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

Band: 13 (1988)

Artikel: Überdachung des Wiener Praterstadions

Autor: Pircher, Heinz / Raunicher, Albert P.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-13090

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 08.08.2025

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

Überdachung des Wiener Praterstadions

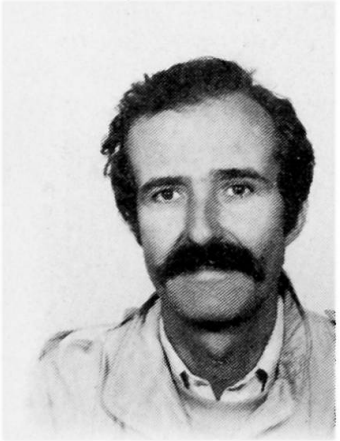
Roof of the Praterstadion of Vienna

Toiture du stade du Prater de Vienne

Heinz PIRCHER
Dipl.-Ing.
TDV – Pircher und Partner
Graz, Österreich

Heinz Pircher, geboren 1942, absolvierte sein Bauingenieurstudium an der TU Graz. Nach fünfjähriger Tätigkeit als Assistent am Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke gründete er 1970 TDV. Er beschäftigt sich mit der Entwicklung von Software und deren Anwendung für das Ingenieurwesen. Weiters ist er Lehrbeauftragter an der TU Graz.

Albert P. RAUNICHER
Dipl.-Ing.
Ing. büro Zemler + Raunicher
Wien, Österreich



Albert P. Raunicher, geboren 1944, studierte Bauingenieurwesen an der TU Wien und ist in der Statik und Konstruktion des Hoch- und Industrieanlagenbaues sowie des konstruktiven Ingenieurbaues tätig. Seit 1979 selbständiger Zivilingenieur für Bauwesen. Spezialgebiet: weitgespannte Flächentragwerke.

ZUSAMMENFASSUNG
Die im Herbst 1986 fertiggestellte Überdachung des Wiener Praterstadions überspannt, nur am Außenring aufgelagert, frei eine Ellipse mit 270 x 215 m und ist damit eine der weitest gespannten Dachkonstruktionen der Welt.

SUMMARY
The roof of the Prater stadium in Vienna was completed in autumn 1986. The construction, only supported by the outside ring, is spanned over an ellipse of 270 x 215 m. It is one of the largest constructions of this type in the world.

RÉSUMÉ
La nouvelle toiture du stade du Prater de Vienne a été complétée en octobre 1986. La construction, supportée seulement per l'anneau extérieur, est une ellipse de 270 x 215 m. Il s'agit d'une des plus vastes toitures tendues du monde.

1. ALLGEMEINE BESCHREIBUNG DER KONSTRUKTION

Das Tragwerk ist als Stabschale ausgebildet. Der Außenring, von 112 lambdaförmigen Rahmen am äußeren Tribünenrand über Pendelstäbe unterstützt, wirkt als Druckring. Der Innenring, ca. 13 bis 17 m tiefer angeordnet und in ca. 48 m Entfernung parallel auf einer kleineren Ellipse verlaufend, wirkt als Zugring. Zwischen Zug- und Druckring sind radiale Speichen und die Stabschale angeordnet, gebildet aus weiteren 4 Zwischenringen und Diagonalstäben. An jedem Knoten schließen somit im allgemeinen 6 Stäbe an (Fig.2).

Fig.1 Fertiges Stadion

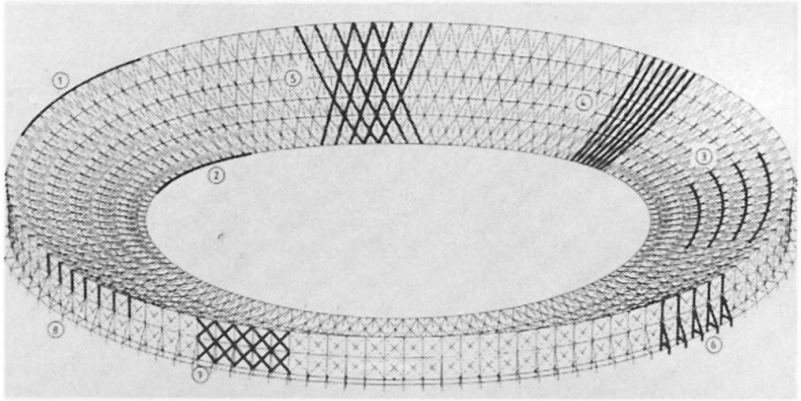


Fig.2 Komponenten des statischen Systems

Legende :

1 Außenring
2 Innenring
3 Zwischenringe
4 Speichen
5 Diagonalen
6 Lambda-Rahmen
7 Auskreuzung
8 Pendelstützen

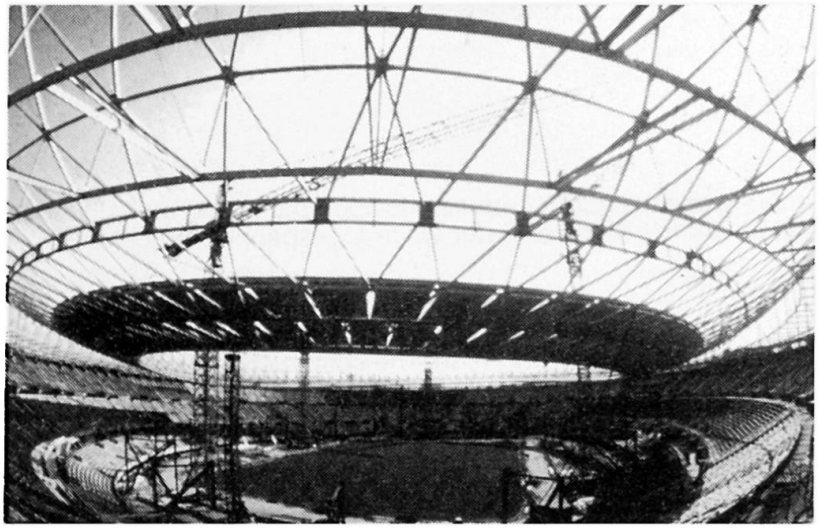


Fig.3 Montagezustand

Die Dachhaut liegt zwischen Innenring und mittlerem Zwischenring auf dem tragenden Stabwerk auf. Zwischen Mittel- und Außenring ist die Dachhaut vom Stabwerk abgehängt. Es ergibt sich ein flaches Satteldach, während die tragende Stabschale mit gleichmäßig konkaver Krümmung vom Innenring zum aufgeständerten Aussenring verläuft (siehe Fig.6).

Die ästhetisch reizvolle Konstruktion stellt eine besonders wirtschaftliche Lösung dar :
- sie ist mit 1700 Tonnen Stahl (53 kg/m²) in Relation zur Stützweite sehr leicht.
- aufgrund des geringen Gewichtes und der weiträumig verteilten Lasteinleitung war keine Verstärkung der bestehenden Tribünenkonstruktion notwendig.
- die Montage konnte ohne Hilfsunterstützungen innerhalb der Dachfläche nur von Kränen aus durchgeführt werden.
- Detailprojektierung und Bauausführung wurden in zusammen nur 15 Monaten durchgeführt.

2. DER "CONZEM" - KNOTEN

Der "CONZEM"-Knoten ist das Herzstück der Konstruktion : Ein ca. 80 cm großer Sphäroguß-Hohlkörper mit 6 Öffnungen, in welchen die 6 anschließenden Stäbe (Rechteckrohre 150/250 mm) vorerst nur lose gesteckt werden. Wenn alle Stäbe montiert sind, werden die verbleibenden Hohlräume mit Spezialbetonmörtel vergossen, nach Erhärten ist der Kraftschluß hergestellt (Fig.4).

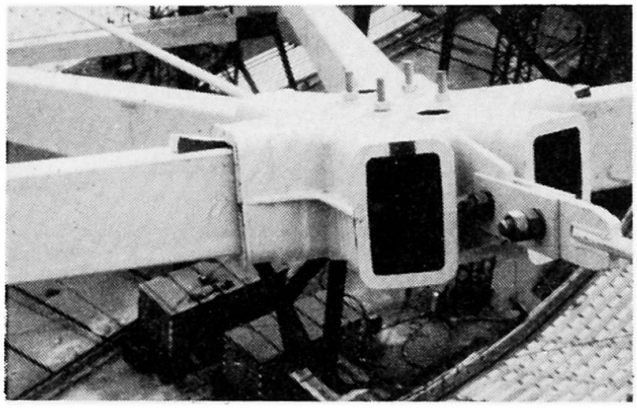


Fig.4 CONZEM-Knoten

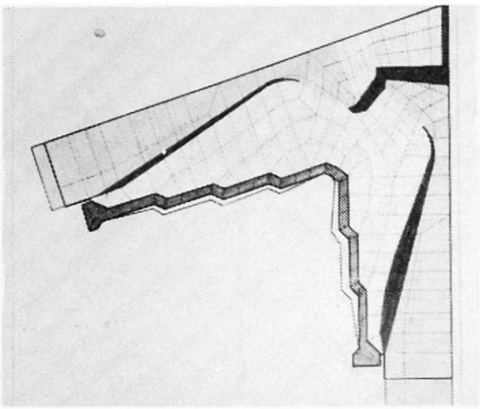


Fig.5 FE-Modell mit gerissener Betonzugzone

Auf der Baustelle müssen so weder Verschraubungen noch Schweißarbeiten durchgeführt werden. Die Geometrie der einzelnen Knoten ist verschieden, nur jeweils 4 sind zueinander symmetrisch. Das System läßt es aber zu, die Paßmaße so mit Toleranzmaßen zu erweitern, daß die Knoten für die gesamte Konstruktion aus 3 Grundtypen (Gußformen) gefertigt werden konnten.

Das Eigengewicht der Konstruktion wird nicht über die im Knoten verankerten Stäbe abgetragen (siehe Fig.3). Der Verguß-Beton in den Knoten wird daher nur durch kurzzeitige Lasten beansprucht. Kriechvorgänge sind daher nicht zu erwarten.

Die Biegesteifigkeit zwischen Knoten und Stäben ist entscheidend für die Abtragung der Windkräfte und die zugehörigen Stabilitätsnachweise (Durchschlagen der Stabschale nach oben !). Es wurden daher Festigkeitsversuche an Originalknoten durchgeführt. Parallel zu diesen Versuchen wurden auch Berechnungen nach der FE-Methode angestellt. Zugspannungen im Füllbeton wurden dabei ausgeschaltet, die Reibung zwischen Stahl und Beton wurde mit 0.35 begrenzt. Es ergab sich gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung, aus der statischen Auswertung der Versuche wurde eine Bemessungsvorschrift abgeleitet.

3. DIE MONTAGE

- zuerst wird der Außenring montiert, dann der Innenring auf einem leichten Hilfsgerüst ca. 0,7 m unterhalb seiner späteren Lage in Position gebracht.
- Montage der "Speichen" : Jeweils 2 bzw. 3 Knotenstücke werden mit Rundstählen zu einer "Kette" verbunden und in radialer Richtung zwischen Außen- und Innenring eingehängt.
- anschließend werden die Diagonal- und Zwischenringstäbe vom Kran aus in die Knotenstücke eingeschoben. Das Eigengewicht der Stäbe spannt die "Ketten", über die Mechanik eines "Seileckes" stellt sich die Geometrie des Tragwerkes von selbst ein. Dabei hebt der Innenring automatisch vom Hilfsgerüst ab (Fig.6).
- jetzt werden die Knoten vom Kran aus mit Spezialmörtel gefüllt, nach Erhärten ist Kraftschluß hergestellt.
- zuletzt wird dann die Dachhaut (Trapezbleche) montiert.

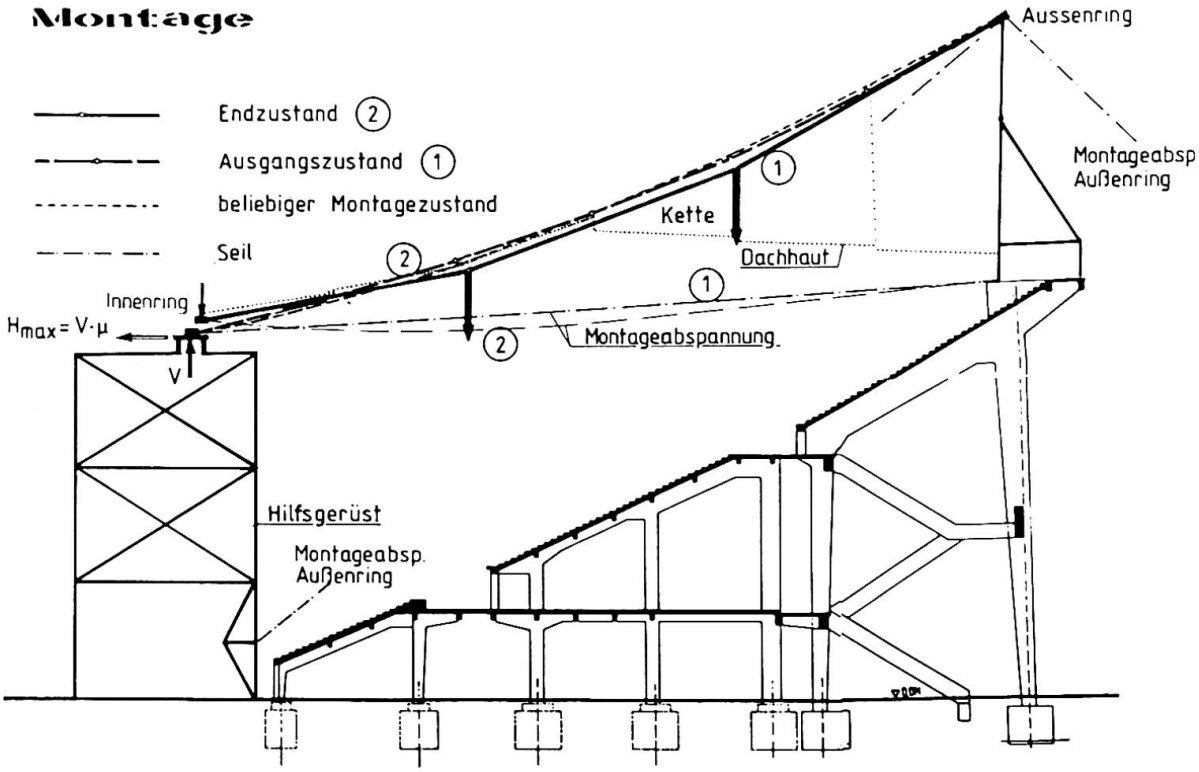


Fig.6 Schnitt

Dieser Montagevorgang ist Voraussetzung für die wirtschaftliche und schnelle Herstellung der Konstruktion. Für Statik und Formgebung des Bauwerkes ergeben sich folgende Konsequenzen :

Vor Ausgießen der Knoten wirkt die Stabschale nicht im statischen System mit. Dieses besteht aus 2 elliptischen Ringen, die durch radiale Gelenkketten verbunden sind. Die vertikalen Knickwinkel der Gelenkketten entsprechen der Last, die in jeden einzelnen Knoten eingeleitet wird. Die beiden Ringe können ohne die aussteifende Wirkung des Stabwerkes nur eine geringe Biegewirkung abtragen. Daher muß die Ringzugkraft (innen) bzw. Ringdruckkraft (außen) mit den Zugkräften der Speichen im Sinne von "Umlenkkräften" im Gleichgewicht stehen. Die variable Krümmung des Außenringes bildet sich daher in einer variablen Höhenlage des Innenringes ab. Die elegante Raumkurve des Innenringes entspricht also nicht der architektonischen Gestaltung, sondern der Notwendigkeit einer biegungsfreien Abtragung des Eigengewichtes im Bauzustand.

Diese Idealgeometrie garantiert biegungsfreies Abtragen allerdings nur im Endstadium der Montage, wenn das volle Eigengewicht wirkt. In vorangehenden Montagephasen paßt das Kräftespiel der teilbelasteten Struktur nicht zur Geometrie des Innenringes. Es kommt daher zu großräumigen Verformungen, die durch die Hilfsauflagerung des Innenringes und zusätzliche Hilfsabspannungen begrenzt und behindert werden müssen.

4. DIE STATISCHE BERECHNUNG

wurde weitgehend am Computer abgewickelt und mußte unter anderem folgende Probleme lösen :

- Große Verformungen : Zwischen Ausgangslage im Montagezustand und verformter Lage extremer Lastzustände bestehen Differenzen bis zu 2,5 m. Daher wurde die gesamte Berechnung unter Berücksichtigung der Effekte großer Verformungen (Theorie III. Ordnung) durchgeführt.
- Bauzustände : Das verwendete Programm mußte in der Lage sein, alle Verformungen und Schnittkräfte über die ständig wechselnden statischen Systeme zu akkumulieren. Dabei ist zu beachten, daß die "Ketten" im Montagezustand im Sinne einer Seilnetzkonstruktion wirken. Für alle wichtigen Bauphasen waren Spannungen, Verformungen, sowie die Stabilität des äußeren Druckringes nachzuweisen. Dazu mußten die Effekte von Seilabspannungen inkl. Zug-Druck-Ausschaltung, das Abheben von Auflagern zusammen mit der automatischen Berechnung der horizontalen Reibungskräfte in der Iterationsrechnung gemäß Theorie Großer Verformungen berücksichtigt werden. Bei der Berechnung des fertigen Systems (Stabschale mit nun biegesteifen Knotenverbindungen) mußte beachtet werden, daß die Beanspruchung aus Eigengewicht im Sinne des Bauzustandes verbleibt und nur später aufgebrachte Lasten (Wind, Schnee usw.) am Gesamtsystem wirken.
- Knicken des Außenringes im Bauzustand : Die lambdaförmigen Stützrahmen sind zum Außenring mit einem Pendelstab angeschlossen. Der Außenring ist also radial frei beweglich. Jede denkbare Knickfigur des Außenringes hat aber auch tangentiale Bewegungskomponenten. Auf diesem Wege dienen die Auskreuzungen zwischen den Lambdarahmen zur Knicksicherung. Wegen dieser tangentiellen Verformungsbehinderung hat die kritische Knickfigur eine relativ kurze Wellenlänge.
- Stabilitätsnachweis : Hiezu wurden für mehrere Lastkombinationen die Lastwerte in mehreren Stufen gesteigert. Dadurch wurde sichergestellt, daß die Lasten mit normgemäßer Sicherheit aufgenommen werden, ohne daß im System Instabilitäten auftreten. Dabei wurde besonders auf das Problem des "Durchschlagens" bei Windsog geachtet. Die erforderliche Sicherheit konnte nur dadurch erreicht werden, daß die Rundstähle der Ketten am Außenring wechselweise oben und unten exzentrisch angeschlossen wurden. Benachbarte Knoten erhalten so einen Niveau-Unterschied und die Stäbe des Stabwerkes bilden mit den Rundstählen der Ketten ein Sprengwerk, das dann für Biegung in radialer Richtung die erforderliche Steifigkeit bringt (Fig.7).

5. DIE SCHWINGUNGSBERECHNUNG

Zur Beurteilung der Auswirkungen von Windböenbelastungen wurde eine dynamische Berechnung durchgeführt. Es wurden alle Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen bis zur Frequenz von 2 Hz ermittelt. Zur

Festlegung der Erregerkräfte standen die Ergebnisse eines Windkanalversuches zur Verfügung :
- Druckverteilung für das "Stundenmittel"
- Spectrum für die "Standardabweichungen" der Winddrücke vom Stundenmittel.

Auf Basis der "Modalen Analyse" wurden Standardabweichungen der Schnittkräfte und Verformungen zu den Werten des Stundenmittels berechnet. Inzwischen vorliegende Beobachtungen für einige extreme Windereignisse haben die Vorausberechenbarkeit der winderregten Schwingungen bestätigt. Rechnung und Wirklichkeit unterscheiden sich bezüglich der Kraftübertragung durch Reibung zwischen der Tragkonstruktion und den Trapezblechen der Dachhaut. Daher steht der errechneten niedrigsten Eigenfrequenz von 0,4 Hz eine gemessene von 0,5 Hz gegenüber. Die Dämpfung, für die Rechnung mit 7% angenommen, wurde am fertigen Bauwerk mit 12% gemessen. Wenn man diese beiden Parameter (Dämpfungskonstante und verschobene Eigenfrequenz) in der modalen Analyse entsprechend korrigiert, stimmt die Rechnung im Rahmen der Beobachtbarkeit mit dem tatsächlichen Verhalten der Struktur überein.

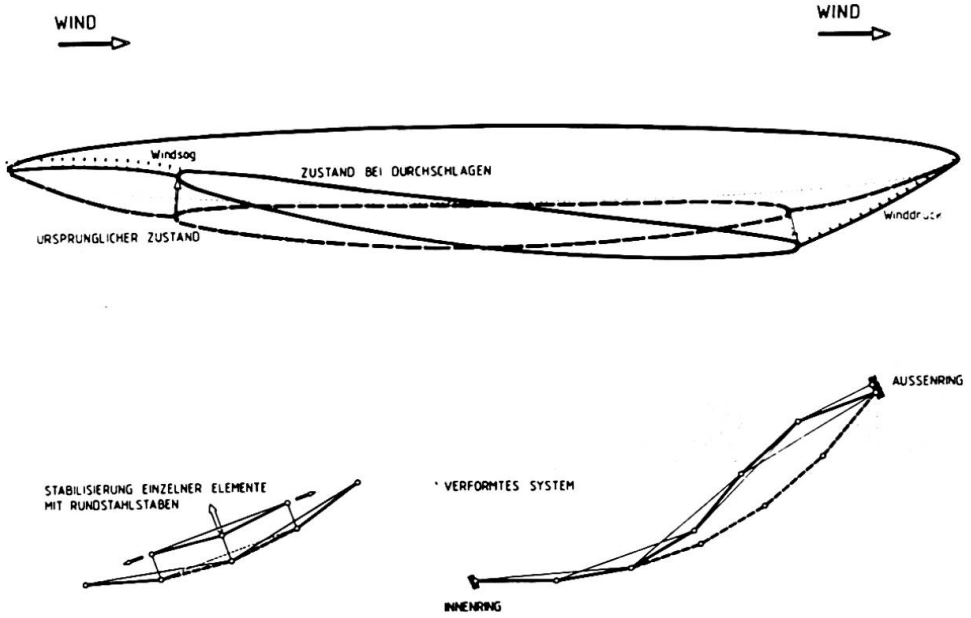


Fig.7 Durchschlagen bei Windsog

Abschließend sei noch allen am Projekt Beteiligten für die gute Zusammenarbeit gedankt :

Gesamtplanung und
Bauüberwachung :
Ingenieurbüro CONPROJECT
Ing. Erich Frantl
Ing. Peter Hofstätter

Statik :
Dipl.-Ing. Willibald Zemler
Dipl.-Ing. Albert P. Raunicher

EDV - Statik :
TDV-Dipl.-Ing. Heinz Pircher

Bauherr :
Wiener Stadthalle - KIBA

Generalunternehmer :
VOEST-ALPINE-HEBAG, vormals
Wiener Brückenbau A.G. (WBB)

Prüfingenieure :
Univ.Prof.Dipl.-Ing.
Dr. Peter Klement
Dipl.-Ing.Dr. Kurt Kratzer

Schwingungstechnische Beratung :
Doz.Dr.-Ing. Hans Ruscheweyh