufs Korn nimmt; und das offenbar nicht nur in der Schweiz, seiner Heimat.

Dieses Stichwort bringt mich auf einen ganz anderen Aspekt Ihres Wirkens für Ihre Mitmenschen, nämlich auf politischer Ebene: Ihrer Initiative ist es zu verdanken, dass über die Förderung der Fuß- und Wanderwege in der Schweiz nachgedacht und eine Volksabstimmung abgehalten wurde. Als Ergebnis steht nun ein entsprechender Artikel in der Schweizer Verfassung, angenommen mit 77,6% Ja-Stimmen.

Zum Schluss möchte ich zusammen mit meinen allerbesten Wünschen für Sie anlässlich dieser Ehrung die abschließenden Formulierungen der Gutachter weitergeben. So heißt es über die vorgesehene Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber an Sie, lieber Herr Kollege Bachmann:

„Er genießt in der Fachwelt höchste Anerkennung. Angesichts dieser Verdienste befürworte ich voll und ganz die vorgesehene Würdigung.“

sowie

„Es versteht sich nach diesen Ausführungen, dass ich der Universität Kassel zu einer entsprechenden Entscheidung nur uneingeschränkt gratulieren könnte.“

Herr Kollege Bachmann, es ist uns eine große Freude, Ihnen die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber antragen zu können!

Kassel, den 11. Mai 2001

Der Fachbereich  
Bauingenieurwesen  
der Universität  
Gesamthochschule Kassel  
verleiht Herrn

**Prof. Dr. sc. techn.  
Hugo Bachmann**

die Würde eines

**Doktors der  
Ingenieurwissenschaften  
ehrenhalber  
(Dr.-Ing. e. h.)**

in Anerkennung herausragender  
Verdienste in der Grundlagenforschung  
des Massivbaus sowie maßgebender  
Impulse für das Erdbebeningenieurwesen  
und die angewandte Baudynamik.

Kassel, den 11. Mai 2001

Der Präsident

*Rolf-Dieter Postlep*  
(Prof. Dr. Rolf-Dieter Postlep)

Der Dekan

*G. Franz*  
(Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz)





Vortrag aus Anlass der Ehrenpromotion  
vom 11. Mai 2001 an der Universität Kassel

**Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen  
– hochinteressant!**

Hugo Bachmann  
Prof. em., Dr. sc. techn., Dr.-Ing. E. h.  
Eidgenössische Technische Hochschule ETH Zürich



Sehr geehrter Herr Universitäts-Präsident,  
verehrter Herr Dekan, verehrte Herren Kollegen,  
Assistenten und Studenten, meine sehr verehrten Damen und Herren.

Ich stehe hier vor Ihnen aus Anlass der heutigen Ehrenpromotion, und ich will Ihnen erzählen von einem Fachgebiet, das mich in meiner Tätigkeit an der ETH Zürich ganz besonders fasziniert hat – und es immer noch tut. Aber bevor ich damit beginne, möchte ich mich sehr herzlich bedanken für die hohe Ehre, die mir hier zu Teil geworden ist. Ich danke vorerst und vor allem denjenigen Persönlichkeiten, welche die Idee hatten, mich für diese Ehrung vorzuschlagen. Jemand musste ja die Initiative ergreifen und diesen Vorschlag machen. Das genügte aber sicher nicht, es war notwendig aber nicht hinreichend. Ich danke deshalb auch all jenen, die sich dieser Idee nicht widersetzt haben, die also keinen Einspruch erhoben haben. Ja, das hätte ja auch passieren können, und dann stünde ich jetzt nicht hier. Und schließlich danke ich auch den Behörden der Universität, dass sie solche akademischen Ehrungen überhaupt erst ermöglichen.

Ich habe natürlich nicht schlecht gestaunt, als mich Herr Kollege Fehling seinerzeit anrief und mich fragte, ob ich denn eine solche Ehrung überhaupt annehmen würde. Ich muss gestehen, lieber Herr Fehling, dass Sie mich mit dieser Frage nicht in Verlegenheit gebracht haben; denn die Universität Gesamthochschule Kassel ist zwar noch eine verhältnismässig junge Institution, aber sie hat sich – auf jeden Fall im konstruktiven Ingenieurbau, wo ich das direkt beurteilen kann – rasch einen ausgezeichneten Ruf erworben, vor allem durch die herausragenden Forschungsarbeiten und die internationale Ausstrahlung der Professoren Mehlhorn und Thiele. Ich freue mich daher sehr, heute aus Anlass dieser schönen Feier hier zu sein, und ich möchte allen sehr herzlich danken, die dazu beigetragen haben.

Der Titel meines Vortrages "Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen – hochinteressant!" ist vorerst mal eine – wohl etwas gewagte – Behauptung, die noch zu beweisen ist. Ich möchte versuchen, diesen Beweis zu erbringen durch ein paar Hinweise auf wesentliche Problemstellungen und auf einige Arbeiten, die wir in den letzten Jahren in Zürich durchgeführt haben. Dazu will ich betonen, dass fast alles, was ich hier vortrage, ich nicht selbst gemacht habe. Das meiste haben die rund 25 Doktoranden gemacht, die bisher im Bereich Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen abgeschlossen haben. Ja, ein richtiger Professor, der arbeitet ja nicht selbst, sondern er sagt seinen Mitarbeitern, was sie allenfalls tun könnten ...

## Unterschied Baustatik – Baudynamik

Was ist eigentlich der Unterschied zwischen der Baustatik und der Baudynamik? Oder zwischen ruhenden und schwingenden Tragwerken? Das lässt sich nicht einfach und kurz sagen, aber etwas Wesentliches sieht man aus der Gleichgewicht-Differentialgleichung bei Tragwerken (Bild 1):

The slide has a dark blue background with a red header bar. The title 'Gleichgewichts - Differentialgleichung bei Tragwerken' is in yellow. Below it, 'Statische Lasten:' is in white. A blue box contains the equation  $\underline{K} \cdot \underline{x} = \text{Einw.}$ . Then 'Dynamische Einwirkungen:' is in white. A blue box contains the equation  $\underline{M} \cdot \underline{\ddot{x}} + \underline{C} \cdot \underline{\dot{x}} + \underline{K} \cdot \underline{x} = \text{Einw.}$ . The ETH Zürich logo is in the bottom right corner.

*Bild 1:  
Wenn man von der  
Baustatik zur Bau-  
dynamik geht, wird  
Einiges komplizierter  
und auch  
anspruchsvoller*

Wenn nur statische Lasten, also ruhende Einwirkungen, vorhanden sind, dann besteht diese Gleichung nur aus 2 Termen: Dem Term der Steifigkeitskräfte und dem Belastungs- oder Einwirkungsterm. Wenn hingegen dynamische, also bewegte, Einwirkungen da sind, dann kommen zwei wichtige Terme hinzu: Der Term der Massenkkräfte und der Term der Steifigkeitskräfte. Und sämtliche Terme sind zeitabhängig : Die Einwirkung, die Verschiebung  $x$ , die Geschwindigkeit  $\dot{x}$  und die Beschleunigung  $\ddot{x}$  .

Sofern sich das Tragwerk linear, d. h. elastisch verhält, kann diese Gleichung im Frequenzbereich behandelt werden. Wenn das Tragwerk aber plastische Verformungen erfährt und sich also nichtlinear verhält –was vor allem bei Erdbeben der Fall ist–, dann muss die Gleichung behandelt, und eine schrittweise Integration im Zeitbereich durchgeführt werden. Fazit: Wenn man von der Baustatik zur Baudynamik geht, wird Einiges komplizierter und auch anspruchsvoller!

Ich möchte nun in einem 1. Teil eingehen auf *Schwingungsprobleme bei Bauwerken*, bei denen die Tragwerke noch einigermaßen elastisch bleiben und wo wir eben im Frequenzbereich arbeiten können und dann in einem 2. Teil auf die *Erdbebenbeanspruchung von Bauwerken*, bei der die Tragwerke auch große plastische Verformungen erfahren können und wo wir im Zeitbereich arbeiten müssen. Und zum Schluss möchte ich einen Videofilm zeigen von einer Serie von Forschungsversuchen, die wir mit dem ETH-Erdbeben-Simulator durchgeführt haben.

## Immer mehr Schwingungsprobleme

In der Praxis des Bauwesens gibt es immer mehr Schwingungsprobleme. Warum? Die wichtigsten Gründe sind etwa folgende: Es werden immer mehr hochwertige Baustoffe verwendet, und diese werden – für statische Lasten! – immer mehr ausgenutzt. Das führt zu schlankeren Konstruktionen, d. h. kleineren Trägerhöhen bzw. größeren Spannweiten. Und es führt zu kleineren Steifigkeiten und Massen, wobei die Abnahme der Steifigkeiten überwiegt, was kleinere Eigenfrequenzen bewirkt; aber es muss dann auch weniger Masse in Bewegung gesetzt werden. Und es gibt oft auch intensivere dynamische Einwirkungen; z. B. neue Produktionsmaschinen laufen rascher als ältere, deshalb geben sie in höheren Frequenzen größere dynamische Kräfte ab. Andererseits zeigt sich eine größere Empfindlichkeit der Menschen. Durch die zunehmenden Umwelteinflüsse sind wir empfindlicher geworden, und es wird früher reklamiert. Aber trotz der zunehmenden Schwingungsprobleme – und das hat jetzt direkt mit unserer Zunft, den Bauingenieuren, zu tun –, trotzdem werden Bauwerke, von denen man eigentlich weiß, dass sie schwingungsanfällig sein können, oft nach wie vor nur für statische Lasten bemessen ...

### Schwingungsprobleme bei Bauwerken

1. Menschengeregte Schwingungen
  - Fußgängerbauwerke
  - Decken in Gebäuden
  - Turn- und Sporthallen
  - Tanzlokale und Konzertsäle
  - Sprungtürme in Schwimmbädern
2. Maschinenerregte Schwingungen
  - Decken und Fundamente
  - Glockentürme
  - Konstruktionen mit Körperschall
  - Bauwerke mit Schwingungen
3. Winderregte Schwingungen
  - Gebäude
  - Türme
  - Kamine und Masten
  - Brücken
  - Kragdächer
4. Durch Verkehr und Bauarbeiten erregte Schwingungen
  - Brücken
  - Bauwerke in der Nähe von Straßen und von Bahnen
  - Bauwerke in der Nähe von Baustellen (Sprengen, Rammen, Vibrieren, Verdichten usw.)

*Bild 2: Systematische Übersicht zu Schwingungsproblemen bei Bauwerken*

Bild 2 zeigt eine systematische Übersicht zu den Schwingungsproblemen bei Bauwerken. Es gibt die sogenannten menschenerregten Schwingungen, d. h. solche, die durch vor allem rhythmische menschliche Körperbewegungen verursacht werden. Zu den Fußgängerbauwerken gehören auch leichte Treppen, und bei den Konzertsälen können auch Tribünen von Sportstadien mit Pop-Konzerten eingeordnet werden. Die maschinenerregten Schwingungen wurden bereits erwähnt. Vermehrt treten auch Bauwerksschwingungen auf, die durch Wind angeregt werden, und ähnlich ist es mit solchen durch Verkehr und Bauarbeiten.

Wir haben uns in Zürich mit den meisten Arten und Ursachen dieser Schwingungsprobleme befasst und zwar in der Forschung und bei praktischen Fällen der Schwingungssanierung von Bauwerken. Ich beschränke mich hier auf die menschenerregten Schwingungen, wo wir einen besonderen Schwerpunkt gesetzt haben.

### **Menschenerregte Schwingungen aktueller denn je**

Bild 3 zeigt eine Einrichtung zur Messung der vertikalen dynamischen Kraft aus Klatschen. Rhythmisches Klatschen kann maßgebend sein für die dynamische Bemessung von großen Konzertsälen. Am Boden befindet sich eine Messplatte, und wenn jemand auf dem Stuhl sitzt und rhythmisch klatscht, dann werden auf dem Bildschirm Größe und zeitlicher Verlauf der vertikalen Kraft sowie das zugehörige Fourieramplitudenspektrum im Frequenzbereich angezeigt. Wir haben diese Messeinrichtung auch benützt zur Erforschung der dynamischen Kräfte aus anderen rhythmischen Körperbewegungen, z. B. aus Hüpfen am Ort.



*Bild 3:  
Einrichtung zur Messung der vertikalen  
dynamischen Kraft aus rhythmischem  
Klatschen*

Bild 4 zeigt den zeitlichen Verlauf der dynamischen Kraft infolge Hüpfens einer Person mit einem Eigengewicht von 0.72 kN und einer Hüpf Frequenz von 2 Hz. Die maximale Kraft beträgt etwa das 6-fache des Körpergewichts. Wir haben dann im Labor der ETH Zürich solche und ähnliche Funktionen gewissermaßen losgelassen auf verschiedene durch Spannglieder ohne Verbund teilweise vorgespannte Träger aus Leichtbeton, unter anderem auf einen 14 m langen und 80 kN schweren sogenannten Turnhallenträger mit einer Grundfrequenz von 5.2 Hz (hinterer Träger im Bild 5).

Durch das Hüpfen eines Mannes entstanden derart starke Schwingungen, dass der Träger von den Auflagern abhob und somit einen eigentlichen Luftsprung vollführte<sup>1)</sup>.

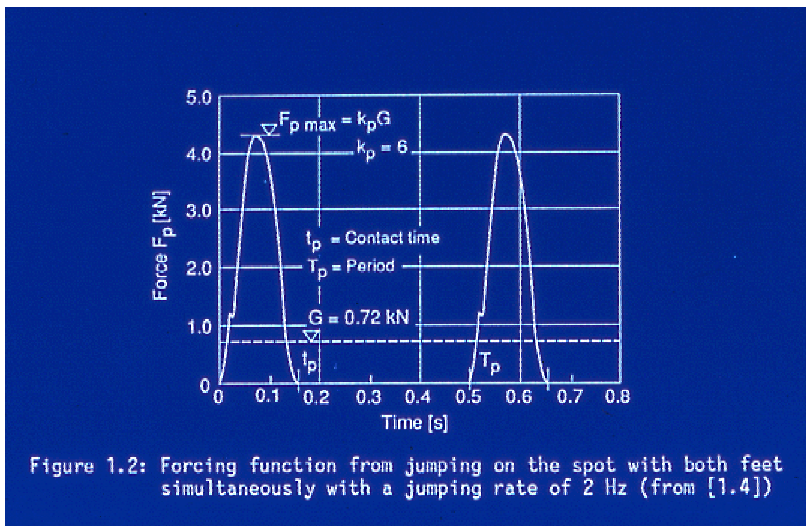
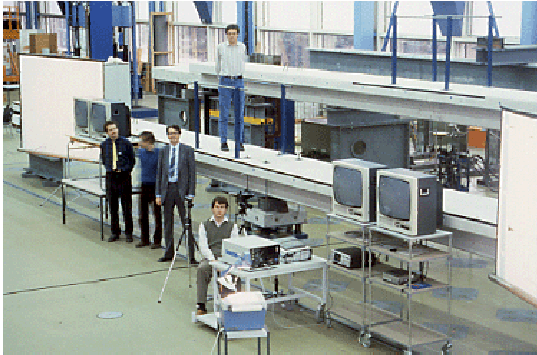


Bild 4: Zeitlicher Verlauf der dynamischen Kraft infolge Hüpfens einer Person mit einer Hüpf Frequenz von 2 Hz

Aufgrund solcher Forschungsarbeiten sowie zahlreicher als Experte bearbeiteten praktischen Fällen haben wir Methoden für die dynamische Bemessung von Bauwerken mit menschenereigten Schwingungen entwickelt. Eine relativ grobe und pauschale Methode, die sich aber in der Praxis bewährt hat, ist die Frequenzabstimmung des Tragwerks<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Vergleiche "Wenn Bauwerke schwingen – Eine lockere Betrachtung anhand von 10 Thesen" im Bauingenieur, November 2000.



*Bild 5:  
"Turnhallenträger" (hinten),  
der infolge der  
Schwingungen aus dem  
Hüpfen eines Mannes von  
den Auflagern abhob und  
somit einen eigentlichen  
Luftsprung vollführte*

Dabei geht es darum, für die Grundfrequenz des Tragwerks in Abhängigkeit von der Bauwerksart (maßgebende Einwirkung) und der Bauweise (Material) bestimmte Werte zu erreichen. Werden diese einfachen Regeln missachtet, so kann es zu gravierenden Schwingungsproblemen und entsprechenden aufwendigen Sanierungsmassnahmen kommen. Einige Beispiele mögen dies veranschaulichen.

### **Aufwendige Sanierungsmaßnahmen**

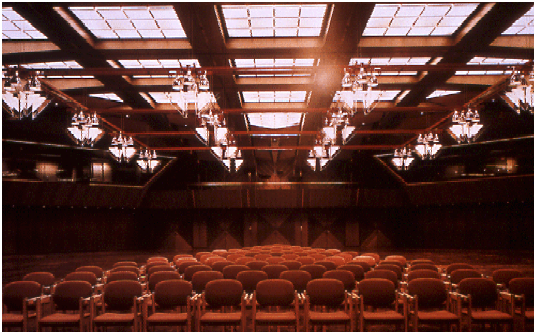
Bild 6 zeigt die Zwischendecke einer doppelstöckigen Turnhalle. Die noch sichtbare ursprüngliche Decke, eine Stahlbetonrippendecke, war nur für statische Lasten bemessen worden. Sie zeigte starke Schwingungen beim normalen Turnbetrieb und insbesondere bei Hüpfübungen ganzer Gruppen, und sie musste deshalb saniert werden.



*Bild 6:  
Zwischendecke einer  
doppelstöckigen Turnhalle  
mit Schwingungssanierung  
durch den Einbau eines  
Stahlträgerrostes*

Die Sanierung erfolgte durch den Einbau eines Trägerrostes aus Stahl. Dadurch wurde die Grundfrequenz von 5.2 Hz auf etwa 8 Hz angehoben (Hochabstimmung der Bauwerksfrequenz auf die Frequenz der 2. Harmonischen der Fourier-Zerlegung des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Kraft aus "Hüpfen am Ort"). Damit konnten die Schwingungen auf ein zulässiges Maß reduziert werden.

Bild 7 zeigt den Blick in einen Gesellschaftssaal, der auch für Tanzveranstaltungen benützt wurde. Auch diese Decke war nur für statische Lasten bemessen worden und zeigte starke Schwingungen. Meist wurde in der Mitte des Saales getanzt, und rundherum standen Tische mit Geschirr. Dabei wurde das Geschirr "lebendig", es klapperte und wanderte auf den Tischen herum und manchmal auch zu Boden. Der Saal war nicht gebrauchstauglich, er musste saniert werden, und zwar durch den Einbau von 6 vertikalen und 2 schrägen Stützen.



*Bild 7:  
Gesellschaftssaal mit  
starken Schwingungen  
bei Tanzveranstaltungen*

Bild 8 zeigt den Einbau einer dieser Stützen in mühsamer Handarbeit, da keine leistungsfähigen Hebezeuge benützt werden konnten. Solche Schwingungs-sanierungen sind stets sehr aufwendig und mit vielen Diskussionen – oft auch Schuldzuweisungen –, Abklärungen und weiteren Umtrieben verbunden. Viel einfacher und besser ist es, bei der Planung und Bemessung des Bauwerks die Regeln zur Frequenzabstimmung einzuhalten.



*Bild 8:  
Schwingungssanierung der Decke unter  
dem Gesellschaftssaal durch Einbau von  
Stützen in mühsamer Handarbeit*



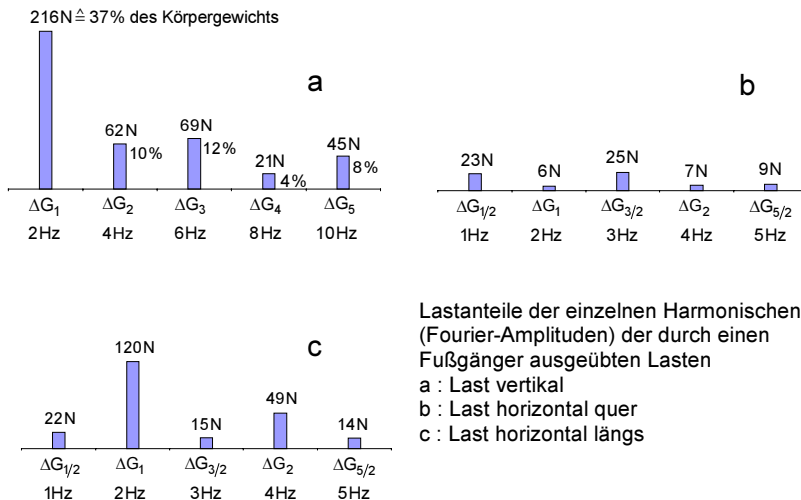
## Horizontale Brückenschwingungen durch Fußgänger

Bild 9 zeigt eine Fußgängerbrücke mit starken Schwingungen horizontal quer zur Brückenachse. Die Brücke besteht aus Stahlbeton, hat Regelspannweiten von 15 m und eine Breite von 4 m.



*Bild 9:  
Fußgängerbrücke mit  
starken Schwingungen  
horizontal quer zur  
Brückenachse*

Als zahlreiche Fußgänger von einer Seite her über die Brücke strömten, begann diese stark zu schwingen, was die Fußgänger sehr verängstigte und panikartige Reaktionen hervorrief. Dynamische Untersuchungen zeigten, dass die Grundfrequenz der Brücke horizontal quer zur Brückenachse nur 1 Hz betrug. Es ist schon lange bekannt, dass der Mensch beim Gehen nicht nur in vertikaler sondern auch in horizontaler Richtung dynamische Kräfte abgibt, und zwar quer zur Gehrichtung vor allem in der halben Schrittfrequenz.



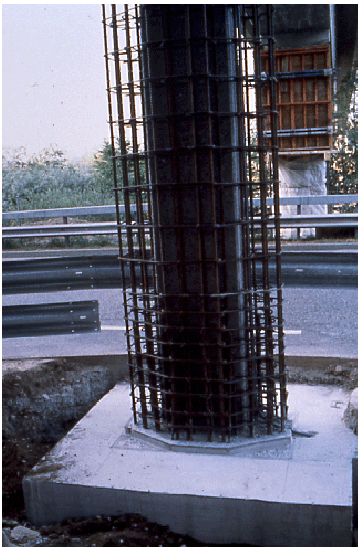
*Bild 10: Fourier-Amplituden des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Kräfte eines Fußgängers für die Richtungen vertikal, horizontal quer und horizontal längs*



Bild 10 zeigt die entsprechenden Fourieramplituden für die Richtungen vertikal, horizontal quer und horizontal längs aus einer unserer Publikationen der 80er-Jahre. Wenn also jemand in der normalen Schrittfrequenz von etwa 2 Hz geht, gibt er mit 1 Hz seitliche Kräfte ab, die im Maximum bis etwa 10 % des Körpergewichtes betragen können. Das gab hier Resonanz mit der Brückenfrequenz von 1 Hz und die Brücke musste durch eine Versteifung der bestehenden Stahlbetonstützen saniert werden.

Bild 11 zeigt, wie die Stützen aufgeraut und mit einem Bewehrungskorb und Beton ummantelt wurden. Und um die Einspannung der versteiften Stützen zu gewährleisten, mussten auch die Pfahlkopfplatten der Fundamente versteift werden.

Ein ähnlicher Fall ist die Millenniumsbrücke über die Themse in der Mitte von London. Das 3-feldrige Bauwerk hat eine Mittelspannweite von 140 m und Seitenspannweiten von 100 m bzw. 80 m. Das Tragwerk besteht aus zwei Gruppen von endverankerten Spannkabeln und einem dazwischen liegenden, durch Querträger mit variabel geneigten Randbereichen gestützten Gehweg.



*Bild 11:  
Schwingungssanierung der horizontal  
schwingenden Fußgängerbrücke durch  
Versteifung der Stützen und Pfahlkopf-  
platten*

Bild 12 zeigt einen Zeitungsausschnitt vom 13. Juni 2000 : "Neue Brücke macht die Leute seekrank" und "Kaum eröffnet und schon wieder geschlossen" sind die Hauptaussagen. Bei der feierlichen Eröffnung spazierten rund 2000 Fußgänger über die Brücke. Diese zeigte starke Schwingungen horizontal quer zur Brückenachse mit Amplituden bis zu  $\pm 70$  mm. Viele Fußgänger konnten nicht mehr weiter gehen und mussten sich am Geländer festhalten.

## Neue Brücke macht die Leute seekrank

LONDON – Kaum eröffnet und schon wieder geschlossen. Die neue Brücke über die Themse wurde gestern für die Fußgänger schon wieder gesperrt – weil sie seekrank macht.

Die vom Stararchitekten Sir Norman Foster entworfene Hängebrücke hatte am Samstag unter dem Gewicht der Tausenden von Menschen so stark geschwankt, dass man um die Sicherheit der Fußgänger fürchtete. Ausserdem klagten mehrere der Brückenbegänger über Übelkeit.

So beschloss man gestern, dass das neue Bauwerk vorläufig für die Öffentlichkeit geschlossen wird. Experten sollen jetzt untersuchen, warum die «Millennium Bridge» beweglicher ist, als geplant.



Die «Millennium Bridge» in London schwankt – und macht scheinbar seekrank. Keystone

*Bild 12: Zeitungsausschnitt betreffend die eröffnete und wieder geschlossene Millenniumsbrücke über die Themse in London mit horizontalen Schwingungs-Amplituden bis zu  $\pm 70$  mm*

Die Millenniumsbrücke weist eine geringe Seitensteifigkeit und deshalb Eigenfrequenzen auch im Bereich von 0.8 bis 1.2 Hz auf. Diese werden angeregt durch die dynamischen Kräfte der Fußgänger bis etwa 1 Hz. Die Millenniumsbrücke muss für rund 15 Millionen DM saniert werden. Die Arbeiten sind im Gang und man hofft, die Brücke gegen Ende des Jahres 2001 wieder eröffnen zu können. Ein weiterer ähnlicher Fall betrifft die Passerelle Solferino über die Seine in Paris (Bild 13). Auch diese Brücke zeigte starke, durch die Fußgänger induzierte Querschwingungen; sie musste nach der feierlichen Eröffnung vom 15. Dezember 1999 geschlossen und durch aufwendige, rund ein Jahr dauernde Arbeiten saniert werden. Es ist offensichtlich, dass wichtige Aspekte der Baudynamik und insbesondere solche möglicher menscheninduzierter Schwingungen im Bewusstsein mancher Bauingenieure noch nicht genügend verankert sind.



*Bild 13:  
Eröffnete und wieder geschlossene  
Passerelle Solferino  
über die Seine in Paris  
mit starken  
horizontalen  
Schwingungen*

## Schwingungstilger für bestehende und neue Bauwerke

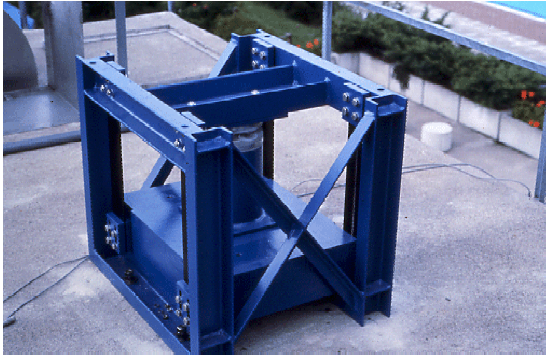
Schwingende Bauwerke können durch Schwingungstilger beruhigt werden. Tilger sind Massen-Feder-Dämpfer, die bezüglich ihrer Eigenfrequenz und ihrer Dämpfung auf die dynamischen Eigenschaften des zu beruhigenden Tragwerks genau abgestimmt sein müssen.



*Bild 14:  
Sprungturm aus Stahlbeton mit starken  
vor allem horizontalen Schwingungen und  
breiten Rissen*

Bild 14 zeigt einen Sprungturm aus Stahlbeton in einem Schwimmbad. Junge Leute hatten immer wieder ihre helle Freude daran, den Sprungturm in starke Schwingungen zu versetzen. Es wurde berichtet, dass horizontale Auslenkungen der oberen Plattform von bis zu  $\pm 100$  mm beobachtet worden seien, und es entstanden breite Risse. Der Sprungturm musste gesperrt und saniert werden. Eine Sanierung durch bauliche Maßnahmen (Versteifung) wäre jedoch sehr aufwendig gewesen, und sie hätte gravierende Eingriffe in das architektonische Erscheinungsbild zur Folge gehabt. Die Sanierung erfolgte deshalb durch einen selbst entwickelten speziellen Horizontaltilger, der auf der oberen Plattform fest montiert wurde.

Bild 15 zeigt den Tilger mit der horizontal schwingenden Masse, den Federn – das sind in diesem Fall Blattfedern aus Stahl – und einem viskosen Dämpfer. Der Tilger wurde mit einer Blechhaube abgedeckt, und manchmal scheint es, dass er darunter so vor sich hin träumt ... Aber der Tilger wird hellwach, sobald der Sprungturm schwingen möchte, und er beginnt sofort, die Schwingungen zu bekämpfen. Dabei ist er sehr wirksam: Bild 16 zeigt die Zeitverläufe der Beschleunigung ohne und mit Tilger: Ohne Tilger konnte ein einziger Mann horizontale Beschleunigungen von mehr als  $3 \text{ m/s}^2$ , also etwa 30 % der Erdbeschleunigung  $g$ , erzeugen.



*Bild 15:  
Schwingungstilger mit  
horizontal schwingender  
Masse auf dem  
Sprungturm*

Mit Tilger waren nur noch etwa  $0,5 \text{ m/s}^2$  möglich. Die Schwingungen werden also durch den Tilger um einen Faktor 6 reduziert.

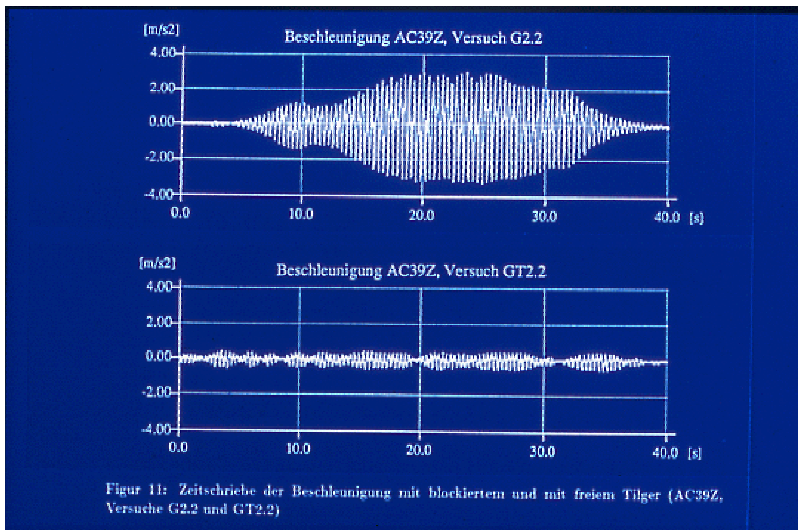


Bild 16: Zeitverläufe der horizontalen Beschleunigungen des Sprungturms ohne (oben) und mit (unten) Tilger

Tilger können aber nicht nur zur Schwingungssanierung bestehender Bauwerke dienen, sie werden immer mehr auch bei neu zu erstellenden Bauwerken von Anfang an eingeplant.

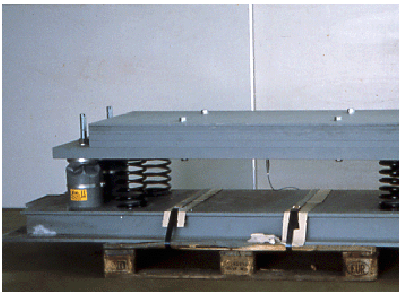
Bild 17 zeigt eine sehr schlanke und hübsche Fußgängerbrücke aus Stahl mit freien Spannweiten von 45 m und 30 m und Zwischenaufhängungen durch Schrägkabel. Die Brücke wurde vorerst nur für statische Lasten bemessen. Aber gleich anschließend wurde eine dynamische Analyse durchgeführt, da die Brücke durch Fußgänger zu starken Schwingungen hätte angeregt werden können.

Deshalb wurde im Hohlkasten des Brückenträgers der im Bild 18 gezeigte Tilger mit 1000 kg schwingender Masse eingebaut. Auch dieser Tilger ist gut zugänglich. Denn Tragwerke können sich verstimmen – z. B. wenn ein neuer Belag eingebaut wird oder Veränderungen am Gelände vorgenommen werden – und dann muss der Tilger neu abgestimmt werden.



*Bild 17:  
Schlanke  
Schrägkabelbrücke aus  
Stahl mit von Anfang an  
eingeplantem Tilger*

Die Tilgertechnik wird in Zukunft eine große Bedeutung erlangen. Auch semi-aktive und aktive Systeme – durch Hydraulik und Elektronik veränderte Steifigkeiten und beschleunigte Massen – zur raschen Verstimmung und Dämpfung schwingender Konstruktionen dürften integrierender Bestandteil vieler Ingenieurtragwerke werden.



*Bild 18: Im Hohlkasten der  
Schrägkabelbrücke eingebauter Tilger  
mit einer schwingenden Masse von 1000  
kg*

Das waren einige Hinweise auf Schwingungsprobleme bei Bauwerken, bei denen die Tragwerke im Allgemeinen "nur" elastische Verformungen erfahren.

Die dargestellten und viele andere Beispiele zeigen, und ich bin davon überzeugt : In Gang befindliche und kommende Entwicklungen im Bauingenieurwesen – vor allem die vermehrte Anwendung hochfester und zugleich leichter Baustoffe, von Kohlefaserprodukten über innovative Holz-Beton-Konstruktionen bis zu hochfestem Leichtbeton – diese Entwicklungen werden in manchen Fällen und Anwendungsbereichen nur erfolgreich sein, wenn es gelingt, die Schwingungen zu beherrschen. Genau das, die Schwingungen moderner Tragwerke beherrschen, ist eine der zentralen Aufgaben der Baudynamik.

### **Was geschieht eigentlich bei einem Erdbeben?**

Eine andere Art von dynamischer Einwirkung und Beanspruchung erzeugen die Erdbeben, bei denen die Tragwerke auch große plastische Verformungen erfahren können. Dabei werden die Tragwerke auf brutale Weise hin und her und hin und her bewegt, also zyklisch beansprucht, und trotz plastischen Verformungen, die ein Vielfaches der elastischen betragen, sollte kein Bruch erfolgen. Die Tragwerke sollten also eine große plastische Verformbarkeit, d. h. eine große Duktilität aufweisen. Das ist ein Hauptziel einer modernen Erdbebenbemessung: Ein duktileres Tragwerk, das eine mehrfach größere Sicherheit gegen Einsturz als ein analoges sprödes Tragwerk aufweist.

Was geschieht eigentlich bei einem Erdbeben? Bei einem Erdbeben bewegt sich der Boden rasch horizontal hin und her und auch vertikal auf und ab; vertikal meist etwas weniger als horizontal. Wie lange dauert das? Z. B. ein mittelstarkes Schadenbeben, das dauert etwa 10 bis 20 Sekunden: Das ist also ziemlich kurz. Wie groß sind die maximalen Ausschläge der Bodenbewegung? Nehmen wir ein typisches Beben im Rhônetal, im Kanton Wallis, wo es immer wieder solche Erdbeben gegeben hat, mit etwa Magnitude 6 oder etwas stärker: Da liegen die maximalen horizontalen Bodenverschiebungen in der Größenordnung von 8, 10 oder 12 cm. Oder nehmen wir ein Basler Beben, wie es sich 1356 ereignet hat, als Basel weitgehend zerstört wurde, mit etwa Magnitude 6.5 oder etwas stärker: Da liegen die maximalen Bodenverschiebungen in der Größenordnung von 15 bis 20 cm, vielleicht auch etwas mehr.

Und was geschieht mit den Bauwerken? Wenn sich der Boden rasch hin und her bewegt, dann werden die Fundamente der Bauwerke gezwungen, diese Bewegung mitzumachen. Der obere Teil der Bauwerke aber, der möchte – wegen seiner Massenträgheit – sozusagen am liebsten dort bleiben, wo er immer gewesen ist. Das bewirkt starke Schwingungen und -Verformungen, die zu erheblichen Schäden am Tragwerk und im Extremfall zum Einsturz führen können.

Bild 19 zeigt den Fall eines sogenannten weichen Erdgeschosses. Ein solches entsteht, wenn Aussteifungen, vor allem Wände, die in den Obergeschossen vorhanden sind, im Erdgeschoss weggelassen und durch Stützen ersetzt werden. Wenn sich dann der Boden hin und her bewegt, sind die Stützen nicht in der Lage, die Bewegungen aufzufangen, und sie knicken ein.





*Bild 19:  
Hier ist ein sogenanntes  
weiches Erdgeschoss  
verschwunden; die  
dortigen Stützen sind  
noch sichtbar*

Beim Gebäude von Bild 20 waren im Erdgeschoss zwar aussteifende Wände vorhanden; aber sie waren im Grundriss stark exzentrisch, d. h. in der Nähe der hinteren Gebäudeecke angeordnet. Deshalb hat sich das Gebäude darum herum verdreht und die vorderen Stützen sind eingeknickt.



*Bild 20:  
Dieses Gebäude hat sich  
um die stark exzentrische  
Aussteifung des  
Erdgeschosses verdreht,  
und die vorderen Stützen  
sind eingeknickt*

Im Parkhaus von Bild 21 haben zuerst die inneren Stützen versagt; die Decken haben dann den Fassadenrahmen nach innen gezogen. Dabei haben die Fassadenstützen eigentlich sehr schön demonstriert, dass sich Stahlbeton sehr duktil verhalten kann ...



*Bild 21:  
Nach Versagen der  
inneren Stützen wurde  
der Fassadenrahmen  
nach innen gezogen*

## Erdbebenrisiko unterschätzt

Ich möchte nun kurz erklären, warum wir uns in der Schweiz in Praxis und Forschung und insbesondere an der ETH Zürich seit einiger Zeit recht intensiv mit der Erdbebensicherung von Bauwerken befassen.

In der Schweiz – wie anderswo auch – wurde lange lange Zeit das Erdbebenrisiko stark unterschätzt. Heute weiß man, dass auch bei uns Erdbebenkatastrophen möglich sind. Das Diagramm im Bild 22 links zeigt die Anteile der verschiedenen Naturgefahren am gesamten gewichteten Risiko aus Naturgefahren in der Schweiz (Katanos-Studie 1995). Es gibt die Risiken aus Hochwasser, Gewitter, Sturm, Lawinen, usw. und das Risiko aus Erdbeben. Man sieht, dass das Erdbebenrisiko von ähnlicher Größenordnung oder sogar noch größer ist als die Risiken aus den anderen Naturgefahren.

Die öffentliche Hand wendet pro Jahr rund 600 Millionen Franken auf für Schutzmassnahmen gegen Naturgefahren. Das Diagramm rechts im Bild 22 zeigt die Verteilung auf die verschiedenen Naturgefahren. Für Schutzmaßnahmen gegen Erdbeben werden bisher - je nachdem wie man es rechnet - zwischen Null und einigen 100000 Franken aufgewendet. Zwischen den verschiedenen Naturgefahren besteht ein krasses Missverhältnis - und man kann sich fragen, warum das so ist.

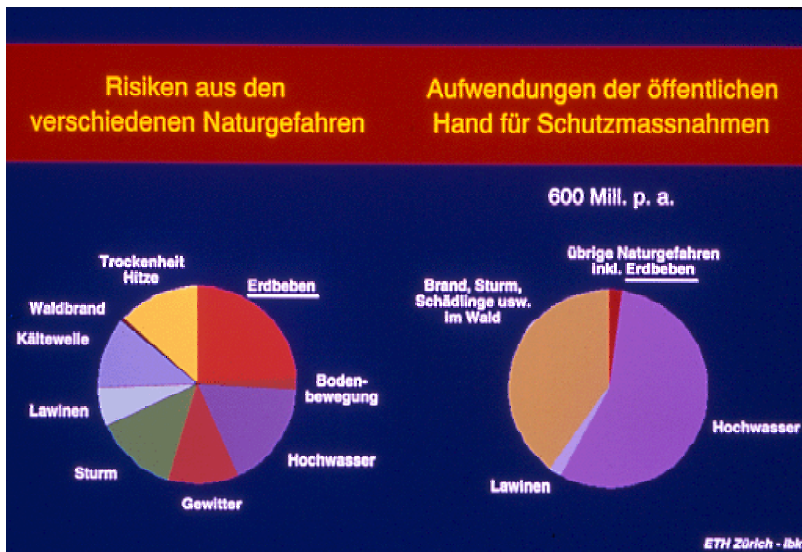


Bild 22: Verschiedene Naturgefahren: Missverhältnis von Risiken und Aufwendungen der öffentlichen Hand für Schutzmassnahmen; eklatant ist die Vernachlässigung der Erdbebenvorsorge

Ich glaube, es hängt mit unserem allgemeinen Bewusstsein zusammen. Es gibt alle paar Jahre ein Hochwasser mit Überschwemmungen, oder einen Lawinenwinter oder einen großen Sturm. Deshalb ist man sich dieser Naturgefahren sehr bewusst, und darum werden auch schon lange Schutzmaßnahmen ergriffen.



Aber nicht jede Generation erlebt ein starkes Erdbeben, und darum sind mögliche Schadenbeben in der Schweiz kaum in unserem Bewusstsein. Wenn jedoch ein solches auftritt, ist die Wirkung enorm und die Personen- und die Sachschäden können um Zehnerpotenzen größer sein als bei Überschwemmungen, Lawinen oder Stürmen.

### Experimentelle Forschung ist unerlässlich

Das Erdbebeningenieurwesen ist ein noch relativ junges Fachgebiet, auf dem die Forschung unbedingt sozusagen parallel auf zwei Arten erfolgen muss (Bild 23):

- Einerseits müssen Computerprogramme entwickelt werden, mit denen Simulationen des Erdbebenverhaltens von Bauwerken durchgeführt werden können.
- Andererseits müssen experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden, um die maßgebenden Phänomene kennen zu lernen und sie gewissermaßen zu "verinnerlichen", um wirklichkeitsnahe Modelle zu bilden und um die Computerprogramme kalibrieren zu können.

An manchen Forschungsstätten wird heute nur computerorientierte Forschung betrieben, oder diese überwiegt oft sehr. Experimentelle Forschung ist jedoch unerlässlich.

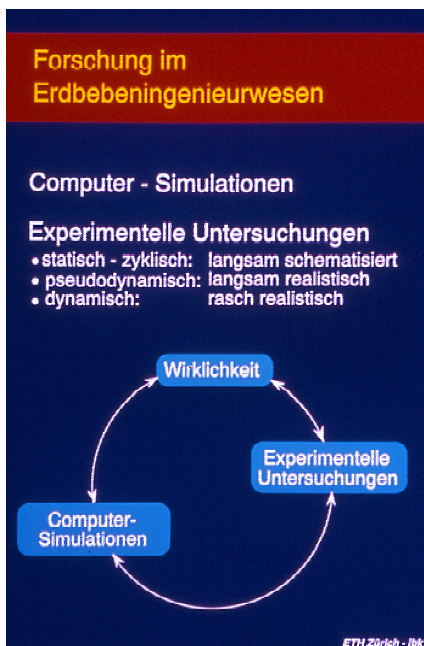


Bild 23:  
Merkmale der Forschung  
im Erdbebeningenieurwesen

In Zürich haben wir uns in beiden Bereichen stark engagiert; aus Zeitgründen konzentriere ich mich hier auf die experimentelle Forschung. Dabei möchte ich kurz je ein Beispiel zeigen von den folgenden Arten der experimentellen Forschung:

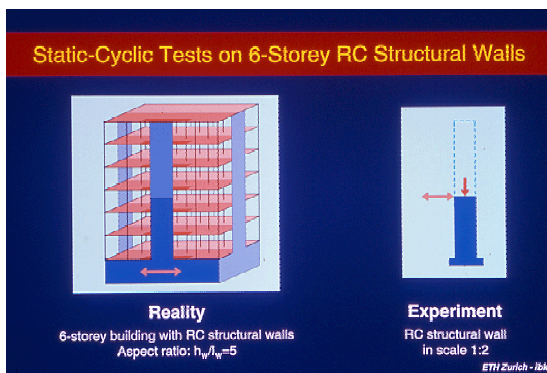
- statisch-zyklische Versuche
- dynamische Versuche mit dem ETH-Erdbebensimulator
- pseudodynamische Versuche

Statisch-zyklische Versuche werden langsam und im Ablauf stark schematisiert durchgeführt; pseudodynamische Versuche sind zwar langsam, d. h. zeitlich stark gestreckt, aber im Ablauf realistisch und dynamische Versuche sind sowohl rasch als auch realistisch und damit gewissermaßen am nächsten bei der Wirklichkeit.

Sämtliche Beispiele handeln von Versuchen an mehrstöckigen Stahlbetontragwänden zur Aussteifung von Skelettbauten. Solche Wände können auf einfache Weise duktil gestaltet werden und sie sind deshalb sehr effizient.

### Statisch-zyklische Versuche

Bild 24 zeigt links gewissermaßen die Wirklichkeit, ein 6-stöckiges Gebäude. Es besteht aus Decken, dünnen Stützen, die nur die Aufgabe haben, Schwerelasten abzutragen und die wir deshalb Schwerelaststützen nennen und aus einigen wenigen horizontal kurzen und über die ganze Gebäudehöhe laufenden Stahlbetontragwänden, die im Untergeschoss fest eingespannt sind. Als Einwirkung wird eine eindimensionale horizontale Erdbebenanregung betrachtet. Für das Experiment (Bild 24 rechts) nehmen wir sozusagen eine Wand heraus und modellieren die unteren 3 Stockwerke im Maßstab 1:2.



*Bild 24:  
Wirklichkeit und statisch-  
zyklische Versuche bei  
einem 6-stöckigen  
Gebäude*

Bild 25 zeigt die Versuchsanlage.



*Bild 25:  
Anlage für statisch-zyklische Versuche an  
einer 6-stöckigen Stahlbetontragwand im  
Maßstab 1:2*

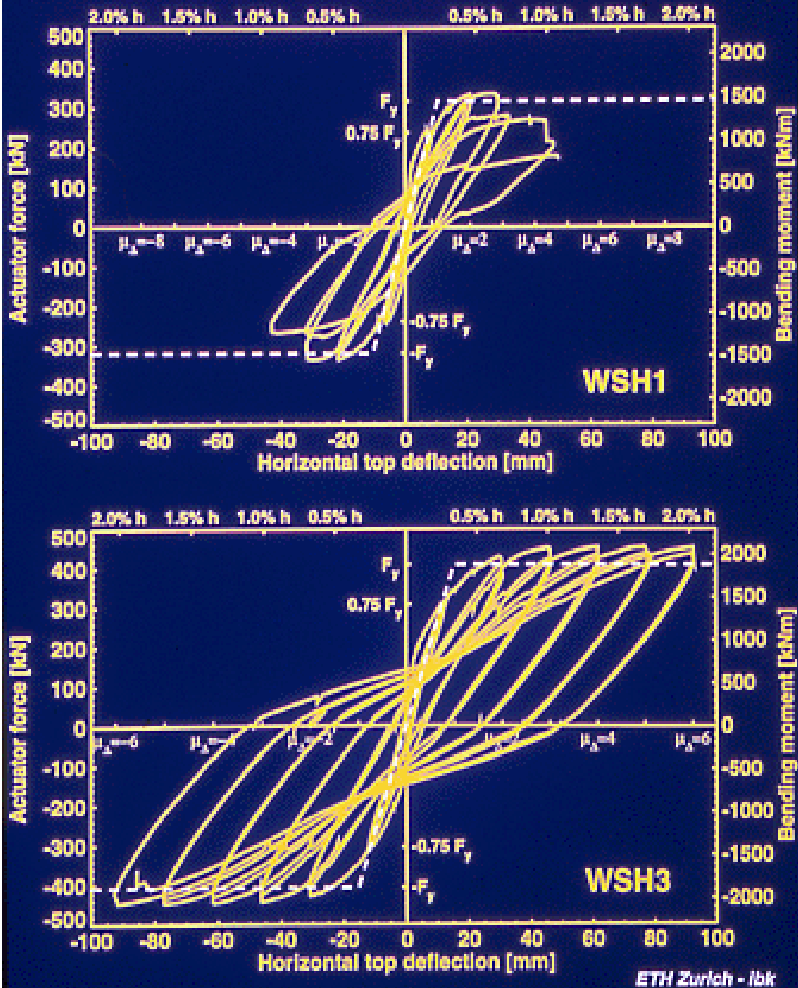
Die Wand mit Rechteckquerschnitt ist 2 m lang, 0,15 m breit und 5,6 m hoch. Sie ist auf dem Aufspannboden fest eingespannt. Die durch die Decken auf die Wand übertragenen Schwerelasten am Wandfuß werden durch externe Spannglieder und die zyklischen Erdbebenkräfte durch die blaue 5000 kN-Zug-Druck-Presse simuliert.

Bild 26 zeigt vier von sechs geprüften Wänden. Man sieht gut die beträchtlichen Schädigungen im plastischen Bereich am Wandfuß, meist mit ausgeknickten und/oder zerrissenen Vertikalbewehrungsstäben.



*Bild 26:  
4 geprüfte Stahlbetontragwände mit  
beträchtlichen Schädigungen im  
plastischen Bereich am Wandfuß*

## Hysteretic Behaviour of Static-Cyclic Test Walls



*Bild 27: Hysteresekurven des plastischen Bereichs von statisch-zyklisch geprüften Stahlbetontragwänden. Die kapazitätsbemessene Wand (unten) kann im Vergleich ein 4mal stärkeres Erdbeben überstehen*

Bild 27 zeigt Hysteresekurven des plastischen Bereichs von zwei verschieden ausgebildeten Wänden. Abgetragen sind die Pressenkraft bzw. das entsprechende Biegemoment am Wandfuß und die horizontale Verschiebung am Wandkopf. Ohne (oben) und mit (unten) duktilem Bewehrungsstahl und Kapazitätsbemessung resultierten sehr verschiedene Kurven: Die konventionell bemessene, wenig duktile Wand erreichte eine Verschiebeduktilität von nur knapp  $\mu_{\Delta} \approx 2$ , die kapazitätsbemessene duktile Wand hingegen  $\mu_{\Delta} \approx 6$ . Letztere kann ein rund viermal stärkeres Erdbeben überstehen!

### Dynamische Versuche mit dem ETH-Erdbebensimulator

Bild 28 zeigt links wiederum gewissermaßen die Wirklichkeit: Es ist ein ähnliches Gebäude wie bei den statisch-zyklischen Versuchen, weist jedoch nur 3 Stockwerke auf.

Für das Experiment (Bild 28 rechts) wird wiederum eine Wand herausgenommen, im Maßstab 1:3 modelliert, auf den ETH-Erdbebensimulator gestellt und dort fest eingespannt; den Erdbebensimulator nennen wir auch Rütteltisch, weil er an den Prüfkörpern so rüttelt wie ein wirkliches Erdbeben an den Bauwerken. Die Wand mit Rechteckquerschnitt ist 1 m lang, 0,10 m breit und 4,7 m hoch.

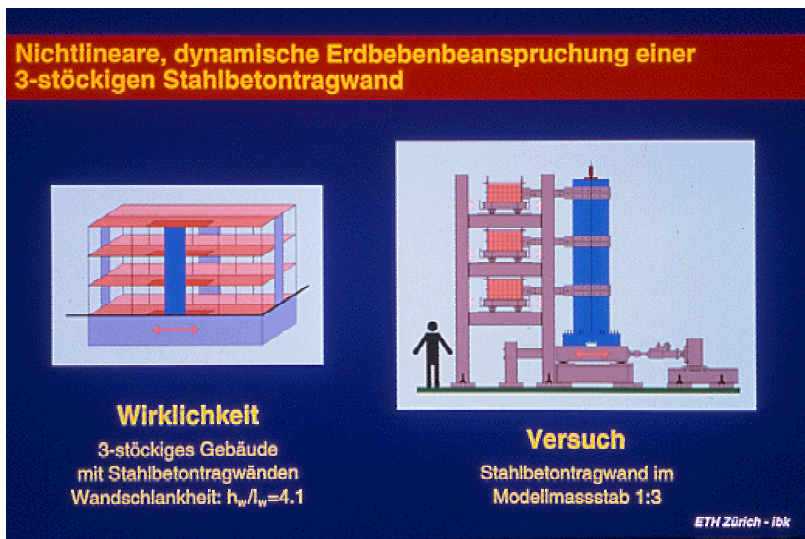


Bild 28: Wirklichkeit und dynamische Versuche bei einem 3-stöckigen Gebäude

Die Schwerelasten am Wandfuß werden auch hier durch externe Spannstrangen simuliert. Auf einer Nebenkonstruktion sind die maßstabsgerechten Stockwerksmassen aus Stahlbarren von 3 x 12 t auf Wagen plziert, und diese sind durch Gelenkstäbe mit der Wand verbunden.

Wenn sich der Rütteltisch hin und her bewegt, wirken die Trägheitskräfte der Stockwerksmassen auf die Wand. Bild 29 zeigt die Anlage im Forschungslabor des Campus Höggerberg der ETH Zürich. Dazu gehören auch komplizierte elektronische Geräte und Computerprogramme für die anspruchsvolle Steuerung der hydraulischen Servoventile sowie zahlreiche Messgeräte und Einrichtungen zur Registrierung wichtiger Größen im Zeitverlauf.



*Bild 29:  
Anlage für dynamische Versuche mit  
dem ETH-Erdbebensimulator an einer  
3-stöckigen Stahlbetontragwand im  
Maßstab 1:3*

Bild 30 zeigt das für die Fußpunkterregung der Wand meist verwendete Erdbeben. Es ist ein typisches "Walliser Beben", entsprechend der Schweizer Norm SIA 160, Zone 3b, für weiche Böden. Das Erdbeben dauert rund 14 Sekunden. Die Tischbewegung entspricht der Bodenbewegung. Dargestellt sind die Zeitverläufe der Bodenverschiebung und der Bodenbeschleunigung. Die maximalen Ausschläge der Bodenverschiebung betragen rund  $\pm 81$  mm. Unten ist das Antwortspektrum der am Tisch gemessenen Beschleunigung dargestellt; es entspricht bis zu einer Frequenz von 10 Hz sehr gut dem Zielspektrum; weiter oben treten unvermeidbare Störungen auf, die jedoch auf das dynamische Verhalten der Wand keinen Einfluss haben.

## Erdbeben SIA Zone 3b (weiche Böden)

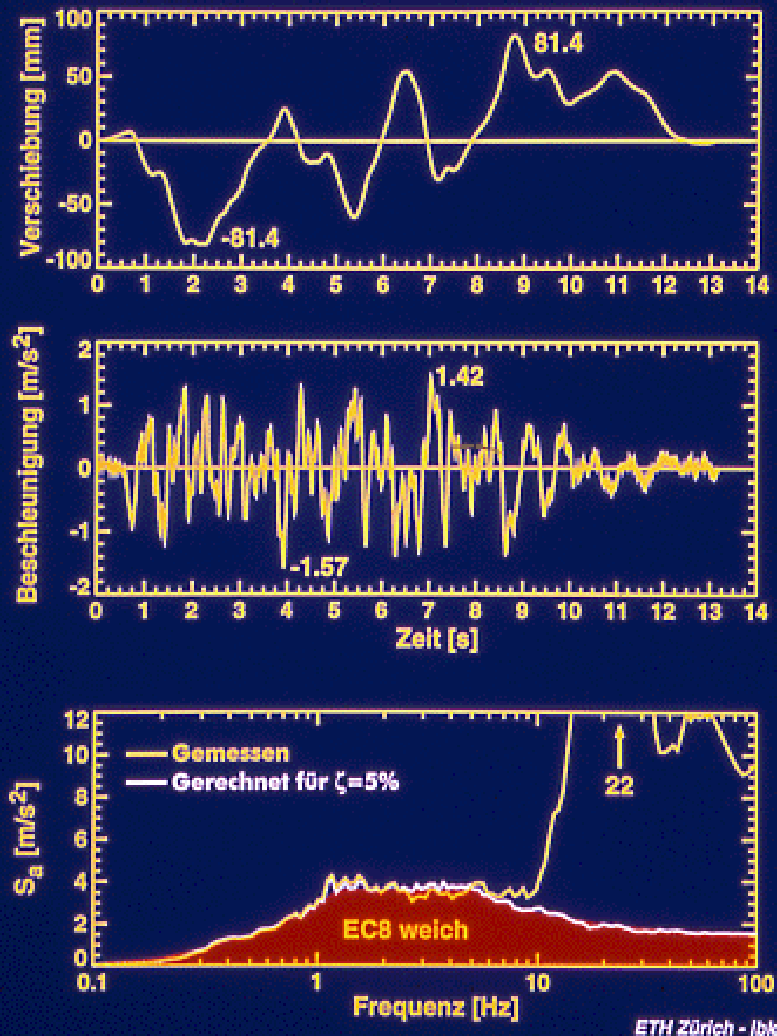


Bild 30: Vom ETH-Erdbeben-simulator verwendetes "Walliser Beben"

Bild 31 zeigt die Hystereseurve des plastischen Bereichs am Fuß einer dynamisch geprüften Wand. Abgetragen sind das Biegemoment und die über den plastischen Bereich gemittelte Krümmung. Deutlich sind die großen plastischen Beanspruchungen zu erkennen.

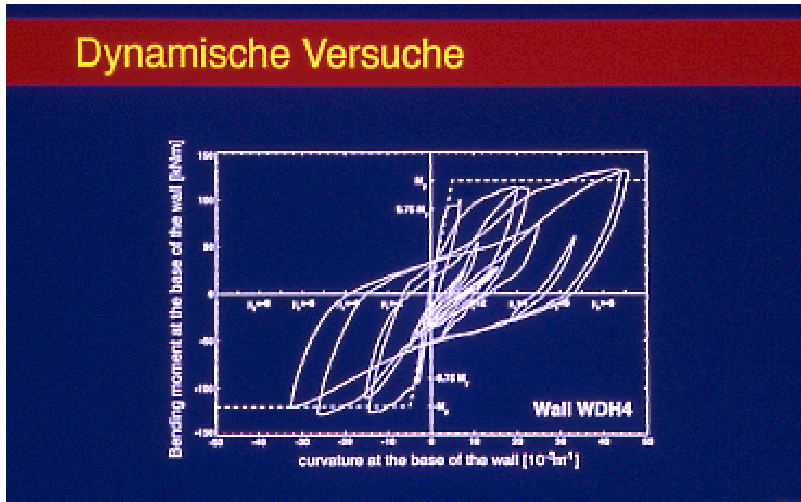


Bild 31: Hystereseurve des plastischen Bereichs einer dynamisch geprüften Stahlbetontragwand mit Krümmungsduktilitäten bis  $\mu_\phi \cong 8$

Es gibt zahlreiche Schleifen mit einer maximalen Krümmungsduktilität  $\mu_\phi \cong 2$  bis  $\mu_\phi \cong 4$ , aber auch einige besonders große Exkursionen bis zu  $\mu_\phi \cong 8$ . Auf dem Videofilm am Schluss meines Vortrages werden Sie dann solche Versuche mit enormen plastischen Verformungen, zum Teil bis zum Zerreißen der vertikalen Bewehrungsstäbe, mit ansehen können.



## Pseudodynamische Versuche

Die Pseudodynamik ist eine moderne und effiziente Versuchstechnik zur Ermittlung der Antwort einer Struktur unter dynamischer Einwirkung. Die Pseudodynamik erlaubt, mit einem statischen Experiment das Verhalten eines Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung zu simulieren. Bild 32 zeigt das Prinzip.

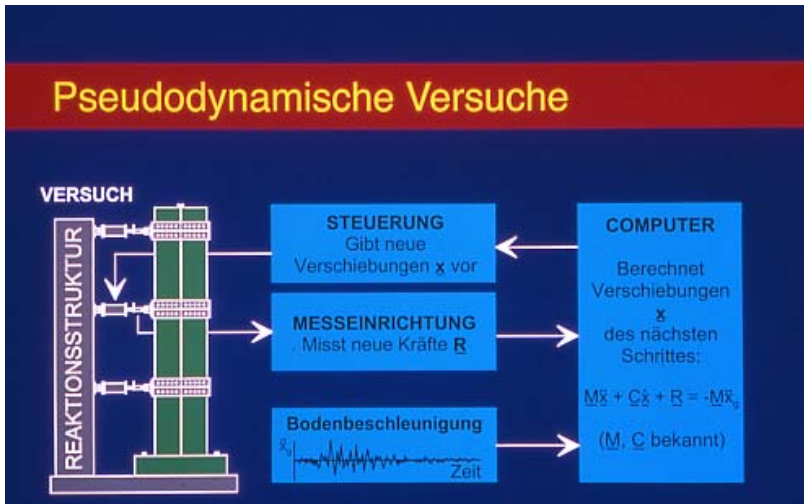


Bild 32: Prinzip der Pseudodynamik

Ein Erdbeben von 10 bis 20 Sekunden Dauer wird im Versuch zeitlich gestreckt auf mehrere Stunden oder gar Tage. Parallel zum statischen Experiment wird die Bewegungsdifferentialgleichung eines numerischen Modells des Tragwerks mit den Gebäudemassen im Zeitbereich durch einen Computer schrittweise integriert. Die Zeitschritte betragen z. B.  $1/100$  s, die Gleichung muss somit 1000 bis 2000 Mal – iterativ – gelöst werden. Dabei werden die Trägheitskräfte  $M\ddot{x}$  und die viskosen Dämpfungskräfte  $C\dot{x}$  wie auch die Einwirkungskräfte  $-M\ddot{x}$  analytisch berechnet, jedoch die Rückstellkräfte (Steifigkeitskräfte)  $R$  experimentell bestimmt. Das Experiment wird also gewissermaßen "nur" für die Bestimmung des bei nichtlinearem Tragwerksverhalten stark variablen Steifigkeitsterms durchgeführt; alle anderen Terme in der Gleichung können einigermaßen problemlos rechnerisch ermittelt werden.

Bild 33 zeigt die Anlage zur Prüfung von 3-stöckigen Stahlbetontragwänden im Maßstab 1:3, die ähnlich wie diejenigen der dynamischen Versuche mit dem ETH-Erdbebensimulator ausgebildet sind. Man erkennt die externen Spannstrangen für die - Simulation der Schwerelasten am Wandfuß und die 3 hydraulischen Pressen zur Erzeugung der Stockwerksverschiebungen und der entsprechenden Stockwerkskräfte. Auf dem Tisch rechts befindet sich der zugehörige Computer.

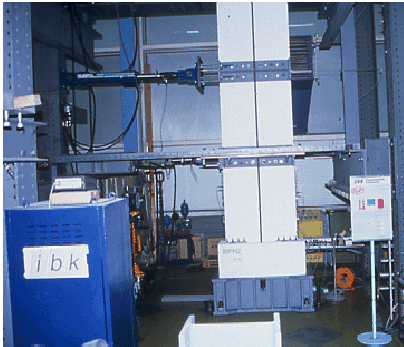


Bild 33:  
Anlage für pseudodynamische Versuche  
an einer 3-stöckigen Stahlbetontragwand  
im Maßstab 1:3

Bild 34 zeigt den Vergleich von Versuchen mit unterschiedlichen Versuchstechniken an zwei identischen 3-stöckigen Stahlbetontragwänden (Duplikate).

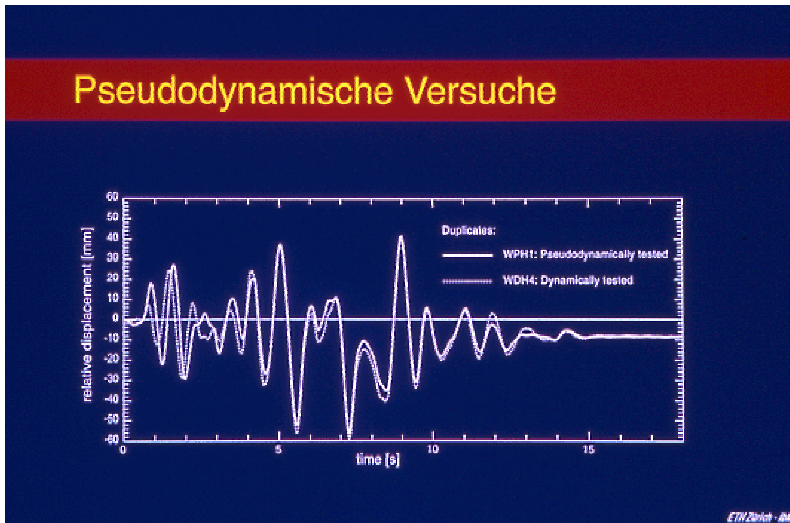


Bild 34: Vergleich der Resultate eines pseudodynamischen und eines dynamischen Versuches an identischen Stahlbetontragwänden

Die eine Wand (punktuelle Linie) wurde auf dem ETH-Erdbebensimulator dynamisch geprüft. Der dabei gemessene Zeitverlauf der Tischverschiebung wurde als Erdbebeneinwirkung für die pseudodynamische Prüfung der anderen Wand verwendet (ausgezogene Linie). Dargestellt ist die Zeit und die relative Verschiebung des 3. Stockwerks zum Fußpunkt der jeweiligen Wand. Die Übereinstimmung ist sehr gut.

Die beiden Wände waren leicht unterschiedlich vorgeschädigt, daher ergaben sich leichte Unterschiede bis zum Abschluss der Rissbildung nach ca. 4 Sekunden.

Die Pseudodynamik vereinigt wesentliche Vorteile sowohl von statisch-zyklischen als auch von dynamischen Versuchen. Der pseudo-dynamische Versuch geht langsam vor sich, man hat viel Zeit um zu beobachten und zu messen, ähnlich wie bei den statisch-zyklischen Versuchen. Der Verlauf der Verschiebungen entspricht jedoch einem tatsächlichen Erdbeben, wie bei den dynamischen Versuchen. Aber die Stockwerksmassen müssen nicht auf aufwendige Weise simuliert werden, da sie rechnerisch erfasst werden. Die Pseudodynamik ist deshalb eine zukunftsfrüchtige Versuchstechnik, um mit den in Labors von Forschungsstätten des Bauingenieurwesens üblicherweise vorhandenen Mitteln die dynamische Antwort von Versuchskörpern mit großen Steifigkeitsänderungen und auch mehreren Freiheitsgraden zu finden.

Hier sei nochmals betont, dass im Erdbebeningenieurwesen neben der heute manchenorts überwiegenden computerorientierten Forschung eine gut dotierte, experimentell orientierte Forschung unerlässlich ist. Und – wie auch die Pseudodynamik zeigt – gerade im Zusammenhang mit neuen und innovativen Entwicklungen ist eine ausgeprägte Interaktion zwischen den beiden Forschungsarten erforderlich.

### **Erdbebenertüchtigung bestehender Gebäude**

In der Forschung und Praxis mancher europäischer Länder hat man sich sozusagen bis vor kurzem vorwiegend auf die Erdbebensicherung neuer Bauwerke konzentriert, und wenig wurde unternommen für die Erdbebenertüchtigung bestehender Bauwerke. Das scheint sich nun zu ändern. Die Planung und Ausführung einer Erdbebenertüchtigung ist allerdings meist eine wesentlich anspruchsvollere und auch aufwendigere Aufgabe als die Erdbebensicherung eines neuen Bauwerks. In der Schweiz wurde in den letzten Jahren mit der Ertüchtigung von bei Erdbeben gefährdeten Bauwerken begonnen. Dazu will ich ein paar Beispiele darstellen.

Bild 35 zeigt das 9-stöckige Hauptgebäude der Walliser Kantonspolizei in Sitten. Im Falle eines starken Erdbebens wäre es das Nervenzentrum für die Katastrophenbewältigung.



*Bild 35:  
Ertüchtigung des Polizei-  
gebäudes in Sitten im  
Kanton Wallis durch  
Stabilisierung des  
bestehenden Teils  
(rechts) durch Anbau  
eines neuen, rund 9 m  
langen Teils (links)*

Bei diesem Gebäude war eine krass ungenügende Erdbebensicherheit vorhanden, und zwar bei Anregung in Längsrichtung. Nach langen Überlegungen und Variantenstudien entschloss man sich, das Gebäude um rund 9 m zu verlängern und den bestehenden Teil durch den neuen Teil zu stabilisieren.

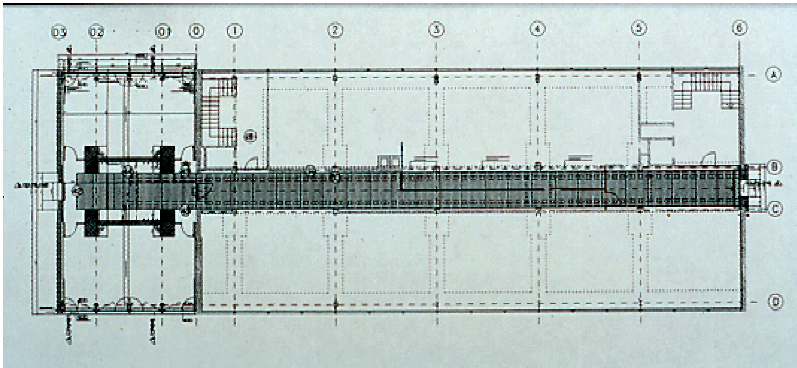


Bild 36: Grundriss des verlängerten Polizeigebäudes mit den beiden kapazitätsbemessenen neuen Stahlbetontragwänden

Im Bild 36 sieht man links die Haupttragelemente im neuen Gebäudeteil; es sind zwei Stahlbetontragwände mit T-Querschnitt; sie laufen über die ganze Gebäudehöhe.

Bild 37 zeigt den Zustand, als der Bau der Wände auf der Höhe des 2. Stockwerks angelangt war. Sie wurden nach der Methode der Kapazitätsbemessung duktil gestaltet. Auf der Höhe jeder Stockwerksdecke wurden der alte und der neue Teil des Gebäudes durch Spannglieder zusammengespannt.

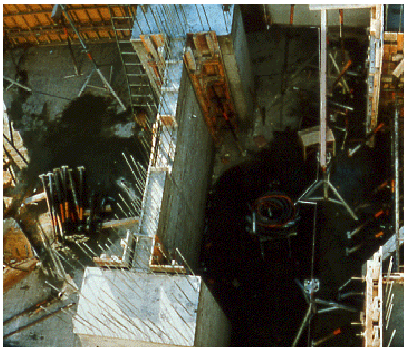


Bild 37:  
Blick auf die im Bau befindlichen neuen  
Stahlbetontragwände des  
Polizeigebäudes



*Bild 38:  
Erdbebenertüchtigung eines Hörsaal-  
gebäudes der ETH Zürich im Campus  
Hönggerberg durch Ergänzung der stark  
exzentrischen Aussteifung durch ein  
Fachwerk*

Bild 38 zeigt ein Hörsaalgebäude der ETH Zürich im Campus Hönggerberg. Hier lagen das Widerstandszentrum und das Steifigkeitszentrum in Form von torsionsweichen Stahlbetonwänden an der hinteren entfernten Gebäudeecke und somit stark exzentrisch, und vorne waren nur wenige und nicht genügend duktile Stahlbetonstützen vorhanden. Bereits im Falle eines relativ schwachen Erdbebens hätte sich das Gebäude verdreht, und die vorderen Stützen wären eingeknickt. Zur Erdbebenertüchtigung und gleichzeitigen Sanierung der Auskragungen für Schwerelasten wurde ein Fachwerk aus Stahlrohrstützen angebracht.

Bild 39 zeigt eine Nahaufnahme. Die neuen Stützen fügen sich ästhetisch befriedigend in das bestehende Gebäude ein.



*Bild 39:  
Die neuen Stützen fügen sich  
ästhetisch befriedigend in das  
bestehende Gebäude ein*

Bild 40 zeigt ein 7-stöckiges Wohngebäude eines privaten Gymnasiums in Gossau bei St. Gallen. Vor allem die Stirn- und Treppenhauswände in Querrichtung bestehen aus unbewehrtem tragendem Mauerwerk, und es sind keine anderen Tragelemente vorhanden. Das Gebäude wies daher eine ungenügende Erdbebensicherheit auf und musste ertüchtigt werden, unter anderem durch Aufkleben von Kohlefaserlamellen auf das Mauerwerk.



*Bild 40:  
7-stöckiges Wohngebäude  
eines privaten Gymnasiums  
in Gossau bei St. Gallen*

Bild 41 zeigt, wie auf einer Stirnwand der Verputz weggespitzt und so das Mauerwerk freigelegt wurde, um die fachwerkartig angeordneten Kohlefaserlamellen aufzunehmen.



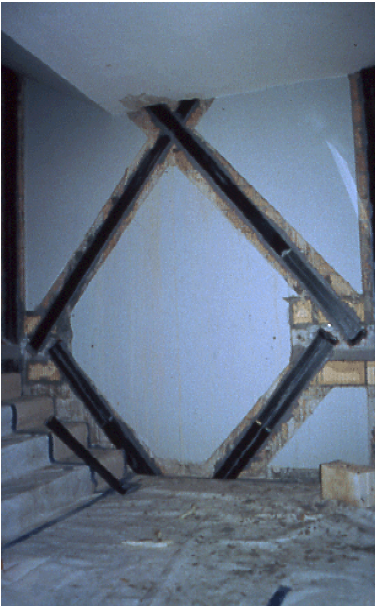
*Bild 41:  
Gebäudestirnwand mit frei gelegtem  
Mauerwerk für das Aufkleben von  
fachwerkartig angeordneten Kohlefaser-  
lamellen*

Bild 42 zeigt die Nahaufnahme einer Kreuzungsstelle der Lamellen. Im Bild 43 ist eine Treppenhauswand zu sehen; man erkennt, wie die Lamellen stets in den Geschossdecken verankert worden sind. In den unteren Geschossen des Gebäudes wurden zum Teil Stahlbetontragwände eingezogen.





*Bild 42:  
Nahaufnahme einer  
Kreuzungsstelle der  
Lamellen*



*Bild 43:  
Treppenhauswand mit in den  
Geschossdecken verankerten  
Kohlefaserlamellen*

Das war eine Auswahl von – sehr verschiedenartigen – Beispielen für die Erdbeben-  
ertüchtigung bestehender Bauwerke.

Und nun wollen wir nochmals zurückkehren zur Forschung und uns den Videofilm über dynamische Versuche an 3-stöckigen Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator ansehen ...

Meine Damen und Herren, ich hoffe, dass dieser Film auch Ihre letzten Zweifel am Titel meines Vortrages ausgeräumt hat: Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen – hochinteressant!

Ich danke Ihnen für Ihr Zuhören.



## **Hugo Bachmann**

Prof. (em.) Dr. sc. techn. Dr.-Ing. e. h.

- |           |   |
|-----------|---|
| 1935      | geboren am 27. September in der Schweiz   |
| 1952 – 54 | Kantonsschule Solothurn, Abitur 1954  |
| 1955 – 56 | Militärservice, Offizier der Pioniere   |
| 1954 – 60 | Studium des Bauingenieurwesens an der Eidgenössischen Hochschule (ETH) Zürich, Abschluss Diplom-Bauingenieur  |
| 1960 – 63 | Praktische Tätigkeit im Brückenbau und Hochbau, Entwicklungsabteilung der Firma BBRV und in einer Bauunternehmung   |
| 1963 – 68 | Forschungsassistent am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der ETH Zürich, Promotion: Dr. sc. techn. "Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken".   |
| 1969 – 76 | Assistenzprofessor und Außerordentlicher Professor an der ETH Zürich. Forschungsarbeiten auf den Gebieten der Schwingungen und Erdbebensicherung von Bauwerken.   |
| 1976 – 00 | Ordentlicher Professor für Konstruktiven Ingenieurbau an der ETH Zürich (Lehre und Forschung in Stahl- und Spannbetonbau, Brückenbau und Tragwerkskonstruktionen, Baudynamik und Erdbeningenieurwesen). Zahlreiche Bücher und Publikationen. Leitung der Schweizer Kommission für Erdbeben-Normen. Beratender Ingenieur für Schwingungsprobleme und Erdbebensicherheit von Bauwerken. |
| 2001      | Ehrenpromotion Universität Kassel   |



## Laudatio

### anlässlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde an Herrn Dr.-Ing. Man-Chung Tang

Wer die beruflichen Aktivitäten des Brückenbauingenieurs Man-Chung Tang aus den internet-www.-Angaben über die Ingenieurfirma TYLin recherchieren will, muss Firmenniederlassungen aus der eingblendeten Weltkarte auswählen. Er findet Schwerpunkte in Nordamerika und Asien und erkennt daran den Bezug zur Biographie von Dr. Tang, dem Technischen Direktor und *Chairman of the Board* von TYLin.

Man-Chung Tang wird 1938 in der chinesischen Provinz Kanton geboren, aber schon als Schulkind in das „ausländische“ Hongkong gebracht, um Bürgerkrieg und politischen Auseinandersetzungen zu entkommen. Später folgt die Familie und ermöglicht ein Studium, das 1959 zum Bachelor in Civil Engineering führt. Danach finanziert ein deutsches Stipendium das Studium in Darmstadt, das 1963 mit dem Diplom und schon 1965 mit der Promotion abgeschlossen wird.

Den beruflichen Werdegang beginnt Dr. Tang als Mitarbeiter der Gutehoffnungshütte GHH in Oberhausen, einer seinerzeit ersten Adresse für den Bau stählerner Schrägseilbrücken. Trotz schneller Erfolge sieht er Grenzen für eine berufliche Karriere in Deutschland und wagt 1968 mit Ehefrau und Kleinkind den Sprung nach USA. Nach Tätigkeiten in mehreren Büros gründet er 1978 in New York die Ingenieurfirma DRC Consultants, Inc. *Design, Research, Construction* im Brückenbau sind Arbeitsgebiete der jungen Firma, die schnell expandiert und Reputation erwirbt. In 1995 verschmelzen DRC mit Hauptsitz New York und TYLin mit Hauptsitz San Francisco zu einer Firma und Man-Chung Tang steht an der Spitze einer weltweit agierenden Ingenieurfirma TYLin International. Der gefestigte Zugang zum chinesischen Markt nach dessen Öffnung gründet den asiatischen Schwerpunkt neben Nordamerika.

Den geschäftlichen Erfolg seiner Firmen begleitet die zunehmende persönliche Anerkennung in der technisch-wissenschaftlichen Fachwelt. Begehrter Fachreferent ist Dr. Tang auf internationalen Kongressen, sprichwörtlich ist seine Sammlung von Bildern eigener Projekte – früher in der Dia- Kasette, heute im Laptop – mit weit über hundert Großbrücken. Sechs davon waren Weltrekorde zum Zeitpunkt ihrer Erstellung. Heute kann man sich in Buchform über seine Arbeit berichten lassen <sup>1</sup>.

Aktuell beobachtet er in San Francisco den von ihm entworfenen Neubau der Bay Bridge – im Anschluss an die Ertüchtigung der Golden Gate Bridge – vom Fenster seines Büros aus – sofern er dort anwesend ist. Nach der Aussage seiner Frau Yee-Yun Tang bleibt für das Hauptbüro höchstens ein Drittel seiner Zeit aufgrund der vielen externen Verpflichtungen.

---

<sup>1</sup> Man- Chung Tang: 36 Years of Bridges; New York, 2001

Zahlreich sind die Ehrungen, die Man-Chung Tang aufgrund herausragender Ingenieurleistungen beim Bau spektakulärer Großbrücken zuteil werden:

- Mitgliedschaft in der *National Academy of Engineering* in USA,
- Ehrenmitgliedschaft in der *American Society of Civil Engineering* in USA,
- Mitgliedschaft in der Chinesischen Ingenieurakademie.

Die Zeitschrift *Engineering News Record* reiht ihn 1996 in eine Auswahl von 125 internationalen Repräsentanten ingenieurtechnischer Entwicklungen der vergangenen 125 Jahre ein.

Die Würdigung beruflicher Erfolge von Dr. Man-Chung Tang kann in nichtverbaler Form fortgesetzt werden anhand einer vom Zufallsprinzip gesteuerten Auswahl von Bildern über Brücken, an denen er beim Entwurf, bei der Ausführungsplanung oder bei der Überwachung Verantwortung trug.

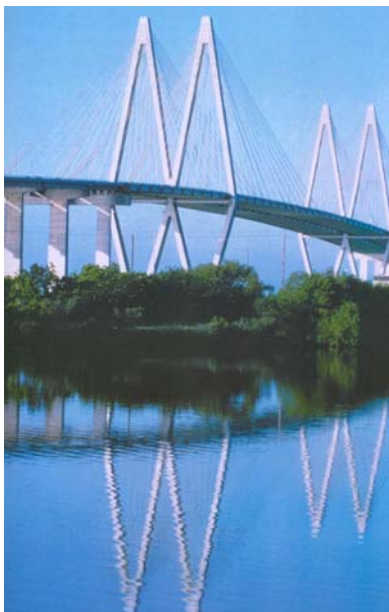


Bild 1  
Baytown LaPorte Bridge  
Houston, Texas



Bild 2  
Pine Valley Creak Bridge  
California

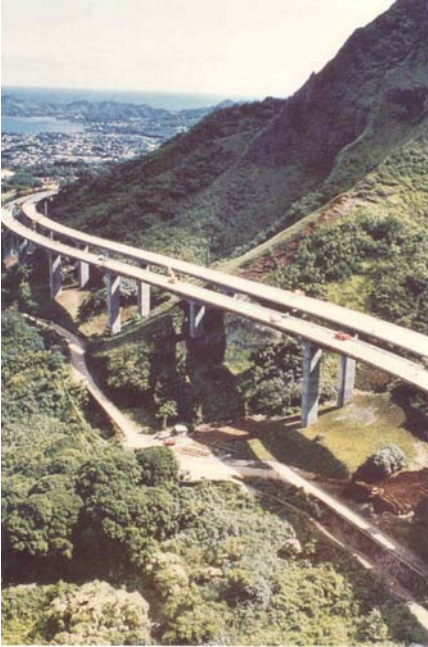


Bild 3  
H3 - Windward Viaduct  
Oahu, Hawaii



Bild 4  
Palmetto Expressway  
Miami, Florida



Bild 5  
Belle Isle Access  
Richmond, Virginia



Bild 6  
Highway I 75 / I 595 Interchange  
Fort Lauderdale, Florida



Bild 7 ALRT Skytrain Bridge, Vancouver, Canada

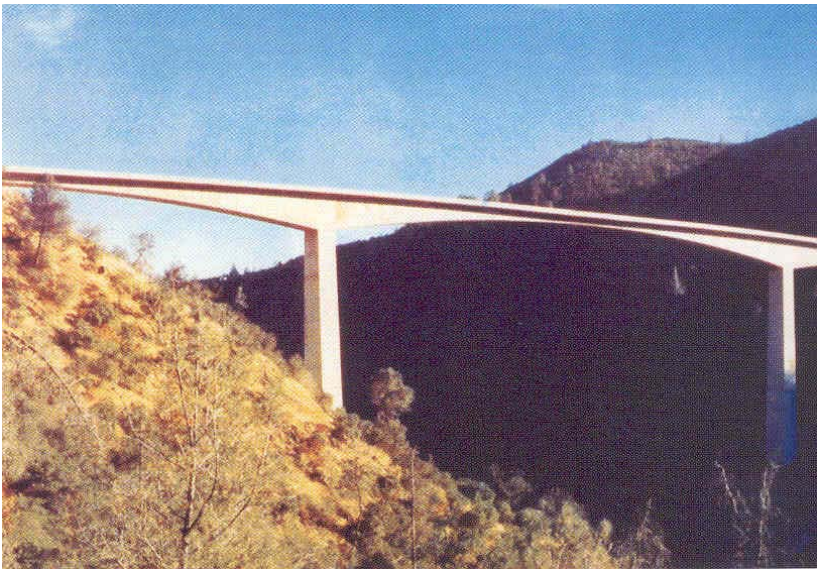


Bild 8 Parrotts Ferry Bridge, California



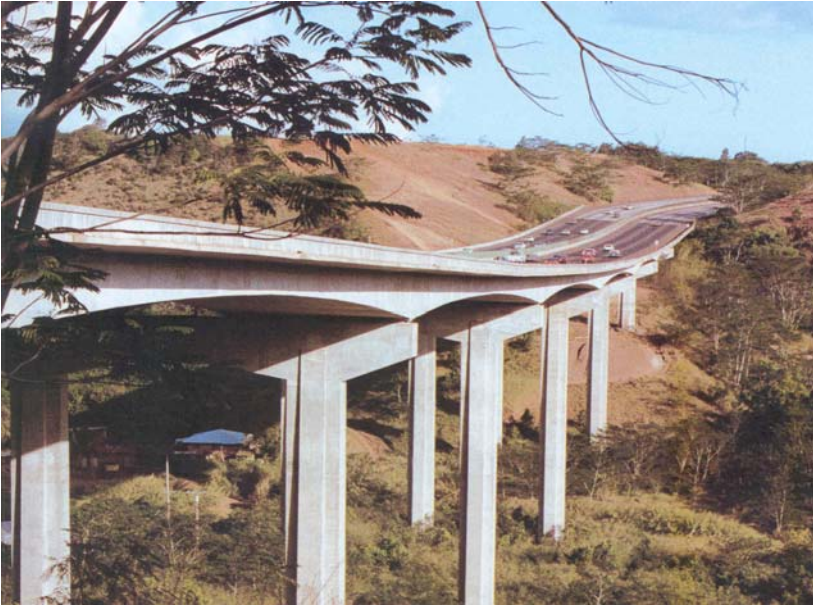


Bild 9 Kipapa Stream Bridge, Oahu, Hawaii

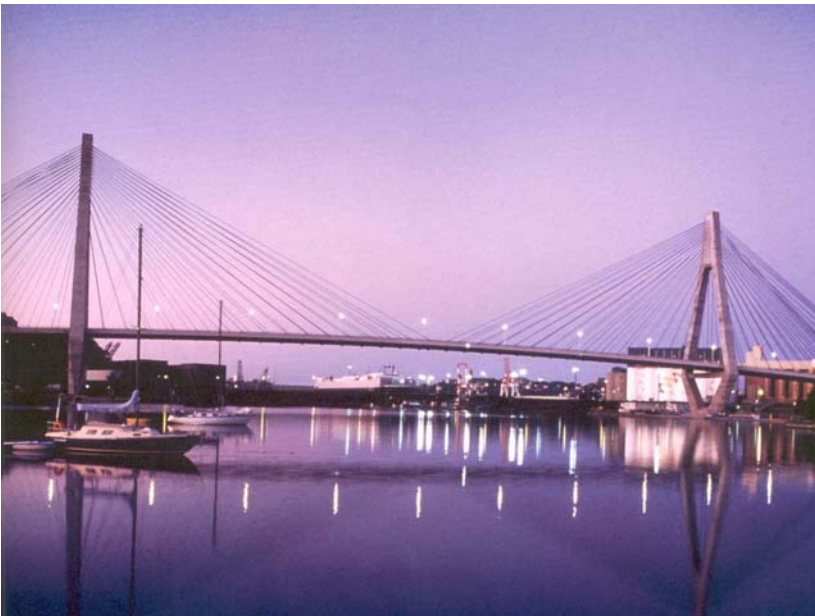


Bild 10 Glebe Island Bridge, Sydney, Australia





Bild 11 Dames Point Bridge, Jacksonville, Florida



Bild 12 Talmadge Memorial Bridge, Savannah, Georgia



Bild 13  
Second Yangtze River Bridge  
Nanjing, China

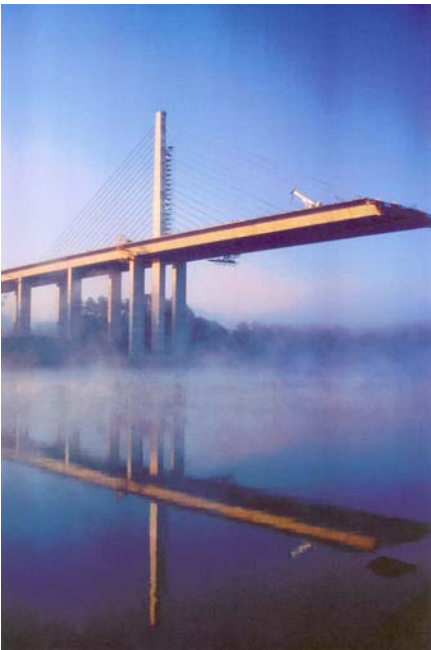


Bild 14  
Chesapeake Bay &  
Delaware Canal Bridge



Bild 15  
Seohae Grand Bridge  
Korea

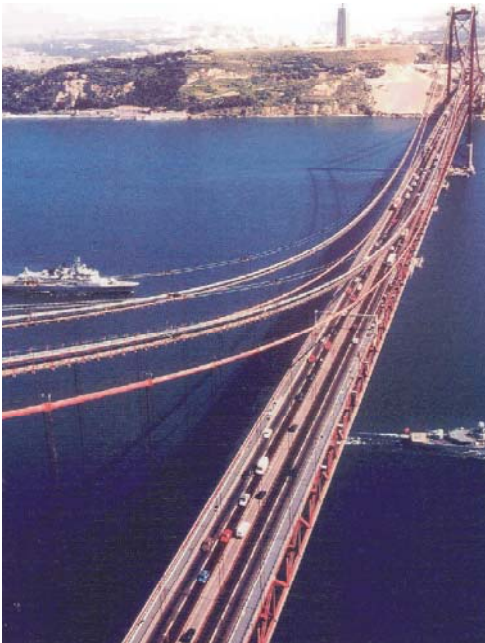


Bild 16  
Tejo River Bridge  
Lissabon, Portugal



Bild 17 Oakland Bay Bridge, San Francisco



Bild 18 Oakland Bay Bridge, San Francisco

Der Fachbereich  
Bauingenieurwesen  
der Universität  
Gesamthochschule Kassel  
verleiht Herrn

**Dr.-Ing. Honorary Professor of  
Tsing Hua University Beijing, China  
Man-Chung Tang**

die Würde eines  
**Doktors der  
Ingenieurwissenschaften  
ehrenhalber  
(Dr.-Ing. e. h.)**

wegen herausragender  
Ingenieurleistungen  
zur Weiterentwicklung des  
Großbrückenbaus.

Kassel, den 11. Mai 2001

Der Präsident

*Rolf-Dieter Postlep*  
(Prof. Dr. Rolf-Dieter Postlep)

Der Dekan

*6. Franz*  
(Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz)





## FRONTIER OF LONG SPAN BRIDGES

**Presented by**

**Man-Chung Tang**

Chairman of the Board, T.Y. Lin International



### Introduction

Let us start by asking two simple questions:

1. *What is the longest span will we build?*
2. *What is the longest span can we build?*

Advances in materials, construction technology and engineering understanding form the basic foundation for allowing the increase in the span length. The realization of such long spans also depends on the need and the affordability of the society. Very long span bridges are expensive. But as societies advance, the connectivity between masses of people gains importance and economic value. Projects that were not economically feasible become reasonable. Ferries, floating and moveable bridges that were quite sufficient when they were built many years ago can no longer provide the capacity required for today's traffic. Many of them have been replaced by fixed links of long bridges, some with long spans.

It is a fact that many long span bridges were built partially for monumental reasons, sometimes just to attain a world record. But there is always a limit as to how much we are able and willing to pay for a monument. Each of these very large projects must still be economically justifiable.

So, it has always been a coupling of technological advances and social needs, be they economical or monumental, which produced the super long spans of the time.

### Definition

There is no technical definition of "long span". It is relative and depends on the type of bridge we are referring to. For a box girder, a 300 meter span is a very long span and 500 meter is definitely super long. For a suspension bridge, one thousand meters is just a regular span.

It also depends on the point of time. A hundred years ago, a 1000-meter long span was thought of beyond the limit of technology even for suspension bridges. Today, a 1000-meter span will not even be among the top ten longest spans.

For our discussion today, let us only talk about the bridges with the longest absolute span lengths - suspension bridges and cable-stayed bridges. They are the types of bridge that can really span a long distance.

**How long will we build?**

History is said to provide a clue to future trends. If we plot the historical data of the longest spans of cable-stayed and suspension bridges on a time scale, we can see an interesting development, Fig.1.

If it is acceptable to extrapolate, we should have a 4,500 meter span suspension bridge and a 3,000 meter span cable-stayed bridge around year 2050.

Looking at today's developments, this is entirely possible.

Obviously, there can be a new type of bridge beyond suspension and cable-stayed that can be more economical and technologically more suitable for such super long spans - an unknown possibility! But, nothing is yet in the horizon?

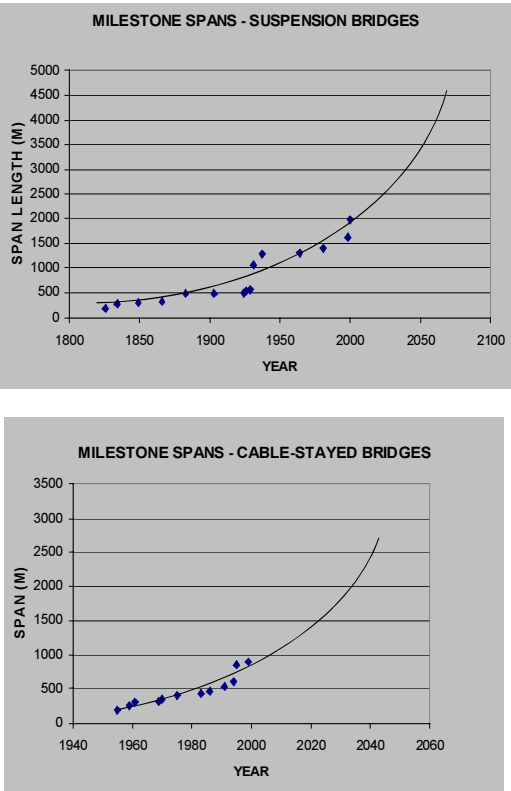


Fig. 1: Historical Trends



## **How long can we build?**

Knowing that the state-of-the-art is changing with time, we should be humble in predicting the future. There are new materials showing promise for construction. Composite is one. But the actual application of these materials will require more testing and actual performance record before they can be used in a super long span bridge, which is inherently a big investment that usually calls for more conservatism.

Let us just look at what is available today. High strength steel is still the only real high strength material suitable for super long span structures. Our question is then "What are the limits of steel bridges".

For the main cable of a suspension bridge, we will use galvanized high strength wires with an ultimate breaking strength of 1800 Mpa. Because the live load in a super long span is insignificant, we will use an allowable stress of 700 MPa.

For the girder of a cable-stayed bridge, we will base our estimate on a 350 MPa steel with an allowable stress of 190 MPa.

The unit weight of steel is  $78 \text{ kN/m}^3$ .

## **What are the problems?**

There are difficulties and there are limitations. Difficulties can be resolved in the design, may be at an additional cost. Limitation is a boundary beyond which a structure can not be designed.

For super long span bridges these are the major difficulties:

1. Lateral stability under wind and earthquake; and
2. Sag of very long stay cables.

## **Lateral stability**

In the lateral direction, the girder is like a bridge carrying wind and other loads. The width to span ratio is an important indicator.

The required width of a bridge girder results from the number of traffic lanes the structure is designed for. It is independent of the span length. For a 6 lane bridge, the required deck width is about 34 meters. If the span is 1000 m, the width to span ratio is 1:30, which is acceptable. When the span is doubled to 2000 m, this ratio decreases to 1:60, which is then rather small for an unsupported girder span.

Obviously, there is no restriction to widening the girder as needed even if the deck width is not necessary for traffic. But this may significantly increase the cost of the structure.

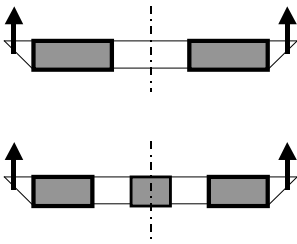


Fig. 2: Widening of deck



There are other ways to increase the lateral stability of the girder for very long spans. The most straight forward method is to directly increase the width by separating the girder into two or three boxes and connecting them with cross beams and bracing, Fig. 2.

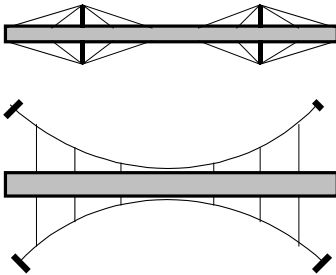


Fig.3: Cable bracing

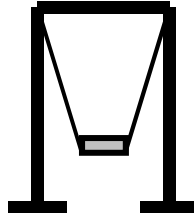


Fig.4: 3-dimensional cable

This approach, now intended for the Messina Strait Bridge in Italy, the San Francisco Oakland Bay Bridge in the United States and the Tsing Lung Tau Bridge in Hong Kong, is effective. By putting the boxes at the outside of the cross section, it also significantly increases the torsional stiffness of the girder and the aerodynamic stability of the bridge. The disadvantage is the increased cost of the girder. The wider deck now will have high bending moments in the transverse direction and the cross beams must be rather robust and costly.

A second method is to brace the deck transversely by cables. This approach is popular in pipe bridges where the girder is very flexible. There are various schemes of cable bracing. It can be either a suspension bridge system or a cable-stayed bridge system in the lateral direction, Fig. 3. The difference between the two is that a cable-stayed bracing system will introduce axial force in the girder while a suspension system will not.

Another often-discussed method is the use of three dimensional cable arrangements. If sufficient inclination is provided to the main cables in the lateral direction, the lateral stiffness of the girder is automatically increased. To do this, the tower top must be spread wide apart, Fig. 4.

Any one of the above schemes can be effective for a super long span bridge, be it cable-stayed or suspended. There will be additional cost. But this cost increase is in the acceptable range for a super long span bridge. Therefore, this problem creates resolvable engineering difficulties, but it is not a limitation.

### Sag of long stay cables

The actual effectiveness of a very long, inclined cable can be drastically reduced by the sag caused by the dead weight of the cable itself. There are several ways to deal with this problem. The basic idea is to divide the length of the cable into smaller sections so that the change in the sag is small.

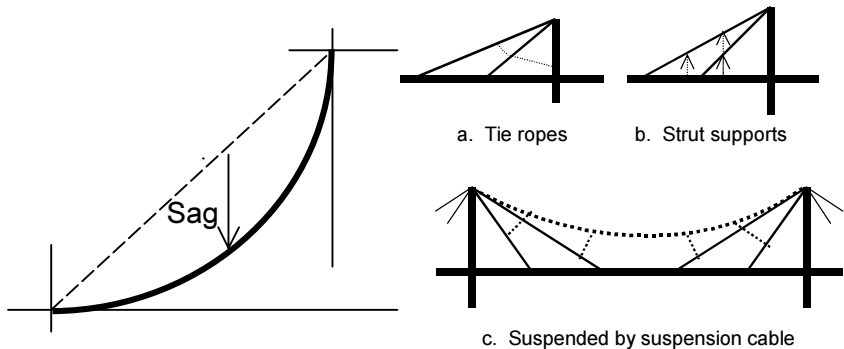


Fig.5 : Improving cable stiffness

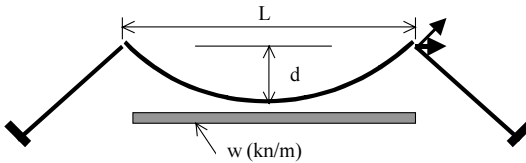
### Limitation - Maximum allowable stresses

For a certain material there is a limitation of allowable stresses. The problem of allowable stresses is different between suspension bridges and cable-stayed bridges. In a suspension bridge, the limit is posed by the tensile stress in the cables. In a cable-stayed bridge, the limit is posed by the compressive stress in the girder. We will look at them separately.

## Suspension bridges

For a suspension bridge, the main carrying member is the cable. The girder is a secondary member that can be made to work for almost any span length with respect to allowable stresses.

Assuming a span to dip ratio,  $L/d$ , of 8 and assuming the cable profile to be approximately a parabola, the horizontal component,  $H$ , in the main cable will be



$$H = w \cdot L^2 / (8 \cdot d) = w \cdot L$$

Where  $L$  is the span length,  $d$ , the dip of the parabola and  $w$ , the uniform load along the span length.

Thus, the maximum force in the cable, at the saddle, is approx.

$$T = 1.12 H = 1.12 w \cdot L = 1.12 \cdot (w_c + w_g) \cdot L$$

If  $f_a$  is the allowable tensile stress in the cable,  $A_c$  is the cable cross sectional area, the maximum feasible span length will be

$$L = f_a \cdot A_c / [1.12 \cdot (w_c + w_g)]$$

where  $w_c$  is the cable weight and  $w_g$  is the girder weight.

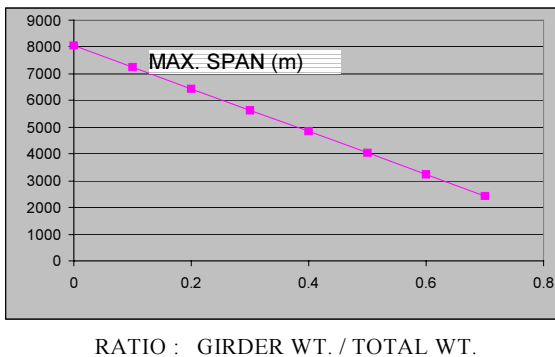


Fig. 6: Maximum span for various girder weight

If we assume that for a super long span suspension bridge, the live load and the girder weight are negligible compared to the weight of the cable, with an allowable cable stress of 700 MPa, the maximum feasible span length will be about 8000 meters. If the span to dip ratio is changed to 10, which is more common for smaller spans, the maximum feasible span will be about 6500 m.

If the girder weight is not negligible, the maximum feasible span length will be smaller, Fig. 6.

### Cable-stayed bridges

Contrary to the suspension bridges, the limitation in a cable-stayed bridge is the compressive stress in the girder.

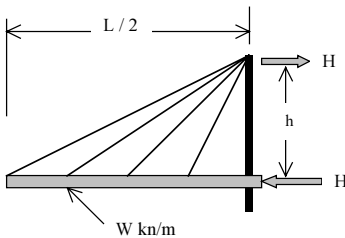


Fig. 7: Maximum compression in a cable-stayed girder

If an uniform girder is used along the entire length of the bridge with a radial cable configuration, which creates the minimum compression in the girder, the maximum axial compressive force in the girder near the tower is, FIG. 7,

$$H = w * L^2 / (8 * h)$$

Which is very similar to the formula for suspension bridges. However, the tower of a cable-stayed bridge is usually twice higher, or  $0.25 L$  so the maximum axial force in the girder becomes

$$H_{max} = w * L / 2$$

In a cable-stayed bridge, the weight  $w$  comprises of the structural dead weight, the superimposed load and the live load. By using open grid railings and thin polyester wearing surface, it is feasible to limit the superimposed dead load and the live load to a total of about 20% of the structural dead weight. Thus, the maximum compression will be

$$H (max) = 1.20 * w_g * L / 2 = 0.6 * w_g * L$$

$$\text{or} \quad L (max) = H (max) / [0.6 * \gamma * A_g] = f_a / [0.6 * \gamma]$$

Where  $\gamma$  is the unit weight of steel, 78 kN per cubic meter.

Neglecting the flexural stresses,  $f_b$ , in the girder, with  $f_a=190$  MPa in compression, the maximum span length is

$$L (\text{max}) = 4100 \text{ meters (for } f_b = 0)$$

The flexural stresses in the girder depend on the configuration of the girder cross section, the support conditions and live load intensity. For a super long span cable-stayed bridge, the maximum flexural stress at the critical section near the towers is not very significant. If we assume that the flexural stress is 10% of the total stress at the critical section, the maximum span length will then be

$$L (\text{max}) = 3700 \text{ meters}$$

for a constant section girder.

However, the cross sectional area of the girder can be increased with increased axial force, especially in the vicinity of the towers. This will bring the above limit to about 5000 m. But to avoid significant cost increase, 4500 m is probably a reasonable limit.

### Higher strength steel

Steel with higher strength is available today. The Neuenkamp cable-stayed bridge in Duisburg, Germany used a very high strength steel for the towers, which are predominantly compression members. The steel had a yield strength close to 700 MPa. The bridge was built in late 1960's and is performing well.

If we use this steel for the girder of a cable stayed bridge, the allowable stress will be double and the maximum span length will approach that of a suspension bridge.

### Cable-stayed bridge with straddle cables

Fig.8 shows the idea of a straddle cable system. By anchoring some back span cables to an external anchor block and make them continuous over the main span, we create a different cable supporting system that does not cause compression force in the girder. The center portion of the cable will work like a straddle offering vertical supports to the bridge girder.

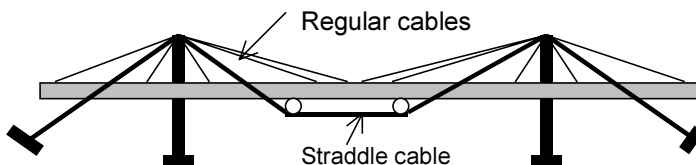


Fig. 8: Straddle cable system

If such a system is added to replace the cables near the mid span of a classical cable-stayed bridge the compressive force in the girder will be significantly reduced. After completion of construction, the girder should be firmly attached to the straddle cables at the turning points so as to achieve the advantage of a real cable-stayed system.

The maximum span of such a bridge system is limited by the capacity, or the allowable stress of the straddle cables. The longest cable may end up just carrying its own weight. It is very similar to a suspension bridge except that, based on tradition, the towers will be twice as high and so the span can theoretically be twice as long, say 16000 meters.

However, considering the fact that the effective unit weight of stays is higher to account for corrosion protection measures, the practical limit of span length for such a combined system can be assumed as the sum of the two above, 12000 meters.

### **Hybrid System – A combination of suspension and stay cables**

This hybrid system was suggested by Dischinger fifty years ago, Fig. 9. It is advantageous for bridges requiring shorter towers. With the same tower height as a regular suspension bridge, the maximum length can only be increased slightly comparing to a true suspension bridge. However, if we make the tower height the same as a traditional cable-stayed bridge, the span can theoretically be doubled. But for all practical purposes, we can assume it to be equivalent to the straddle system discussed above and assume the span limit to be 12000 meters.

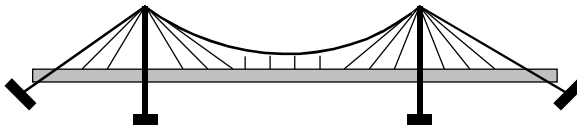
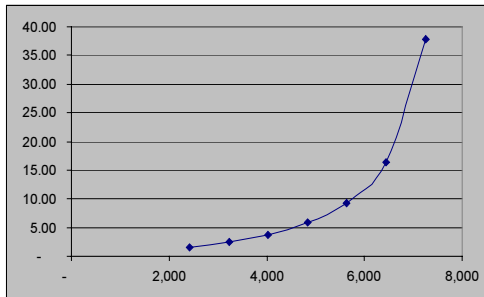


Fig. 9: Hybrid system

### **Affordability**

Cost is definitely a restraining factor for building super long span bridges. The cost increases rapidly as the span increases, Fig.11. Affordability depends on the necessity and the prevailing living standard. A bridge save travel time compared to ferries, for example. As living standard increases, we will be able to pay more for the time we save and longer spans become affordable.

BILLION US\$



SPAN LENGTHS (M)

Fig.10: Cost of superstructure in year 2000 us dollars

The equation to test if a very long span bridge makes sense is very simple. A bridge makes sense if

**VALUE > COST.**

The value of a bridge, however, is generally comprised of three components: political value, aesthetic value and value of convenience.

Connecting communities or land masses by a bridge can be politically very important. Such a connection creates a feeling of togetherness and unity. True, it is difficult to numerically calculate its monetary value. But its perceived value is always obvious.

Aesthetic value is also hard to calculate. A bridge, especially a super long span bridge does have a monumental value. A well designed bridge is a piece of art, a monument. Considering that we often spend a significant amount of money to beautify our buildings and landscaping, the aesthetic is an added value of a bridge.

The practical value of a bridge is the value of convenience, or the amount of money people are willing to pay for the use of the bridge. It is extremely rare that a bridge is absolutely necessary. There is always a way we can get from one place to another. The difference is convenience. Convenience means saving in time and effort.

Summing up the saving of all users of the bridge yields the value of convenience of the bridge. When living standard increases, the value of convenience also increases. This often explains why some bridges that were not economically feasible in the past become feasible today or in the future. Based on the same logic, longer spans, which cost more, will become more feasible as our living standard increases.



## Frontier of our technology

The frontier of our technology is expanding continuously. Even though bridge engineering is by its nature conservative and does not advance as fast as in such fields as biology and electronics, which, according to Moore's theory, double its knowledge every eighteen months, expand it does nevertheless.

Here we can look at a few areas of interest to bridge engineering: material development, construction equipment, aerodynamics and seismic engineering.

*Construction materials* - As I mentioned above, the main construction materials today are concrete and steel. Composite may be available. But its application on very long span bridges is still many years away. Because weight is of importance, steel is the choice material for very long span bridges. While stays for cable-stayed bridges had evolved continuously in the last fifty years, the material and erection of the main cables of a suspension bridge has hardly changed in the last 120 years except that low tension air-spinning and pre-fabricated strands are useful new developments.

*Construction Equipment* - In the last century, construction equipment has not really changed too much in concept. But their capacity has increased significantly. We can now easily lift as much as 100 MN of bridge elements. High capacity floating or land based cranes and hydraulic jacks are common. Sophisticated formwork and form travelers are readily available. In general, we are able to design the required equipment to build a bridge of any span length.

*Aerodynamics* - Aerodynamics of bridges started only seriously after the collapse of the First Tacoma Bridge in 1943. Today we have accumulated a wealth of knowledge that allows us to deal with aerodynamic phenomenon such as vortex induced vibrations, turbulence induced vibrations, wake vibrations and rain-wind cable vibrations. Obviously there are things we still do not know. But for today's span lengths, we are quite confident that we can design aerodynamically safe bridges.

For the longer spans we can envision in the near future, we are also quite confident that we can design the bridge to be safe with respect to aerodynamics.

*Earthquake* - The last thirty years saw significant advancement in seismic design: both in the database and in the understanding of the effect of seismic movement on a bridge. The most important advance is the realization that an earthquake induces a motion, not a force. The force is only a response of the structure to the seismic motion. This leads to the concept of ductile structures. Studies of structural failures in recent earthquakes show that we are in the right direction. In addition, our database provides us the characteristics of earthquakes that happened at various seismic faults, kind of a signature of each fault. Coupling with the availability of ever more powerful computers, we can numerically analyze the behavior of a bridge under a given earthquake, even though with certain assumptions.

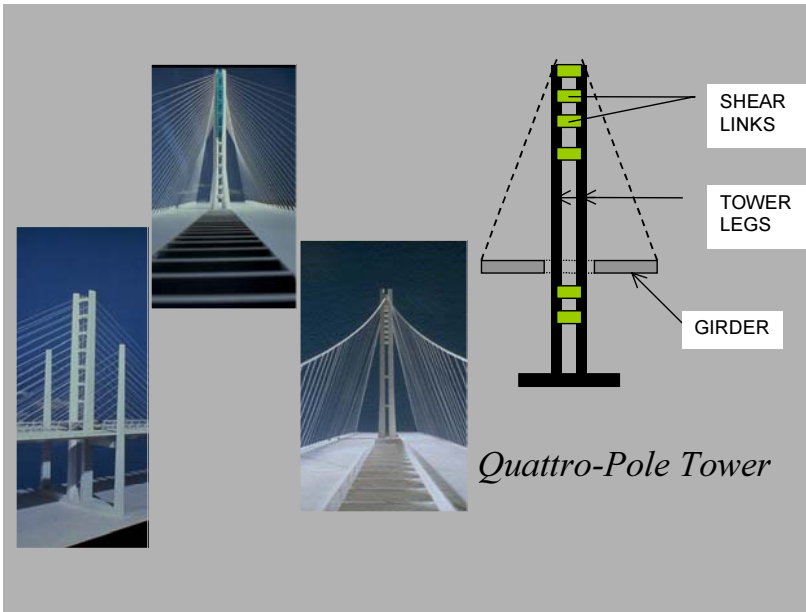


Fig.11: San Francisco Oakland Bay Bridge

The new San Francisco Oakland Bay Bridge is defined as a lifeline structure and must remain open to traffic almost immediately after a major earthquake. We developed the Quattro-pole tower that has four poles, or columns that are connected by shear links. During a major earthquake, the tower can endure large deformations. As the shear links may yield and dissipate a large amount of energy, the poles will remain elastic.

We have also just completed the seismic retrofit design for the Golden Gate Bridge that was originally designed only for a 7.5%g earthquake force. The bridge will be safe for a magnitude 8.3-earthquake in the area after the retrofit has been completed. Obviously there are still many unknowns in seismic engineering. Near field vertical acceleration, flings and seismic wave propagation, to name a few, will need further research.

## **Conclusion**

The construction material and the technology available today will allow us to build bridges of super long spans as long as 12000 meters. The longest existing span, the Akashi Kaikyo Bridge, has a span of only 1991 meters. Furthermore, if we can develop a new material that is twice as strong and weighs half as much as today's steel, the maximum span could be extended to about 40000 meters.

Obviously, there is ample room for extending our limit!

## **Man-Chung Tang**

Dr.-Ing., Dr.-Ing. e.h., D. Litt., PE

- |      |  |
|------|--|
| 1938 | geboren in Kwang Tung, Südchina<br>Schulbesuch in Hong Kong                        |
| 1959 | BSc-CE. Chu Hai College, Hong Kong   |
| 1963 | Dipl.-Ing. TH Darmstadt  |
| 1965 | Dr.-Ing. TH Darmstadt<br>GHH Oberhausen  |
| 1968 | USA: Severud & Assocs; Dywidag New York  |
| 1978 | DRC Consultants New York<br>Design – Research – Construction                       |
| 1995 | TY Lin International San Francisco<br>Technical Director and Chairman of the Board |
| 2001 | Ehrenprofessur Universität Tsing Hua Beijing<br>Ehrenpromotion Universität Kassel  |