

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVERBANDS



Stahlbau

Kundschau

Heft 25 – 196

SONDERHEFT
ÖSTERREICHISCHER
STAHLBAUTAGUNG 1
GRAZ

Inhalt

Elemente des Stahlleichtbaues (Prof. Dr. techn. L. Kirste)	Seite 3
Stahlhochbau und Stahlbrückenbau im Lichte von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen (Dipl.-Ing. Dr. techn. F. Cichocki)	Seite 9
Bau und Verwendung von Bühnenmaschinerien im modernen Theaterbau (Prof. Dipl.-Ing. W. Unruh) . . .	Seite 18
Stahl im Hochgebirge (Dipl.-Ing. F. Gumbsch)	Seite 23
Statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlleichtbau (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Beer)	Seite 31
Stahlleichtbauprofile – ihre Anwendung im Freileitungsbau und auf anderen Gebieten (Dipl.-Ing. W. Probst)	Seite 49
Verwendung von Kunstharzen im Stahlleichtbau (Dr. techn. J. Postl)	Seite 59
Forschungsarbeiten über die Anwendung von Kunstharzklebern an der Technischen Universität für Bau und Verkehrswesen Budapest (Dipl.-Ing. M. Faber)	Seite 64
Extracts	Seite 65

Contents

Elements of Lightweight Steel Structures (Prof. Dr. techn. L. Kirste)	Page 3
Structural Steelwork for Buildings and Bridge Construction seen from the Point of View „Economy“ (Dipl.-Ing. Dr. techn. F. Cichocki)	Page 9
Design and use of stage machineries in modern Theater Constructions (Prof. Dipl.-Ing. W. Unruh) . . .	Page 18
Steel used in the Mountain Area (Dipl.-Ing. F. Gumbsch)	Page 23
Viewpoint on the Lightweight Steel Work with regard to Design and Design Computation (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Beer)	Page 31
Lightweight Steel Sections – their use for Overhead Transmission Lines and in other Field (Dipl.-Ing. W. Probst)	Page 49
Use of synthetic Resin in Structural Steelwork (Dr. techn. J. Postl)	Page 59
Research work on the application of synthetic resin as adhesive substance carried out on the Technical University for building and traffic matters in Budapest (Dipl.-Ing. Miklós Faber)	Page 64
Extracts	Page 65



Spanndrahtdach der Schnellbahnstation Floridsdorf

Prestressed steel wire roof for a local railway Station in Vienna

Eigentümer und Herausgeber: Österreichischer Stahlbauverband, Wien; für den Inhalt verantwortlich: Dr. Hugo Dienes, beide Wien IX, Fürstengasse 1 (Palais Liechtenstein); Verleger: Dipl.-Ing. Rudolf Bohmann Industrie- und Fachverlag, Wien I, Canovagasse 5; Redaktionelle Gestaltung: Ing. H. Wanke; Druck: Buchdruckerei Weiss & Co., Wien III, Ungargasse 2, Tel. 73 23 12

Stahlbau

Kundschau

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbandes

Heft 25

Sonderheft: Österreichische Stahlbautagung 1963

1964

Zur Eröffnung der Österreichischen Stahlbautagung 1964 in Graz

Von Direktor Dipl.-Ing. P. Götz, Präsident des Österreichischen Stahlbauverbandes

Sehr geehrter Herr Landeshauptmann!
Sehr geehrter Herr Bürgermeister!
Magnifizenzen!
Meine sehr geehrten Damen und Herren!

Ich habe die angenehme und ehrende Aufgabe, Sie im Namen des Österreichischen Stahlbauverbandes anlässlich seiner Stahlbautagung 1963 auf das herzlichste zu begrüßen. In Anbetracht der großen Anzahl in- und ausländischer Gäste muß ich es mir versagen, Sie alle namentlich zu begrüßen, doch erlauben Sie mir einige Ausnahmen!

Es gereicht uns nämlich zur besonderen Ehre, den Herrn Landeshauptmann-Stellvertreter der Steiermark, Herrn Professor Dr. Koren, in unserer Mitte begrüßen zu können. Herr Landeshauptmann, ich danke Ihnen herzlichst, daß Sie sich Zeit und Mühe genommen haben, zu uns zu kommen. Ferner begrüße ich Herrn Dipl.-Ing. Scherbaum, Bürgermeister der Landeshauptstadt Graz, in deren Mauern wir diesmal unsere Tagung abhalten.

Wenn der zweijährige Turnus unserer Stahlbautagung uns diesmal nach Graz gebracht hat, so muß unbedingt erwähnt werden, daß die Wirtschaft des Landes Steiermark in ganz hervorragender Weise mit unserem Werkstoff — dem Werkstoff Stahl — in Verbindung steht. Die „Grüne Mark“ wird dieses Land auch genannt,

weil mehr als 50% seiner Bodenfläche mit Wäldern bedeckt ist, und bäuerliches Volks- und Brauchtum wird in Stadt und Land auch heute noch gepflegt. Aber darüber hinaus ist die Steiermark auch eines der Zentren der österreichischen Stahlproduktion.

Nur 18% der Bodenfläche von Österreich nimmt die Steiermark ein, aber nahezu 40% der Stahlproduktion erfolgt in diesem Land, und bei der Stahlverarbeitung liegen die Verhältnisse ähnlich. Es ist wohl auch kein Zufall, daß von den drei österreichischen Hochschulen technischer Fachrichtung zwei ihren Sitz in der Steiermark haben, und zwar die Technische Hochschule Graz und die Montanistische Hochschule Leoben. In diesem Zusammenhang möchte ich die hier anwesenden Vertreter dieser beiden Hochschulen, an der Spitze Seine Magnifizienz, den Rektor der Technischen Hochschule Graz, herzlichst begrüßen. Mit ihnen begrüße ich aber auch alle übrigen Professoren in- und ausländischer Hochschulen, die uns die Ehre ihres Besuches gegeben haben, sowie die Professoren anderer technischer Lehranstalten. Ich begrüße ferner die Vertreter der verschiedenen Behörden, wie des Bundesministeriums für Handel und Wiederaufbau, des Bundeskanzleramtes Sektion IV, des Bundesministeriums für Landesverteidigung, der Österreichischen Bundesbahnen, die Vertretung des Magistrats der Bundeshauptstadt

Redaktioneller Hinweis:

Bei der Österreichischen Stahlbautagung 1963 in Graz wurde von den Vortragenden eine große Zahl von Lichtbildern gezeigt. Aus technischen Gründen ist es nicht möglich, alle diese Bilder zu veröffentlichen, weshalb nur eine beschränkte Auswahl getroffen werden konnte.

Wien und der Landesbaudirektionen, vor allem den Herrn Landesbaudirektor der Steiermark.

Eine besondere Freude bereitet es uns, daß wir wieder so viele Freunde aus dem Ausland bei uns begrüßen können. Ich begrüße die Vertreter aus folgenden Ländern: Belgien, Deutschland, England, Frankreich, Holland, Italien, Jugoslawien, Polen, Schweden, der Schweiz und aus Ungarn. Mit ihnen sind folgende Verbände vertreten, mit denen uns freundschaftliche Beziehungen verbinden, und zwar die Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf, le Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques, der Deutsche Stahlbau-Verband, die Europäische Konvention der Stahlbauverbände, der Italienische Stahlbau-Verband und die Schweizer Stahlbau-Vereinigung. Wenn ich bei dieser Gelegenheit auch die Vertreter des Österreichischen Betonverbandes herzlich begrüße, so handelt es sich dabei um keinen ausländischen Verband, aber um eine andere Sparte, mit der wir gleichfalls in aller Freundschaft zusammenarbeiten.

Mein besonderer Gruß gilt auch den vielen prominenten Vertretern unserer wichtigsten Auftraggeber, wie der Österreichischen Energiewirtschaft, die unserer Einladung gefolgt sind.

Unserer Tagung haben wir wie immer ein besonderes Motto vorangestellt, und diesmal lautet es: „Stahlleichtbau und Sonderkonstruktionen“. Der Stahlleichtbau gewinnt immer mehr an Bedeutung, nicht zuletzt auch deshalb, weil der Konkurrenz neuer Werkstoffe durch besonders leichte und ausgeklügelte Konstruktionen begegnet werden muß.

Last not least gilt mein Gruß den Herren Vortragenden, die die Hauptlast dieser Tagung zu tragen haben, und zwar der Reihenfolge ihrer Vorträge entsprechend: Herrn Professor Dr. K i r s t e der Technischen Hochschule Wien, Herrn Dr. C i c h o c k i, Direktor der Waagner-Biro AG, Herrn Professor Dipl.-Ing. U n r u h aus Wiesbaden, Herrn Dipl.-Ing. G u m b s c h, Direktor der Alpine Montangesellschaft, Herrn Professor Dr. B e e r der Technischen Hochschule Graz, Herrn Dipl.-Ing. P r o b s t der Vöest, Linz, sowie Herrn Dr. P o s t l der Maschinenfabrik Andritz.

Ich bin aber der Meinung, daß der Wert solcher Tagungen nicht nur in der Vermittlung neuer technischer Erkenntnisse durch das Vortragsprogramm liegt, sondern daß das gesellige Beisammensein und der gegenseitige Gedankenaustausch in diesen Tagen einen nicht zu unterschätzenden Beitrag zum so notwendigen Verständnis von Land zu Land und Volk zu Volk auch in technischen Belangen darstellt. Ich glaube, daß wir dem uns hierbei gestellten Ziel innerhalb der Konvention Europäischer Stahlbauverbände schon sehr nahe gekommen sind.

Sie werden nun anschließend sehr viel über Leichtbau hören. Die hier anwesenden Vertreter unserer Auftraggeber möchte ich aber davon in Kenntnis setzen, daß die österreichische Stahlbauindustrie gerne bereit ist, auch weiterhin schwere und schwerste Konstruktionen in Auftrag zu nehmen.

Ich bin nun am Ende meiner Ausführungen angelangt und bitte Herrn Landeshauptmann-Stellvertreter Professor Dr. K o r e n, zu uns zu sprechen.

Elemente des Stahl-Leichtbaues

Von L. Kirste, Wien

Leichtbau ist nicht ein besonderer Zweig der Technik: Er ist eine allgemeine Maßnahme, die stets dort ihre Berechtigung hat, wo eine Gewichtsverminderung des Tragwerks eine Ersparnis an Material- und Arbeitskosten bringt, oft aber auch noch andere Vorteile, die sogar eine kostspieligere Herstellung rechtfertigen können. Leichtbau ist daher angezeigt bei

- allen rasch bewegten Maschinenteilen;
- allen Fahrzeugen;

allen weitgespannten Bauwerken, weil bei geometrisch ähnlicher Vergrößerung das Tragwerksgewicht rascher wächst als die Tragfähigkeit und die Spanne für die Nutzlast immer geringer wird. Die wirtschaftliche Grenze einer Vergrößerung immer weiter hinauszuschieben, ist daher ebenfalls eine der Aufgaben des Leichtbaus.

Drei Faktoren müssen beim Leichtbau zusammenwirken:

Günstige Gestaltung, die unnütze Teile vermeidet und eine hohe „ausnützbare Festigkeit“ σ des verwendeten Baustoffs ermöglicht;

eine Stahlsorte, die bei genügender Bruchdehnung und Fließgrenze ein hohes Verhältnis von E-Modul zu Materialfestigkeit σ_0 aufweist: $E/\sigma_0 \geq 200$;

eine Dimensionierung, die allen Verformungen bei den verlangten Belastungen und auch denen bei der Montage und dem Transport Rechnung trägt.

Für die Gestaltung gibt es in der Natur zwei extreme Vorbilder: Einen „Aufbau von innen nach außen“ wie bei den Wirbeltieren, also Skelettbauten und Stabwerke, und einen „Aufbau von außen nach innen“ wie bei den Schalentieren, der auf Vollwand- und Kastenkonstruktionen führt. Für die Wahl ist die „Belastungsdichte“ richtungweisend; sie ist eine dimensionslose Größe, die bei einem einfachen Stab von der Länge l , der mit der Kraft P gedrückt wird, den Wert $B = P/l^2\sigma_0$ hat. Kleine Belastungsdichten führen auf Stabwerke, die verhältnismäßig schwer werden, große auf Vollwandkonstruktionen. Bei Brücken lassen sich höhere Belastungsdichten beispielsweise durch Unterteilung großer Systemlängen erreichen, ganz allgemein aber durch „gedrungene“ Gestaltung, bei der die Kraftangriffspunkte möglichst direkt miteinander verbunden sind.

Hochwertige Stahlsorten ergeben kleine erforderliche Querschnitte. Damit werden die Verformungen, auch im elastischen Gebiet, größer als bei Stählen geringerer Festigkeit. Das drückt sich einerseits in der Ermittlung der „ausnützbaren Festigkeit“ aus, andererseits kann eine vorgeschriebene

„zulässige Verformung“ oder eine Stabilitätsgrenze für die Bemessung maßgebend werden.

Elastizitäts- und Festigkeitsberechnungen beruhen darauf, daß die bei jeder Belastungsstufe sich einstellende Verformungsart jeweils die kleinste Formänderungsarbeit unter den gegebenen Randbedingungen erfordert. Schlanke und dünnwandige Konstruktionselemente streben daher dehnungslosen, abwickelbaren Verformungen durch reine Biegung zu: Ein tordierter, dünner Streifen wird zu einer Zylinderfläche, ein Druckstab von genügender Schlantheit biegt sich nach einer Sinuslinie, die schließlich in eine scharf gekrümmte Kurve übergeht, während sich die Stabenden sogar wieder zurückbiegen. Dieses Verhalten findet man auch bei Lebewesen: Übermäßiger Abkühlung der Extremitäten wird durch erhöhte Blutzirkulation entgegengewirkt; ist kein Ausgleich mehr möglich, so werden die Extremitäten geopfert, um wenigstens die wichtigsten Körperteile zu retten.

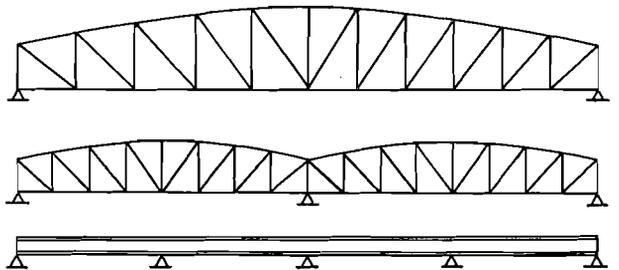


Bild 1: Vergrößern der „Belastungsdichte“ durch Unterteilung der Systemlängen

Fig. 1: Increasing the „loading density“ by subdividing the effective length

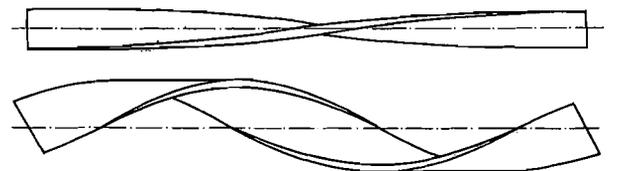


Bild 2: Dehnungslose Verformung durch reine Biegung anstelle von Torsion

Fig. 2: Non-extensional deformation through pure bending instead of torsion

Nach ihrer Beanspruchungsart kann man die Konstruktionselemente einteilen in:

„Eindimensionale“, an denen nur zwei gegenseitige Kräfte angreifen;

„Zweidimensionale“, mit drei oder mehr, in einer Ebene liegenden Kraftangriffen und

„Dreidimensionale“, mit vier oder mehr, im Raum liegenden Kräften.

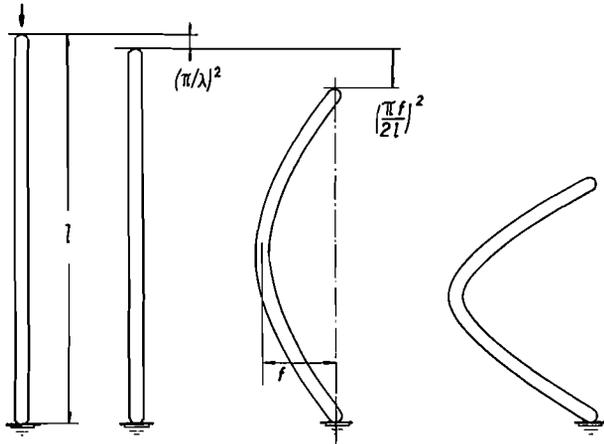


Bild 3: Aufeinanderfolgende Verkürzungen eines Druckstabs

Fig. 3: Successive shortening of a compressed bar

bei Grubenseilen, einen Gewindeanschluß oder die notwendigen Flächen für eine Klebe-, Löt- oder Schweißverbindung, schließlich eine Überlänge für eine Spleißung oder eine Umschlingung zur Kräfteinleitung.

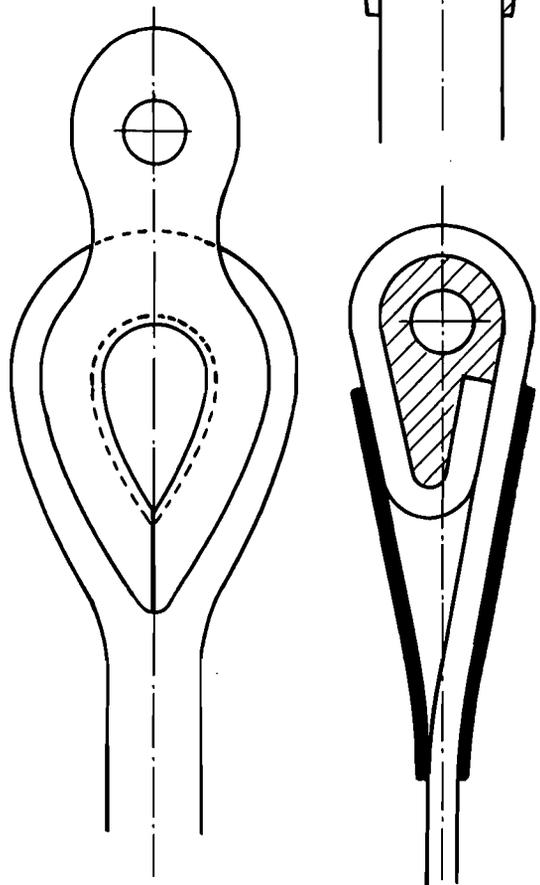
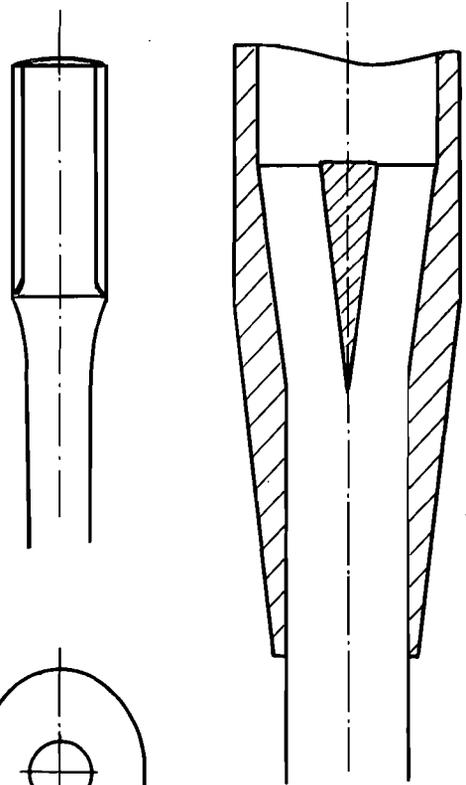


Bild 5: Endbefestigung von Zugstäben

Fig. 5: End fixture of tension rods

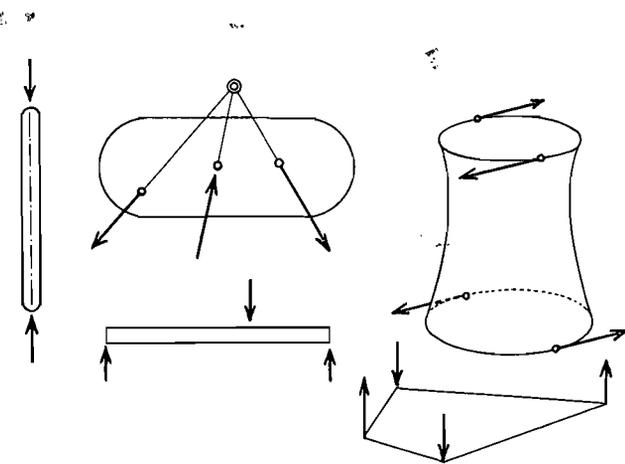


Bild 4: Ein-, zwei- und dreidimensionale Konstruktionselemente

Fig. 4: One-, two- and three-dimensional elements of structure

Eindimensionale Konstruktionselemente, die nur auf Zug beansprucht werden, können als Stäbe, Seile oder Drähte ausgeführt werden, deren Querschnitt mit Rücksicht auf zulässige Dehnung zu bemessen ist, aber an den Enden eine Zugabe erfordert für die Unterbringung der Anschlußnieten oder -Schrauben, einer konischen Verdickung

Bei schlanken Druckstäben verlangt die Knicksicherheit – unter Zugrundelegung der quadratischen Johnson-Formel für die „ausnützbare“ Festigkeit – eine Querschnittsvergrößerung nach

$$F_{\text{ert}} = \frac{P}{\sigma_0} \left(1 + \frac{\sigma_0}{4 \pi^2 E s} \cdot \frac{1}{B} \right)$$

wobei $s = J/F^2$ die „Spreizung“ des Querschnitts bedeutet. Bei dünnwandigen Querschnitten muß die Beulsicherheit berücksichtigt werden und ein Mehrfaches der Knicksicherheit betragen, da sich ein örtliches Versagen durch Beulen direkt auswirkt wie das schwächste Glied einer Kette, ein Versagen durch Knicken jedoch nur zu einem Prozentsatz, der um so kleiner ist, je weiter die Fehlstelle von der Mitte der Stablänge entfernt ist. Beide Einflüsse lassen sich in einer „Cosinus-Formel“ kombinieren, wobei α und β der Knick- und der ideellen Beulschlankheit proportional sind:

$$\alpha = 0,236 \sqrt{\sigma_0/E} \cdot \lambda_K; \quad \beta = 0,236 \sqrt{\sigma_0/E} \cdot \lambda_B;$$

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \cos \beta \cdot \cos (\alpha \sqrt{\cos \beta}).$$

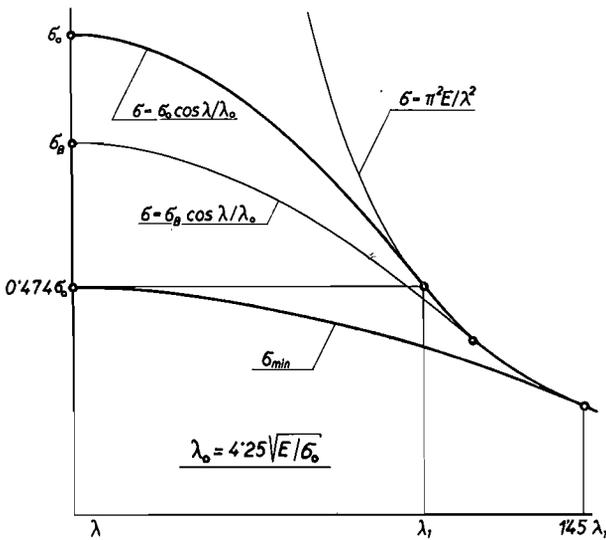


Bild 6: Knickspannung als Funktion der Schlankheit

Fig. 6: Crippling stress as a function of slenderness

Damit kann auch die günstigste „Wandigkeit“ von Hohlquerschnitten ermittelt werden und ergibt beispielsweise bei einem Rundrohr den erforderlichen Querschnitt

$$F_{\text{min}} = \frac{P}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1,5 \sigma_0}{E} \cdot \frac{1}{\sqrt{B}} \right)$$

Einfache, zweidimensionale Konstruktionselemente allgemeiner Art sind beispielsweise die Knotenbleche von Fachwerken. Ihre Bemessung ist meist schon durch die Anschlußverbindungen – wie bei den Zugstäben – bestimmt.

Reine Schubbeanspruchung durch parallele Kräfte in geringen Abständen voneinander kann durch eine einfache Platte aufgenommen werden, deren Dicke für die notwendige Beulsicherheit nach Girkmann (Flächentragwerke, Wien 1954, S. 335) berechnet werden kann.

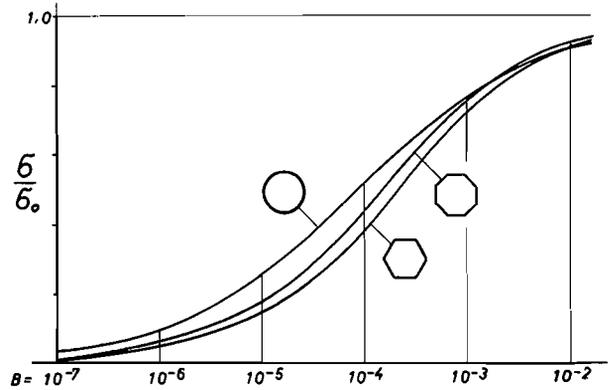


Bild 7: Nutzbare Druckfestigkeit verschiedener Querschnitte als Funktion der Belastungsdichte

Fig. 7: Effective compression stress of various cross-sections as a function of the loading density

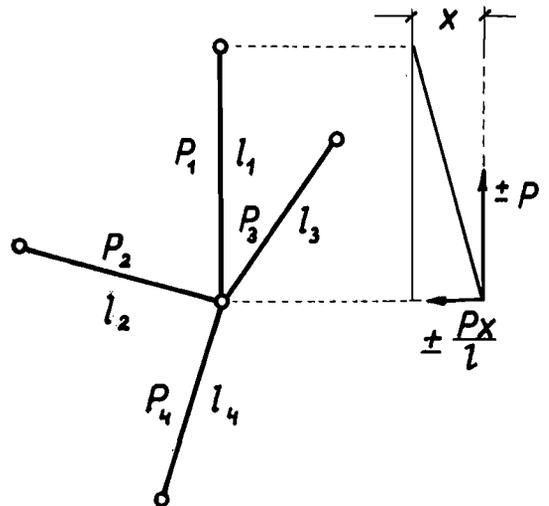


Bild 8: Knicken eines Fachwerks aus seiner Ebene

Fig. 8: Instability of a framework out of its plane

Ebene Fachwerke können in Zug- und Druckstäbe aufgelöst werden, die dann als solche zu bemessen sind, solange der Einfluß etwaiger Knotenmomente unberücksichtigt bleiben darf, was fast stets der Fall ist, außer wenn die Erhöhung der Stabilitätsgrenze eines stark gedrückten Stabes durch die Anschlußsteifigkeit eines oder mehrerer Nachbarstäbe mit

größerer Steifigkeit zur Rechnung herangezogen werden soll. Fachwerke können aber auch aus ihrer Ebene ausknicken, wenn bei gedachter Verschiebung eines Knotens die Summe der labilisierenden Stabkraftkomponenten die der stabilisierenden überwiegt. Schließt ein Stab selbst wieder an einen nur elastisch, mit einer „Verschiebungs-Steifigkeit“ v_2 festgehaltenen Knoten an, so ist seine Anschlußsteifigkeit am anderen Ende abgemindert auf

$$v'_1 = \frac{v_1 \cdot v_2}{v_1 + v_2}$$

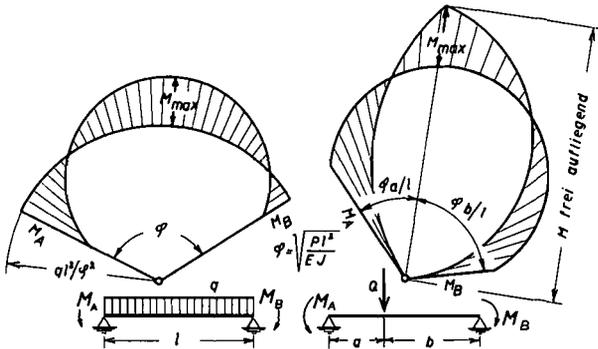


Bild 9: Knoller'sches Polardiagramm für Biegung und Knicken

Fig. 9: Knoller's polar diagram for bending and crippling

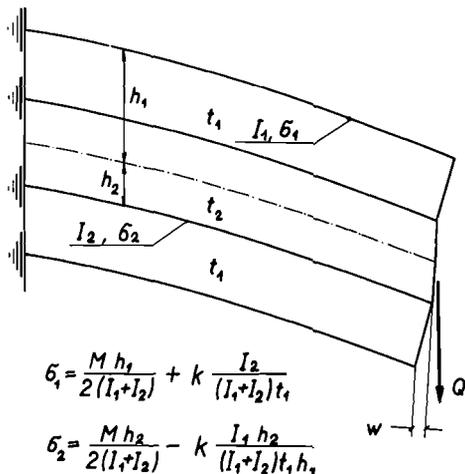


Bild 10: Spannungsverteilung bei elastischer Schubverformung des Stegs

Fig. 10: Stress distribution with elastic shearing deformation of the web

Wirken nur parallele Kräfte normal zu einem „Träger“ oder „Balken“ und schließen an seinen Auflagern andere Konstruktionselemente mit bekannter Biegesteifigkeit an, so kann der Verlauf der Knotenmomente direkt – ohne Iteration – nach der „Steifigkeitsmethode“ durch Weiterleitung der Steifigkeiten und der Volleinspannmomente ermittelt werden. Dabei kann auch der Einfluß von Achsialkräften erfaßt und schließlich auch die Stabilität des ganzen Durchlaufträgers, oder eines Portals oder Stockwerksrahmens erhalten werden.

Bei feldweise konstanter Achsiallast und Streckenlast oder einer Einzellast läßt sich der Verlauf der Feldmomente im Knoller'schen „Polardiagramm“ darstellen; ist nur die Achsiallast konstant, so ist eine halb-graphische „Festpunktmethode“ anzuwenden.

Um die zur Verfügung stehende „Bauhöhe“ auszunützen, werden Biegungsträger aus zwei Gurten und einem Steg aufgebaut, wobei der letztere die Querkraft Q aufzunehmen hat und den aus der Krümmung durch das Biegemoment M entstehenden

„Querdruk“ $q = \frac{M^2}{EJh}$, wobei h der Gurtenabstand ist. Ob ein Vollwandsteg oder ein Fachwerk gewichtsmäßig vorteilhafter ist, läßt sich aus der Belastungsdichte entnehmen, die hier den Ausdruck

$$B = Q^3/M^2\sigma_0$$

annimmt, wobei die höheren Werte auf Vollwand führen.

Sind bei verhältnismäßig hohen Biegungsträgern noch Zwischengurten vorhanden und die Stegteile, die sie miteinander verbinden, verhältnismäßig dünn und daher sehr „schubweich“, so gilt die Bernoulli'sche Annahme vom „Ebenbleiben der Querschnitte“ nicht mehr. Die Zwischengurten nehmen einen geringeren Teil des Biegemomentes auf, als ihrem Abstand von der Nullachse entspräche und können sogar – bei besonders schubweichem Mittelsteg – ihr Vorzeichen ändern, wodurch der hohe Träger in zwei niedrige zerfallen kann.

Ein Konstruktionselement, auf das sich mancherlei Probleme zurückführen lassen, ist der zweifach – gegen Durchbiegung und Verdrehung – „elastisch gebettete Druckstab“. Sind p (in kg/m) und m (in kg) die beiden „Bettungsziffern“, so ist die kritische Achsiallast

$$P_k = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} + \frac{pl^2}{\pi^2} + m,$$

die bei großer Feldlänge, wenn sich die ungünstigste Länge der sinusförmigen Knickwellen ausbilden kann, einen Kleinstwert annimmt:

$$P_{\min} = 2\sqrt{EJp} + m.$$

Sind lange Biegungsträger – zum Beispiel Seitenstoßträger von Kranbahnen – auf vielen Stützen gelagert, deren seitliche Nachgiebigkeit gegenüber der des Trägers selbst nicht vernachlässigt werden soll, so kann man die „Steifigkeit“ einer Anzahl von Stützen auf ihre Abstände voneinander mit genügender Genauigkeit zu einer „Verschiebungsbet-

Bild 11: Biegung mit elastischer Bettung

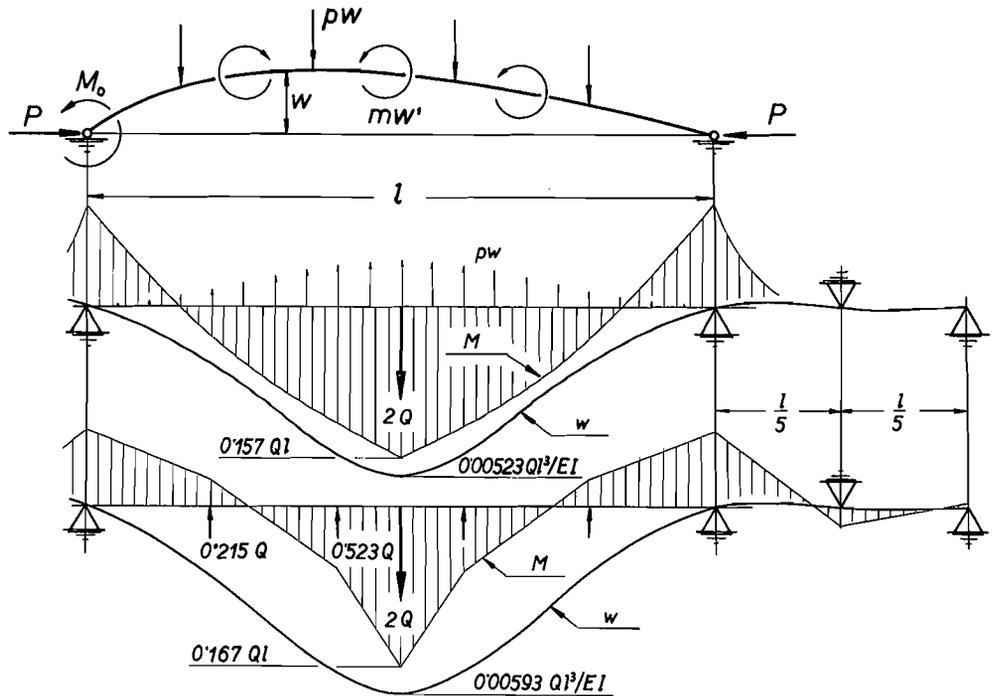


Fig. 11: Bending with elastic bedding

ung p'' zusammenfassen. Das Rechnungsergebnis ist in bezug auf Durchbiegung und Momentverteilung ziemlich dasselbe.

Nach demselben Konzept kann man auch dünne Platten oder dünnwandige Zylinder in schmale Streifen zerlegt denken, die durch Querstreifen – oder Querringe – elastisch gebettet sind. Damit lassen sich nicht nur die kritischen Druckspannungen isotroper Platten ermitteln, sondern auch solcher, die in einer Richtung durch eng liegende Verdickungen oder auch rohrförmige Verstärkungen (wie im Bild dargestellt) versteift sind.

Dreidimensionale Konstruktionselemente dienen meist zur Aufnahme von Drehmomenten und werden dann als räumliche Fachwerke oder als Hohlkörper – Kästen oder Schalen – ausgebildet, je nach der Belastungsdichte, die hier durch das Torsionsmoment T , den umschlossenen Querschnitt A und seinen Umfang u ausgedrückt werden kann:

$$B = T/Au\sigma_0.$$

Die Berechnung läßt sich auf eine einzige Unbekannte, die „Querschnitts-Wölbung“, zurückführen. Bei Fachwerken sind dabei die Diagonalstäbe durch Wände gleicher Schubsteifigkeit zu ersetzen. Im Gegensatz zu den Bredt'schen Formeln erhält man auf diese Weise auch die Kräfte in den Längsversteifungen.

Die Untersuchung einer Schale, die alle Schub- und Längskräfte allein aufnimmt, kann in der gleichen Weise erfolgen, indem man die Mantelfläche in schmale Streifen zerlegt denkt, deren Querschnitte gleichzeitig dicht liegende Längsversteifungen darstellen. Die notwendigen Querschnittsgrößen können dann wie bei einem Kasten gefunden werden, wobei

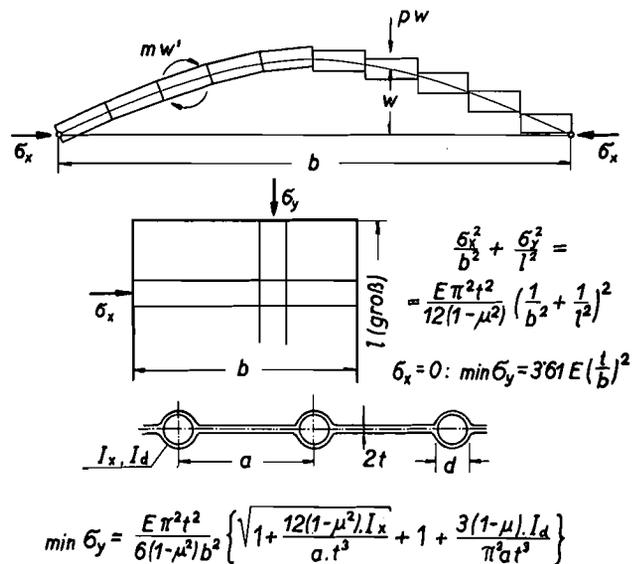


Bild 12: Kritische Belastung einer gedrückten Platte mit Versteifungen

Fig. 12: Critical load of a compressed sheet with stiffeners

im allgemeinen die Wanddicke über den ganzen Umfang konstant sein wird. Ist die Profilform eines symmetrischen Querschnitts durch Polarkoordinaten mit dem Schubmittelpunkt C als Pol gegeben, so treten die größten Längskräfte dort auf, wo das Produkt aus der Krümmung der Profilkurve und dem

Bild 13: Lage der maximalen Längsspannungen in einem dünnwandigen Torsionskasten

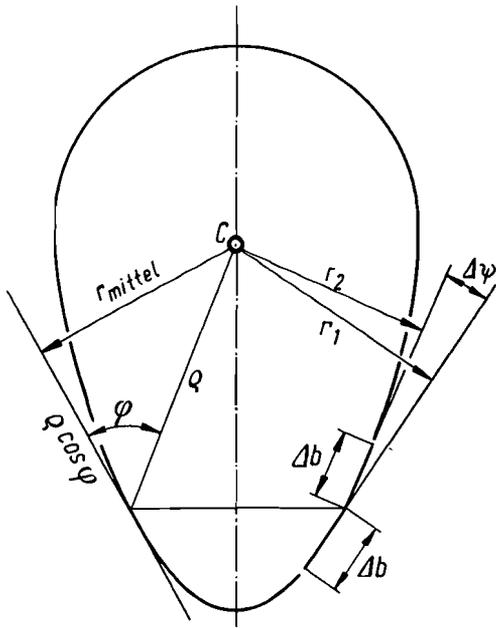


Fig. 13: Location of the maximum longitudinal stresses in a thin-walled torsion box

Sinus des Winkels zwischen dem Radiusvektor und der Kurventangente am größten ist.

Das Problem des „Mindestgewichts“ geht über das der „Körper gleicher Festigkeit“ hinaus, da sein Ziel nicht nur die Erreichung der gleichen Größtspannung in allen Querschnitten eines Körpers ist, sondern die Entwicklung von „Querschnitten gleicher Festigkeit“, bei denen alle Teile eines Querschnittes so weit als möglich zum Tragen herangezogen werden. Das läßt sich weitgehend verwirklichen durch „gedrungene Gestaltung“, Vermeidung großer Systemlängen, also durch möglichst hohe Belastungsdichte. Konstruktive Maßnahmen, wie eine optimale Querschnittsverjüngung von Knickstreben nach den Enden zu bieten nur geringfügige Vorteile; viel mehr läßt sich etwa durch die Ermittlung der günstigsten Bauhöhe von Biegungsträgern als Funktion der Belastungsdichte gewinnen.

Prof. Dr. techn. et phil. Dr. h. c. Leo Kirste
Technische Hochschule Wien

Stahlhochbau und Stahlbrückenbau im Lichte von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

Von Dr. techn. F. C i c h o c k i, Graz

Der Stahlbau steht heute unter einem sehr großen Konkurrenzdruck verschiedener Bauweisen. Vor 100 Jahren hatten es die Stahlbauer leicht. Die Möglichkeit, mit Hilfe des festen Baustoffes „Stahl“ bis dahin unmögliche Stützweiten zu überbrücken, wurde reichlich ausgenützt. Aber auch kleinere Bauten wurden in Stahl ausgeführt und noch heute stehen eine große Zahl eiserner Brücken kleiner und kleinster Stützweiten aus der Zeit der Jahrhundertwende und noch ältere. Der Zustand ist schon recht ärmlich, und sie werden heute meist durch Betonbrücken ersetzt. Bild 1 zeigt eine Brücke aus dem Jahre 1892.

Auch die Zeit der großen Bahnhofshallen ist vorbei. Repräsentation ist heute bei Bahnhöfen nicht mehr gefragt. Man braucht nur mehr Schutz für die Reisenden, und den auf wirtschaftlichste Art.

Im Industriebau bemüht sich der Stahlbeton, die Aufgabe der Raumabschließung und das Abtragen von Lasten zu vereinen und dem Stahlbau, der meist nur tragend eingesetzt ist und zur Raumabschließung eigener Elemente bedarf, wird auf diese Weise Konkurrenz gemacht.

Es ist daher selbstverständlich, daß die Stahlbauer Überlegungen anstellen, wie die Bauwerke — bei gleicher Qualität — wirtschaftlich, das heißt, billiger und demselben Zweck entsprechend, hergestellt werden können.

Denken wir an die Kosten eines Bauwerkes mit Stahlkonstruktion, so ist es klar, daß die Kosten der Stahlkonstruktion nicht die Gesamtkosten sind. Sie mögen im Brückenbau etwa 30—60 % der Gesamtkosten sein und gehen im Hallenbau und Hochbau auf etwa 10—30 % der Gesamtkosten herunter. Wir können die Stahlbauweise daher nicht dadurch wirtschaftlich machen, daß wir den Stahlanteil billiger machen, sondern wir müssen uns immer wieder vor Augen halten, daß der Gesamtbau wirtschaftlich sein muß.

Dazu muß die Gesamtkonzeption auf die Belange des Stahlbaues abgestimmt sein. Der Ersatz eines Betonskelettes, entworfen zum Beispiel für ein Bürohaus, durch ein Stahlskelett wird nie zu einem Erfolg führen.

Um die wirtschaftlichste Lösung hier zu finden, ist die Aufgabe vollkommen getrennt für den Stahlbau zu untersuchen. Dies ist auch Sache der Architekten, wenn sie in Stahl bauen wollen. Dazu kommen dann noch die Vorteile des Stahlskelettes wie Witterungsunabhängigkeit, rascher Baufortschritt und geringer Flächenbedarf für die Konstruktion.

Auch im Brückenbau, wo sich die Bauformen in den letzten Jahrzehnten sehr vereinfacht haben, gibt es doch Möglichkeiten durch Sonderlösungen unter Einbeziehung der Gründung, dem Stahlbau zum Erfolg zu verhelfen.



Bild 1: Brücke aus dem Jahre 1892

Fig. 1: Bridge built in the year 1892

Das Erfüllen einer wirtschaftlichen Grundkonzeption zeichnet den guten Entwurfs-Ingenieur vor den anderen aus. Wir werden die Erfahrung machen, daß sich daran auch trotz Elektronenrechner nichts ändern wird. Wir freuen uns, daß uns die Rechenarbeit erleichtert wird und uns mehr Zeit bleibt, Überlegungen in Richtung der Auswahl wirtschaftlicher Varianten zu machen. Zum raschen Errechnen von Ergebnissen ist uns der Elektronenrechner dann sehr willkommen.

Wir müssen uns aber auch vor Augen halten, daß auch später, zum Beispiel aus einer falschen konstruktiven Durchbildung, Kosten in der Werkstätte und auf der Montage entstehen können, die nicht vorherzusehen sind. Solche Kosten sind schwer nachzuweisen, weil es kaum möglich sein wird, ein Bauwerk ein zweites Mal mit anderen konstruktiven Grundsätzen auszuführen. Aber wenn einmal eine Nachkalkulation ergibt, daß mehr Werkstattstunden verbraucht wurden als vorgesehen und für ein Bauwerk dieser Art üblich, können Fehler in dieser Richtung vermutet werden, müssen gesucht und für das nächste Mal ausgeschaltet werden.

Der Gesamtpreis der Stahlkonstruktion wird im allgemeinen ermittelt aus Gewicht \times Einheitspreis.

Wir sind gewohnt, den Einheitspreis in Komponenten zu zerlegen, zum Beispiel die sogenannten BH 705 der Österreichischen Bundesbahnen gliedern den Einheitspreis auf in

Materialkomponente, Lohnkomponente, Frachtkomponente und Fixkomponente.

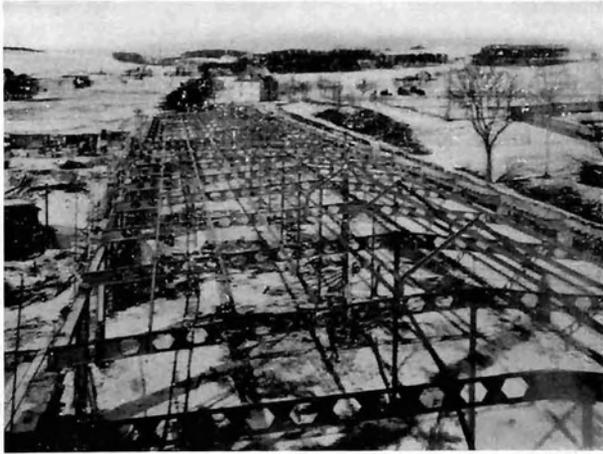


Bild 2: Wabenträger als Dachbinder

Fig. 2: Honeycomb girder as roof truss

Nun sind sowohl die beiden Faktoren Gewicht und Tonnenpreis als auch die einzelnen Komponenten des Tonnenpreises voneinander nicht unabhängig.

Niedriges Gewicht bringt niedrige Materialkosten, aber nicht nur spezifisch höhere Lohnkosten, sondern auch in Summe ist die Anarbeitung von sogenannten Leichtkonstruktionen mit mehr Lohn verbunden, wenn nicht durch besondere Fertigungsmaßnahmen, wie sie im Serienbau möglich sind, Lohnstunden eingespart werden.

Wählen wir als Beispiel den Wabenträger (Bild Nr. 2). Die Idee ist an sich nicht neu. Würden wir in unseren Werkstätten Einzelstücke fertigen, so hätten wir zwar leichtere Träger, aber es ist frag-

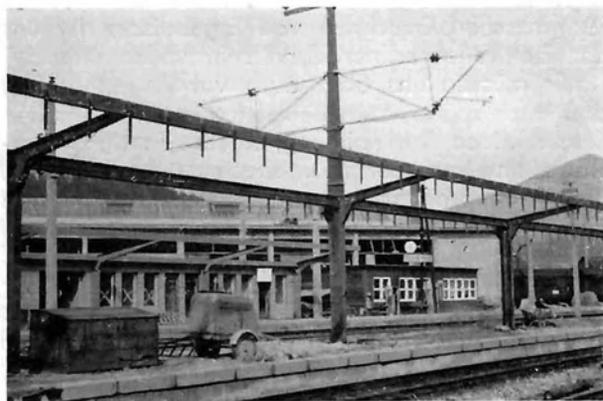


Bild 3: Spannstadhdach Bahnhof Bruck/Mur

Fig. 3: Stressed steel wire roof – Railway station Bruck/Mur

lich, ob Gewicht \times Einheitspreis geringer wird als ein entsprechend schwerer Walzträger. Wenn sich jedoch eine Firma entsprechend einrichtet und solche Träger serienmäßig mit Vorrichtungen fertigt, kann es wirtschaftlich sein, solche Träger dort zu beziehen und weiter zu verarbeiten.

Im allgemeinen ist es heute in Österreich noch so, daß ein niederes Gewicht durch den damit verbundenen höheren Lohn im Gesamtpreis nicht aufgewogen wird. Die Materialkomponente überwiegt gegenüber der Lohnkomponente und meist sind die Leichtkonstruktionen — obwohl im Einheitspreis teurer — doch im gesamten wirtschaftlicher.

Deshalb ja auch die Forderung nach Leichtbau!

In anderen Ländern mit hohen Löhnen, wie zum Beispiel Amerika oder Schweden, wird das durchaus nicht so allgemein behauptet werden können.

Wenn wir nun die Möglichkeit der Gewichtsverminderung und ihren Einfluß auf die Kosten betrachten, so haben wir a) schärfere Rechnung, b) geänderte Konstruktionsgrundsätze. Zu letzteren gehören auch die Verwendung höherwertigen Materials oder Änderung des Tragsystems.



Bild 4: Endverankerung des Spannstadhdaches

Fig. 4: Anchoring of the stressed steel wire roof

Durch schärfere Rechnung können echte Ersparnisse erzielt werden, wenn von den meist unerheblichen Mehrkosten der Rechnung abgesehen wird. Leider kommt das nicht so häufig vor. Ein Beispiel wäre die schärfere Berechnung von Platten und Scheiben im Stahlwasserbau oder die Berechnung orthotroper Fahrbahnplatten. Zu nennen wäre hier auch die Membranstauhaut, welche durch die Formgebung allein schon eine erheblich kleinere Blechstärke ermöglicht. Hier sind allerdings schon wieder zusätzliche Werkstattkosten in Kauf zu nehmen.

Die Verwendung hochwertiger Materials kostet zunächst Geld. Sie ist aber erfahrungsgemäß immer wirtschaftlich, wenn die höheren zulässigen Spannungen auch ausgenützt werden können. Also hauptsächlich bei Zuggliedern. Hierzu zählen alle Möglichkeiten der Verwendung von Spanndrähten und Seilkonstruktionen.

Bild 3 zeigt das neueste Spannstadhdach im Bahnhof Bruck a. d. Mur. Die Dachhaut ist an gespannten Drähten befestigt, welche die Lasten an den Bindern abgeben. Es gibt zwei Möglichkeiten. Endverankerung — das ist wirtschaftlich (Bild 4). Wo es nicht geht, hat man auch versucht, den Zug durch Druckglieder in sich aufzunehmen. Damit ist die Wirtschaftlichkeit schon sehr vermindert. Das Dacheigengewicht kann bei diesen Konstruktionen sehr gering gehalten werden. Das Furdach wiegt zum Beispiel 2,5 kg/m² und das ganze Dach einschließlich der Spanndrähte und Befestigungen noch keine 5 kg/m².

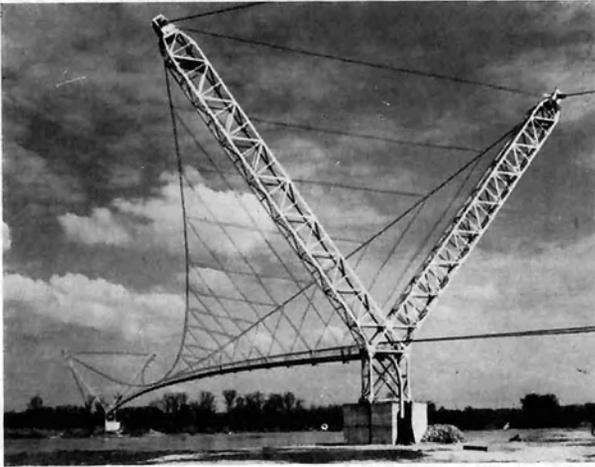


Bild 5: Barbara-Rohrbrücke über die Donau

Fig. 5: The Barbara — pipe supporting bridge over river Danube

Die Wirtschaftlichkeit der Hängebrücken ist ja allorts bekannt. In den letzten Jahren ist hier eine Konstruktionsform entwickelt worden, die bei Rohrbrücken und leichten Fußgängerstegen in Frage kommt und einen großen Fortschritt darstellt. Gerade die Seitensteifigkeit spielt ja bei schmalen Brücken mit größerer Spannweite eine bedeutende Rolle. Durch die starke Schrägneigung der Tragwände und die Verwendung von Spannseilen, zusammen mit dem Zentralknoten, ist hier ein Tragwerk entstanden, das fast nur mehr aus Zuggliedern besteht. Zur Aufnahme von Einzelasten ist die Konstruktion naturgemäß nicht geeignet. An einer Verbesserung in dieser Richtung wird gearbeitet. Bild 5 zeigt die Barbara-Rohrbrücke über die Donau bei Schwechat.

Der Einsatz höherwertiger Stähle wurde verschiedentlich auch theoretisch untersucht. Bekannt ist die Abhandlung von O. Erdmann, im Forschungsheft 7 des Deutschen Stahlbauverbandes. Die Schwierigkeit besteht darin, daß heute verschiedene Spannungsnachweise zu führen sind, die sich gegenseitig überdecken. Wir haben den allgemeinen Spannungsnachweis, den Wöhlerfestigkeitsnachweis (nach der ÖNorm der Dauerfestig-

keitsnachweis), den Stabilitäts- bzw. Beulnachweis und den Formänderungsnachweis.

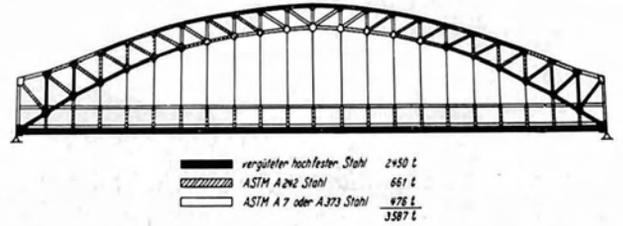


Bild 6: Verteilung der Stahlsorten bei der Sherman Minton-Brücke

Fig. 6: The Sherman Minton Bridge — distribution of steel grades

Bei Eisenbahnbrücken kleinerer Spannweite hat sich gezeigt, daß der Einsatz von St 52 gerade mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit nicht wirtschaftlich ist. Hier kommt manchmal der St44 in Betracht. Die Beantwortung dieser Frage ist nur von Fall zu Fall durch Vergleich möglich. Hier ist zu erwarten, daß mit Hilfe der Programmierung die Berechnung so beschleunigt wird, daß die Frage nach der wirtschaftlichen Materialgüte durch Berechnung von Varianten zu beantworten sein wird. Eine andere Situation liegt bei Exporten nach Übersee vor, vor allem, wenn es sich um Hochbauten handelt, wo die Dauerfestigkeit keine Rolle spielt. Hier kann das geringere Gewicht bei den Frachtkosten, die erheblich sind, sehr entscheidend sein.

In den letzten Jahren sind in Amerika mehrere Straßenbrücken unter Mitverwendung eines neuen, von der U. S. Steel-Corporation entwickelten, Stahles T1 gebaut worden. Es ist ein vergüteter, niedrig legierter Stahl mit 6,3 bis 7,0 t/cm² Streckgrenze und 8 bis 10 t/cm² Festigkeit, für den die zulässige Spannung mit 3,1 t/cm² festgelegt wurde. Die Verteilung der Stahlsorten bei der kürzlich fertiggestellten Sherman-Minton-Brücke ist in Bild 6 gezeigt. Es sind zwei Bögen mit Zugband

Leichtträger und Rohrkonstruktion

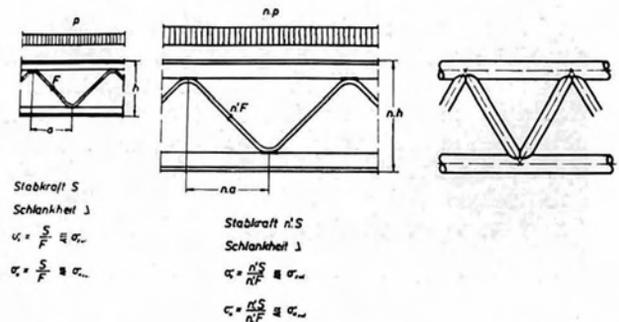


Bild 7: R-Träger

Fig. 7: R-girder

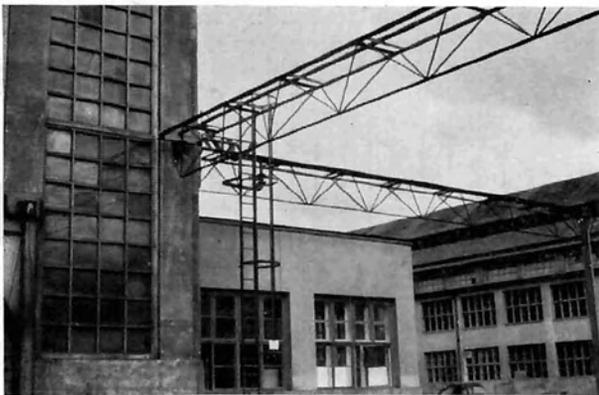


Bild 8: Rohrbrücke zur Überführung einer Erdgasleitung in Kapfenberg

Fig. 8: Pipe supporting bridge for supplying natural gas at Kapfenberg



Bild 9: Empfangsgebäude Flughafen Innsbruck – Deckenkonstruktion

Fig. 9: Reception building on airport Innsbruck – roof construction

von je 243 m Stützweite mit Doppeldeckfahrbahn über den Ohio bei New-Albany. Die Verwendung ist offenbar bei Fachwerkträgern naheliegender als bei Vollwandträgern, da das Beulen weniger Rolle spielt und die Formänderungen durch entsprechende Wahl der Netzwerkshöhe in den zulässigen Grenzen gehalten werden können.

Zu den weit verbreiteten und in vielen konstruktiven Lösungen vorhandenen sogenannten „Leichtträgern“ ist ein Gedankenexperiment nach Bild 7 interessant. Hier ist zunächst ein Leichtträger, wie er als R-Träger bekannt ist, dargestellt. Er besteht aus einem Gurt aus T-Stahl mit Diagonalen aus Rundstählen. Wenn wir nun die Dimension um einen n -fachen Betrag vergrößern und ebenso auch die Lasten um den n -fachen Betrag, dann sind die Stabkräfte und die Flächen um den n^2 -fachen Betrag gestiegen. Da die Schlankheit gleich bleibt, ist σ_k und σ_z gleich. Es ist also dieselbe Ausnützung vorhanden.

Nun wird jeder Ingenieur sofort sagen, daß das kein Leichtträger mehr ist. Und auch keine fachgerechte Konstruktion. Sie ist nicht leicht, weil die Querschnitte gar nicht so günstig sind und es sind auch in der Verbindung zwischen Diagonalen und Gurten Nebenspannungen von erheblicher Größe vorhanden.

Es ist also ganz folgerichtig, wenn diese Konstruktion sofort nach Figur 3 weiter zur Rohrkonstruktion entwickelt wird.

Hier haben wir erstens günstige Rohrquerschnitte, zweitens eine richtige Kraftübertragung im Knoten – aber teures Material; das Konstruktionsrohr kostet bei uns etwa doppelt so viel wie der Stabstahl. Es müßten also 50 % an Gewicht eingespart werden, damit die gleichen Materialkosten vorhanden sind. Dazu ist noch ein Vergleich der Arbeit erforderlich.

Gegenüber einer normal genieteten Fachwerkkonstruktion sind die Anarbeitungsstunden der Rohrkonstruktion nur dann geringer, wenn die Bearbeitung der Rohre und der Zusammenbau weitgehendst mechanisiert werden. Dazu gehören Brennautomaten, welche die Rohrenden samt Schweißkanten sofort auf die richtige Form bringen. Das mechanische Bearbeiten, wie es bei uns noch gehandhabt wird, ist viel zu aufwendig. Auch der Zusammenbau in der Werkstätte muß so vereinfacht werden, daß auf einer Zulage mit Anschlägen nur ein Zusammenstellen erfolgt. Diese Lehrenbauweise ist nur wirtschaftlich, wenn sie mehrmals verwendet wird. Es müssen also viele gleiche Rohrbinder gefertigt werden.

Nun würden die sogenannten Leichtträger nicht verwendet werden, wenn sie nicht wirtschaftliche Vorteile brächten. Wo sind diese?

1. in der Anwendung dort, wo die Belastung verhältnismäßig gering ist, so daß ein Walzträger mit Rücksicht auf die Durchbiegung nicht klein genug gewählt werden kann;
2. in der vereinfachten Konstruktion, mit dem Wegfall aller Nebenkonstruktionen, wie Knoten-

bleche, Binden usw. Dies ist besonders auch für die größeren Ausführungen der Rohrkonstruktionen zu beachten. Hatten wir doch bei unseren genieteten Fachwerkbindern Konstruktionszuschläge von 20 bis 35 %, welche hier wegfallen.

Einige Beispiele aus der letzten Zeit seien hier erwähnt:

Bild 8 zeigt eine Rohrbrücke bei den Böhlerwerken zur Überführung einer Erdgasleitung. Es ist ein Dreigurträger, wobei der Horizontalträger als Rahmenträger ausgebildet ist. Die Rohrleitung ist noch nicht montiert.

In diesem Jahr wird das Empfangsgebäude auf dem Flughafen Innsbruck fertig, das in Stahlkonstruktion ausgeführt wurde. Die Deckenkonstruktionen sind Rohrfachwerkbinder und Gitterträger, wie auf Bild 9 gezeigt (siehe auch Zeitschrift „Der Bauingenieur“, 1963, Heft 9).

Für die Herstellung geschweißter Gitterträger wurde auch die Verwendung der Punktschweißung untersucht. Die Gurte bestehen aus zwei Winkeln, die Diagonalen aus Quadratstahl. Um die Festigkeit der Punktschweißung zu erproben, wurden Versuchsstücke hergestellt und in der Prüfmaschine belastet. Die Festigkeit war ausreichend, denn die Diagonalen knickten früher aus, bevor die Schweißpunkte zu Bruch gingen. (Bild 10.)

Es ist bereits erwähnt worden, daß sich die Bauformen im Brückenbau sehr stark vereinfacht haben. Es sind überwiegend Balkenbrücken. Bei Straßenbrücken hauptsächlich Verbundbrücken. Die Stützweiten für wirtschaftlichen Einsatz der orthotropen Platten kommen bei uns recht selten vor. Selbstverständlich werden sie dort, wo sie wirtschaftlich sind, wie bei der Europabrücke, auch angewandt. Unser größter Strom, die Donau, hat im Bereich von Wien eine Anzahl von Brücken mit zirka 80 m Stützweite der Einzelöffnungen. Diese Stützweiten sind von früher übernommen, zum Teil auch durch Verwendung der alten Pfeiler geblieben. Hier könnte man wünschen, daß bei Neubauten großzügiger vorgegangen wird. Die Reichsbrücke aus dem Jahre 1937, welche die Donau in einer Öffnung überspannt, war ein Anfang.

In letzter Zeit wurde auch eine Verbundbrücke über die Donau unterhalb des Kraftwerkes Aschach mit einer Mittelöffnung von 132 m fertiggestellt. Es ist die größte in Österreich mit einer Verbundbrücke überspannte Stützweite.

Es scheint sich bei uns als wirtschaftliche Bauform bei Verbundträgern eine Bauweise zu entwickeln, wo die Betonplatte über den Stützen einfach durchgeschnitten wird und im Bereich der negativen Momente am Obergurt gleitet. Dabei muß natürlich das gesamte Stützmoment vom Stahlträger übernommen werden, was einen erhöhten Materialaufwand zur Folge hat. Aber die Arbeit an der Baustelle ist doch wesentlich vereinfacht.

Eine andere Lösung wurde bei der Kummerbrücke über die Enns (Bild 11) gesucht. Hier ist die Betonplatte in den Stützbereichen mit Dyckerhoff-

Bild 10: Festigkeitsprüfung punktgeschweißter Gitterträger

Fig. 10: Strength test on spot-welded lattice girders

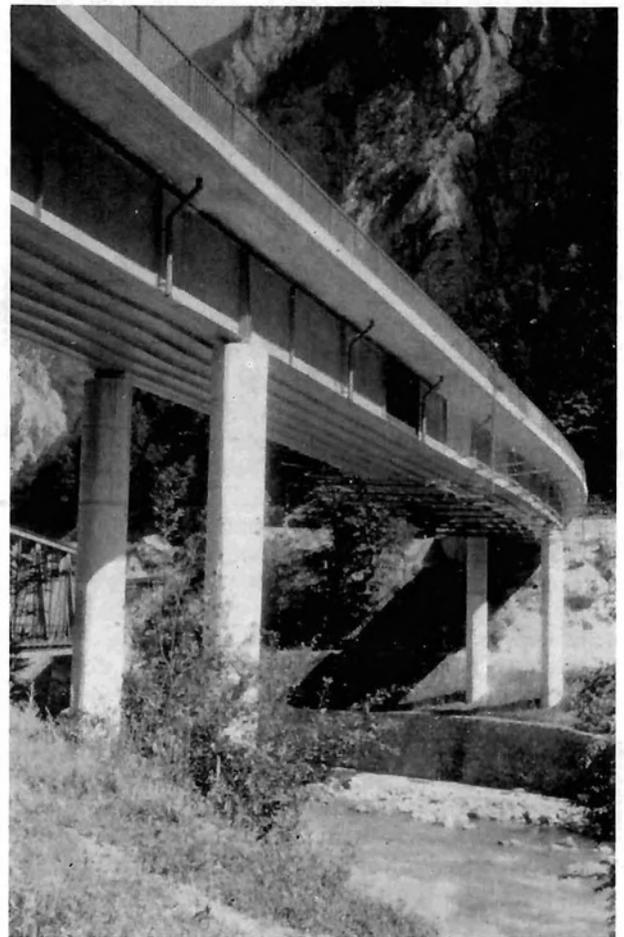
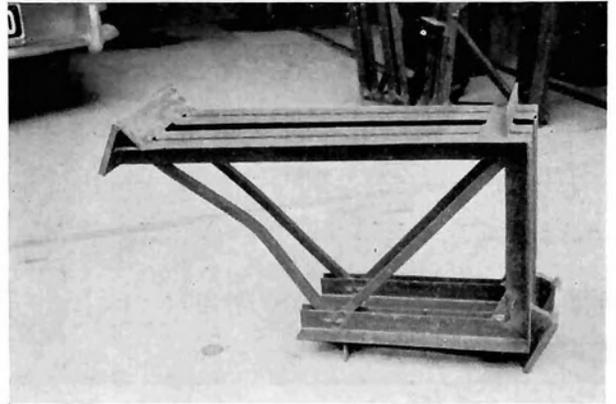


Bild 11: Straßenbrücke über die Enns mit vorgespannter Betonplatte

Fig. 11: Road bridge over river Enns with prestressed concrete slabs

Bild 12: Verbundbrücke mit vorgefertigten Betonplatten

Fig. 12: Compound girder bridge with prefabricated concrete slabs



Spannstählen vorgespannt. Sie liegt auf einer dünnen Stahlplatte, welche nach dem Spannen mit dem Gurt verschweißt wurde. Dann wurden die Unterstütsungsjoche entfernt, so daß auch ein Verbund für Eigengewicht vorliegt. Die Stahlgüte ist St 44.

Sie sehen auf diesem Bild noch eine Eigentümlichkeit unserer Brücken. Die engen und gewundenen Täler bringen es mit sich, daß die Straßen schräg und in Kurven über die Flußläufe geführt werden müssen. Hier war es eine S-förmige Krümmung mit vollkommen unregelmäßigen Stützweiten.

Da die Lagerpunkte zudem noch unregelmäßig schräg zur Brückenachse lagen, wurden Einzelfeiler gewählt. Mit torsionssteifem und gekrümmtem Hohlkasten und einer entsprechend umfangreichen statischen Berechnung wurde das alles bewältigt.

In allerjüngster Zeit entstand auf einer Forststraße eine kleine Versuchsbrücke von 42 m Stützweite mit vorgefertigten und durch hochfeste Schrauben an den Obergurt angespannten Betonplatten (Bild 12). Die Belastungsprobe hat volle Übereinstimmung zwischen den gemessenen und gerechneten Durchbiegungen ergeben. Die Wirtschaftlichkeit ist zweifellos da, wenn die Platten von einer Firma geliefert werden, die sich auf Fertigteile aus Beton spezialisiert hat, und der Transport nicht zu kostspielig wird. Versuche, die Platten an der Baustelle durch die Baufirma herstellen zu lassen, die auch den Unterbau macht, scheiterten. Vielleicht liegt dies am Desinteressement. Jedenfalls werden die Bestrebungen, mit vorgefertigten Platten zu arbeiten, fortgesetzt.

Im Eisenbahnbrückenbau hat sich die Verbundbauweise bis jetzt eigentlich nicht eingebürgert. Es ist nur eine Brücke in Österreich 1958 gebaut worden.

Für Brücken kleinerer Stützweite ist ein Hohlkasten wirtschaftlich. Also oben ein durchgehendes Blech, unten offen. Wenn die Stützwei-

ten größer werden, oder die Bauhöhe so gedrückt ist, daß die Untergurtfläche so groß wird, daß eine Platte daraus gemacht werden kann, baut man Hohlkästen.

Eine sehr kleine, mit außerordentlich gedrückter Bauhöhe bei Bludenz, ist auf Bild 13 gezeigt. Hier wurde auch auf Schwellen verzichtet und die Schienen gegenüber dem Obergurt versenkt, auf Konsolen mit Gummiunterlagen gelagert. Außerdem war das Gleis im Bogen und daher die Schienen in der Auflagerhöhe verschieden. Der Hauptträgerkörper war aber gerade belassen.

Die zweite Brücke ist die schon aus Vorträgen und Aufsätzen bekannte Jauntalbrücke. Man sieht auf Bild 14 die Übertragung desselben Prinzipes auf eine Großausführung. Wegen der großen zur Verfügung stehenden Bauhöhe beließ man den Schwellenoberbau. Die Schwellen lagern mit eigenen Stühlen auf dem Obergurt über den Stegblechanschlüssen. Der Vorteil des Hohlkastens, einfacher Kraftverlauf und Wegfall aller Verbände und Nebenkonstruktionen, kommt hier klar zum Ausdruck.

Über die Materialwahl wurde schon eingangs gesprochen. Die kleine Brücke bei Bludenz wurde aus St 37 mit Rücksicht auf die Durchbiegung gefertigt. Bei der Jauntalbrücke wurde St 37, 44 und 52 gemischt, je nach Lage und Beanspruchung im Bauwerk. Die Maximalquerschnitte sind dabei selbstverständlich aus St 52.

Nun gestatten Sie mir bitte ein paar Worte über eine Brücke, die uns Grazern besonders am Herzen liegt. Es ist die Keplerbrücke über die Mur.

Die jetzige Brücke entstand in den Jahren 1882/83 und hat zur Zeit ihrer Erbauung berechtigtes Aufsehen erregt. Dies kommt in den Veröffentlichungen der damaligen Zeit zum Ausdruck. Es ist ja die erste fachmännisch durchkonstruierte und berechnete Langerbalken-Brücke.

Die Idee des österreichischen Ing. Langer, einen Bogen durch einen darunter liegenden Balken zu versteifen, aber auch Hängebrücken so zu kon-

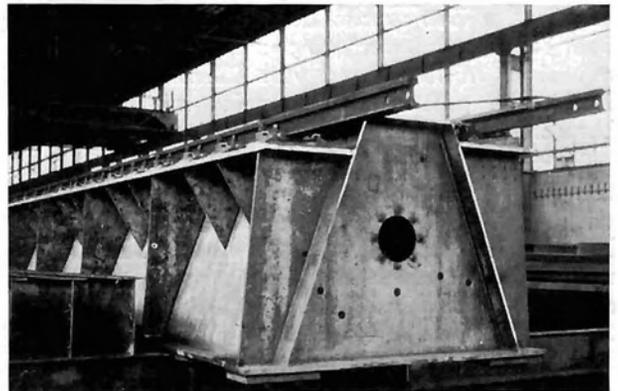


Bild 13: Kleine Eisenbahnbrücke mit Hohlkasten-Querschnitt

Fig. 13: Small railway bridge of the box girder type

struieren, war schon rund 20 Jahre älter. Langer versuchte wiederholt Ausführungen beim Handelsministerium der K.K. Monarchie durchzusetzen. Seine Bestrebungen scheiterten daran, daß er keine ausreichend klare und prüffähige Berechnung zu diesem System vorlegen konnte. Ein Gutachten, das bei bekannten Fachleuten der damaligen Zeit eingeholt wurde, hat sich sehr negativ ausgesprochen.

Nun wurde 1880 der Umbau der alten, an der Stelle der heutigen Brücke liegenden Kettenbrücke beschlossen. Es wurde ein Halbparabelträger mit doppeltem Strebenzug vorgeschlagen. Dieser hat den Stadtvätern nicht gefallen, weil durch die vielen Diagonalen der Ausblick auf den Schloßberg beeinträchtigt würde. Der gekrümmte Obergurt sollte jedoch beibehalten werden. Da wurde die Idee des versteiften Bogens aufgegriffen und ein entsprechender Entwurf eingereicht. Vor allem ist es dem mit dem Projekt befaßten Ing. Schleck der damaligen Maschinenfabrik Körösi in Andritz gelungen, eine verhältnismäßig einfache und richtige Berechnung aufzustellen. Auch die konstruktive Durchbildung wurde von Ing. Schleck betreut. Die Brücke wurde nach diesem Projekt ausgeführt und das System hat später vielfache Anwendung gefunden. Insbesondere, als Müller-Breslau 1884, ange-regt durch die bereits erfolgten Veröffentlichungen, einen „Beitrag zur Theorie des durch einen Balken versteiften Bogen“ in der Zeitschrift für Bauwesen schrieb.

Die Keplerbrücke hat eine Stützweite von 67,8 m, Fahrbahnbreite von 7,6 m und war für eine Nutzlast von 400 kg/m² berechnet worden. Nachdem später noch ein Straßenbahngleis auf der Brücke verlegt worden war, wurde die Brücke zwischen den Hauptträgern sehr eng und für den heutigen Verkehr zu schmal. In den letzten Jahren wurde das Problem des Neubaus immer dringender. Die Brücke wurde verschiedentlich untersucht und die Tragfähigkeit überprüft. Das Haupttragsystem war immer noch in Ordnung, wenn auch naturgemäß die Belastung nicht mehr der einer heutigen städtischen Brücke entsprach. Es mußten also

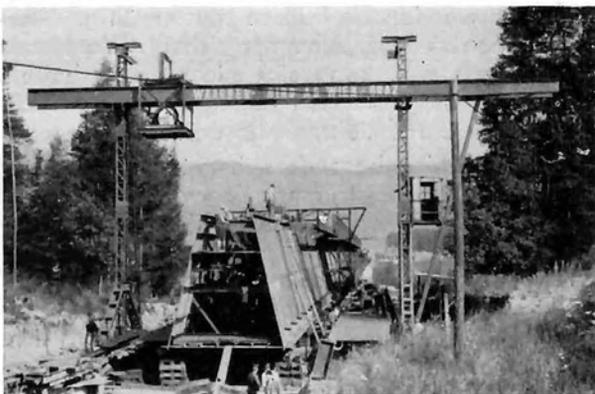


Bild 14: Jauntal-Brücke

Fig. 14: The Jauntal-Bridge

Bild 15: Transport eines Brückenteiles der Kepler-Brücke in Graz

Fig. 15: Transportation of a bridge member for the Kepler Bridge at Graz



Verkehrseinschränkungen vorgesehen werden. Im Laufe des Bestandes von rund 80 Jahren hat jedoch die Fahrbahn erheblich gelitten. Es war eine Holzfahrbahn auf Belageisen, ohne Isolierung. Das Wasser drang ein und die Belageisen verrosteten. Zusammen mit den gesteigerten Raddrücken war das eine Gefahr und der unmittelbare Anlaß zum Neubau.

Die Gründung der Brücke erfolgte seinerzeit auf Stahlsenk-kästen, welche wieder verwendet werden konnten. Dadurch ergab sich für die neue Brücke die Forderung nach gleicher Stützweite und vorwiegend lotrechten Auflagerdrücken.

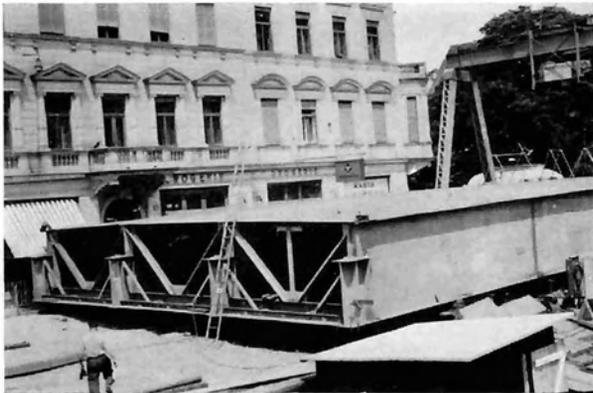
Die neue Brücke ist auf der Fahrbahn 13 m breit und hat zwei Gehbahnen von je 3 m, also insgesamt 19 m Brückenbreite. Es kam nur ein Tragwerk unter der Fahrbahn in Frage, für welches ein dreizelliger Hohlkasten gewählt wurde. Um an ständiger Last zu sparen, wurde keine Verbundbrücke im üblichen Sinn entworfen, also Druckgurt aus einer Betonplatte, sondern eine Fahrbahn, bestehend aus einem Flachblech mit Betonauflage. Eine Verbundwirkung wird durch aufgeschweißte Kopfbolzen hergestellt. Eine zusätzliche Bewehrung in Querrichtung ergibt eine Durchlaufplatte über drei Felder, wo die Stahlplatte die Zugsbewehrung darstellt. Eine ähnliche Fahrbahnplatte wurde 1954 bei der Murbrücke Frohnleiten gewählt und neuerdings bei einigen französischen Brücken, so bei der bekannten Hängebrücke Tancarville.

Die Nähe der Baustelle zum Werk ließ es wirtschaftlich erscheinen, möglichst große Teile im Werk zu fertigen und an die Baustelle zu bringen. Im Bild 15 sehen Sie den Transport eines Schusses. Es wurden die beiderseitigen Hohlkästen in Schüssen auf die Baustelle gebracht und dann durch Einschweißen der Mittelplatten der dreizellige Hohlkasten fertiggestellt (Bild 16).

So wurde der Brückenkörper am linken Ufer in ganzer Länge fertiggestellt und dann über zwei

Bild 16: Fertigstellung des dreizelligen Hohlkastens durch Einschweißen der Mittelplatten auf der Baustelle

Fig. 16 Completion on site of the three-celled hollow box by welding the intermediate plates



provisorische Joche hinweg längsverschoben und auf die Lager abgesenkt.

Die Verwendung hochwertigen Materials wurde bereits bei den Seilkonstruktionen erwähnt. Ein anderes Gebiet, wo mit höherfestem Material eine bedeutende Gewichtsverminderung erzielt werden kann, sind die modernen Lagerkonstruktionen.

Die Abmessungen der Lager sind bekanntlich von der zulässigen Hertz'schen Pressung abhängig, wobei $\sigma = \sqrt{\frac{K}{R}}$ oder $\sigma^2 \times R = k$ ist. Also mit höherem σ kann die Rollenabmessung im Quadrat der Erhöhung verkleinert werden. Bekannt sind die Kreuz-Panzerstahl-Lager und die Korroweld-Lager. Bei jenen wird hochwertiges Material eingesetzt, bei letzteren wird die Tatsache ausgenützt, daß die hohen Spannungen nur örtlich sehr begrenzt auftreten. Es wird auf einem normalen Stahl eine hochwertige Schicht aufgeschweißt. Hier ist Materialersparnis mit Lohnkosten erkauft.

Eine weitere Entwicklung der letzten Zeit ist der Ersatz von Stahl durch Kunststoff im sogenannten Neoprene-Lager. Wir haben keine Punkt-

oder Linienbelastung mehr, sondern Flächenpressung; aber die Elastizität des Materials gewährleistet die Verdrehung und Verschiebung.

Die im Bild 17 gezeigte Hartelsgraben-Brücke im Gesäuse ist die erste Eisenbahnbrücke in Österreich mit solchen Neoprene-Lagern. Der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen gebührt der Dank, sich dieser neuen Bauweise sehr aufgeschlossen gezeigt zu haben.

Für Verdrehung allein ohne Verschiebung sind die sogenannten Neotopflager entwickelt worden, wobei die elastische Masse in einem zylindrischen Topf eingespermt ist. Gummi ist fast nicht zusammendrückbar und kann in dieser Form Drücke von 400 atü als Gebrauchslast übertragen.

Ein solches Lager wurde bei der im Bild 18 gezeigten Brücke über die Drau bei Feistritz eingebaut. Sie ist auch ein Beispiel für eine wirtschaftliche Gesamtkonzeption.

Das Zentrallager erhöht etwas die Kosten des Stahlteiles wegen der erforderlichen torsionssteifen Ausbildung der Brücke. Bei dem vorhandenen schlechten Baugrund konnten dadurch die Kosten für den nun im wesentlichen nur zentrisch belasteten Pfeiler erheblich gesenkt werden.

Ein sehr wichtiger und bei der Frage nach der Wirtschaftlichkeit der Stahlkonstruktionen immer berührter Punkt ist der Korrosionsschutz.

Die Beantwortung der Frage nach dem guten und billigen Korrosionsschutz wird dadurch erschwert, daß täglich neue Farben und Korrosionsschutzarten auf den Markt gebracht werden und eine große Zahl von Vertretern auf den Verbraucher zukommen, um ihre Verfahren anzupreisen. Die Zeit zur Erprobung fehlt dabei vollständig, weil die Bewährung eines Anstriches sich erst nach Jahren zeigt, wenn die Firma womöglich nicht mehr existiert.

Hier ist es vorteilhaft, sich die Erfahrung der Deutschen Bundesbahn als einen der größten Stahlverbraucher in Mitteleuropa zu Nutzen zu machen. Dort wird die Frage des Korrosionsschutzes seit Jahrzehnten geprüft und die Ergebnisse in Vorschriften festgehalten. Die technischen Vorschriften für den Rostschutz (ROST) sind sowohl für die Auswahl als auch für die Prüfung der zu verwendenden Farben mustergültig. Allerdings gehen sie auf „Nummer sicher“. Wer Neues ausprobieren will, kann sich nicht daran halten, aber die in der Vorschrift angegebenen Anstrichstoffe sind durch Jahrzehnte erprobt.

Etwas sei hier besonders hervorgehoben. Der teurere Schutzstoff ist immer der wirtschaftlichere, wenn er das zu schützende Objekt länger gebrauchsfähig erhält.

Die Kosten des Korrosionsschutzes setzen sich aus drei Komponenten zusammen: Entrosten — Kosten der Farbe — Arbeitslohn beim Anstrich. Zur Beurteilung der Farbkosten ist die Güte und die Ergiebigkeit (also Verbrauch je m²) zu beachten. Die Wirtschaftlichkeit ergibt sich aus den

jährlich bezogenen Kosten. Also $\frac{\sum K}{n}$. Wenn durch

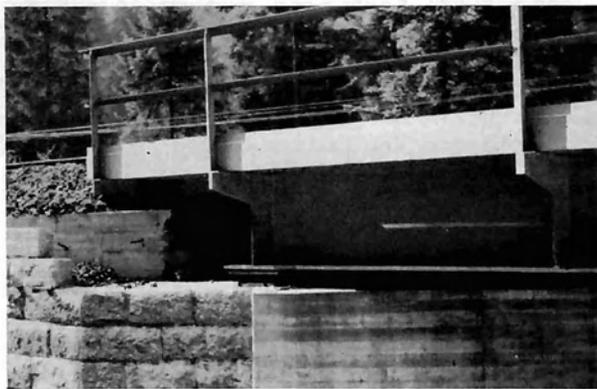


Bild 17: Eisenbahnbrücke mit Neoprene-Lagern

Fig. 17: Railway bridge with neoprene fitted bearings

besseres Entrosten oder bessere Farbe die Lebensdauer auf $n+x$ erhöht werden kann, ist die Wirtschaftlichkeit $\frac{\sum K_i}{n+x}$.

Auf Grund von Untersuchungen des Reichsbahnzentralamtes, die auf das Jahr 1927 zurückgehen, wird gesagt, daß die Farbkosten für einen Schutzanstrich von 10jähriger Lebensdauer sich um 50% erhöhen dürfen, wenn hierdurch nur eine einjährige Verlängerung der Lebensdauer erzielt werden kann.

Es nimmt daher nicht wunder, wenn heute auch bessere Entrostungsverfahren angewendet werden. Die Deutsche und die Österreichische Bundesbahn verlangen bei Neubauten eine vollständige Entfernung der Walzhaut. Das Strahlen mit Sand oder Stahlkies ist hierzu ein sehr geeignetes Mittel und die Zahl der Unternehmen, die sich mit Strahlanlagen ausrüsten, nimmt ständig zu.

Für die Wirtschaftlichkeit des angewendeten Rostschutzes ist aber auch zu beachten, daß die Stahlbauten der Witterung ganz verschieden ausgesetzt sind. Im Inneren eines Hauses erhält sich der Stahl, auch wenn er gar nicht gestrichen ist, jahrzehntlang, wie beim Umbau alter Gebäude an stählernen Trägern öfters zu bemerken ist. In normaler Landluft ist der Angriff der Atmosphäre um vieles geringer als in einer Industriegegend oder an der See.

Nachdem alles, was gut ist, meistens auch teuer ist, muß getrachtet werden, nicht mehr zu tun als notwendig. Das aber handwerklich so gut wie irgend möglich. Es gibt nämlich kaum eine andere Arbeit im Stahlbau, die von der handwerklichen Tüchtigkeit des Arbeiters so abhängt wie der Korrosionsschutz. Und gerade hier werden oft ungeschulte Hilfskräfte eingesetzt und nicht genügend überwacht. Ein Maß zur Kontrolle ist die Schichtdicke. Zur Messung gibt es brauchbare Geräte und damit kann der Anstrich wenigstens stichprobenweise geprüft werden. Wir verlangen für einen 4fachen Anstrich, also 2mal Grund- und 2mal Deckanstrich, mindestens 125 μ . Hierbei ist auch wichtig, bei Einholung von Angeboten die mit der Farbe erzielbare Schichtdicke bei einmaligem Anstrich zu prüfen. Was in den Prospekten steht, ist nicht immer richtig, und man erlebt Überraschungen, wenn dann für eine geforderte Schichtdicke ein viel größerer Verbrauch an Farbe notwendig wird.

Das Auffinden der wirtschaftlichsten Lösung wäre einfach, wenn wir zur Projektierung unbegrenzt Zeit hätten und die Kosten bezahlt würden. So ist es die Erfahrung des Entwurfsingenieurs, der aus den Mißerfolgen verschiedener Projekte gelernt hat, und die dazu führt, bei einem Projekt die wirtschaftlichste Lösung zu erkennen, oder mit wenig Varianten bereits das Optimum zu erreichen.

Nicht alle Gesichtspunkte konnten in der kurzen Zeit behandelt werden. Senkung der Lohnkosten in Büro und Werkstätte und wirtschaftliche Mon-

tagemethoden wären einer Betrachtung wert. Auch die wirtschaftlichen Schalen und Kuppelkonstruktionen wurden nicht behandelt. Für größere Kuppelbauten fehlt bis jetzt ein für die Anwendung passender Bau. Wir kennen jedoch die außerordentlich leichten Kuppeln von Prof. Lederer-Brünn.

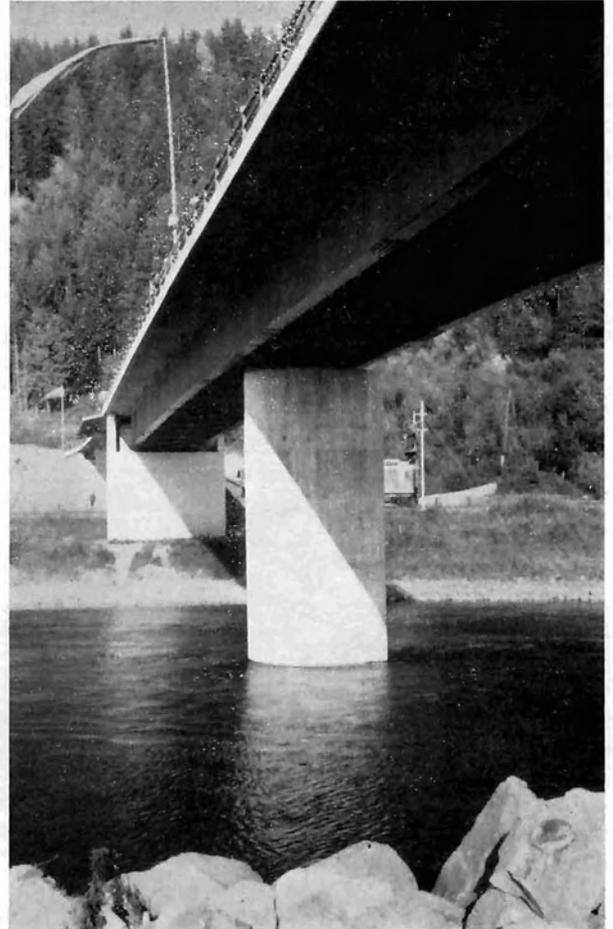


Bild 18: Straßenbrücke über die Drau mit Neotopf-Lager

Fig. 18: Road bridge over river Drau with neoprene fitted enclosed bearings

Die gezeigten Beispiele waren nur eine kleine Auswahl. Sie sollten zeigen, daß der österreichische Stahlbau die Wege kennt und daß er sie auch beschreitet, um

1. wirtschaftlich konkurrenzfähig zu sein und
2. dem Stahlbau den ihm zustehenden Platz zu sichern, denn der Stahlbau ist mehr als jede andere Bauweise befähigt, außerordentliche Aufgaben, wie sie die entwerfenden Architekten heute fordern, zu lösen.

Dipl.-Ing. Dr. techn. Felix Cichocki
Direktor der Waagner-Biro AG Graz

Bau und Verwendung von Bühnenmaschinerien im modernen Theaterbau

Von Prof. Dipl.-Ing. Walther Unruh, Wiesbaden

Meine Damen und Herren!

Wenn Sie in Wien in die Staatsoper gehen oder ins Burgtheater, oder in Salzburg in die Festspiele, oder in Linz, Graz, Bayreuth oder anderswo, da wollen Sie wohl nicht daran erinnert sein, wieviel Tonnen Stahl im Theater eingebaut sind, wieviel PS oder KW nötig und wieviel Menschen unsichtbar hinter der Bühne tätig sind, und wieviel das alles gekostet hat und noch immer kostet. Nur das, was Sie sehen und hören, beeindruckt Sie bei der Vorstellung.

Es ist nun heute meine Aufgabe, Ihnen einen Blick in den technischen Apparat hinter dem Vorhang zu geben, um zu zeigen, in welchem Ausmaße und mit welchen speziellen Konstruktionen der Stahlbau Anteil hat am Bau und Betrieb eines modernen Theaters. Ich werde dies hauptsächlich mit einer Reihe von Lichtbildern darstellen, aber gestatten Sie mir bitte einleitend einige grundsätzliche Erläuterungen.

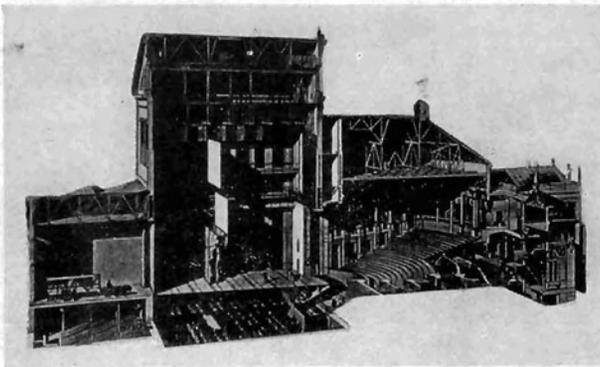


Bild 1: Längsschnitt durch das Prinzregenten-Theater in München (1901)

Typ einer Bühnenanlage nach dem klassischen italienischen Kulissensystem mit sogenannter Gasseneinteilung, Untermaschinerie mit Tischversenkungen, Bühnenboden mit Freifahrtwagen zum Verschieben stehender Kulissen, Obermaschinerie mit Schnürboden und Prospektzügen.

Fig. 1: Section through the Prinzregenten-Theater at Munich (1901)

Type of a stage according to the classic Italian system of sets with so-called street sections, understage machinery with table elevators, stage floor with travelling trucks for moving vertical sets, stage machinery with grid iron and flying systems.

Wir sprechen in der Theatergeschichte von der klassischen und von der modernen Bühne. Unter der klassischen Bühne versteht man im allgemeinen eine Bühnenanlage, bei der das Bühnenbild durch Kulissen, stehende oder hängende Bögen, Soffitten und einen Abschlußprospekt dargestellt wird, in ver-

schiedene Abschnitte der Tiefe nach getrennt, welche die Szenerie in perspektivischer Wirkung und möglichst naturgetreu darstellen sollen. Gassen zwischen den Kulissen ermöglichen die Auftritte, und daher der Name: Kulissenbühne, Gassenbühne und – als Bild gesehen – auch Guckkastenbühne. Die hierbei benutzten Einrichtungen sind in einer etwa 250jährigen Erprobung praktisch entwickelt worden und

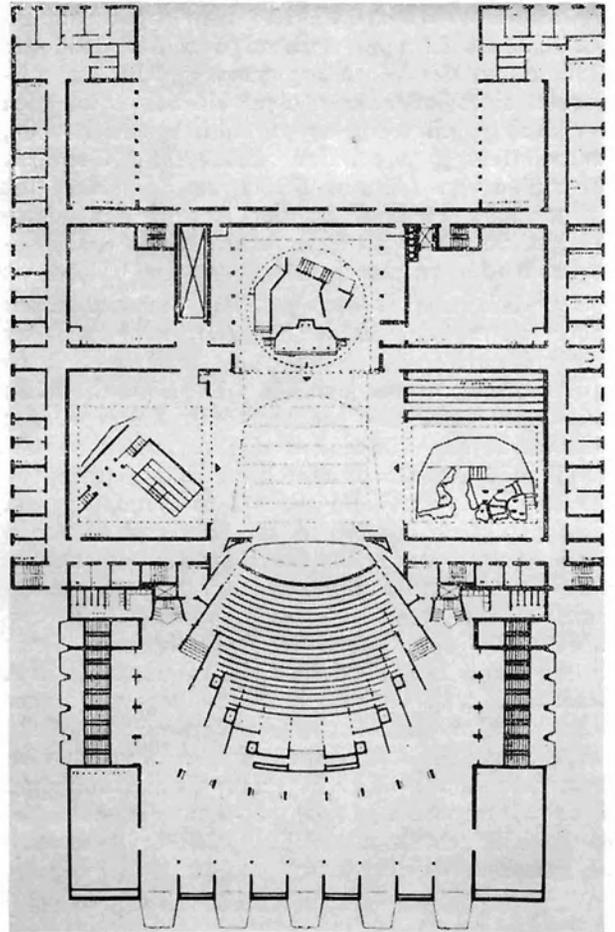


Bild 2: Grundriß des neu erbauten Opernhauses in Köln (1955) in Bühnenebene

Hauptbühne mit Bühnenpodien und Rundhorizont, zwei Seitenbühnen mit Bühnenwagen, Hinterbühne mit Bühnenwagen und darin eingebauter Drehscheibe, Lagerräume anschließend. Der Verwandlungsvorgang für die Bühnenbilder erfolgt auf der Bühnenebene.

Fig. 2: Ground Plan of the new Opera House at Cologne in Stage Level (1955)

Main stage with stage platforms and cyclorama, two side stages with stage trucks and installed turntable, store rooms adjoined; changing of scenery is performed in stage level.

auch heute noch zum großen Teil in jedem Theater vorhanden und nötig.

Was wir unter „modern“ verstehen, ist auf jedem Gebiet ein subjektiver Begriff. In der Geschichte des Theaterbaues beginnt die moderne Periode mit dem Jahre 1881, mit jenem tragischen Brandunglück im Wiener Ringtheater, bei dem Hunderte von Menschen ums Leben kamen. Als Folge dieser Katastrophe kam zunächst die Einführung des Stahlbaues als Ersatz für die brennbaren Konstruktionen der Theatergebäude und der Bühnenmaschinerien. In

Wien wurde die sogenannte Asphaleia-Gesellschaft gegründet (asphaleia = Sicherheit) durch den Ing. Gwinner und den Bühnenbildner Kautsky (Vater des kürzlich verstorbenen Ausstattungsleiters der Wiener Staatsoper), welche unbrennbare Eisenkonstruktionen erstmals in den Neubauten der Oper in Budapest (1882) und der Theater in Brünn und Halle (1883) angewandt haben. 1889 kam dann auch der Erlaß von Theaterbau-Vorschriften, und zwar der bekannten preußischen Polizeiverordnung für Bau und Betrieb von Theatern, in der Stahlkonstruktionen für tra-

Bild 3: Systemzeichnung für die in Bau befindliche Maschinerie des Opernhauses in Sydney (NSW, Australien)

Anordnung von versenkbaren Bühnenpodien mit darauf verschiebbaren Bühnenwagen im Paternoster-System. Die Verwandlung der Bühnenbilder erfolgt durch Transport in die Unterbühne und dort befindliche Nebenräume, weil nach Lage des Bauplatzes auf einer Halbinsel keine Möglichkeit zur Ausdehnung der Bühnenfläche nach den Seiten zu gegeben ist.

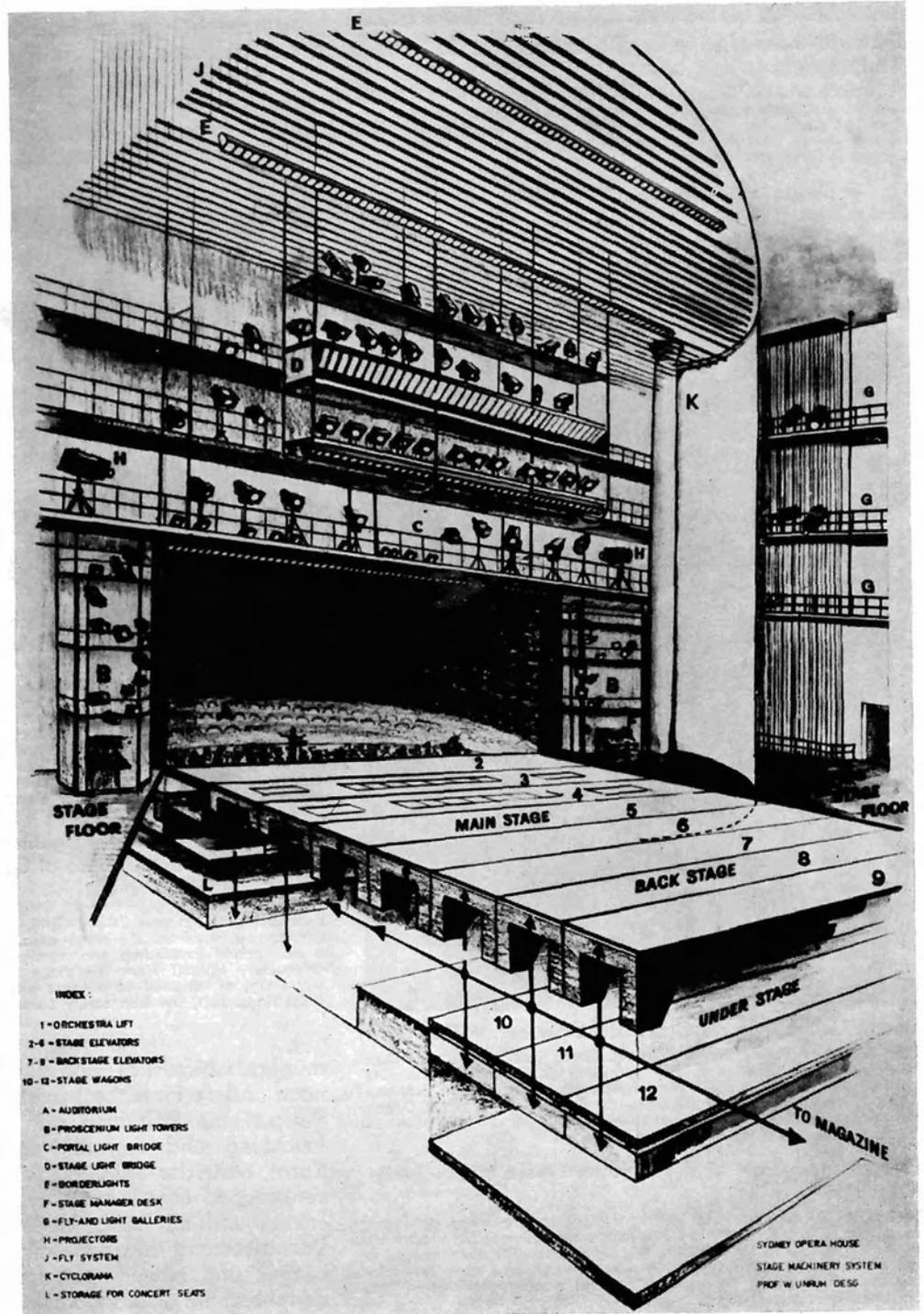


Fig. 3: Arrangement drawing of the machinery now in production for the Sydney Opera House (NSW, Australia)

Lowerable stage platforms with stage trucks moving thereon in the paternoster way. Changing of scenery is performed by transport into the understage and adjoining rooms, since the site, as is chosen here on a peninsula, does not allow any stage expansion in side directions.

- INDEX:
- 1 - ORCHESTRA LIFT
 - 2-6 - STAGE ELEVATORS
 - 7-9 - BACK STAGE ELEVATORS
 - 10-12 - STAGE WAGONS
 - A - AUDITORIUM
 - B - PROSCENIUM LIGHT TOWERS
 - C - PORTAL LIGHT BRIDGE
 - D - STAGE LIGHT BRIDGE
 - E - BORDERLIGHTS
 - F - STAGE MANAGER DESK
 - G - FLY-AND LIGHT GALLERIES
 - H - PROJECTORS
 - J - FLY SYSTEM
 - K - CYCLOPAMA
 - L - STORAGE FOR CONCERT SEATS

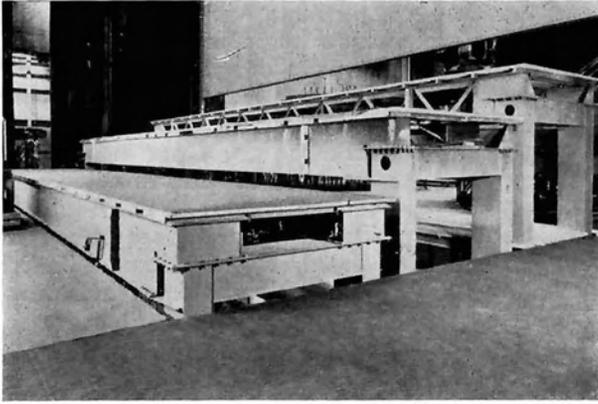


Bild 4: Bühnenpodien in der Deutschen Oper Berlin-West (1961)

Elektrisch betriebene Doppelstackpodien (18 m×2,50 m) mit 3 m Bodenabstand ermöglichen eine Staffelung des Bühnenbodens um 3 m nach oben und nach unten. Das System wird, ähnlich wie in Köln (Bild 2) ergänzt durch fahrbare Bühnenwagen mit elektrischem Antrieb auf Seiten- und Hinterbühnen.

Fig. 4: Stage Platforms in the German Opera House Berlin-West (1961)

Electrically operated double-deck platforms (18 m×2,50 m; decks spaced 3 m) allow the stage floor to be arranged stepwise 3 m upwards or downwards. Similar to Fig. 2 (Opera House at Cologne) the system is added by electrically operated stage trucks on side and back stages.

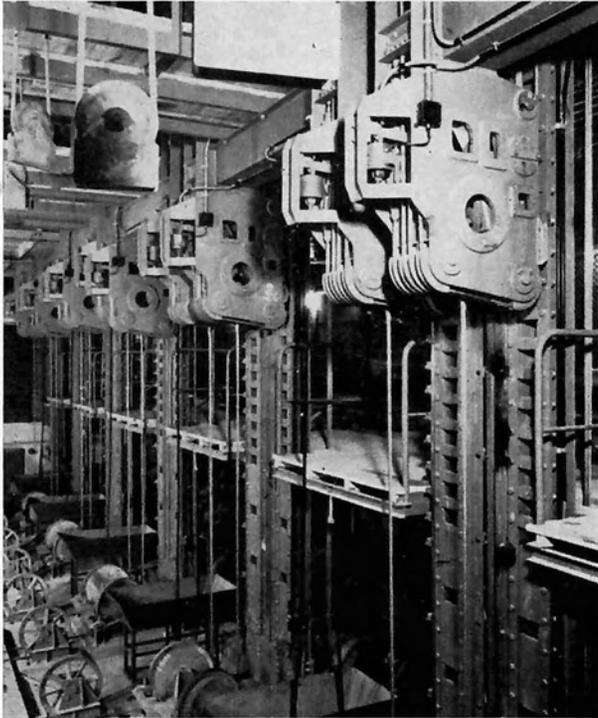


Bild 5: Unterbühne der Deutschen Oper Berlin-West (1961)

Das Bild zeigt die vertikalen Führungsstützen und die Verriegelungsvorrichtungen für die in Bild 4 gezeigten Bühnenpodien. Die elektrischen Antriebswinden für den Seilantrieb stehen unter den seitlichen Bühnengalerien. Das Eigengewicht der Podien ist durch Gegengewichte ausbalanciert, Parallelführungen mit Seilen vermeiden ein Verkanten bei einseitiger Belastung.

Fig. 5: Understage of the German Opera House Berlin-West (1961)

Vertical guide supports and locking devices for the stage platforms, as shown in Fig. 4. Under the side stage fly galleries the electrically operated winches are placed for the rope drive. The dead weight of the platforms is compensated by counterweights. A parallel guide by means of ropes is arranged to prevent sloping positions in case of unsymmetrically loading.

gende Bauteile vorgeschrieben wurden, anschließend das sehr ähnliche Wiener Theatergesetz, Verordnungen, die in der damaligen Fassung im wesentlichen noch heute gültig, in mancher Hinsicht aber doch veraltet sind.

Die Benutzung der Stahlkonstruktionen bei den Theaterneubauten hatte – neben der Verbesserung der Feuersicherheit – aber noch eine andere, für das Theater viel wesentlichere Folge: nämlich die Einführung der 3. Dimension auf der Bühne, die Wandlung vom gemalten zum plastisch gebauten Bühnenbild. Statt kleiner Versenkungstafeln mit Handantrieb gab es nun maschinell betriebene Podien, die auch mit schweren Lasten besetzt, und in großen zusammenhängenden Flächen leicht und schnell nach oben gehoben oder nach unten abgesenkt werden konnten. Dadurch erreichte man eine Staffelung des Bühnenbodens, welche neue Wirkungen für die Gruppierung der Darsteller und deren Bewegung ergibt und damit einen neuen Inszenierungsstil er-

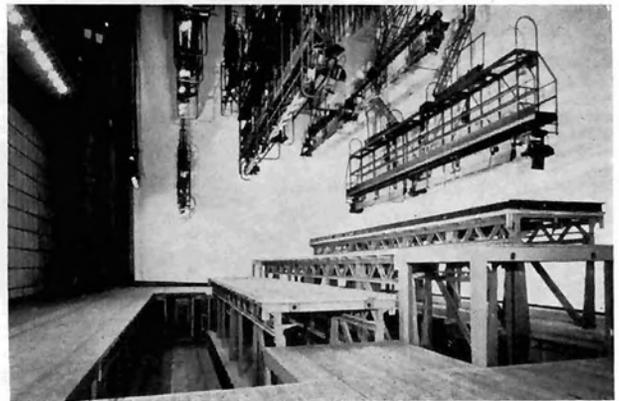


Bild 6: Bühnenpodien, Beleuchtungsbrücken und Rundhorizont im Festspielhaus Salzburg (1960)

Die Bühnenpodien sind unterteilt (18 m×3 m plus 2mal 3 m×3 m), um die Bühne entweder in den Abmessungen der Wiener Staatsoper oder als breite Festspielbühne verwenden zu können. Ein großer bzw. kleiner Rundhorizont (Cyclorama) umschließt als große Fläche den Bühnenraum und stellt einen unendlich weit wirkenden Raumabschluss dar, entweder als Bühnenhimmel mit den Geräten der Horizontbeleuchtung von den Beleuchtungsbrücken aus beleuchtet, oder er wird als riesige Projektionsfläche für naturalistische oder symbolische Lichtbilder benutzt. Links im Bild der eiserne Schutzvorhang.

Fig. 6: Stage Platforms, Lighting Bridges and Cyclorama in the New Festival House at Salzburg (1960).

In order to achieve a stage size similar to the Vienna Opera House, or have a large Festival Stage, the stage platforms are subdivided (18 m×3 m plus 2×3 m×3 m). Two cycloramas, one wide and one narrow, surround the stage area. This large surface is to form a background pretending enormously wide space in the rear, and adequately lighted from the stage lighting bridges can serve as stage sky, or be used as a large plane for naturalistic or symbolic projections. Left, the iron safety curtain is shown.

möglichst. Natürlich sind für diesen Wandel auch noch andere Einflüsse bestimmend gewesen, so zum Beispiel die Erfindung der elektrischen Bühnenbeleuchtung und der Stilwandel in der bildenden Kunst, aber der Stahlbau für bewegliche Bodenversenkungen, mit Transportvorrichtungen für große Lasten und mit maschinellm Antrieb, bildete die Voraussetzung und den Anlaß zu all den Veränderungen und Neuerungen im Theaterwesen, welche den Abschnitt „die moderne Bühne“ einleiten.

Heute soll hier nur von der „Bühnenmaschinerie“, nicht von den Theaterbauten die Rede sein, das heißt von den festen und beweglichen Einbauten im Bühnenraum, die dem Theaterbetrieb dienen, die allerdings oftmals auch vom Bau aus bedingt sind. Als meine persönliche Ansicht zum Thema Theaterbau möchte ich nur erwähnen, daß ich die Stahlskelett-Konstruktionen für Bühnenhäuser dem Stahlbetonbau vorziehe, weil alle Montagen im Bühnenraum dabei einfacher sind.

Eine Bühnenmaschinerie besteht auch heute noch, wie in der klassischen Zeit, aus einer sogenannten Untermaschinerie und einer Obermaschinerie, getrennt durch den Bühnenboden, der bau- und betriebstechnisch zur Untermaschinerie zählt. Diese Bühnenmaschinerie mit vielerlei beweglichen Elementen ist in das starre Gerippe des Bühnenraumes

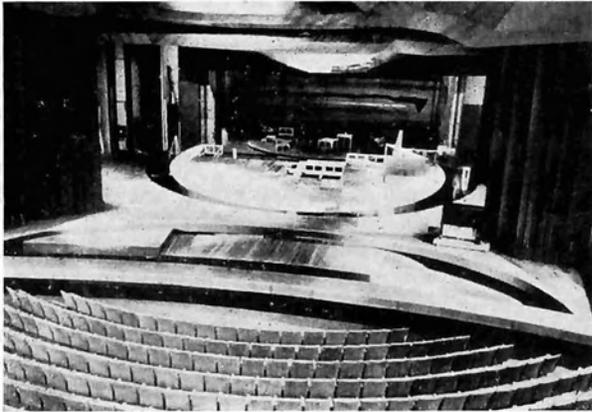


Bild 7: Ansicht der Bühne und Vorbühne des Staatstheaters Kassel (1957)

Die vor dem inneren Proszenium liegende Fläche ist in bewegliche Bodenversenkungen aufgeteilt und dient entweder als Vorbühnenspielfläche im Schauspiel oder als Orchestergraben in der Oper. Der eiserne Schutzvorhang liegt hier zwischen Orchester und der ersten Parkettreihe. Die Bühneneinrichtung enthält 2 Seitenbühnen und Hinterbühne mit Bühnenwagen, die auch einen schrägstellbaren Bühnenboden ermöglichen.

Fig. 7: Stage and Proscenium in the State Theater at Kassel (1957).

The area in front of the inner proscenium consists of movable traps to serve either as a forestage for theater performances, or as orchestra pit for operas. Here, the iron safety curtain is arranged between the orchestra and the first row of seats. The stage equipment includes two side stages, and a back stage with stage trucks, by means of which the floor can be made of a sloping form.

Rechts unten:

Bild 10: Mechanisierter Zuschauerraum im Loew-Theater der Harvard-Universität in Cambridge, USA (1960)

Mittels hydraulisch bewegter Bodenversenkungen können verschiedene Positionen der Bühnenfläche erzielt werden, entweder als Proszeniumbühne an einer Schmalseite des Auditoriums oder, wie im Bild gezeigt, als sogenannte Arena-Bühne in der Mitte des Saales.

Fig. 10: Mechanized Auditorium of the Loew Theater in Harvard University Cambridge, USA (1960)

By means of hydraulically operated elevators the stage floor area can be changed into either a proscenium stage on one narrow side of the auditorium, or the so-called arena-stage in centre of the auditorium, as is shown on this photograph.

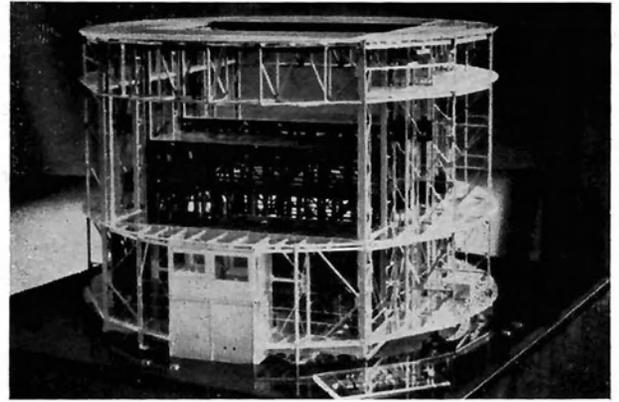


Bild 8: Modell der Zylinderdrehbühne im Burgtheater in Wien (1955)

Mangels Seitenbühnen sind in die große Drehbühne auf- und abfahrbare Bühnenpodien mit Wagen eingebaut und ermöglichen rasche Verwandlungen und Bodenveränderungen auch während der Bewegung der Drehbühne.

Fig. 8: Model of the cylindric revolving stage in the Vienna Burgtheater (1955)

Since no side stages are provided, stage platforms with trucks moving up and down are installed in the large revolving stage, thus enabling quick changes of sceneries and the floor plane, even when the stage is revolving.

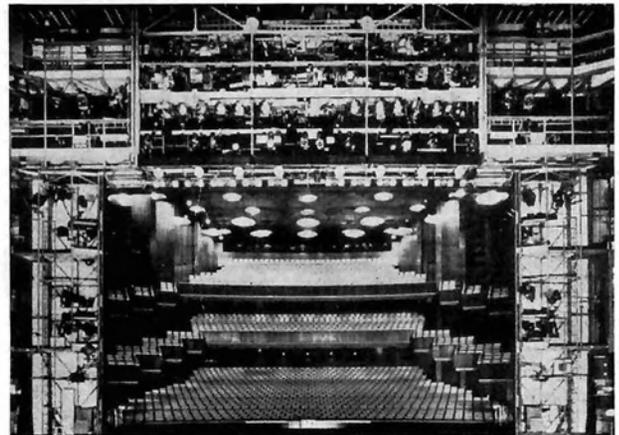


Bild 9: Ansicht des Bühnenportals in der Deutschen Oper Berlin-West mit Blick in den Zuschauerraum

Die sogenannte Portalbeleuchtungsbrücke, besetzt mit Scheinwerfern und Projektionsapparaten, ist auf und ab beweglich und ermöglicht in Verbindung mit den seitlich verschiebbaren Portaltürmen die Veränderung des Größenauschnittes der Bühnenöffnung.

Fig. 9: Proscenium of the Stage in the German Opera House Berlin-West with view into the Auditorium

The proscenium lighting bridge with flash lights and projectors installed, is movable in up- and downward directions. In connection with the laterally movable portal towers variably-sized stage openings can be achieved.

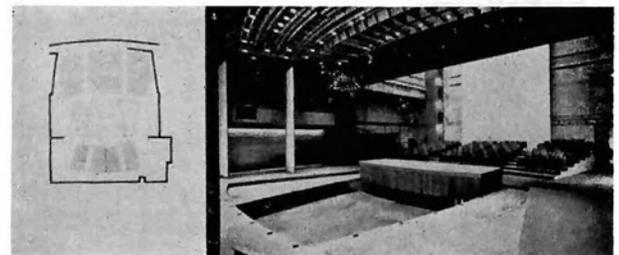
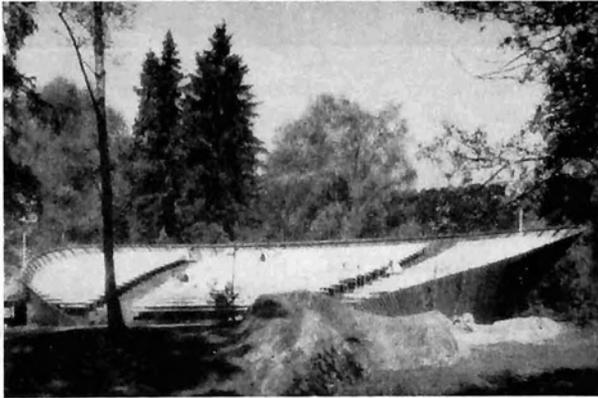


Bild 11: Drehbarer Zuschauerraum in Stahlkonstruktion für ein Freilichttheater in Tampere, Finnland (1959)

Die 800 Plätze umfassende Tribüne wird während der Vorstellung in die Richtung der ringsum liegenden Spielflächen gedreht, sie ermöglicht wirkungsvolle Szenenwechsel, hier im freien Gelände. Derartige Rundtheater sind auch im geschlossenen Raum denkbar und verschiedentlich projektiert.

Fig. 11: Revolving Auditorium in Steel Construction for an Open Air Theater at Tampere, Finland (1959)

During performance, the auditorium having a seating capacity of 800, is turned in direction of the performance areas round about, so that here, in the open, an effective change in sceneries can be well achieved. Such kind of circle theater may be arranged even under roof, as was already planned for different theater projects.



eingebaut, sie ruht statisch teils auf den Fundamenten des Bühnenkellers, teils ist sie an die Binder der Dachkonstruktion angehängt, deren Lasten von den Seitenwänden des Bühnenhauses getragen werden.

Bei der Wahl der einzubauenden Systeme kommt es natürlich darauf an, um welche Art von Theater es sich handelt, ob um ein Opernhaus, ein Schauspielhaus, einen sogenannten gemischten Betrieb, oder vielleicht um ein Revuethater, ferner ob um ein hauptstädtisches oder ein Provinztheater, ein Repertoiretheater mit täglich wechselndem Spielplan oder ein solches mit Serienbetrieb, und schließlich, mit welchen Betriebskosten – sprich mit welchem Zuschuß – das Theater arbeiten wird. Denn zwei Gesichtspunkte bestimmen heute die Wahl der Systeme und den Umfang des Ausbaues einer Bühne in der Hauptsache: erstens der Nutzen für den Spielbetrieb

und zweitens der praktische Wert, das heißt der Einfluß auf die Betriebskosten.

Der „Nutzen für den Spielbetrieb“, damit meine ich die Anwendbarkeit der technischen Anlagen zur Darstellung der Szenerien, zu deren Auf- und Abbau, zur schnellen Verwandlung innerhalb einer Vorstellung und schließlich zur Realisierung von Theaterereffekten. Das war früher der ausschließliche Zweck von Bühnenmaschinerien. Heutzutage haben wir aber weit mehr darnach zu trachten, daß die bühnentechnischen Anlagen nutzbar sind, um Arbeitszeit und Arbeitskraft zu sparen. Der Stil unserer modernen Inszenierungen und die dabei benutzten Szenerien erfordern Bühnenbauten, nicht nur Bühnenbilder, der Spielplan fordert fast überall einen täglichen Wechsel der Vorstellung, und Proben am Vormittag dazu, und das Publikum verträgt keine langen Pausen. Das alles bringt eine viel stärkere Beanspruchung des technischen Apparates mit sich, als dies früher der Fall war. Andererseits werden die Arbeitskräfte, besonders fürs Theater, wo man sonnabends und sonntags spielt (und dann nicht zum Fußballspiel gehen kann) immer knapper, und die Löhne werden immer höher, so daß es falsch ist, von einer Übertechnisierung im Theaterbetrieb zu sprechen, wenn man umfangreiche maschinelle Anlagen einbaut, um den Betrieb zu erleichtern und zu beschleunigen.

Die Theatergeschichte zeigt, daß zu allen Zeiten die jeweils modernsten und raffiniertesten Einrichtungen im Theater zur Erzielung von Theaterereffekten benutzt wurden – es gibt ganze Maschinenkomödien im 18. Jahrhundert – und so ist es auch heute die Aufgabe des Theateringenieurs, solche Einrichtungen zu erfinden und bereitzustellen. Allerdings können technisches Können, Phantasie und guter Geschmack beim Einbau nicht mitgeliefert werden, und es ist dann Sache eines schöpferisch begabten Regisseurs oder Bühnenbildners, von den technischen Einrichtungen richtig Gebrauch zu machen. Aber sie werden dann Theaterereffekte und Leistungen erzielen können, welche ohne das Vorhandensein einer modernen technischen Anlage eben nicht möglich wären.

Prof. Dipl.-Ing. Walther U n r u h
Technische Universität Berlin

Statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlleichtbau

Von H. Beer, Graz

Einleitung

Unter Stahlleichtbau verstehen wir im allgemeinen eine Bauweise, bei der im Entwurf und in der konstruktiven Gestaltung auf die äußerste Ersparnis an Stahlverbrauch Bedacht zu nehmen ist. Wenn auch die Querschnittsabmessungen und vor allem die Wandstärken der Profile und Bleche allein noch kein Maßstab für den Leichtbau sind, so wird doch im allgemeinen getrachtet, durch günstige Querschnittsgestaltung und konstruktive Formgebung mit möglichst geringen Wandstärken auszukommen. Die Normung setzt hierfür die etwas willkürliche und enge obere Grenze von 4 mm fest. Die nachstehenden Ausführungen machen sich jedoch die allgemeinere Begriffsbildung für den Leichtbau zu eigen und werden sich im wesentlichen auf den Stahlhochbau und den Bau von Freileitungsmasten beschränken.

Die überwiegende Mehrzahl der Konstruktionselemente für den Stahlleichtbau wird aus Blechen durch Kaltverformung erhalten. Hierzu dient sowohl der Kaltwalzprozeß, mit dessen Hilfe man in der Lage ist, einfache Profilformen vorwiegend aus Bandstahl zu erzeugen, als auch der Abkantprozeß, der es erlaubt, eine Fülle von verschiedenen Profilformen herzustellen und damit eine weitgehende Anpassung an gegebene Verhältnisse zu erzielen. Neben diesen kaltverformten Leichtbauprofilen treten die warmgewalzten Profile etwas in den Hintergrund, da ihre Wandstärke in der Regel zu groß und ihre Auswahl beschränkt ist.

Wie bereits erwähnt, wird als Ausgangsmaterial für die Leichtbauprofile Bandstahl und Breitbandstahl verwendet. Daneben kommen aber auch Mittel- oder Grobbleche in Frage. Das Material erhält durch den Kaltwalzprozeß und durch das Abkanten eine Verfestigung, die einer Heraufsetzung der Fließgrenze gleichkommt. Eine weitere wesentliche Erhöhung der Fließgrenze kann durch künstliches Kaltrecken erfolgen, so daß sich für den Baustahl St 37 leicht Fließgrenzen erzielen lassen, die über 40 kg/mm² liegen, ohne, daß die Bruchdehnung unzulässig absinkt. In der Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstages von Prof. Klöppel hat O. Jungbluth (1) über die damit zusammenhängenden Probleme in einem ausgezeichneten Referat berichtet.

Aber auch bei Stahldrähten können durch systematische Kaltreckung während des Herstellungsprozesses und weitere Behandlungsmethoden (zum Beispiel Patentierung) Streckgrenzen erzielt werden, die das Drei- und Mehrfache jener des Ausgangsmaterials betragen. Solche Drähte und die daraus geflochtenen Seile spielen im Stahlleichtbau eine wichtige Rolle.

Eine bewußte Ausnützung dieser höheren Fließgrenzen durch Heraufsetzen der zulässigen Spannungen hat eingehende Laborversuche zur Voraussetzung, wobei neben dem genormten Probestabversuch auch der Versuch am Profilstab oder Seilstück selbst wesentlich ist. Die Aufnahme der Spannungs-Dehnungslinie am Profilstab ist für die Beurteilung der Stabilität des Gesamtstabes und seiner einzelnen Teile von besonderer Bedeutung, da neben den mechanischen Eigenschaften des vergüteten Baustahls hier auch die Größe und Verteilung der Eigenspannungen aus dem Herstellungsprozeß in Betracht kommt. Meist reicht für diesen sogenannten Coupon-test ein kurzes Stück des Leichtbauprofiles (Schlankheit ≈ 15) aus.

Die Profilbildung beeinflusst entscheidend den Entwurf und die konstruktive Gestaltung des Stahlleichtbaues. Dem Konstruktionsentwurf müssen eingehende statische Untersuchungen vorausgehen, die sich sowohl auf Fragen der Spannungsbildung als auch auf Stabilitätsprobleme, und zwar der Knickung bzw. Drillknickung des Gesamtstabes und der örtlichen Beulung der Einzelfeder erstrecken. Der Forderung nach möglichst geringem Gewicht wird man am besten dadurch gerecht, daß man die für die vorhandene Beanspruchungsart günstigste Querschnittsform wählt, das heißt das Material möglichst in die Zonen maximaler Beanspruchungen gruppiert bzw. durch die Formgebung allseitig oder in bestimmter Richtung eine möglichst große Steifigkeit bei geringster Gesamtquerschnittsfläche erzielt. Weiters ist für die Profilgestaltung auch der Anschluß und gegebenenfalls die Stoßverbindung von Bedeutung und schließlich müssen die Probleme des Gesamttragwerkes und die architektonischen Belange in den Kreis der Betrachtungen einbezogen werden. Über alle diese Gesichtspunkte soll nun berichtet werden.

Profilgestaltung im Leichtbau

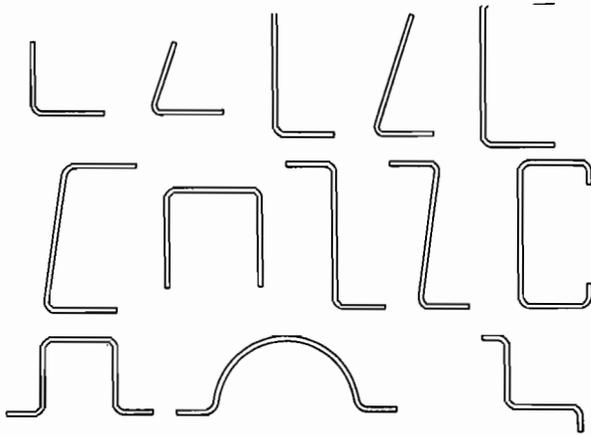


Bild 1

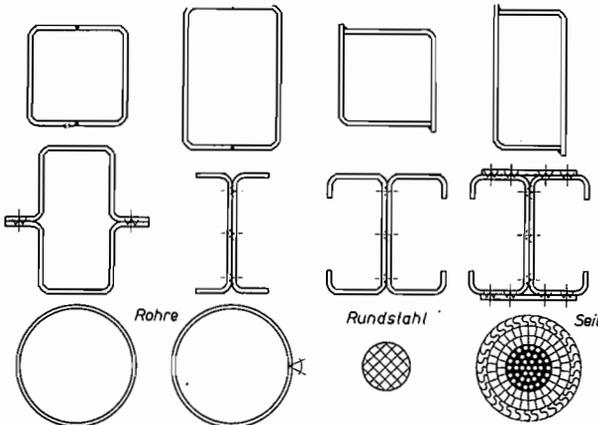


Bild 2

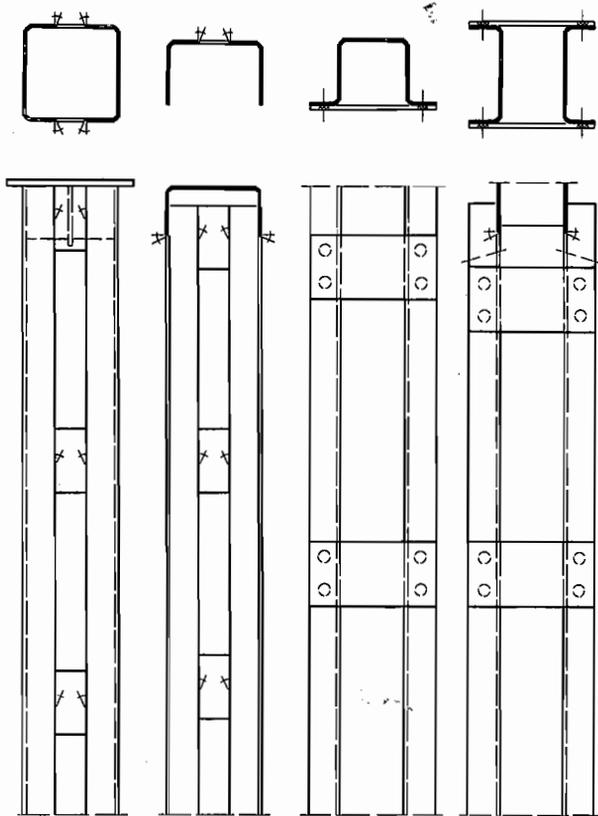


Bild 3

Greifen wir zunächst aus der Vielfalt der Möglichkeiten einige im Stahlleichtbau besonders häufig angewendete Profiltypen heraus (Bild 1). Durch einfache Abkantung gelangt man zum gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkelprofil, wobei es in weiten Grenzen möglich ist, den Neigungswinkel der Schenkel zu verändern. Die doppelte Abkantung ergibt ein E-Profil, und auch hier können Neigungswinkel und Breiten beliebig variiert werden. Gegensinnige Abkantung führt zu Z-Profilen, wobei durch Veränderung der Neigung zwischen Flanschen und Steg und entsprechende Wahl der Abkantbreiten vielfältige konstruktive Forderungen erfüllt werden können. Die vierfache Abkantung führt bei gleichsinniger Kantung zum E-Profil mit Randsäumen oder zum Hutprofil. Wenn der Mittelteil nach einer Kreisschablone gebogen wird, erhält man das randgesäumte Halbrundprofil. Schließlich läßt sich auch der Abkantwinkel durch nochmaliges Abkanten mit Außen- oder Innensäumen versehen. Das Bild zeigt nur typische Beispiele; Abkantwinkel und Breiten können beliebig variiert werden. Eine Reihe der dargestellten Profile lassen sich auch durch Kaltwalzen erzeugen.

Aus diesen Profilen können nun zusammengesetzte Querschnitte durch Längsnahtschweißung oder durch Punktschweißung geschaffen werden (Bild 2). Zwei E-Profile werden durch zwei mittige Längsnähte zu geschlossenen Kastenprofilen verbunden. Für eine Reihe von kleineren Abmessungen erfolgt diese Verbindung serienmäßig durch maschinelles Schweißen, so daß solche Kastenprofile im Handel zu beziehen sind. Für die Einzelanfertigung in der Stahlbauanstalt eignen sich vor allem Abkantwinkel, die durch leichte Kehlnähte zu einem Kastenprofil verbunden sind. Hutprofile können durch Punktschweißung zu Kastenquerschnitten gestaltet werden. An Stelle der geschweißten I-Profile ist es möglich, zwei E-Abkantprofile durch Punktverschweißung der Stege zu einem Biegeträger – oder einem Druckstab mit großer Knicklänge um die starke Achse – zu verbinden, was besonders dann zweckmäßig ist, wenn der viel breitere Steg wegen der Beulgefahr verstärkt werden muß. Sind breite Gurte vorhanden, so ist es zur Herstellung der Beulsicherheit der Flanschen empfehlenswert, die E-Profile mit Randsaum zu versehen. Schließlich kann man mit der Methode der Punktschweißung solche Träger oder Druckstäbe auch durch Lamellen verstärken und – da alle Ab-

Oben:

Bild 1: Beispiele für Leichtbauprofile

Fig. 1: Examples of light weight sections

Mitte:

Bild 2: Zusammengesetzte Leichtbauprofile

Fig. 2: Composed light weight sections

Unten:

Bild 3: Druckstützen aus Abkantprofilen

Fig. 3: Compressed stanchions of folded plate sections

messungen beliebig wählbar sind – eine maximale Ausnützung erzielen.

Im Stahlbau setzt sich immer mehr das Rohr als Stütze oder Fachwerkstab durch. Es kann nahtlos gewalzt oder aufgerollt und mit Längsnaht verschweißt werden. Für Zugglieder eignen sich am besten der Rundstahl und das Seil. Während Rundstähle häufig als Zuggurte oder Diagonalen in Fachwerkleichtbauträgern ausgeführt werden, dient das Seil als Abspannelement einer Tragkonstruktion, zum Beispiel als Pardune eines Standmastes oder Aufhängung von ganzen Stockwerken und schließlich für die Zugvorspannung von Stahlkonstruktionen, um den Kräftefluß günstig zu steuern.

Für Druckstützen können Abkantprofile auch durch Bindebleche zum Zusammenwirken gebracht werden (Bild 3). Zwei C-Abkantprofile werden durch eingeschweißte Bindeblechpaare symmetrisch verbunden, während Winkelkantprofile fallweise durch einseitige Bindebleche zu einer größeren Knickfestigkeit gelangen. Zur Verbindung der zweiteiligen Stützen oder solcher mit beulgefährdeten Querschnittsteilen läßt sich aber auch mit Vorteil die Punktschweißung anwenden, die hier für das Hutprofil und für die nach außen stehenden Winkelkantprofile dargestellt ist.

Fachwerkknoten werden im Leichtbau vorwiegend durch Schweißung gebildet (Bild 4). Zur schweißgerechten Verbindung des Obergurtes mit den Diagonalen aus L-Profilen werden die beiden Stege mit einer Stumpfnahht verschweißt, während das Flanschblech der Diagonale geschlitzt, auf den Gurtsteg geführt und dort mit Kehlnähten verbunden wird. Für die Knotenverbindung von C-Profilen kann man sich das Schlitzen der Flansche sparen und diese direkt mit den Gurtflanschen durch Stumpfnähte verbinden. Auf Normalkraft und Biegung beanspruchte Gurte werden zweckmäßig aus I-Profilen ausgeführt. Hier kann der Anschluß der E-Kantprofile durch K-Nähte direkt an den Unterflansch des Gurtes erfolgen, der zur Kräfteinleitung entsprechend ausgesteift werden muß.

Der Anschluß an Gurte aus Kastenprofilen kann für relativ schwache Winkelkantprofile einfach durch Verschweißen mit den Flansch- und Stegteilen erfolgen (Bild 5), wobei im allgemeinen eine innere Aussteifung des Gurthohlprofiles nicht erforderlich ist. Bei Diagonalen, die aus nach außen gekehrten Doppelwinkeln bestehen, ist es auch möglich, die schmalen Winkelschenkel in den Gurtsteg hinaufzuführen und damit die Kräfteinleitung im Knoten gleichmäßiger zu gestalten. Sind auch die Diagonalen Kastenprofile, so wird in der Regel eine direkte Ver-

Oben:

Bild 4: Fachwerkknoten im Leichtbau

Fig. 4: Lattice girder joints in light weight construction

Unten:

Bild 5: Fachwerkknoten mit Gurten bzw. Diagonalen aus Kastenprofilen

Fig. 5: Lattice girder joints with chords and diagonals, respectively, of box sections

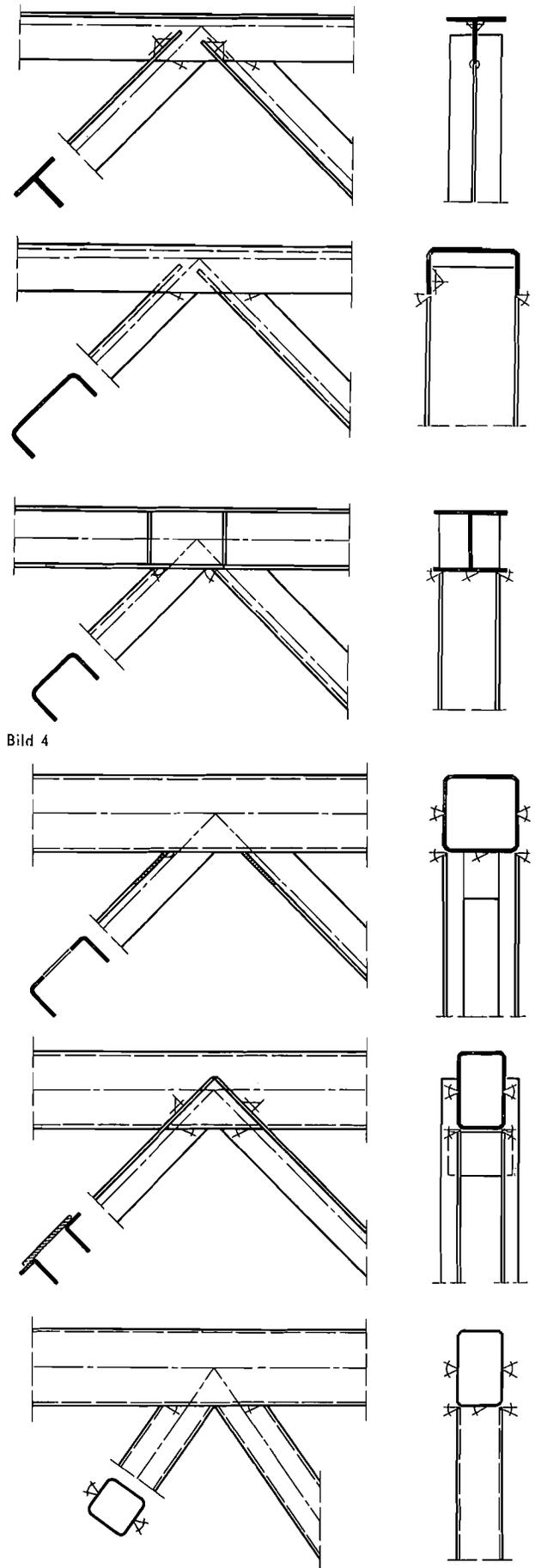


Bild 5

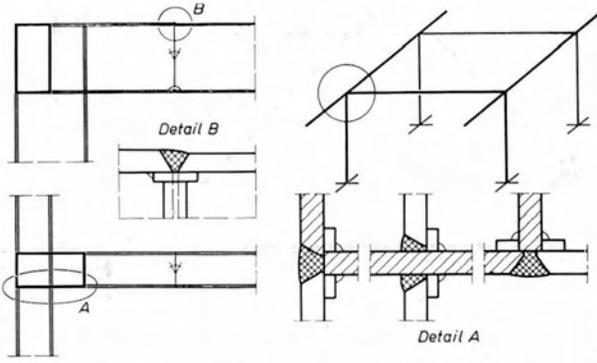


Bild 6: Räumlicher Rahmenknoten aus Kastenprofilen

Fig. 6: Spatial frame joint of box sections

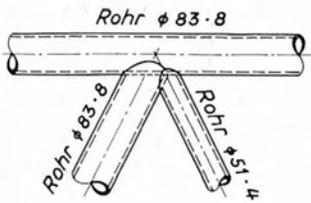
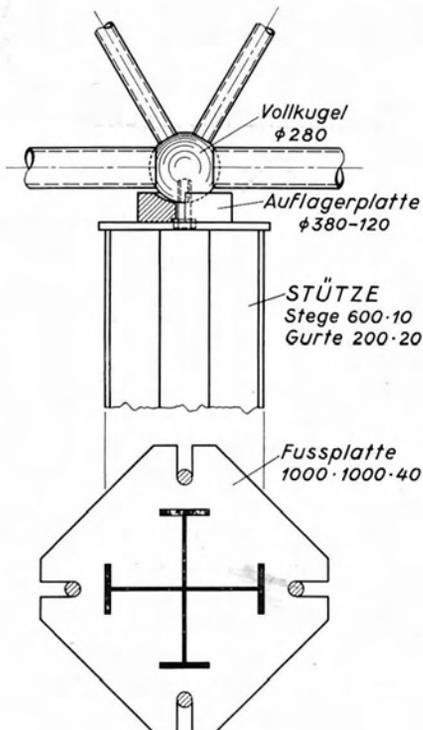


Bild 7: Knoten eines Rohrfachwerkbinders

Fig. 7: Joint of a tubular lattice truss

Bild 8: Auflagerknoten eines Rohrfachwerkbinders

Fig. 8: Joint on the support of a tubular lattice truss



schweißung durch Kehlnähte mit dem Gurtunterflansch genügen. Lediglich bei großen Diagonalkräften wird eine örtliche Verstärkung oder Aussteifung erforderlich. Kastenprofile werden besonders dann mit Vorteil für räumliche Rahmenkonstruktionen angewendet, wenn die Seitenstabilität nicht durch Decken- oder Wandkonstruktionen gesichert ist (Bild 6). Die räumliche Rahmenecke wird hierbei zweckmäßig in der Werkstatt verschweißt, während der Anschluß der beiden Riegel an der Baustelle ebenfalls durch Schweißung hergestellt wird. Bei der Verschweißung von Kastenprofilen muß immer auf die Zugänglichkeit der Schweißnaht geachtet werden, wobei – um ein Durchbrechen der Schweißung zu vermeiden – von außen gegen eine Innenlasche geschweißt wird. Auch der Baustellenstoß des Kastenträgers erfolgt durch Schweißung von Stumpfnähten gegen Innenlasche, so daß eine volle Tragfähigkeit auch ohne Nachschweißen der Wurzel gegeben ist.



Bild 9: Grazer Messehalle

Fig. 9: Fair exhibition hall at Graz

Die Knoten von Rohrfachwerkbindern werden bekanntlich durch Verschweißung der durchgehenden Gurte mit den angepaßten Diagonalen mit Kehlnähten oder halben K-Nähten gebildet (Bild 7). Ein Knotenblech hat sich als überflüssig, ja sogar infolge der dort auftretenden Spannungsspitzen als nachteilig erwiesen. Die versteifende Schalenwirkung des Knotens wird noch verstärkt, wenn ein gegenseitiger Ansnchnitt der beiden Diagonalen stattfindet, was bei steileren Diagonalen meist der Fall ist.

Rohre eignen sich auch vorbildlich zur Bildung von dreigurtigen Fachwerkbindern, da der räumlich schräge Ansnchnitt der Diagonalen an die Gurte keinerlei zusätzliche Arbeit erfordert.

Aber auch die Auflagerung der Binder auf den Stützen (Bild 8) kann bei Raumfachwerken aus Rohrstäben durch Zwischenschalten einer Stahlkugel erfolgen, an die alle Gurte und Streben herangeführt und mit halben K-Nähten oder Kehlnähten verschweißt werden.

Auch der Rohrstoß kann – wie beim Kastenträger – gegen eine Innenmanschette geschweißt und dann das Rohr mit der zulässigen Spannung ausgenützt werden.

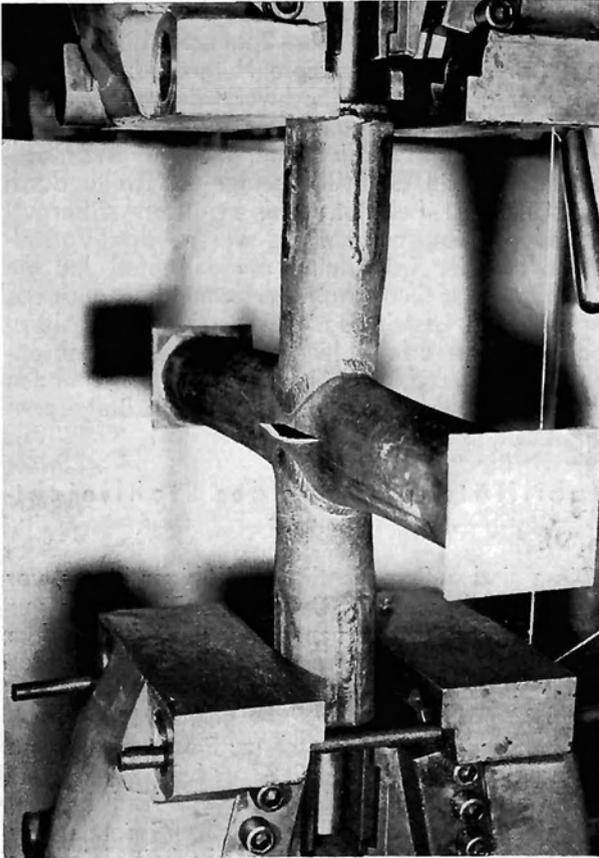


Bild 10: Belastungsversuch mit rechtwinkliger Rohrkreuzung

Fig. 10: Loading test with rectangular tube intersection

Die ausgezeichnete architektonische Wirkung von räumlichen Rohrfachwerken sehen Sie an diesem Bild unserer Grazer Ausstellungshalle für die Stahlindustrie (Bild 9). Beim Bau dieser Halle tauchte auch die Frage der Ausbildung von rechtwinkligen Rohrkreuzungen auf (Bild 10). Das rechnerisch kaum erfaßbare Problem wurde durch eine Versuchsreihe gelöst. Von den sich kreuzenden Rohren wurde das waagrecht liegende Rohr mit steigender Zugkraft bis zum Bruch belastet. Der Bruch trat erst bei der 2,8fachen Gebrauchslast, die mit der zulässigen Spannung des Baustahls ermittelt wurde, einmal im querlaufenden Rohr und einmal in der knapp bemessenen Anschlußschweißnaht ein, wobei die Laststufen etwa dieselben waren. Meßbare bleibende Verformungen traten erst bei der 1,5fachen Gebrauchslast ein. Ich habe darüber in der Schweizerischen Bauzeitung (2) berichtet. Interessant ist hier zu erwähnen, daß eine Durchbindelasche in der Achse des zugbelasteten Rohres keine wesentliche Steigerung der Bruchlast brachte, da dann der Bruch am Laschenende infolge einer dort auftretenden starken Spannungsspitze erfolgte.

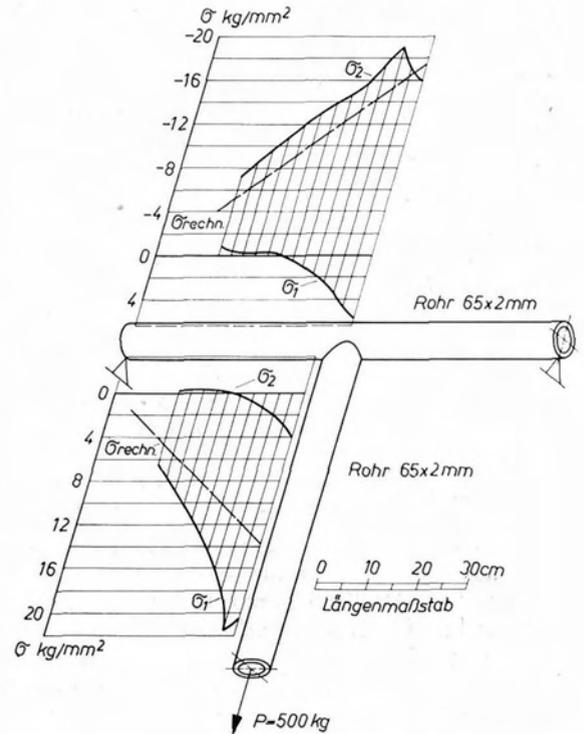
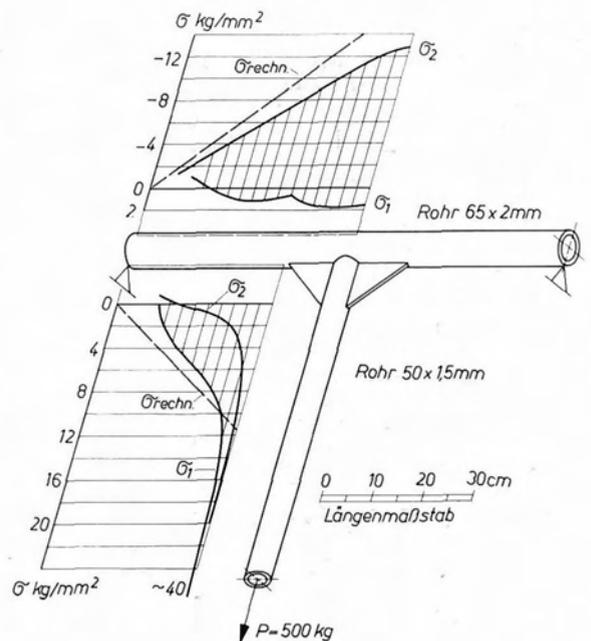


Bild 11: Spannungsverteilung in einer T-Kreuzung nach W. Kloth

Fig. 11: Stress distribution in T-shaped tube, acc. W. Kloth

Bild 12: Spannungsverteilung in einem T-förmigen Rohrstück mit Eckblech nach W. Kloth

Fig. 12: Stress distribution in T-intersection with gusset plate, acc. W. Kloth



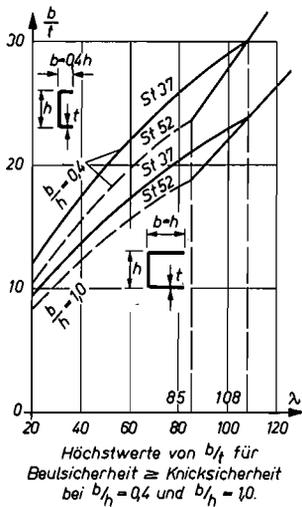


Bild 13: Verhältniswerte von Flanschbreite zu Flanschdicke, wenn die Beulsicherheit gleich der Knicksicherheit ist

Fig. 13: Value of ratio of flange width to flange thickness, when the factor of safety against buckling of the flange is equal to the factor of safety against buckling of the whole member

Die Ausbildung solcher Spannungsspitzen wurde in einer ausgedehnten Versuchsreihe, die unter der Leitung von Prof. W. Kloth stand, festgestellt. Bild 11, das dem Atlas der Spannungsfelder (3) entnommen ist, zeigt eine T-Kreuzung, wobei das lotrechte Rohr auf Zug belastet ist und daher im waagrechten Rohr Biegemomente entstehen. Die gemessenen Spannungen überschreiten infolge der Querschnittsverformung die nach der linearen Biegetheorie ermittelten Werte, so daß die Maximalspannung knapp über 20 kg/mm² liegt. In Bild 12 ist der Anschluß durch ein Eckblech verstärkt, das eine Spannungsspitze von nahezu 40 kg/mm² zur Folge hat, wobei ein plastischer Ausgleich hier wegen des ungünstigen Spannungszustandes nur beschränkt möglich ist. Diese Tatsache weist deutlich darauf hin, daß die organische Verbindung von Rohren untereinander durch direkte Verschweißung ohne Laschen und Knotenbleche im allgemeinen die beste Lösung darstellt.

Wir haben hier schon gesehen, daß eine Erhöhung der Biegespannungen infolge der Querschnittsverformung eintritt. Wenn sich diese Erhöhung bei geschlossenen Rohren und Hohlkastenprofilen noch in relativ mäßigen Grenzen bewegt, so kann es bei offenen, auf Biegung belasteten Profilen zu einer völligen Veränderung des Spannungsbildes kommen. Der in Bild 1 gezeigte Hutquerschnitt eignet sich zwar als Gurt von Fachwerkträgern, ist jedoch ohne entsprechende Ausschöpfung als Biegeträger ungeeignet. Ein freiaufhängender Träger dieses Querschnittes, der in der Mitte seiner Stützweite durch eine Linienlast belastet wird, zeigt am Obergurt zweiachsige Zugspannungen, welche den Vorstellungen aus der Trägerlehre zuwiderlaufen und die sowohl aus der Querschnittsverformung als auch aus der örtlichen Lasteintragung entstehen. Die Abtragung der Last erfolgt hier durch einen Membranspannungszustand, dem sich namentlich an den Lasteinleitungsstellen und Auflagern ein Biegespannungszustand überlagert.

Stabilitätsprobleme des Stahlleichtbaues

Diese sind außerordentlich vielfältiger Natur, vor allem deshalb, weil die Druck- und Biegestäbe aus dünnen Blechen zusammengesetzt sind. Neben dem Knicken des Gesamtstabes ist hier auch noch das Beulen der abgekanteten Einzelflächen zu beachten. In Bild 13 sind für zwei typische E-Abkantprofile mit den Verhältnissen von Flansch- zu Stegbreite 0,4 und 1,0 und für die Baustähle St 37 und St 52 jene Verhältniswerte von Flanschbreite zu Flanschdicke (b/t) in Funktion der Schlankheit (λ) des Gesamtstabes aufgetragen, bei denen die Beulsicherheit gleich der Knicksicherheit ist. Für den Baustahl St 37 erkennt man, daß im unelastischen Bereich der Wert b/t bis $\lambda = 108$ etwas weniger stark zunimmt als die Schlankheit. Die Kurve geht schließlich im elastischen Bereich in eine Gerade über. Das häufig bei Abkantprofilen gebrauchte Verhältnis b/t = 20 würde demnach im Falle b = 0,4 h etwa ab $\lambda = 50$ voll auf Knicken ausgenutzt werden können, während dies beim Verhältnis b = h erst bei $\lambda = 75$ der Fall ist. Für den Baustahl St 52 verschieben sich die Verhältnisse entsprechend zu höheren Schlankheiten ($\lambda = 62$ bzw. 90).

In Bild 14 sind für die Flansch-Stegbreitenverhältnisse b/h von 0 bis 1 die charakteristischen Werte \sqrt{k} aufgetragen, aus welchen sich mit der Beziehung $h/t = C\sqrt{k}$ bzw. $b/t = C\sqrt{k}$ die gesuchten Breiten-Dicken-Verhältnisse ableiten. Da C von der Schlankheit des Gesamtstabes abhängt (siehe die im Bild 14 angegebenen Gleichungen für die beiden Baustähle) genügt hier für die Darstellung von b/t eine einzige Kurve. Sie besteht aus zwei Ästen, die durch die Ordinate b/h = 0,326 getrennt werden. Der Sprung erklärt sich aus der Bezugbreite, für die im ersten Ast der Steg und im zweiten Ast der Flansch gewählt wurde. Die Formeln für die rechnerische Ermittlung von \sqrt{k} sind ebenfalls im Bild eingetragen. Wir erkennen die schon im vorigen Diagramm festgestellte lineare Abhängigkeit im ela-

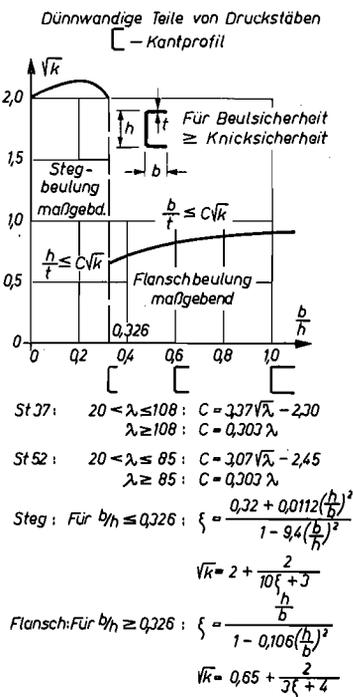


Bild 14: Bestimmung der Breiten-Dickenverhältnisse, wenn die Beulsicherheit gleich der Knicksicherheit ist

Fig. 14: Determination of the ratio of width to thickness, when the factor of safety for partial buckling is equal to the factor of safety for buckling of the member as a whole

stischen Bereich und die Abhängigkeit von $\sqrt{\lambda}$ und Materialkonstanten im unelastischen Bereich. Will man bei Druckstäben eine gleich große Sicherheit gegen Knicken und Beulen erzielen, so sind die Querschnittsabmessungen von E-Abkantprofilen demnach entscheidend von der Stabschlankheit abhängig. Hierbei kann sowohl das Breitenverhältnis als auch das Breiten-Dicken-Verhältnis in entsprechenden Grenzen variiert werden. Diese qualitativ längst feststehende Tatsache findet in der hier gezeigten Kurve ihre quantitative Ergänzung.

Abkantwinkelprofile werden im Stahlleichtbau außerordentlich häufig verwendet (Bild 15). Bei Druckstäben, wie sie zum Beispiel die Eckstiele von Gittermasten darstellen, sind zusammengesetzte Stabilitätsprobleme zu lösen. Bei zentrischer Druckbelastung ist neben dem Knicken des Stabes um die Achse i_{\min} auch noch das Biegedrillknicken zu untersuchen. Die Formeln (4) für das Biegedrillknicken des Winkelprofils und das Beulen des Einzelflansches unterscheiden sich nur durch den für Stahl wenig von der Einheit abweichenden Faktor $(1-\nu^2)$ im ersten Glied der eckigen Klammer (siehe Bild 15). Tatsächlich erfolgt das Versagen des dünnwandigen Winkelprofils im wesentlichen durch das Ausbeulen der Schenkel auf die Gesamtlänge des Stabes, wobei allerdings die Verschneidungskante, wie Bijlaard (5) nachgewiesen hat, nicht gerade bleibt, sondern eine leichte Krümmung erfährt. In der angegebenen Formel erscheint im zweiten Summanden der eckigen Klammer (Verdrillungsanteil) der Wert τ_G , der das Verhältnis der Gleitmoduli im elastischen und unelastischen Bereich für den jeweiligen Spannungszustand ausdrückt. Hierfür nimmt E. Chwalla (6) vorsichtig das entsprechende Verhältnis der E-Moduli τ_E , während F. Bleich (7) mit $\sqrt{\tau_E}$ rechnet. Nach Kollbrunner (8) entspricht das arithmetische Mittel aus beiden Annahmen am besten den Versuchsergebnissen.

Im Bild 15 ist die für die Bemessung maßgebende ideale Schlankheit λ_i als Funktion von λ_η (Biegeknicken um die min-Achse) eingetragen. Man erkennt das starke Anwachsen von λ_i gegenüber λ_η im plastischen Bereich. Bei $\lambda_\eta = 50$ beträgt $\lambda_i = 100$ und bleibt dann bis zum Übergang in den elastischen Bereich nahezu konstant.

Für das im Mastbau häufig als Eckstiel verwendete Abkantprofil 120.120.6 (Bild 16) ist für die Baustähle St 37 und St 52 das Verhältnis der zulässigen ideellen Knickspannung unter Berücksichtigung des Biegedrillknickens zur zulässigen Spannung bei Berücksichtigung des Biegeknickens allein aufgetragen. Die für die Dimensionierung maßgebende Spannung sinkt demnach bei $\lambda_\eta < 60$ für den Baustahl St 52 bei Berücksichtigung des Biegedrillknickens auf mehr als die Hälfte ab. Es wäre daher unwirtschaftlich, in diesem Schlankheitsbereich solche Abkantprofile zu verwenden, ohne besondere Maßnahmen zur Erhöhung der Biegedrillknicksicherheit bzw. Beulsicherheit zu treffen. Ich werde darauf noch zurückkommen.

Bei der Abfassung der neuen österreichischen Knicknormen wurde diesem Problem erhöhte Auf-

Bild 15: Biegedrillknicken des Winkelabkantprofils

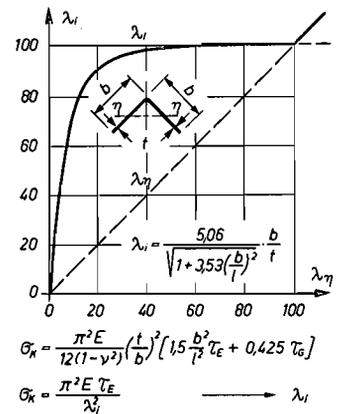


Fig. 15: Torsional buckling of the folded plate angle section

$$\sigma_x = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{L}{b}\right)^2 \left[1.5 \frac{b^2}{t^2} \tau_E + 0.425 \tau_G \right]$$

$$\sigma_x = \frac{\pi^2 E \tau_E}{\lambda_i^2} \quad \longrightarrow \quad \lambda_i$$

Chwalla $\tau_G = \tau_E = \frac{I}{E}$
 Bleich $\tau_G = \sqrt{\tau_E}$
 Kollbrunner $\tau_G = \frac{1}{2} (\tau_E + \sqrt{\tau_E})$

merksamkeit geschenkt. Im Bild 17 sind zunächst strichpunktiert (DIN 4114) und strichliert (alte ÖNORM 4300/4) die zulässigen Breiten-Dicken-Verhältnisse h/t für die einzelnen Schlankheiten eingetragen, wobei der Baustahl St 52 zugrundegelegt wurde. DIN und ÖNORM unterscheiden sich durch die Verschiedenheit ihrer zulässigen Beanspruchungen und durch kleine Sicherheitsunterschiede im elastischen Bereich. In beiden Fällen ist jedoch das Breiten-Dicken-Verhältnis h/t bis $\lambda = 75$ (bzw. $\lambda = 70$) konstant mit 15 bzw. 14 anzunehmen, um sodann linear mit der Schlankheit anzusteigen ($h/t = 0,2 \lambda$). Nach den Untersuchungen von F. Bleich erhält man für $h/t = f(\lambda)$ den voll ausgezogenen Linienzug, den man durch eine Gerade mit der Gleichung $h/t = 5 + \lambda/7$ (Vorschlag 1) gut annähern kann, wobei der Gültigkeitsbereich bis $\lambda = 88$ hinaufrückt. Als Kompromiß wurde für die neue ÖNORM B 4600/4 eine etwas angehobene und damit flachere Gerade mit der Gleichung $h/t = 8 + 0,1 \lambda$ angenommen, deren Gültigkeitsbereich mit $\lambda = 80$ endet.

Die Frage der zweckmäßigen Verstärkung dünnwandiger Winkelabkantprofile zur Erhöhung der Drillknicksicherheit soll nun am bereits untersuchten Abkantwinkel studiert werden. Zunächst könnte man auf den Gedanken kommen, dieses Ziel durch eingeschweißte Bindebleche zu erreichen (Bild 18). Dies ist auch tatsächlich möglich, nur muß die Entfernung dieser Bindebleche relativ klein sein, um damit auf die Knicksicherheit des Gesamtstabes im maßge-

Bild 16: Verhältnis von ideeller Knickspannung zu zulässiger Spannung bei Berücksichtigung des Biegeknickens

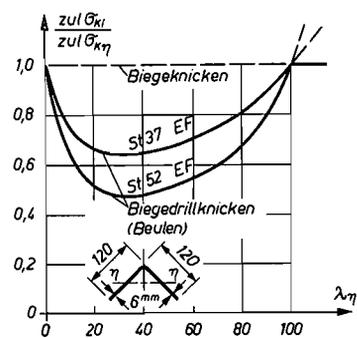
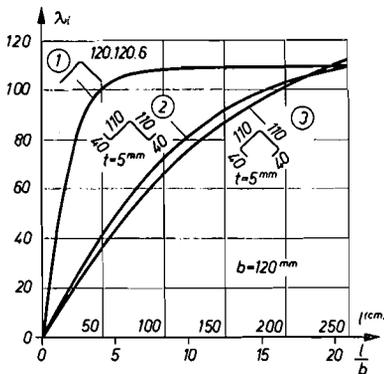
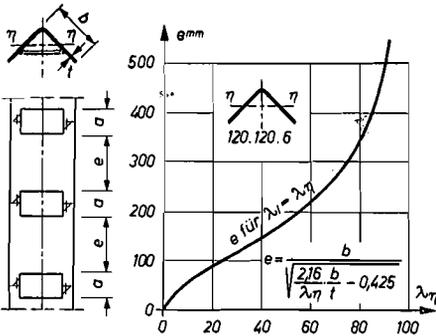
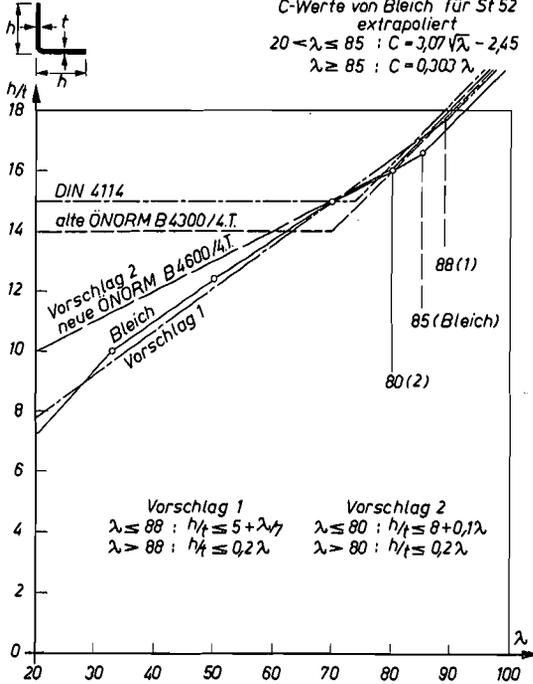


Fig. 16: Ratio of ideal buckling stress to the allowable stress under consideration of bending-buckling

Dünnwandige Teile von Druckstäben

alte ÖNORM B4300 DIN 4114 Bleich
 $\lambda \leq 70 : h/t \leq 14$ $\lambda \leq 75 : h/t \leq 15$ $h/t \leq 0,652C$
 $\lambda > 70 : h/t \leq 0,2\lambda$ $\lambda > 75 : h/t \leq 0,2\lambda$

C-Werte von Bleich für St 52
 extrapoliert
 $20 < \lambda \leq 85 : C = 3,07\sqrt{\lambda} - 2,45$
 $\lambda \geq 85 : C = 0,303\lambda$



$$\textcircled{1} \lambda_i = \frac{7,5}{\sqrt{1,51/l^2 + 0,00493}}$$

$$\textcircled{2} \lambda_i = \frac{7,5}{\sqrt{80,2/l^2 + 0,00350}}$$

$$\textcircled{3} \lambda_i = \frac{7,5}{\sqrt{102/l^2 + 0,00307}}$$

benden Schlankheitsbereich zu kommen. Die Kurve stellt die lichte Entfernung e_{mm} der Bindebleche in Funktion der Schlankheit dar, wenn die Beulsicherheit gleich der Knicksicherheit wird. Man erkennt, daß dann zum Beispiel für $\lambda = 60$ diese Entfernung etwa die doppelte Schenkelbreite betragen muß. Eine solche Versteifung ist daher nicht wirtschaftlich.

Eine weitere Maßnahme zur Erhöhung der Beulsicherheit der Winkelschenkel besteht in der Anordnung eines Beulsaumes nach außen oder nach innen, der durch eine zweite Abkantung ohne Schwierigkeit hergestellt werden kann. In Bild 19 sind die ideellen Schlankheiten als Funktion der Stablänge zu Schenkelbreiten l/b für die beiden Abkantfälle, und zwar Abkantung nach außen und Abkantung nach innen, aufgetragen und zum Vergleich die ideale Schlankheit für den einfachen Winkel ohne Saum gegenübergestellt. Alle drei Profile haben dieselben Querschnittsflächen, aber verschiedene Wandstärken und Querschnittsumfänge. Man erkennt deutlich den großen Vorteil der gesäumten Winkel für gedrungene Stäbe. So beträgt zum Beispiel für $l/b = 10$ die ideale Schlankheit des Abkantwinkels mit Innensaum $\lambda = 75$, während sie sich für das gleiche Verhältnis für den flächengleichen Abkantwinkel ohne Saum auf $\lambda = 107$ erhöht. Die wirtschaftliche Ersparnis durch die Anordnung von Säumen liegt somit auf der Hand. Bei Verwendung als Gurtstab oder Eckstiel von Freileitungsmasten ist trotz der Säume der Diagonalanschluß ohne Schwierigkeiten herstellbar.

Ein sehr wirtschaftlicher Vorschlag zur Angleichung der Beulsicherheit an die Knicksicherheit besteht im Einschweißen einer Rundstahlschlinge an der Innenseite (Bild 20). Für den betrachteten Winkel würde zum Beispiel ein Rundstahl von 6 mm Durchmesser, der in bezug auf den Materialverbrauch und die Schweißarbeit kaum ins Gewicht fällt, das Beulfeld derart begrenzen, daß bis $\lambda\eta = 2,92 b/t$, das ist für das gewählte Beispiel bis $\lambda\eta = 58$ herunter die Beulsicherheit \geq als die Knicksicherheit wird. Für die rechnerische Untersuchung wurde näherungsweise die Annahme getroffen, daß das Beulfeld an der Winkelkante eingespannt ist und eine Knotenlinie im Bereich der Rundstahlverschweißung erzwungen wird.

Oben:

Bild 17: Vergleich der alten und der neuen Normen für das Winkel-Abkantprofil

Fig. 17: Comparison of the old and new Standards in respect of folded plate angle sections

Mitte:

Bild 18: Verstärkung eines Winkel-Abkantprofiles durch eingeschweißte Bindebleche

Fig. 18: Reinforcement of a folded plate angle section by welding tie-plates

Unten:

Bild 19: Vergleich der ideellen Schlankheiten von Winkel-Abkantprofilen mit und ohne Randsäume

Fig. 19: Comparison of the ideal slendernesses of folded plate angle sections with and without edge seams

Weitere wirksame Maßnahmen zur Erhöhung der Biegedrillknicksicherheit können durch Vergrößerung der Torsionssteifigkeit des Gesamtstabes erzielt werden. Dies ist vor allem durch Einschweißen eines Gegenwinkels, eines Rohres oder eines Flachstahles möglich, weil so eine geschlossene Torsionsröhre entsteht.

Im Stahlleichtbau werden häufig geschlossene Kastenprofile verwendet (Bild 21). Bei Druck- und Biegestäben muß neben dem Gesamtstabilitäts- bzw. Spannungsnachweis auch noch der Beulnachweis geführt werden. Hierbei ist unbedingt die gegenseitige Beeinflussung der Blechwände beim Ausbeulvorgang zu beachten. Es sind verschiedene Gruppierungen von Beulwellen möglich, von denen jene sich ausbilden wird, welche die kleinste Beullast ergibt. Das Bild zeigt unter der Annahme steifer Eckverbindungen symmetrische und antisymmetrische Gruppierungen im Anschnitt der Querschnittsebene für das Kastenprofil mit Rechteckquerschnitt. Wenn auch bereits eingehende theoretische Arbeiten – so zum Beispiel von Müller-Magyari (9) (10) und Lundquist (11) – vorliegen, so wurde doch das Beulproblem des Rechteckhohlkastens unter Druck und Biegebelastung erstmalig systematisch in einer kürzlich erschienenen Dissertation von Nassar (T. H. Darmstadt) (12) behandelt. Die Arbeit bringt jedoch nur die Rechnung und keine Deutung der Ergebnisse, die nun versucht werden soll. Wir wollen hier drei typische Spannungsverteilungen über die Steghöhe (b_S) herausgreifen (Bild 22). Die Beulwerte k sind in Funktion des Seitenverhältnisses $r = b_S/b_F$ aufgetragen, wobei als Kurvenparameter das Dickenverhältnis $t = t_F/t_S$ gewählt wurde. Für die konstante Druckkraft ergibt sich die dargestellte Kurvenschar, welche die Beulwerte des Rechteckkastenprofils mit großem Abstand der Quersteifen für alle Seiten- und Dickenverhältnisse wiedergibt. Für den quadratischen Querschnitt konstanter Wandstärke ($r = 1$ und $t = 1$) erhält man den Beulwert $k = 4$, welcher der frei drehbar gelagerten langen Rechteckplatte entspricht. Der weitere Verlauf der Kurve für $t = 1$ ergibt ein stetiges Ansteigen des Beulwertes für abnehmendes Seitenverhältnis r , wodurch die Einspannung des beulgefährdeten Bleches in den noch nicht an der Beulgrenze befindlichen Nachbarblechen deutlich zum Ausdruck kommt. Die oberste Kurve für das Dickenverhältnis $t = 0,5$ gibt hingegen einen nahezu konstanten Beulwert $k = 6,5$, was bedeutet, daß auch bei abnehmendem Seitenverhältnis r kein weiteres Ansteigen dieses Beulwertes stattfindet. Diese Tatsache findet ihre Erklärung darin, daß der im Verhältnis zum Flansch doppelt so dicke Steg schon beim quadratischen Kasten eine nahezu volle Einspannung bewirkt, die sich durch die abnehmende Steghöhe daher nur mehr geringfügig vergrößern kann. Die strichlierte Linie zeigt die Grenze an, bei welcher die Stegbeulung in die Flanschbeulung übergeht, wobei jedoch selbstverständlich dann immer der Gesamtkasten ausbeult. Während für $t = 1$ nur die Flanschbeulung für alle Seitenverhältnisse r maßgebend ist, unterscheiden die Kurven $t < 1$ beide Bereiche. Bei der Kurve $t = 2$ sinkt für das Quadrat ($r = 1$) der Beulwert auf $k = 1,7$ ab, wobei aber in

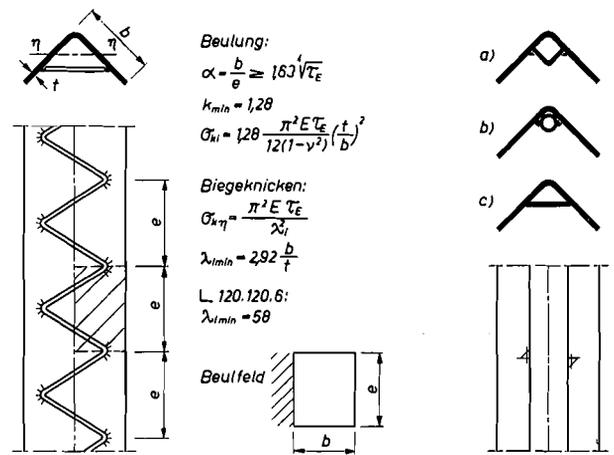


Bild 20: Anheben der Beulsicherheit bzw. Biegedrillknicksicherheit durch Einschweißen einer Rundstahlschlange und weitere Verstärkungsvorschläge

Fig. 20: Increasing of buckling resistance and torsional buckling resistance, respectively, by welding a coil of round steel; further suggestions for strengthening

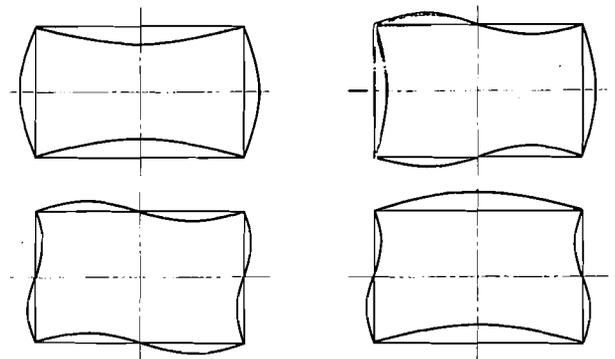
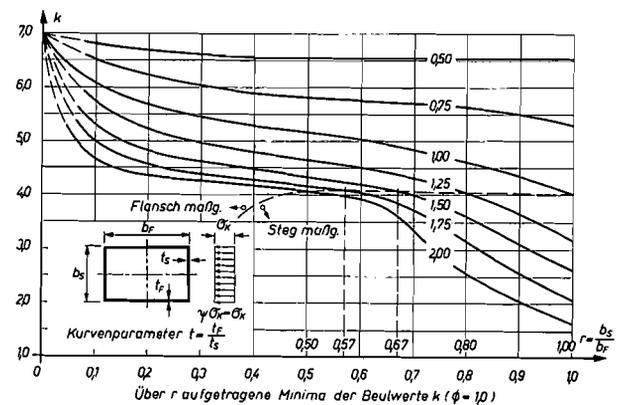


Bild 21: Beulfiguren eines geschlossenen Kastenprofils bei Druckbeanspruchung

Fig. 21: Shapes of buckling in closed box section when compressive load is applied

Bild 22: Beulwert eines Kastenprofils bei reiner Druckbeanspruchung (nach Nassar)

Fig. 22: Buckling values of a box section when pure compressive load is applied (acc. Nassar)



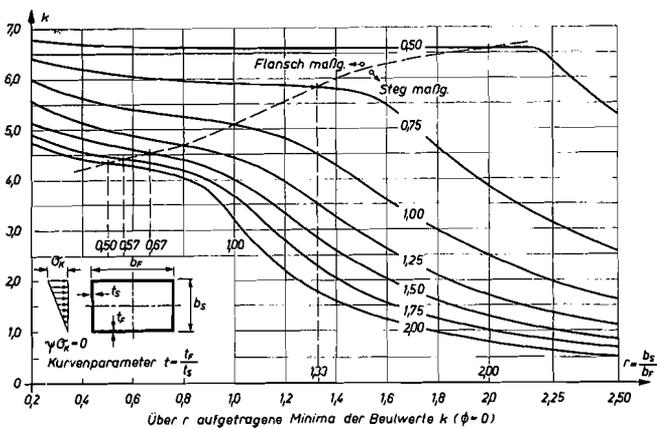


Bild 23: Beulwert eines Kastenprofils bei exzentrischem Druck

Fig. 23: Buckling values of a box section when eccentric compression is applied

der Beziehung $\sigma_{ki} = k \cdot \sigma_0$ der Wert σ_0 wie stets für den doppelt so dicken Flansch eingesetzt ist. Die Multiplikation mit 4 ergibt wieder den Beulwert für $t = 0,5$ (oberste Kurve).

Die Kurvenschar zeigt klar, daß die Untersuchung des Einzelbeulfeldes ohne Berücksichtigung der benachbarten Kastenwände zu niedrige Beulwerte ergibt. Nur wenn auch diese Nachbarwände gleichzeitig mit der von ihnen eingeschlossenen Wand an der Beulgrenze sind, ist der Beulwert des frei drehbar gelagerten Einzelfeldes maßgebend. Durch entsprechende Wahl des Seiten-Dicken-Verhältnisses muß nun das Optimum an Wirtschaftlichkeit herausgeholt werden, wobei selbstverständlich sowohl das Material (im teilplastischen Bereich) als auch die Schlankheit des Gesamtstabes in die Betrachtungen einzubeziehen sind.

Der in Bild 23 dargestellte Hohlkastenträger ist auf Biegung und Normaldruck belastet, so daß die resultierende Druckkraft durch den Kernpunkt des Querschnittes geht. Hierbei müssen wir beachten, daß der Bereich von r auf das 2 1/2fache erweitert wurde. Für den quadratischen Kasten gleicher Wandstärke ($r = 1$ und $t = 1$) beträgt der Beulwert hier $k = 5,1$, woraus wir erkennen, daß die Stege infolge der durch die Spannungsverteilung veränderten Beulgefahr auch beim quadratischen Hohlkasten gleicher Wandstärke eine Einspannung der Flansche bewirken. Für $t = 0,5$ erhält man wieder den nahezu konstanten Wert $k = 6,6$, der erst bei $r = 2,25$ absinkt. Aus dieser Tatsache geht die praktisch volle Einspannung der Flansche in die doppelt so starken Stege hervor. Die Grenzlinie der Flansch- bzw. Stegbeulung ist wieder durch die strichlierte Linie angegeben. Der quadratische Kasten gleicher Wandstärke beult demnach bei erhöhtem Beulwert gleichzeitig in Steg und Flansch aus. Für $t = 2$ und $r = 2,5$ beträgt der Beulwert $k = 0,5$, wobei - wie erwähnt - σ_0 auf den Flansch bezogen ist. Bezieht man diesen Wert auf den Steg, so erhält man für den Wert $k' = 4,6, 2,5, 0,5 = 12,5$ gegen 7,65 für die mit linear veränderlicher Längskraft ($\psi = 0$) belastete frei drehbar gelagerte Rechteckplatte. Die Einspannung der Stege in die Flansche ist somit deutlich erkennbar.

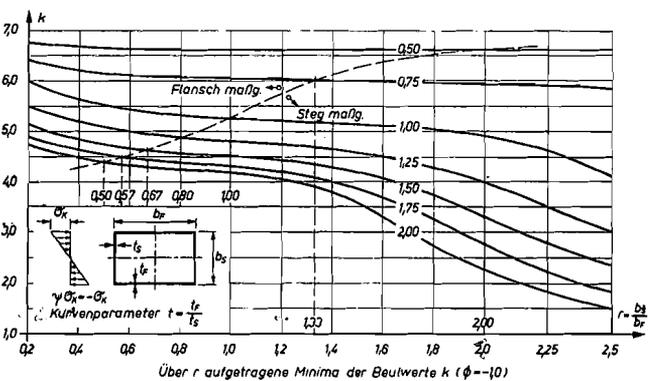


Bild 24: Beulwert eines Kastenprofils bei reiner Biegung

Fig. 24: Buckling values of a box section at pure bending

Schließlich sind noch die Beulwerte für den Fall der reinen Biegung des Rechteckhohlkastens dargestellt (Bild 24). Für den quadratischen Hohlkasten gleicher Wandstärke wird hier der Beulwert $k = 5,25$ und liegt damit nur wenig über dem entsprechenden Wert im vorher gezeigten Fall (Biegung und Normaldruck). Auffallend ist, daß auch schon für $t = 1,0$ nur ein sehr mäßiges Ansteigen des Beulwertes mit abnehmendem r stattfindet. Erst bei hohen Stegen sinkt dann der Beulwert ab. Dies kann damit erklärt werden, daß die Einspannungswirkung der Stege infolge der dort herrschenden Biegespannungsverteilung erst bei stark zunehmender Stegbreite merklich geringer wird.

Stabilisierende Wirkung von Zugkräften bei Schubbeulung

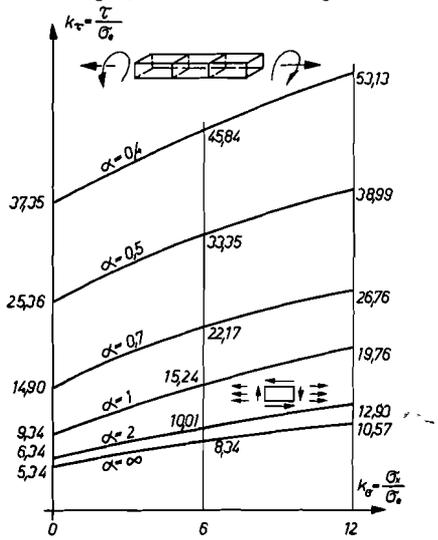


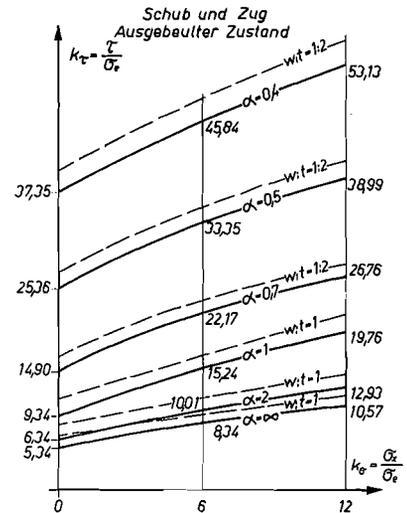
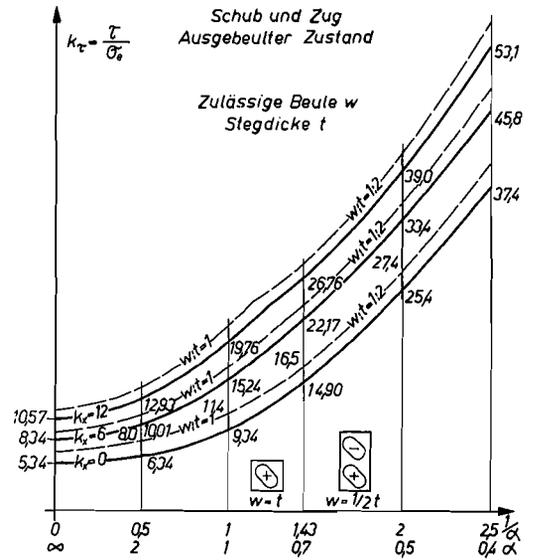
Bild 25: Beulung eines auf Schub und Zug beanspruchten Feldes

Fig. 25: Buckling of a field under tangential and tensile stress

Die drei gezeigten charakteristischen Fälle der Beulung von Hohlkasten lassen folgende Schlußfolgerung zu:

1. Es ist unbedingt das zusammenhängende Beulproblem der vier Hohlkastenwände zu betrachten.
2. Die Gefahr der Flanschbeulung unter konstanter Druckspannung wird durch die zunehmende Stegstärke, die abnehmende Stegbreite und den Abfall der Stegspannungen herabgemindert.
3. Unter Beachtung des Beulens allein gelangt man im allgemeinen zu einer optimalen Querschnittsgestaltung, wenn man sich an der Grenzlinie zwischen Flansch- und Stegbeulung bewegt.
4. Das Beulproblem ist nur ein Teil des Gesamtstabilitätsproblems des Stabes.

Bei dünnwandigen Querschnitten besteht auch bei zug- und schubbeanspruchten Blechfeldern Beulgefahr, die im allgemeinen unterschätzt wird (Bild 25). So ist zum Beispiel beim auf Zug und Torsion beanspruchten Hohlkastenstab der kritische Schubbeulwert in Abhängigkeit von der Zugbelastung zu untersuchen, was einer meiner Dissertanten, nämlich H. Bergler (13) im vorletzten Jahr getan hat. Als Ergebnis sind hier die Beulwerte k_τ in Funktion des Zugspannungsverhältnisses $k_\sigma = \sigma_x / \sigma_0$ aufgetragen. σ_x bedeutet die Zugspannung in Längsrichtung und σ_0 wiederum die Euler'sche Vergleichsspannung des Beulfeldes. Als Parameter wurde das Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ des betrachteten Feldes gewählt. Man erkennt, daß der Beulwert mit wachsender Zugkraft erheblich ansteigt, so zum Beispiel beim quadratischen Feld ($\alpha = 1$) auf mehr als den doppelten Betrag, wenn wir $\sigma_x = 12 \sigma_0$ setzen, ein Wert, der im Rahmen der n -fachen zulässigen Spannungen vom Blech noch aufgenommen werden kann. Dieses Zuwachsverhältnis ist für Werte $\alpha > 1$ nahezu konstant und sinkt erst bei kleineren α -Werten ab. Immerhin ist eine Beuluntersuchung bei zug- und schubbeanspruchten dünnwandigen Kastenquerschnitten unerläßlich, da zum Beispiel beim Steg ohne Queraussteifungen der Beulwert nur bis etwa 10 ansteigen kann.



Oben:

Bild 26: Fiktive Erhöhung des Beulwertes als Funktion des Seitenverhältnisses α im postkritischen Bereich

Fig. 26: Fictive increase of the buckling value as function of picture ratio in the postcritical zone

Mitte:

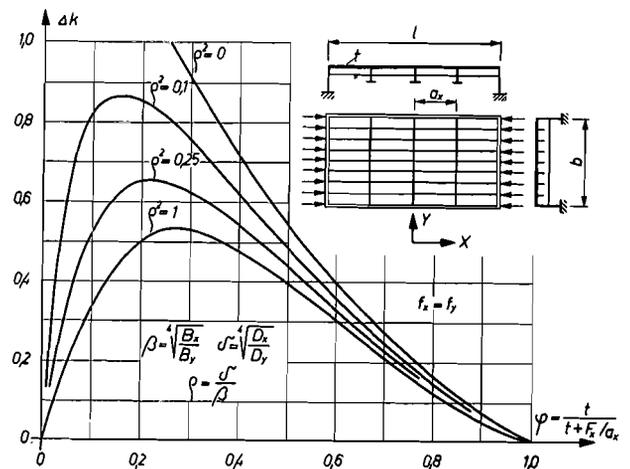
Bild 27: Fiktive Erhöhung des Beulwertes als Funktion des Zugkraftverhältnisses im postkritischen Bereich

Fig. 27: Fictive increase of the buckling value as function of the tension ratio in the postcritical zone

Unten:

Bild 28: Erhöhung des Beulwertes bei einseitiger Steifenanordnung und reiner Druckbeanspruchung, nach G. Giencke

Fig. 28: Increase of the buckling value at eccentric position of stiffeners and pure compression stress, acc. G. Giencke



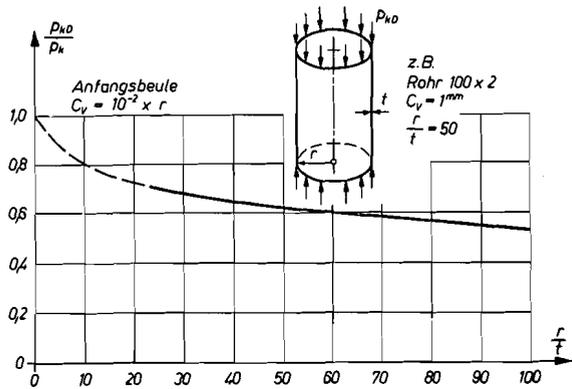


Bild 29: Abminderung der ideellen Beullast durch eine Vorbeule für das dünnwandige Rohr, nach A. Pflüger

Fig. 29: Reduction of the ideal buckling load by prior buckling for the thinwalled tube, acc. A. Pflüger

In der erwähnten Dissertation wurde von Bergler aber auch die Frage untersucht, inwieweit das betrachtete Blechfeld nach Überschreiten der Beulgrenze noch Reserven an Tragkraft besitzt, wobei selbstverständlich auch der beim Ausbeulen sich einstellende Stich w zu beachten ist. In Bild 26 ist die fiktive Erhöhung des „Beulwertes“ als Funktion

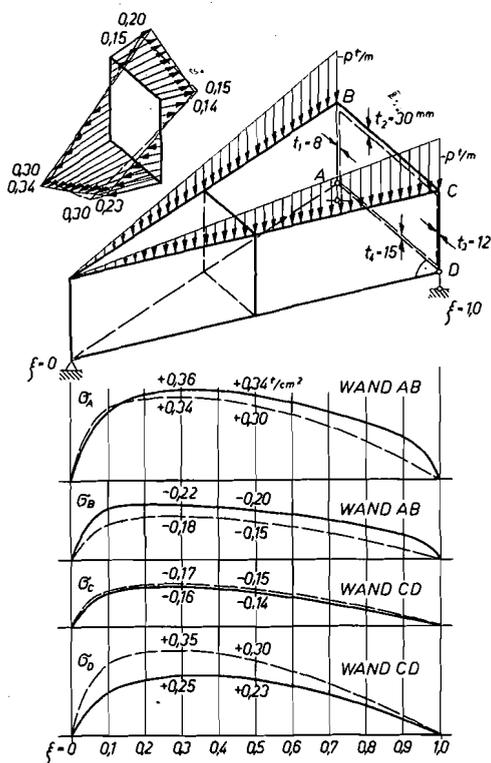


Bild 30: Spannungsverteilung längs der vier Kanten im schiefen Endabschluß eines Hohlkastens

Fig. 30: Tension distribution along the four edges in the oblique closure of a hollow box

von α (gestrichelt) eingetragen, wenn man bei Ausbildung einer Beule einen Stich zuläßt, der gleich der Blechdicke ist ($w = t$) und bei Ausbildung von zwei Beulen diesen Stich nur mit der halben Blechdicke begrenzt. Hierbei wurde das Zugkraftverhältnis k_x als Parameter gewählt. Formänderungen bis zur Größe der Blechdicke können sicherlich ohne Nachteile toleriert werden. Man erkennt, daß diese Reserve für das rein schubbeanspruchte Blech prozentuell am größten ist (für das lange Blechfeld zirka 25 %) und mit wachsender Zugkraft abnimmt (für $k_x = 12$ nur mehr 8 %). Ihre Ausnützung für die Dimensionierung ist jedoch aus wirtschaftlichen Gründen zu empfehlen.

Die Abhängigkeit von der Zugkraft kommt besonders deutlich in der Kurvenschar des Bildes 27 zum Ausdruck. Die k_T -Kurven für den Beulfall und den ausgebeulten Zustand verlaufen nahezu parallel, so daß bei wachsender Zugkraft die prozentuelle Reserve abnimmt. Der Übergang von einer auf zwei Beulen erfolgt zwischen $\alpha = 0,7$ und $\alpha = 1$.

Im weiteren Bestreben, aus den Konstruktionsgliedern des Leichtbaues noch ungenützte Reserven herauszuholen, komme ich auf das Problem der einseitigen Blechsteifen zurück (Bild 28). In das dargestellte orthotrop ausgesteifte Blechfeld werde eine konstante Normalkraft eingeleitet. Es ist nun eine bekannte Tatsache, daß die Theorie der orthotropen Platte, die auch für die Beuluntersuchung Anwendung findet, zunächst voraussetzt, daß sich das Material symmetrisch um eine Mittelfläche gruppiert. Diese Voraussetzung ist bei einseitiger Steifenlage nicht mehr erfüllt und dieses Problem hat G. Giencke (14) in der Festschrift zum 60. Geburtstag von Professor Klöppel untersucht. Er kommt bei Berücksichtigung der exzentrischen Steifenlage zu einer nicht unbedeutlichen Erhöhung der Beulwerte. Im Bild ist für längliche orthotrope Platten für den Fall gleicher aufgeschmierter Steifenflächen in beiden Richtungen die Erhöhung der Beulwerte Δk infolge der Steifenexzentrizität als Funktion des Flächenverhältnisses φ aufgetragen. Als Parameter wurde das Dehn- und Biegesteifigkeitsverhältnis ρ^2 gewählt. Diese Erhöhung steigt vom Koordinatenursprung $\varphi=0$ (starr ausgesteifte Platte) auf einen Maximalwert an, der zwischen $\varphi=0,15$ und $0,25$ liegt und sinkt dann für $\varphi=1$ (unausgesteiftes Blech) wieder auf Null ab. Der Wert $\rho^2=1$ entspricht der in beiden Richtungen gleich ausgesteiften Platte, während der Wert $\rho^2=0$ die nur längsversteifte Platte mit dünnem Deckblech darstellt. Hier wächst Δk mit der Steifenfläche (abnehmendes φ) unbeschränkt an.

Ich habe schon erwähnt, daß Rohre für Druckstäbe besonders günstig sind. Hierfür ist neben der Tatsache, daß der Kreisringquerschnitt bei gegebener Fläche den größten Trägheitshalbmesser hat, vor allem die hohe Beulsicherheit infolge der Krümmung maßgebend. Für die im Stahlbau üblichen Querschnittswerte $r/t < 50$ kommt nur bei sehr gedrunge- nen Stäben die Bemessung auf Beulen in Frage.

Die theoretische Grenzschlankheit ist hier $\lambda = 4 \sqrt{\frac{r}{t}}$

und für $\frac{r}{t} = 50$ erhält man $\lambda = 29$ und $\frac{1}{r} = 20$.

Die Stabilitätsuntersuchung beruht auf idealisierenden Annahmen, die in der Praxis nicht erfüllbar sind. Sowohl die Stäbe als auch die einzelnen Blechwandungen weisen geometrische und strukturelle Imperfektionen auf, welche die Knick- und Beullasten herabsetzen. Der Berücksichtigung des Einflusses dieser Imperfektionen auf die Stabknickung dient ein umfangreiches Forschungsprogramm, welches von der Kommission 8 der Europäischen Stahlbaukonvention zur Zeit ausgeführt wird. Aus Zeitmangel kann ich hier leider nicht darauf eingehen, zumal es sich nicht nur um ein Problem des Stahlleichtbaues handelt.

Der Einfluß einer Anfangsbeule auf die Traglast des auf Druck und Schub beanspruchten Blechfeldes wurde in der bereits erwähnten Grazer Dissertation von H. Bergler rechnerisch untersucht. Hier sei noch für das Rohrprofil der Einfluß einer solchen Vorbeule auf die Traglast des Rohres nach den Untersuchungen von A. Pflüger (15) dargestellt. In Bild 29: ist die Abminderung der ideellen Beullast p_k durch eine Vorbeule mit dem Stich von $r/100$ als Funktion des Verhältnisses von Radius zur Wandstärke aufgetragen. Für ein Rohr 100.2 beträgt demnach zum Beispiel die Anfangsbeule 1 mm und mit $r/t=50$ die Reduktion der ideellen Beullast etwa 40 %.

Die Behandlung von Stabilitätsproblemen für Konstruktionselemente und ganze Systeme, die mit Imperfektionen behaftet sind, gehört zu den schwierigsten und wichtigsten theoretischen Aufgaben des Stahlbaues.

Bei der Hohlkastenbauweise sind namentlich im Brückenbau, aber auch fallweise im Hochbau oft schiefe Endabschlüsse vorhanden. Die Spannungsermittlung in diesem Endbereich erfolgt in der Regel für den biege- und torsionssteifen Stab mit veränderlichem Querschnitt. Mein Assistent K. Hotter hat in seiner noch in Arbeit befindlichen Dissertation das schiefe Hohlkastenende nach der Faltwerkstheorie untersucht. In Bild 30 ist die vorhandene Spannungsverteilung längs der vier Kanten des schiefen Endabschlusses für dreieckförmige Belastung über den Stegen aufgetragen und der entsprechenden Verteilung gegenübergestellt, die man für den biege- und torsionssteifen Stab erhält. Man erkennt den erheblichen Unterschied in der Spannungsverteilung über die Kastenwände für die beiden Berechnungsarten, wobei man bei der Wand CD nach der Stabtheorie auf der sicheren Seite ist, während bei der Wand AB diese Spannungen zu klein herauskommen.

Standardleichtbauhallen

Der Bau von Hallen aus Abkantprofilen hat in Österreich vielfache Anwendung gefunden. Dem Streben nach Typisierung zur Verbilligung der Werkstattarbeit wird eine Entwicklung gerecht, die Fachwerkbinder (Bild 31), deren Gurte aus E-Kantprofilen und deren Diagonalen aus Winkelkantprofilen bestehen, vorsieht. Das generelle Projekt und die Konstruktion einer solchen Halle gehen aus Bild 32 hervor. Die Halle kann zur Zeit für Stützweiten von 12–20 m und für Traufhöhen von 3,8–5 m geliefert,

aber natürlich auch auf andere Maße umkonstruiert werden. Sie wird mit Durisolplatten eingedeckt, die sich auf 3 m zwischen den Bindern spannen, so daß Pfetten entbehrlich sind. Man erkennt den Schweißanschluß der Diagonalen an die Gurte in Ansicht und Schnitt und den verschraubten Baustellenstoß. Bild 33 zeigt das Knotendetail.

Zur Kontrolle der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit wurden zwei Binder aneinandergespannt und im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule Graz (Vorstand Prof. Dr. E. Tschsch) bis zum Bruch belastet. Die Knoten blieben während des ganzen Belastungsvorganges völlig intakt und die dritte Diagonale knickte aus, nachdem bereits nahezu die Fließgrenze erreicht war.

Die Systemarbeitslinie, die während des Belastungsvorganges aufgenommen wurde, ist in Bild 34 dargestellt. Man erkennt eine leichte Krümmung auch im elastischen Bereich, die auf den Einfluß der Eigenspannungen aus dem Schweiß- und Herstellungsprozeß zurückzuführen ist. Knapp vor Erreichen der Traglast wird die Abkrümmung der Arbeitslinie zwar stärker, aber erst beim Ausknicken der Diagonalen treten größere Verformungen auf.



Bild 31: Standardleichtbauhalle

Fig. 31: Hall in Standard light weight construction

Bild 35 zeigt das Verlegen der Durisolplatten auf die fertig montierten Binder. Sie dienen gleichzeitig als Verband, wobei zur Krafteinleitung Halteeisen angeordnet sind.

Der R-Träger

Für Dachpfetten größerer Spannweite, aber auch für andere Leichtbau-Fachwerkstrukturen haben sich der sogenannte R-Träger und seine konstruktiven Varianten als besonders wirtschaftlich erwiesen. Bild 36 zeigt einige Anwendungsmöglichkeiten, so zum Beispiel als Dachpfette, Rahmenriegel und Stütze. Die für die Diagonalen anzunehmende Knicklänge war Gegenstand eingehender Unter-

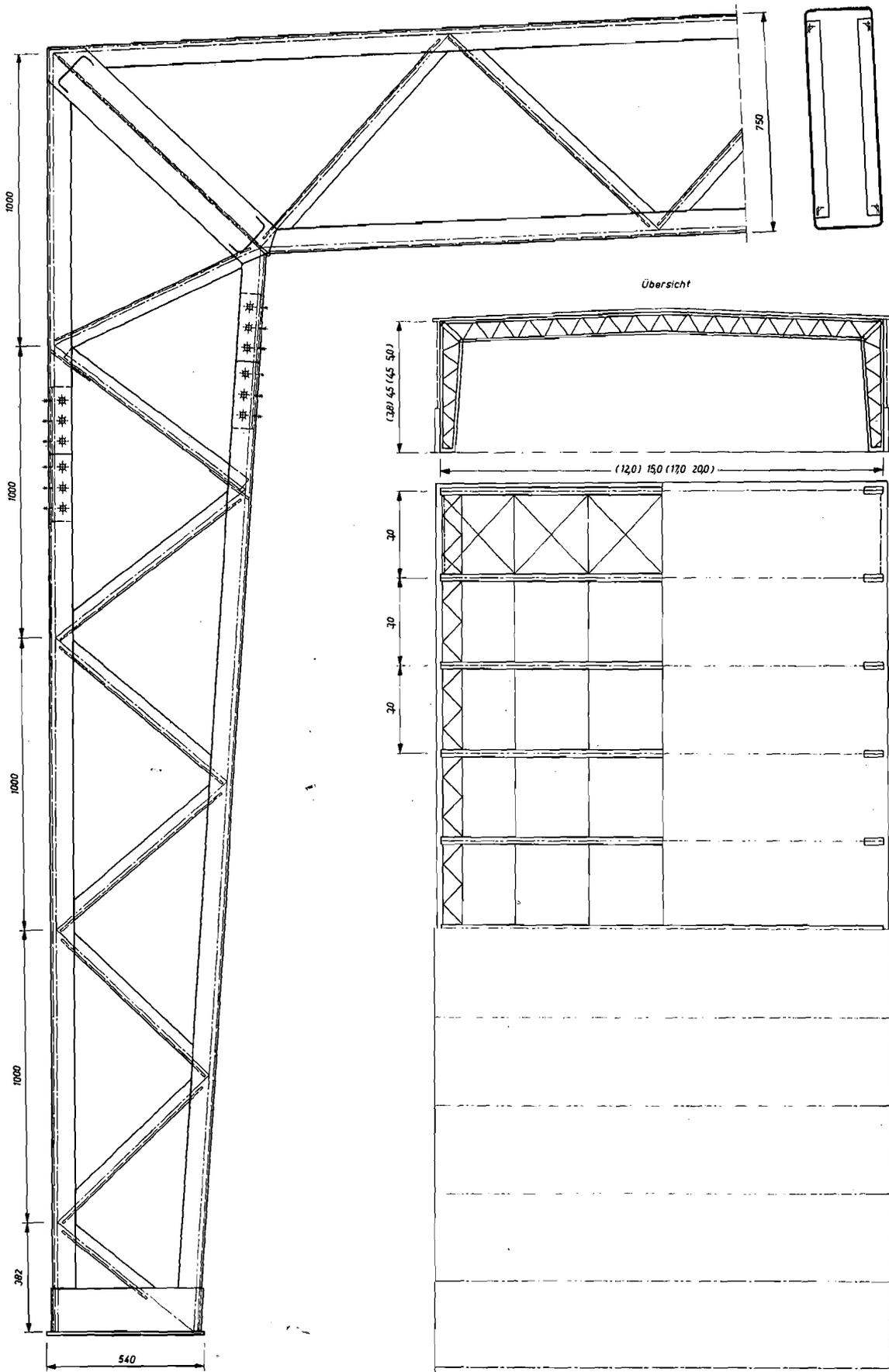


Bild 32: Standardleichtbauhalle; Gesamtprojekt

Fig. 32: Hall in Standard light weight construction; general project

suchungen, die F. Resinger (16, 17) angestellt hat. Er zeigte, daß die Annahme der halben Systemlänge zu günstig ist und daß die Knicklänge entscheidend von der Querschnittsform, der Diagonaleinigung, dem Stabkraftverhältnis und den Lagerungsbedingungen im Gurt abhängt. Das von Resinger aufgestellte Diagramm [sh. (16) Bild 9] zeigt die Abhängigkeit der Knicklänge von der Querschnittsform, wobei zu beachten ist, daß für den Rundstahl $l_k = 0,8l$ ist, während für offene Profile die volle Knicklänge maßgebend wird. Bild 10 dieser Veröffentlichung zeigt die Knicklänge in Abhängigkeit von der Lagerung bzw. Einspannung der Diagonalen in die Gurtungen, wobei infolge der bei Pfetten mit steifen Dachplatten vorhandenen Einspannung der Diagonalen im Obergurt naturgemäß die Knicklänge am stärksten reduziert wird. Auch in diesem Fall bleibt man aber noch immer etwa 10% über der halben Systemlänge. Weitere interessante Ergebnisse der Untersuchungen Resingers über den R-Träger mögen seinen zitierten Arbeiten entnommen werden.

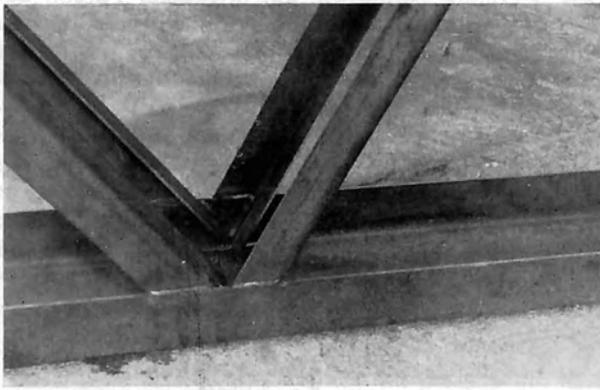
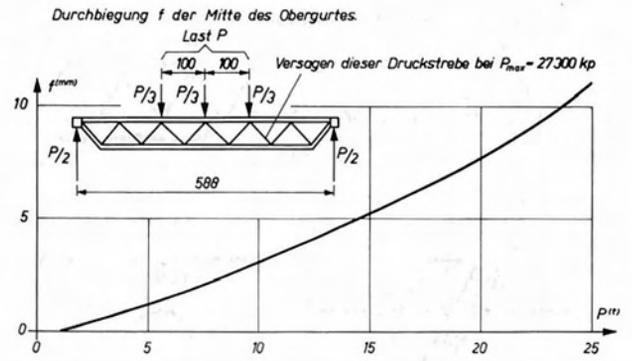
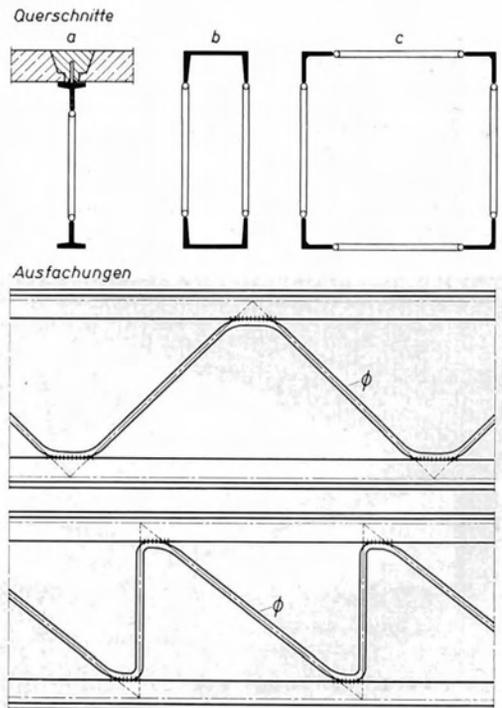


Bild 33: Standardleichtbauhalle; Knotendetail

Fig. 33: Hall in Standard light weight construction; detail of joints



Rechts oben:

Bild 34: Systemarbeitslinie eines Versuchsträgers

Fig. 34: Strain-Stress-Diagram of a test girder

Mitte:

Bild 35: Verlegen der Durisolplatten auf die fertig montierten Binder

Fig. 35: Placing of Durisol slabs on the mounted truss

Unten:

Bild 36: Anwendungsmöglichkeiten des Leichtbaufachwerkträgers (R-Träger)

Fig. 36: Possibilities for applying light weight lattice girder (R-girder)

Der Rohrseilträger

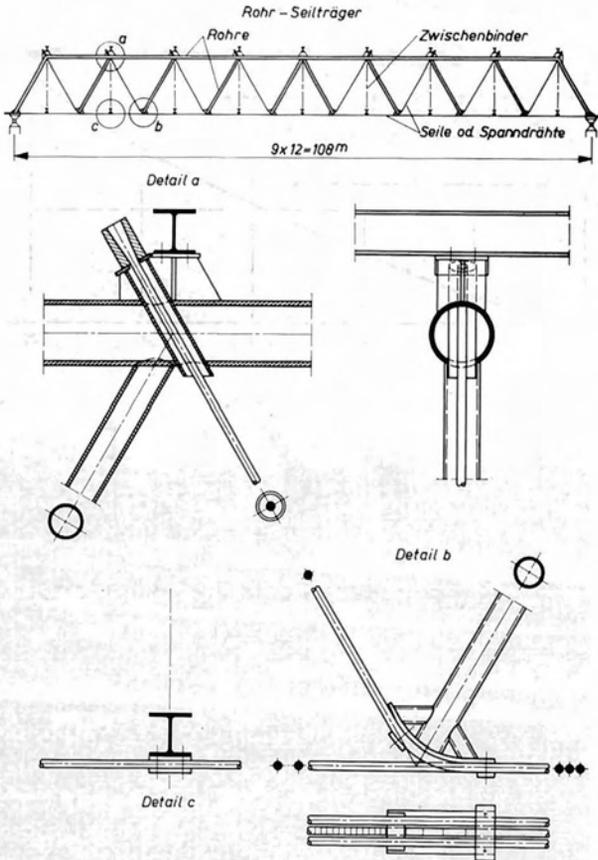


Bild 37: Rohrseilträger; Konstruktionsvorschlag des Verfassers

Fig. 37: Tubular rope girder; constructional suggestions by the writer

Die konsequente Verfolgung des Konstruktionsprinzipes im Fachwerkbau, als Druckstäbe Rohre und als Zugstäbe Seile oder Spanndrähte zu verwenden, führt zur Entwicklung des Rohrseilträgers (Bild 37), für den ich Ihnen hier eine eigene Anregung für die Konstruktion der großen Torbinder von Flugzeughallen geben möchte. Der Untergurt findet seine natürliche Verstärkung durch Hinzunahme des Diagonalseiles, das mittels einer entsprechenden Ausrundungskonstruktion eingeführt wird. Im Knoten wird das Druckrohr mit dem Obergurtrrohr verschweißt und das Zugseil durch ein Rohr eingeführt und mit Seilkopf verankert. Die querlaufenden Binder werden organisch in den Obergurtknoten einbezogen und am Untergurtseil angeklemt.

Weitere Ausführungsbeispiele

Zum Schluß noch einige weitere Beispiele in Österreich ausgeführter Stahlleichtbaukonstruktionen. Das bekannte Furdach, ein Schweizer Patent, bei dem abgekantete Aluminiumbleche auf Zahnleisten aufgezogen und verspannt werden, hat durch den Österreicher Maculan eine beachtenswerte Weiterentwicklung erfahren (Bild 38). Die Zahnleisten werden auf Spanndrähten befestigt, die über die Binder laufen und dort angeklemt sind. Ihre Verankerung erfolgt am Ende durch ein steifes Feld. Bild 39 zeigt das Bahnsteigdach der Wiener Schnellbahnstation Praterstern während der Montage. Man erkennt die ausgespannten Drähte und die teilweise aufgeklebten Zahnleisten.

In Hallen mit schweren Laufkränen bilden die Portale zur Aufnahme der Bremskräfte ein stark in Erscheinung tretendes Konstruktionsglied, das einen erheblichen Aufwand erfordert. Bei einer in Graz ausgeführten Halle sind für ähnlich schwere Laufkrane nur dünne Spannseile erforderlich, welche die Bremskräfte in die Fundamente leiten.

Ein bemerkenswerter Stahlleichtbau wird zur Zeit in Innsbruck ausgeführt. Bild 40 zeigt die Montage der Mittelhalle des neuen Flughafengebäudes. Hier wurden weitgehend Rohrkonstruktionen, besonders für die Dreigurtfachwerke, Rahmenriegel und Pfetten sowie außerdem Leichtbauträger mit E-Gurten und Rundstahldiagonalen verwendet. Das filigrane Fachwerk gestattet die Durchführung der zahlreichen Leitungen, welche für das Flughafengebäude benötigt werden, innerhalb der Konstruktion. Über den Entwurf und die statische Berechnung dieses interessanten Bauwerkes habe ich im Septemberheft der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ ausführlich berichtet, so daß ich mir hier weitere Ausführungen ersparen kann.

Ein Bild der Gleisdorfer Rundhalle möge den Ausklang des Vortrages bilden (Bild 41). Da wir diese Halle auf unserer Exkursion besichtigen werden, brauche ich hier nicht näher darauf einzugehen.

Bild 38: Spanndrahtdach nach Maculan der Schnellbahnstation Praterstern; Montage

Fig. 38: Prestressed steel wire roof, acc. Maculan, for a local railway station in Vienna



Schlußbetrachtung

Ich habe versucht, Ihnen einige statische und konstruktive Probleme des Stahlleichtbaues vor Augen zu führen und bin mir dessen bewußt, daß meine Ausführungen keineswegs Anspruch auf Vollständigkeit erheben dürfen. So fühle ich mich insbesondere nicht befugt, über ein neues Verbindungsmittel im Stahlleichtbau, nämlich das Kleben, zu sprechen.

Die Zukunft des Stahlleichtbaues und besonders des Fachwerkbaues wird zweifellos eine noch stärkere Anwendung der Rohre als Konstruktionselemente bringen. In Österreich steht dieser Anwendung noch der hohe Preis und die sehr geringe Auswahl an verschiedenen Profilen entgegen. Es ist aber völlig ausgeschlossen, daß wir uns in dieser Hinsicht der internationalen Entwicklung verschließen können, und von seiten der Stahlerzeuger müssen in allernächster Zeit stärkste Anstrengungen gemacht werden, um den Vorsprung des Auslandes und vor allem von nahezu ganz Europa aufzuholen.

Die wissenschaftliche Forschung und die konstruktive Entwicklung im Stahlleichtbau ist noch in vollem Fluß, und es werden von diesen Seiten sicherlich noch wertvolle Anregungen kommen. Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen über das Beulen von dünnwandigen Blechen müssen auf das Blech mit geometrischen und strukturellen Imperfektionen ausgedehnt werden. Wie Ch. Massonet bereits 1948 am Kongreß der IVBH in Lüttich (19) ausgeführt hat, ist der beim Ausbeulen des Bleches eintretende Membranspannungszustand von großem Einfluß auf die Traglast, wobei sogar – wie der Versuch gezeigt hat – beim Blech mit einer Anfangskrümmung (Vorbeule) bei besonderen Randbedingungen eine Erhöhung dieser Traglast gegenüber jener des ebenen Bleches erfolgen kann.

Seit den grundlegenden Untersuchungen über die Schubfeldtheorie von Wagner und Ebner läßt man im Flugzeugbau bewußt das Beulen des Bleches unter Gebrauchslast zu, bemißt aber die Holme und Spante derart, daß sie die volle Normalspannung aufnehmen können.

Wenn wir im Leichtbau in absehbarer Zeit dazu übergehen werden, Beulsicherheiten zuzulassen, die kleiner als 1 sind, so müssen wir natürlich sorgfältig die Kräfteumlagerung studieren und in jenen Konstruktionsgliedern Reserven einbauen, in die die Kräfte in erster Linie abwandern müssen. Im Gesamtbauwerk kann sich dadurch eine Gewichtsersparnis bzw. eine Ersparnis an Werkstattarbeit erzielen lassen. Man wird aber weiters dem Problem der Hohlsteifen und der Sicken große Aufmerksamkeit widmen müssen im doppelten Bestreben, die Beulfelder einzuspannen und eine Erhöhung der Torsionssteifigkeit des Gesamtstabes zu erzielen.

Der Leichtbau muß aber auch dünnwandige Konstruktionen großer Längen- und Breitenabmessungen des Brückenbaues und des Stahlwasserbaues in seine Betrachtungen einbeziehen, die heute im Sinne einer Materialersparnis immer mehr angewendet werden.

Bild 39: Spanndrahtdach der Schnellbahnstation Floridsdorf, Verankerungsbauwerk

Fig. 39: Prestressed steel wire roof for a local railway station in Vienna (Schnellbahnstation Floridsdorf); anchoring

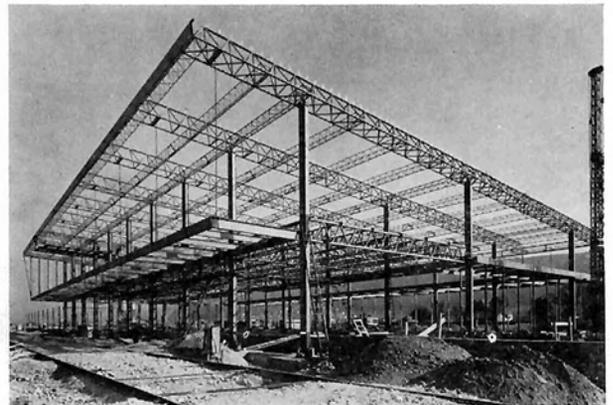


Bild 40: Montage der Mittelhalle des neuen Flughafengebäudes in Innsbruck

Fig. 40: Erection of the middle bay in the new airport building at Innsbruck

Bild 41: Gesamtansicht der Gleisdorfer Rundhalle mit Hängekegeldach

Fig. 41: Total view of a round-shaped hall with suspension cone roof at Gleisdorf, Styria



Auch die Werkstattfertigung muß noch verbessert werden. Neben dem Brennschneiden von Profilen und Rohrenden zur Formung von Fachwerk- und Rahmenknoten kommt auch vor allem das Stanzen von Abkantprofilen in Frage mit dem Ziel einer gegenseitigen Anpassung der einzelnen Konstruktionsglieder am Knoten. Der Montage fällt schließlich die Aufgabe zu, möglichst große Einheiten, die im Werk oder auf der Baustelle am Boden verschweißt werden, zu montieren und zu verbinden, wobei neben der H.V.-Verschraubung auch die Baustellenschweißung besonders bei Rohr- und Kastenkonstruktionen immer mehr angewendet werden muß.

Seien wir aber stets dessen eingedenk, daß die Gewichtersparnis allein noch kein Maßstab für die Wirtschaftlichkeit ist, sondern daß zur Ermittlung der optimalen Lösung auch Werkstattarbeit, Montage und Unterhaltungskosten einbezogen werden müssen.

Ziel aller dieser Bestrebungen muß es sein, in Zusammenarbeit mit dem Architekten Bauwerke zu schaffen, die nicht nur zweckmäßig und wirtschaftlich, sondern auch schön sind.

Literaturangabe

- (1) O. Jungbluth: Beiträge aus Statik und Stahlbau, S. 63 bis 110; Stahlbau-Verlags GmbH., Köln.
- (2) H. Beer: eine neuartige Ausstellungshalle mit Rahrachwerkbindern; Schweizerische Bauzeitung 1960, H. 39.
- (3) W. Kloth: Atlas der Spannungsfelder in technischen Bauteilen; Verlag Stahleisen mbH., Düsseldorf 1961.
- (4) C. F. Kollbrunner und M. Meister: Knicken, Biegedrillknicken, Kippen; Springer-Verlag 1961.
- (5) P. P. Bijlaard: Some contributions to the theory of elastic and plastic stability; Abhandlungen der IVBH, Bd. 8, S. 17-80.
- (6) E. Chwalla: Ingenieur-Archiv 1934, S. 54.
- (7) F. Bleich: Buckling strength of metal structures. Ed. McGraw-Hill 1952, S. 135.
- (8) C. F. Kollbrunner und M. Meister: Ausbeulen; Springer-Verlag 1962.
- (9) und (10) Müller-Magyari: Österreichisches Ingenieur-Archiv 1948, S. 331 und 1949, S. 180.
- (11) E. Lundquist: NACA Tech. Note, 686, 1939.
- (12) G. E. Nassar: Das Ausbeulen dünnwandiger, offener Profile; Dissertation Darmstadt 1962.
- (13) H. Bergler: Das Verhalten der von Schub- und Zugkräften beanspruchten Rechteckplatte; Dissertation TH Graz 1962 (nicht veröffentlicht).
- (14) G. Giencke: Beiträge aus Statik und Stahlbau, S. 35-62; Stahlbau-Verlags GmbH., Köln 1961.
- (15) A. Pflüger: Der Stahlbau 1963, S. 3-7.
- (16) und (17) F. Resinger: Der Stahlbau 1963, S. 18-22 und Acier-Stahl-Steel 1963.
- (18) H. Beer: Der Bauingenieur, 1963, S. 335-343.
- (19) Ch. Massonnet: Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 3. Kongreß, Lüttich 1948.

Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann Beer,
o. Professor für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke,
Technische Hochschule Graz.

Stahlleichtbauprofile – ihre Anwendung im Freileitungsbau und auf anderen Gebieten

Von Dipl.-Ing. Walter Probst, Linz/Donau

Die Tatsache, daß vor allem die Konkurrenzverhältnisse seit jeher den Produzenten zwingen, die Produktion nach Wirtschaftlichkeitsgesichtspunkten einzurichten und laufend zu verbessern, könnte zur Annahme verleiten, daß dieses vom Wirtschaftlichen her beeinflusste Denken den erforderlichen Qualitätsvorstellungen abhold sei. Wer war noch nicht Zeuge von Skepsis und Zweifel in der Beurteilung des Neuen. Auch dem Leichtbau steht der eine oder andere noch abwartend gegenüber, und es ist erfreulich, daß die gegenwärtige Tagung dieses zukunftsvolle Thema zur Behandlung bringt. Nämlich: Stahl ist im Vergleich mit einer Reihe anderer Werkstoffe ein konventioneller Baustoff und wird manchenorts daher auch noch mit konventionellen Konstruktionsregeln bedacht und beurteilt. Es gilt, eine ökonomische Werkstoffausnutzung anzustreben, wie dies bei jüngeren Baustoffen, entsprechend den neueren Erkenntnissen und Möglichkeiten, sofort getan wurde. Ballast, wie zum Beispiel „eine Schraube ist keine Schraube“, hatte dort vom ersten Tag der Entwicklung an keinen Platz, während solche Gedanken beim Stahlbau erst überwunden werden mußten. Diese Entwicklung liegt vollkommen im Interesse des Kunden. Er wird gerne nach dem verlässlichen Werkstoff „Stahl“ greifen, wenn dieser keine wesentliche preisliche Mehrbelastung bringt.

Stahl ist ein wertvoller Werkstoff und gerade deshalb muß damit nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten umgegangen werden. Es sind rationelle Fertigungsmethoden anzustreben und verschiedene Firmen des Auslandes haben zum Beispiel die Mastfertigung weitestgehend automatisiert. Es ist aber schwer, diesen Vorsprung durch sofortige Investitionen aufholen zu wollen, da die momentane Kostenbelastung zu groß wird. Das Kostenbild der Fertigung serienmäßiger Konstruktionen, wie Gittermaste, zeigt, daß der Anteil der Arbeit unter Umständen nur 20% ausmacht, das heißt, daß sich beim Aufsuchen wirtschaftlicherer Möglichkeiten der Weg über die Materialkomponente als der aussichtsreichere anbietet.

Meine Aufgabe ist es, über die praktische Erfahrung bei der Verwendung von Stahlleichtprofilen im Freileitungsbau zu berichten.

Unter den Bauelementen der Stahlleichtbauweise spielen die dünnwandigen Kaltprofile eine bedeutende Rolle. Ihr besonderer Vorteil liegt darin, daß der Konstrukteur innerhalb weiter Grenzen Form und Abmessung der Kaltprofile selbst bestimmen kann. Bei der Bemessung der Bauteile eines Gittermastes haben wir es überwiegend mit Knickproblemen zu tun. Einige wenige Bauteile

stellen Biegeträger dar. Unter bestimmten Voraussetzungen wird auch das Beulen von Winkelschenkel bzw. das Drillknicken maßgeblich, vor allem bei den gedrungeneren Eckstielstäben. Es ergeben sich somit drei voneinander zu trennende Hauptgebiete, welche jedes für sich seine eigenen Probleme im Hinblick auf die Leichtbauweise bringen: der schlanke Knickstab vor allem als Strebe oder Diagonalstab, der gedrungene Knickstab als Eckstiel oder Gurtstab und die auf Biegung beanspruchten Stäbe vor allem als Mastausleger und Teile von Stahlschwellenfundamenten.

Über das Knickverhalten eines Stabes von vorgegebener Knicklänge im elastischen Bereich wissen wir, daß es von Form und Größe des Profilquerschnittes, also von der Querschnittsgestaltung abhängt. Wegen der Vielzahl der gleichartigen Stäbe und aus konstruktiven Gründen soll das Profil so einfach wie möglich anzuschließen sein. Mit den Kaltprofilen — auch Kantprofile genannt — wird diesem Verlangen in einer äußerst wirtschaftlichen Weise Rechnung getragen.

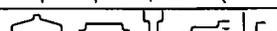
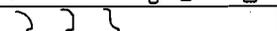
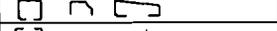
Profile für allgemeine Verwendung	
Hohlprofile für allgemeine Verwendung	
Blendenführungsprofile	
Dachträgerprofile	
Fensterabdichtungsprofile	
Fensterbankprofile	
Fensterleibungsprofile	
Fußleistenprofile	
Geländerprofile	
Gewächshausprofile	
Heizungsrohre	
Killleistenprofile	
Markisenisenen	
Mauerredschonerprofile	

Bild 1: Verschiedene Formen von Kaltprofilen und ihr Verwendungszweck

Fig. 1: Various shapes of cold roll-formed sections and its line of application

Kaltprofile sind solche Profile, die aus flachgewalztem Stahl kalt geformt werden. Sie sind dadurch gekennzeichnet, daß sie eine nahezu gleichbleibende Wanddicke in allen Querschnitten besitzen. Wir haben zwei Herstellmöglichkeiten: die erste ist das Abkanten mittels Abkantpresse und die zweite das Durchziehen des ebenen Blechstreifens durch mehrere Profilwalzensätze, wobei

der Streifen im kalten Zustand zu einem Profil geformt wird. Das Ausgangsmaterial ist Blech, Warmband, Kaltband und Breitflachstahl. Die Materialstärken betragen im allgemeinen 0,3 bis 6 mm und die Bandbreiten für die Verarbeitung in einer Rollkantmaschine 10 bis 450 mm. Für die Verarbeitung in der Abkantpresse sind Stärken bis zirka 20 mm möglich.

Das 4-mm-Material wird wirtschaftlicher im kontinuierlichen Rollkantverfahren verarbeitet. Das Blech kommt in sogenannten Coils von der Breitbandstraße. Auf einer Rollschere werden die Coils zu entsprechend breiten Bändern geschlitzt, die wiederum aneinandergeschweißt, zu Ringen aufgespult werden, um so den Rollkantvorgang möglichst wenig unterbrechen zu müssen. Durch drei oder fünf getriebene Profilrollensätze gezogen, erhält der Blechstreifen seine zuge dachte Form.

Im Kaltverformungsvorgang kann man eine laufende Werkstoffprüfung erblicken. Stahl, der den Anforderungen nicht entspricht, führt bei dieser Verarbeitung zu Ausschuß. Dasselbe gilt für die Schweißstellen. Darüber hinaus steht die Fertigung unter der üblichen Kontrolle durch Stichproben. Durch die Kaltverformung beim Kanten erreicht man im Profil Streckgrenzwerte, die über jenen des Ausgangsmaterials liegen.

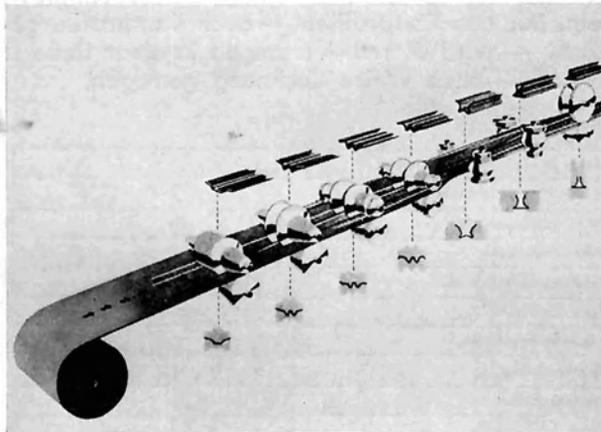


Bild 2: Schematische Darstellung der Verformung beim Rollkantverfahren

Fig. 2: Diagram illustrating shaping by the cold roll-forming process

Diese Einrichtungen erlauben es, neben einer Fülle von Querschnittsformen, auf die ich später kurz eingehen möchte, auch Winkelprofile mit 90 Grad bzw. mit 60 Grad Schenkelneigung zu erzeugen. Davon ist besonders das 60-Grad-Profil für den Gittermastbau von Bedeutung.

Die Gegenüberstellung einer Reihe von Profilformen, wie sie im Mastbau üblich sind, vermittelt am besten einen Eindruck über die Wirtschaftlichkeit. Hierfür wurden Profile mit annähernd gleicher Querschnittsfläche gewählt. Wie stark die Querschnittsgestaltung die Tragfähigkeit beeinflusst, zeigen die zulässigen Druckkräfte,

welche nach der Onorm B 4600 für den Erhöhungsfall ermittelt wurden. Besonders bemerkenswert ist die Tragfähigkeit des 60-Grad-Winkelprofils, welches nur vom Rohr mit einer geringeren Materialstärke als der für Winkelprofile zugelassenen übertroffen wird. Diese Daten sind schon sehr aufschlußreich, geben aber noch kein vollkommenes Bild. Sie sind zu ergänzen durch die Werte der Anschaffungskosten, der Kosten für die Verarbeitung, die Möglichkeiten der Gewichtseinsparung und durch betriebliche Überlegungen.

Die Kosten der Anschaffung liegen beim Rohr am höchsten, während die Winkelprofile nur gering voneinander abweichen.

PROFIL						
BEZEICHNUNG	φ24,5	L50x50,5	L60,60,4	φ 415,3	KC 62,62,4	φ 54,3
FLÄCHE cm ²	4,715	4,80	4,71	4,71	4,80	4,81
i _{min} cm	0,61	0,98	1,19	1,33	1,49	1,81
λ (λ _k 150cm)	246	153	126	113	101	83
zul. G _k (EF) n.	167	432	637	792	960	1173
P _{zul} kg	787	2075	3005	3735	4605	5640
	38 %	100 %	145 %	180 %	218 %	272 %
BEMERKUNG				δ=4 mm	δ=4 mm	δ=3 mm

Bild 3: Die Knicklasten gleichlanger Knickstäbe mit verschiedenen Querschnitten gleicher Fläche

Fig. 3: Buckling loads of equal length buckling members with various cross sections of same area

Die Kosten der Anarbeitung sind beim Rohr sicher am höchsten, denn sowohl die Anarbeitung der Stabendanschlüsse als auch der Strebenkreuzungspunkte ist sehr aufwendig.

Die Möglichkeiten der Gewichtseinsparung sind beim dünnwandigen Rohr am größten. Diesem folgt mit geringem Abstand das 60-Grad-Kantprofil. Vergleicht man dieses mit dem konventionellen Winkelprofil mit einem Stärkenverhältnis von 1:10, so ergeben sich Gewichtseinsparungen bis zu 40 % (Bild 3).

In betrieblicher Hinsicht ist für die offenen Profile die Kontrollierbarkeit der Oberfläche auf Korrosion hervorzuheben. Die Verwendung der Rohre als Bauelement in nicht überdachten Konstruktionen macht besondere Überlegungen hinsichtlich Innenkorrosion und Sprengung durch Eisbildung notwendig.

Neben der günstigen Querschnittsform muß eine Profilverihe eine weitestgehende Anpassungsmöglichkeit an die statischen Erfordernisse bieten. Diese wurde bei den Walzwinkelprofilen durch die Hinzunahme der dünnwandigen Profile, das sind Profile mit einem Verhältnis der Winkelstärke zur Schenkelbreite von 1:10 bis 1:15, erheblich verbessert. Sie ist aber bei den Abkantprofilen unerreicht, denn hier wird das Profil aus Bändern, deren Breite beliebig gewählt werden kann,

hergestellt. In der Praxis hat sich eine Stufung von 5 zu 5 mm in der Bandbreite eingeführt. Bild 4 zeigt nicht nur die Staffelung der Profile, es gibt auch ein Bild der möglichen Gewichtsreduktion bei Verwendung der Kantprofile. Die Linien gleicher Tragfähigkeit veranschaulichen, in welchem Verhältnis sich Trägheitsradius und Querschnittsfläche bewegen müssen, um im Eulerbereich die gleiche Tragfähigkeit zu erhalten.

Der Schnitt dieser Linien mit den Profilstaffeln zeigt die vergleichbaren Lösungen und läßt er-

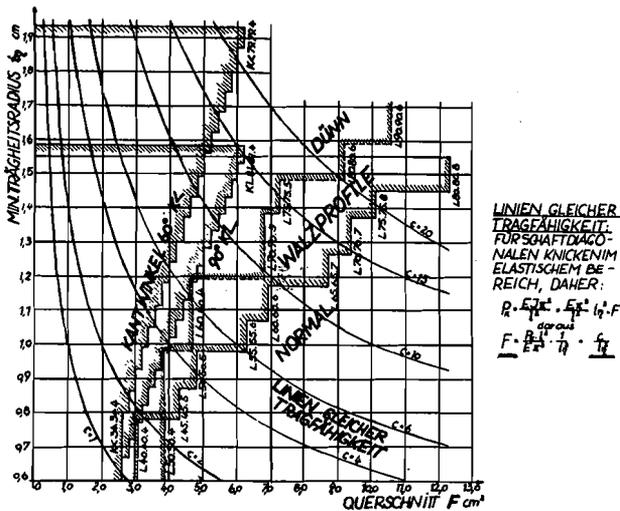


Bild 4: Vergleich verschiedener Profilreihen

Fig. 4: Comparison of various sections

kennen, um wieviel kleiner die erforderliche Kantprofilfläche ist.

Die Verbesserung des Wertes für den maßgeblichen Trägheitsradius durch die Schenkelneigung von 60 Grad ist ohne großen Aufwand auch beim Walzprofil möglich. Auf der Abkantpresse nachgeformte Walzprofile lohnen von Fall zu Fall den Arbeitsaufwand sehr. Im Bereich der Spannmastausfachungen und auch für die Eckstiele für dreistielige Maste bietet diese Vorgangsweise viele Möglichkeiten, so daß es für die Walzwerke unter Umständen interessant werden könnte, das Nachformen im Anschluß an den Walzvorgang selbst durchzuführen. Sicher hat der Hochbau allgemein ein weites Verwendungsfeld für solche Profile.

Bei der Konstruktion von Freileitungsmasten wird angestrebt, die Streben mit nur einer Schraube anzuschließen und diese eine Schraube für die ankommende und an der anderen Schenkelseite abgehende Strebe gleichzeitig zu verwenden. Der kritische Nachweis für den Anschluß der angestrebten dünnwandigen Strebenprofile ist fast immer auf die Einhaltung der Lochleibungsspannung zu führen. Es tritt häufig der Fall ein, daß das statisch erforderliche Profil die erforderliche Anschlußschraube nicht aufnehmen kann. Um die erforderliche Leibungsfläche zu erreichen, wird es fallweise nötig, ent-

weder zwei kleinere Anschlußschrauben vorzusehen oder durch Verwendung von St 55 höhere zulässige Beanspruchungen zu erreichen, um so mit einer kleineren, vom Winkel aufzunehmenden Schraube auszukommen. Beide Lösungen verursachen erhebliche Mehrkosten. Das Gewicht wird nicht wesentlich verändert. Eine weitere Möglichkeit ist damit gegeben, das Winkelprofil in der Stärke zu erhöhen oder einen breiteren Schenkel zu wählen, um die Anschlußschraube unterzubringen. Dieser Weg ist mit einem Aufwand an Mehrgewicht verbunden. Das Kantprofil bietet durch geringen Arbeitsaufwand eine wirtschaftliche Lösung.

Das Profil wird an seinen Enden in einem Gesenk zu einem U-Profil gepreßt. Die Formgebung wurde so gewählt, daß die Schwerlinie des U-Profiles und die Schwerlinie des Winkels nahezu zusammenfallen. Der Rücken des U-Profiles stellt die Anschlußfläche des Stabes dar, der Winkel selbst liegt also auf seinem Rücken in der Fachwerkswand. Am Kreuzungspunkt wird der Stab ebenfalls leicht verformt und der Rücken so weit eingedrückt, daß die beiden sich kreuzenden Stäbe ohne Futterring aufeinanderliegen und mit der kleinsten zulässigen Schraube verbunden werden können. Diese Verformungen — sie werden in der weiteren Folge mit Quetschungen bezeichnet — werden im rotglühenden Zustand aufgebracht. Die in einer Reihe von Versuchen überprüfte Form gestattet es nun, einen Winkel 40/40/4 ohne weiteres mit maximal einer Schraube M 24 anzuschließen und dabei beim statisch erforderlichen — also leichteren — Profil zu bleiben. Dieser Anschluß ist außerdem zentrisch.

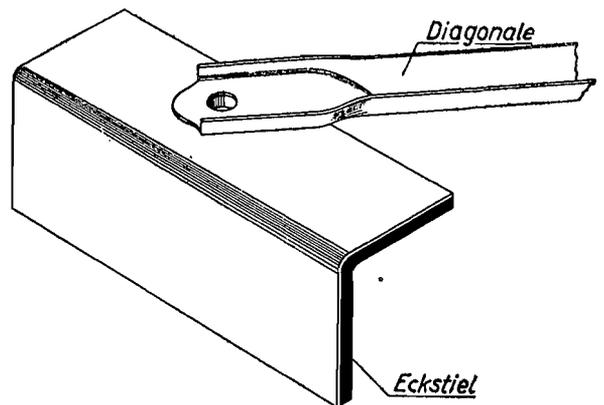


Bild 5: Ausführungsmöglichkeit des Diagonalanschlusses bei Verwendung von Kantprofilen

Fig. 5: Possibilities of connecting diagonals made of cold roll formed sections

Zusammenfassend kann über die Verwendung der Kaltprofile für die schlanken Stäbe, vor allem die Streben, festgestellt werden, daß diese gewaltige Gewichtseinsparungen ermöglichen. Diese reichen allein aus der Stabdimensionierung bis zu 40 %. Wird das vorerst geschilderte Anschlußproblem aktuell, es tritt dies bei Leitungen mit

hohen Seilrißlasten und daher hohen Torsionskräften zutage, kann die Gewichtseinsparung bei den Diagonalen gegenüber einer konventionellen Winkelausführung bis zu 50 % betragen.

Im Hinblick auf die Zukunft wären zwei Entwicklungsmöglichkeiten zu beachten. Die eine ist die Herabsetzung der zulässigen Materialmindeststärke. Die Festlegung der Mindeststärke von 4 mm fand ihre Hauptbegründung darin, daß es notwendig sei, durch eine größere Materialdicke eventuell auftretende Schäden im Anstrich mit einem Korrosionsbefall im Gefolge, auch dann, wenn dieser längere Zeit unerkant bleibt, ohne wesentliche Beeinträchtigung der Sicherheit tragbar zu machen. Diese Sorge loszuwerden hat man sich auch etwas kosten lassen und es werden praktisch sämtliche Konstruktionen des Mastbaues heute feuerverzinkt. Da aus diesem Titel der Konstruktion keine Gefahr mehr droht, wären die Konsequenzen zu ziehen und ähnlich wie bei den Rohren geringere Materialstärken zuzulassen. Das offene Profil hat dabei immer noch den Vorteil, daß seine Oberfläche kontrollierbar ist. 3 mm starke Profile wurden und werden für das Ausland immer mehr verwendet und es wurden auch damit bereits Mastumbruchversuche durchgeführt.

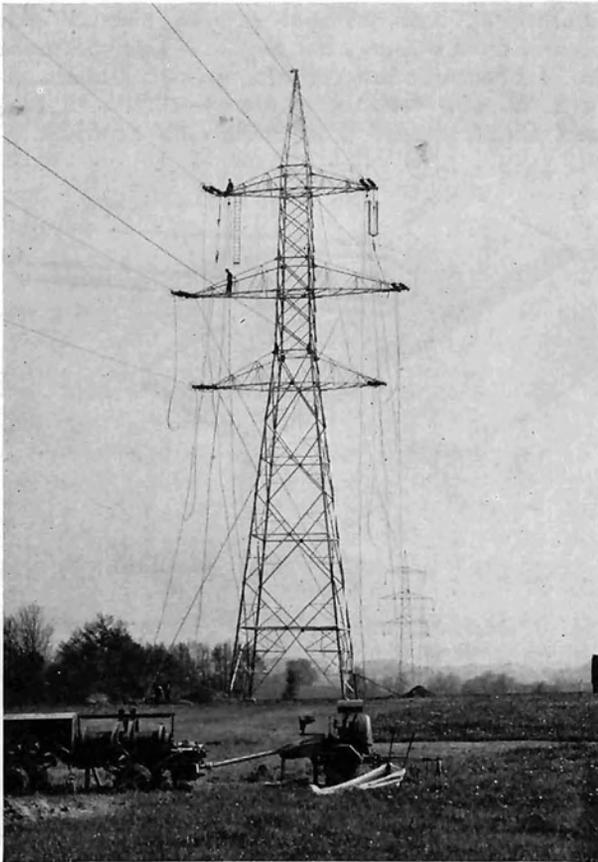


Bild 6: Moderner weitmaschiger Gittermast

Fig. 6: Modern wide-mesh steel lattice tower

Von der statischen Seite her haben sie vollkommen entsprochen. Mit der Zunahme der Übertragungsspannungen vergrößern sich die Mastkonstruktionen immer mehr und mehr und tendieren zu einem weitmaschigen Mastsystem mit Stützstäben ohne unmittelbare Kraftleitung. Besonders für diese Stäbe würde die Verwendung von 3-mm-Material außerordentlich wirtschaftliche Lösungen zulassen. Die erwünschten Mastprüfanlagen stehen nun auch in Österreich zur Verfügung und würden hier dazu beitragen, die restlichen Zweifel zu beseitigen.

Die zweite Entwicklungstendenz im Zusammenhang mit der Zunahme der Mastdimensionen ist die Fertigungsaufnahme von 5 mm Kantprofilen nach demselben Prinzip der 60gradigen Winkel. Auch in dieser Richtung sind die Möglichkeiten in unserer Industrie geschaffen.

Die gedrungeneren Stäbe mit einem λ unter 100 oder besser noch unter 80 sind hauptsächlich die Masteckstiele und die Auslegergurte. Bedingt durch die Beulgefahr bzw. die Gefahr der Drückknickung kann die Dünnwandigkeit der Winkelprofile im Bereich der unteren Schlankheiten nicht über ein gesetzmäßiges Verhältnis Schenkelbreite zu Materialstärke hinausgehen, außer man trifft besondere Vorkehrungen, die ein Beulen der freien Winkelränder bzw. ein Wegdrehen beider Winkelränder im selben Drehsinn verhindern. Dies kann, wie Herr Professor Beer in seinem Vortrag entwickelte, auf verschiedene Weise geschehen. Für die Kantprofile ist aus Gründen der Fertigung die Lösung mit gebördelten Rändern die naheliegende. Sie bringt nur den Nachteil mit sich, daß sich kreuzende Diagonalen nicht wie sonst üblich abwechselnd an der Winkelschenkelinnen- bzw. -außenseite anschließen lassen. Bei einfachen Ausfachungszügen und getrenntem Strebenanschluß wird diese Form konstruktiv keine Schwierigkeiten machen. Die Lösung mit eingeschweißtem Diagonalenzug bzw. mit Bindeblechen würde die konstruktiven Methoden nicht verändern. Der Mehraufwand an Arbeit allerdings ist nicht unerheblich. Bei den relativ hohen Stabkräften und den relativ kurzen Knicklängen führt die wirtschaftlichste Lösung, welche besonders auf die Serienfertigung abgestimmt sein soll, zu einem Winkelprofil in der Güte St 55. Um eine Grenze angeben zu können, ab welcher Schlankheit nun die höhere Stahlqualität wirtschaftlicher wird, wurde angenommen, daß die zu vergleichenden Profile in Güte St 37, St 44 und St 55 dieselbe Schlankheit haben. Das heißt, daß es Profile gleicher Schenkelbreite, jedoch verschiedener Stärke sind. Die Linien der Kostenvergleiche (Bild Nr. 7) basieren auf der Annahme, daß der Stahl St 44 S annähernd 5 % teurer und Stahl St 55 S etwa 15 % teurer als der St 37 S ist. Es zeigt sich, wie verhältnismäßig klein der Bereich für St 44 ist.

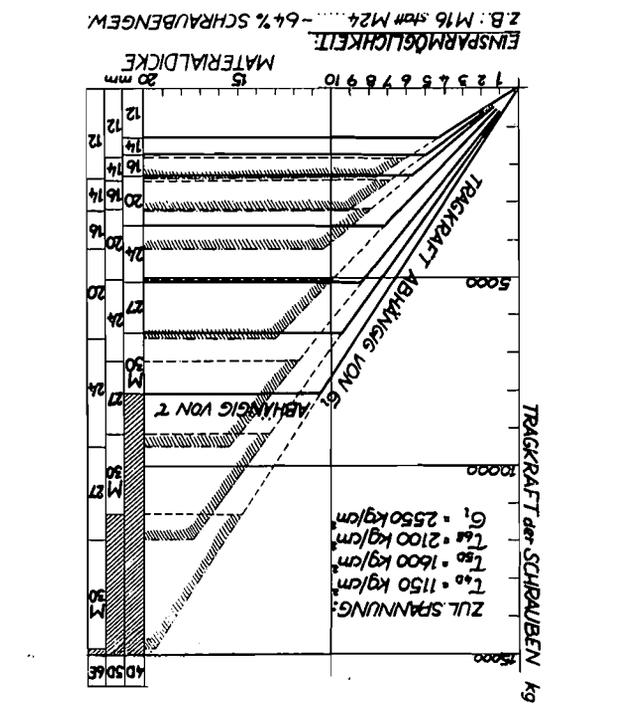
Dieser Vergleich jedoch muß in der Vorstellung um den Begriff der Häufigkeit erweitert werden

die Schraubendimensionen zurückgehen und wie groß die Gewichtsreduktion ist. Wenn auch diese gewichtliche Einsparung am kleinen Schraubenteil, er beträgt 4-6% des Gesamtgewichtes der Mastkonstruktion, scheinbar unbedeutend ist, ist der kostenmäßige Vergleich erheblich gewichtiger. Rohe Schrauben kosten rund 4-5mal so viel wie das Winkelmaterial, und die Verzinkung ist annähernd 2,5-3mal so teuer. Jedes eingesparte Gewicht schlägt sich also in der Kostenrechnung mehrfach nieder.

In einer Zusammenfassung der Betrachtung über die gedrungeneren Stäbe einer Gittermastkonstruktion ist hervorzuheben, daß hier die Verwendung des hochwertigen Materials wirtschaftlich möglich ist, daß aber bei dem mengenmäßig großen Anteil der Tragmasse infolge der höheren Schlankeits dieser Eckstiele und Gurte auch das dünnwandige Profil große Einsatzmöglichkeiten findet.

Die 5-mm-Kaltprofile, und besonders das von Herrn Professor Beer in seinem Vortrag beschriebene Winkelprofil mit gebördeltem Schenkel, bieten hier weitgehende Einsatzmöglichkeiten für Stäbe mit höherer Last und geringerer Knicklänge. Letzteres besonders bei Mastsystemen mit weitgespannter Rautenaustachtung und Sekundärstäben, welches bestimmt als das Mastbild der Zukunft angesehen werden kann. Bei diesem System ist ein Anschluß auf nur einer Seite des Eckstielwinkelschenkel konstruktiv leicht auszuführen.

Bild 8: Die Tragkraft der Schrauben verschiedener Güte im Grundmaterial St 37 S in Abhängigkeit von der Materialdicke



und dabei ergibt sich eine verhältnismäßig große Einsatzmöglichkeit für St 44 S. Auch die dünnwandigen Profile, mit einem Verhältnis von 1 : 15 also, haben hier noch ein günstiges Anwendungs-feld, wenn man bedenkt, daß besonders bei den Eckstielen der Tragmasse die Schlankeits selten unter 60 liegt, im Mittel zwischen 70 und 80. Und hier liegt auch das Anwendungsgebiet der Katprofile für Masteckstiele. Voraussetzung dafür ist allerdings ein größerer Bedarf, um die Anschaffung einer entsprechenden Profilerzeugung zu rechtfertigen. Die Eckstiele machen zirka 40% in den Gittermastkonstruktionen aus und sind im Gegensatz zu den Stäben sehr unterschiedlich in den Materialstärken. Mit der Erweiterung der Fertigungsmöglichkeiten der Rollkantprofile auf 5 mm Stärke eröffnen sich hier neue Möglichkeiten. Für die Bemessung der schweren Bauteile wird aber hier das warmgewalzte Winkelprofil in St 55 immer noch das wirtschaftlichere bleiben. Die Stoßverbindung dieser Stäbe, welche entsprechend große Materialstärken aufweisen, wird von der Lochleibungsspannung weitgehend unabhängig, so daß eine Schraubendimension in höherer Materialgüte zu überlegen sein wird, und zwar auch dann, wenn der zu stoßende Winkel in St 37 S bemessen ist. Die Übersicht, welche die Tragfähigkeit der einzelnen Schraubendurchmesser in Abhängigkeit von Lochleibung und Scherspannung zeigt (Bild 8), läßt erkennen, wie erheblich

Bild 7: Darstellung der Wirtschaftlichkeitsgrenze zwischen den verschiedenen Stahlgüten

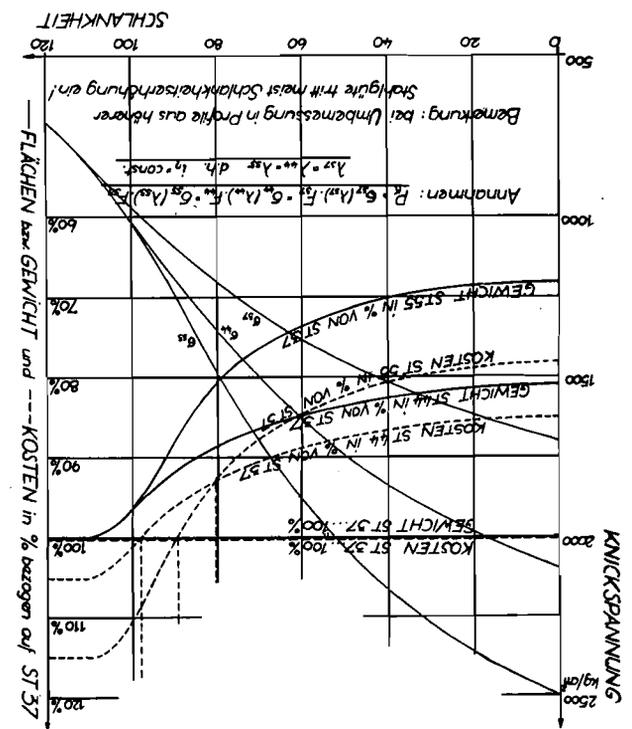


Fig. 7: Illustration of limits of economics between the different steel qualities

Die Einsparung ohne die letztgenannte Möglichkeit infolge dünnwandiger Profile und der Verwendung von St 55 bzw. St 44 S beträgt durchschnittlich 12 bis 20 % des Eckstielgewichtes.

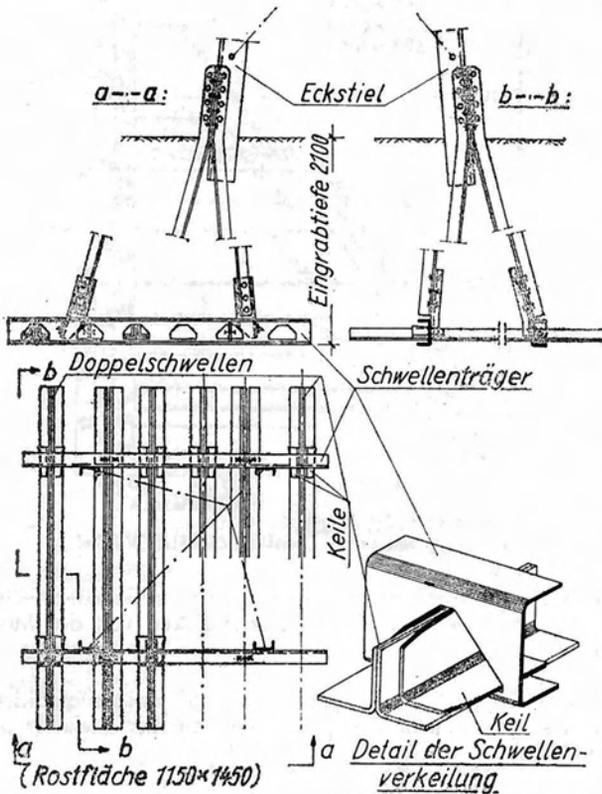


Bild 9: Stahlfundament eines 220 kV-Tragmastes

Fig. 9: Grillage foundation of a 220 kV suspension tower

Die Betrachtung der im Mastbau vorkommenden Biegeträger, ausgeführt aus Kaltprofilen, rundet das Bild über die Verwendbarkeit und die Einsparungsmöglichkeiten dieser Profile ab. Der Kostenanteil, den die Gittermaste im Durchschnitt in einer Leitung ausmachen, wird ungefähr zwischen 30 und 40 % schwanken.

Ein nicht unerheblicher Teil entfällt auf die Fundierung. Diese wird außerordentlich teuer, wenn die Herstellung des Fundamentbetons infolge Wassermangel oder Mangel an Zuschlagstoffen erschwert wird. Für diese Fälle wurden Stahlschwellenfundamente entwickelt, welche auf Grund ihrer Wirtschaftlichkeit heute allgemein angewendet werden. Sie werden bis zu Fundamentkräften von 25 Tonnen bei normalen Bodengattungen verwendet. Bild 9 zeigt ein solches Fundament und gleichzeitig auch die Verwendung der Kantprofile. Die Stahlschwellen bestehen aus 90°-Kantwinkeln, welche paarweise Rücken an Rücken durch Keile in einem Schwellenträger befestigt werden. Infolge Verwendung eines Kant-U-Profiles war eine Reihe von Problemen für diese Schwellenträger gelöst: Der Träger hatte bei Einhaltung des erforderlichen Widerstandsmomentes ein größeres Trägheitsmoment und daher eine

größere Biegefestigkeit als ein vergleichbares Walz-U-Profil, ferner besitzt er eine genügend große Steghöhe, um die erforderlichen Schwellen in einer entsprechenden Öffnung aufzunehmen und schließlich ein um rund 30 % niedrigeres Gewicht.

Dieses Kaltprofil kann sowohl der Höhe als auch der Schenkelbreite nach variiert werden. Der Konstrukteur hat es in der Hand, die Werte um die X- und Y-Achse nach seinen statischen Erfordernissen zu ändern und dieses Profil, wenn statisch oder konstruktiv nötig, zu einem sogenannten Hutprofil zu erweitern.

Für eine Reihe leichter Masten werden die Auslegerkonstruktionen nicht als Fachwerke ausgeführt, sondern aus einem einzigen Biegeträger. Bild 10 zeigt einen 25-kV-Mast einer Landesgesellschaft, welcher mit dieser gemeinsam entwickelt wurde. Der dreistielige Mast besteht aus Eckstielen aus 60°-Kantwinkel. Die Diagonalen sind eingeschweißte Rundeisen und der Mastausleger besteht aus einem rechteckigen, geschlossenen Kaltprofil. Ein Eckstiel wurde aus einem Walzwinkel, auf 60° nachgekantet, hergestellt. Das Fundament ist ein Stahleinspannfundament, also mit vertikal angeordneter Rostfläche. Der Ausleger aus dem geschlossenen Kastenprofil ist nicht nur außerordentlich leicht, sondern sehr biege- und torsionssteif. Diese Lösung für den Ausleger sparte allein an diesem 35 %.

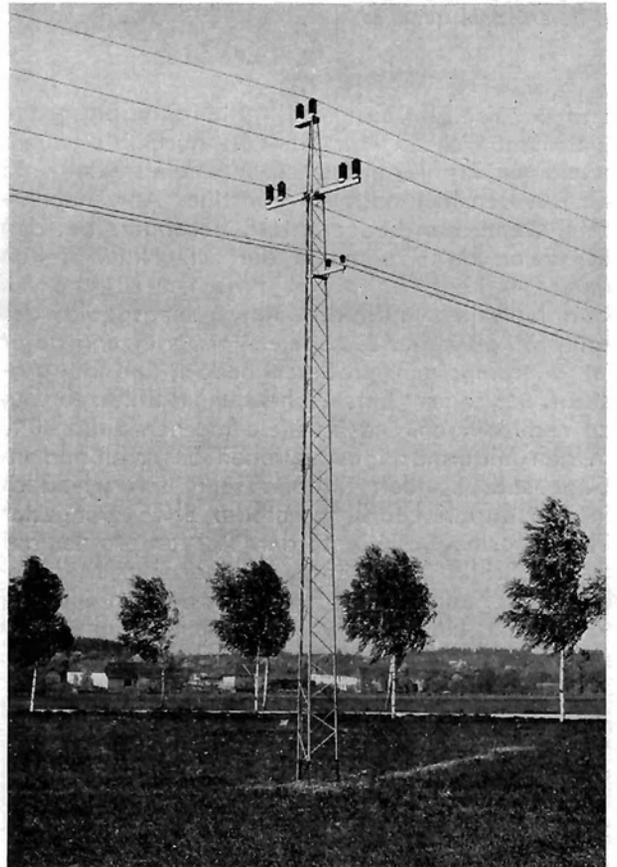


Bild 10: Leitungsmast für eine 25 kV-Leitung

Fig. 10: Transmission tower for 25 kV line

Naturgemäß sind im Gittermastbau die biegebeanspruchten Bauteile nicht so häufig, so daß das Studium der Kaltprofile in diesem Zusammenhang nicht alle Vorteile dieser Profile aufzeigen kann. Es ist sicher, daß die Kaltprofile auf dem Gebiet der biegebeanspruchten Bauteile sehr viele wirtschaftlichere Möglichkeiten erschließen.

Alle diese angestellten Betrachtungen und die Befolgung der Erkenntnisse daraus sind noch immer keine Gewähr dafür, unbedingt eine befriedigende Lösung getroffen zu haben. Der Erfolg wird noch von zwei wesentlichen Dingen abhängig. Es sind dies die Ermittlung und Überprüfung der Tragfähigkeit des Gesamtbauwerkes im Versuch und, wenn nötig, die Neufestlegung der Bemessung. Weiters die Frage, wieweit die Erfahrung des Konstrukteurs ausreicht, einen wirklich wirtschaftlich optimalen Entwurf vorgenommen zu haben, um schließlich doch mit Rechenanlagen dieses Problem objektiv zu lösen.

Ich darf mir erlauben, Sie vom Stand der Entwicklung in diesen beiden Richtungen in Österreich zu informieren, da diese beiden Entwicklungstendenzen in einer Zusammenfassung über die Möglichkeiten eines Leichtbaues einfach nicht fehlen dürfen.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß wir bei einer Reihe von Bauwerken aus Gründen der Wirtschaftlichkeit oder aber auch aus Unkenntnis auf eine exakte theoretische Untersuchung des Verhaltens eines Bauwerkes verzichten müssen. Erst der Versuch gibt uns die Möglichkeit, das Zusammenwirken eines Stabwerkes, wie es zum Beispiel die Gittermaste sind, zu studieren. Er gibt Aufschluß über den wirklichen Kraftfluß im Gegensatz zu einer Berechnung, welche besonders im Falle der Torsion des Mastes infolge eines Seilrisses auf Annahmen beruht. Der Versuch zeigt, wie sich Imperfektionen in der Konstruktion, zum Beispiel außermittige Anschlüsse, auswirken und er zeigt schließlich auch, wie die Bauteile gegenseitig stabilisierend die Tragfähigkeit des Bauwerkes erhöhen. Der Versuch allein gibt also Aufschluß über die Bauwerksfestigkeit, die theoretisch einfach nicht erfaßt werden kann. Er gilt schließlich für viele Bauherren als einzige kommerzielle Bestätigung der tatsächlichen Bauwerkssicherheit. Es ist dies die Entwicklungstendenz im Leichtbau überhaupt, wie sie sich in Amerika schon seit vielen Jahren zuträgt. Am Sektor des Gittermastbaues in Europa bestehen solche Anlagen in Italien, Deutschland, England, Frankreich, Schweiz und nun auch in Österreich.

Die Versuchsziele am kompletten Bauwerk sind: Erstens das Studium über das Verhalten der Bauwerke, um daraus Schlüsse für die Weiterentwicklung zu ziehen, und zweitens der im Vertrag verlangte Versuch zur Bestätigung der geforderten Tragfähigkeit. Letzterer wird sicher auch zum Studium des Verhaltens der Konstruktion wahrgenommen werden. Neben diesen reinen Bauwerksversuchen ist es natürlich notwendig, Versuche an Einzelstäben auszuführen, um aus Ver-

gleichen die Leistungsfähigkeit neu entwickelter Bauglieder abschätzen zu können, oder aber auch nur die Tragfähigkeit zu ermitteln. Diese Einzelversuche haben grundsätzlich mit den Bauwerksversuchen nichts zu tun.

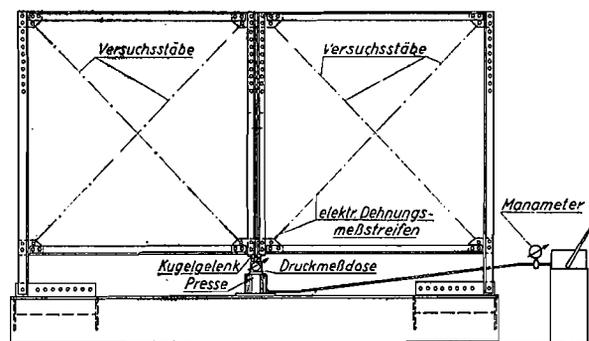


Bild 11: Anordnung der Versuche an Mastdiagonalen

Fig. 11: Arrangement of tests on tower diagonals

Über einige Ergebnisse von Einzelversuchen an Mastdiagonalen wäre folgendes zu sagen:

Die Versuche wurden, wie im Bild 11 dargestellt, angeordnet und durchgeführt: In einem Rahmen wurden zwei Diagonalkreuze — die Versuchsstäbe — eingebaut und die Anordnung ahmt so eine Mastwand nach. Unter dem mittleren Knoten wurde eine hydraulische Presse gesetzt und zwischen dem Druckstempel und dem Rahmenuntergurt eine Druckmeßdose zur Kontrolle des Manometers eingebracht. Der Rahmen wurde vorerst ohne eingebaute Diagonalen gedrückt, um festzustellen, wie groß die Lastaufnahme des Rahmens allein in Abhängigkeit von der Durchbiegung ist.

Das Versuchsprogramm umfaßte vergleichende Versuche mit dem Walzprofil und Tragfähigkeitsnachweise von zwei Diagonalpositionen aus einem 220-kV-Regeltragmast der Verbundgesellschaft. Der Walzwinkel 50.50.5 und der Kantwinkel 49.49.4

Tabelle 1:

Ergebnisse eines vergleichenden Versuches
Knicklänge 150 cm, Materialgüte St 37 S

	Walzprofil	Kantprofil	
		statisch gleichwertig	flächengleich
Profil	L 50/50/5	K < 49/49/4	K < 62/62/4
Fläche [cm ²]	4,80 126,3 %	3,80 100 %	4,80 126,3 %
iiη [cm]	0,98 83 %	1,18 100 %	1,49 126,3 %
λ	153	127	101
ω	3,95	2,72	1,79
rechn. Tragfähigkeit [kp]	2700	3100	5960
Eulerlast [kp]	4240	4840	9840
Tragfähigkeit im Versuch	4140 86 %	4810 100 %	9050 188 %

wurden an zwei Querschnitten sowohl an der Winkelinnenseite als auch an der Winkelaußenseite mit einer Reihe von elektrischen Dehnmeßstreifen beklebt.

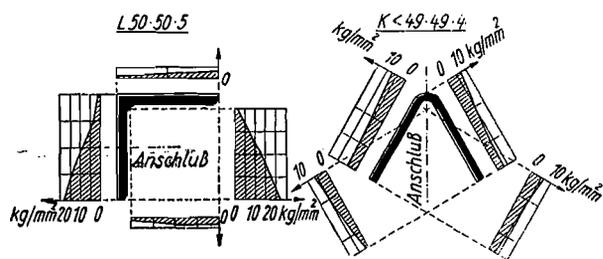


Bild 12: Vergleich der Spannungsverteilung im Walzprofil mit der im Kantprofil

Fig. 12: Distribution of stress on rolled sections compared with cold roll formed sections

So war es möglich, ein Bild über die Spannungsverteilung über den Stabquerschnitt zu erhalten.

Die gequetschten Stabenden zeigten bei keinem Versuch eine Verformung und die Stäbe knickten bei Überschreitung der Knicklast in Feldmitte. Es wurde bei der Festlegung der Quetschformen darauf Rücksicht genommen, daß über einer Schlankheit von 100 sicher der Stab zu knicken beginnt und nicht die gequetschten Enden „weich“ werden. Das heißt also, daß man bei Stäben geringerer Schlankheit durchaus eine Quetschung ausführen kann, nur darf dann die aufzunehmende Stabkraft nicht größer sein als der Stab bei der Schlankheit 100 mit der entsprechenden Sicherheit an Tragfähigkeit besitzt.

Die Bauwerksversuche im Maßstab 1:1 an Gittermasten zeigen erst, wie wenig der Stahlleichtbau auf den Versuch verzichten kann. Es wurde schon erwähnt, daß das Knickproblem beim Gittermast das Hauptproblem darstellt. Ohne auf die verschiedenen Vorschriften eingehen zu wollen, darf ich auf die Fülle der Möglichkeiten hinweisen, die sich aus der Wiedergabe der verschiedenen Knicklinien sofort erkennen lassen. Auf den Gittermast bezogen, kann es aber nicht so viele Möglichkeiten geben, wenn man von den Streuungen absieht, die naturgemäß zu erwarten sind, zum Beispiel infolge Materialgüteschwankungen oder Anarbeitungstoleranzen. Es wird also nur eine wahre Knickkurve, welche allerdings diesen Streuungserscheinungen Rechnung tragen muß, und außerdem erfaßbare Abweichungen von dieser Kurve durch gegebene Voraussetzungen, geben. Exzentrische Stoßausbildung, Stärkenverhältnis von Winkelschenkeln usw.

Die Erarbeitung einer solchen Knickkurve aus dem Versuch wird dadurch erschwert, daß der wahre Kraftfluß von den Annahmen erheblich abweichen kann. Es ist zum Beispiel nicht einerlei, ob die maximale Eckstielkraft aus einem Lastfall herrührt, welcher sich aus der reinen Windlast auf die Seile, also einer reinen Querlast, ergibt, oder ob die theoretisch gleiche Eckstielkraft aus einer Lastkombination aus Windlast und Seilriß mit zwangsläufiger Torsion entsteht. Im letzten Fall sind es besonders die Verdrehungsverformungen, die Kraftverlagerungen bzw. Zusatzbeanspruchungen bewirken. Es tut sich hier ein weites Feld von notwendigen Untersuchungen auf. Der Anreiz zu diesem aufwendigen Vorgehen ist bei dem Serienprodukt „Gittermast“ besonders groß.

Tabelle 2:

Ergebnisse der Versuche von 2 Diagnosen eines 220-kV-Tragmastes
Materialgüte St 37 S

	Diagonale Nr. 18		Diagonale Nr. 13	
	tatsüchl. Ausführung in Kantprofil	zum Vergleich Walzenprofil	tatsüchl. Ausführung in Kantprofil	zum Vergleich Walzprofil
Stabkraft P	1732 kp	1732 kp	1610 kp	1610 kp
erforderliche Schraube	1 M 20	1 M 14	1 M 16	1 M 12
Anschlußstärke	0,4 cm	0,5 cm	0,4 cm	0,5 cm
Profil	K < 40.40.4	L 45.45.5	K < 42.42.4	L 45.45.5
l_k	120 cm	120 cm	147 cm	147 cm
i_{η}	0,920 cm	0,87 cm	0,988 cm	0,87 cm
$\lambda \rightarrow \omega$	131 \rightarrow 2,90	138 \rightarrow 3,22	149 \rightarrow 3,75	169 \rightarrow 4,82
Fläche	3,0 cm ² 100 %	4,3 cm ² 143,5 %	3,2 cm ² 100 %	4,3 cm ² 134,4 %
$\sigma_{zul.} = 2010 \text{ kp/cm}^2$	1660 kp/cm ²	1300 kp/cm ²	1888 kp/cm ²	

Versuchsergebnisse der Kantenprofile

Knicklänge	121,6 cm	144,2 cm	} theoretische Werte
P bei $\sigma = 2010 \text{ kp/cm}^2$	2050 kp	1785 kp	
P bei $\sigma = 2220 \text{ kp/cm}^2$	2270 kp	1975 kp	
Eulerlast	3880 kp	3105 kp	
Last beim Versagen	4350 kp	4210 kp	} Versuchswerte

Die Ermittlung im Gesamtversuch und nicht im Stabeinzelsversuch ist wohl für die Praxis richtig, denn nur so sind alle Imperfektionen eines Bauwerkes mitberücksichtigt. Dieser Hinweis soll die Notwendigkeit der Versuche im Stahlleichtbau unterstreichen.

Bild 13 veranschaulicht eine Reihe von maßgeblichen Knickkurven verschiedener Länder. Interessant ist die Lage der österreichischen Kurve nach ONORM B 4600, allerdings bezogen auf eine Fließgrenze von 2500, um eine Vergleichsmöglichkeit zu erhalten. Die Angaben über die Streuung ausländischer Mastversuche verschaffen einen Überblick, geben aber natürlich keinen Aufschluß für eine konkrete Handhabung. Die Werte aus unseren Versuchen und den Versuchen, an denen wir auf anderen Anlagen teilgenommen haben, liegen auffallend gut im Mittelbereich der ausländischen Angaben. Lediglich im Bereich der hohen Schlankheiten haben wir keine Vergleichsergebnisse, da bei uns die Verwendung hochwertigeren Stahles für Streben nicht üblich ist. Wir haben hierfür die Schlüsse aus dem Material mit der Güte St 37 S gezogen. Auffallend ist weiter, daß im Eulerbereich die verschiedenen Knicklinien so auseinanderliegen und daß die Versuchsergebnisse dort so hoch liegen, was eventuell auf Einspannwirkungen zurückgeführt werden könnte. Die Ergebnisse des Auslandes resultieren aus insgesamt 1077 Tests, von denen 703 in vier Jahren durchgeführt wurden.

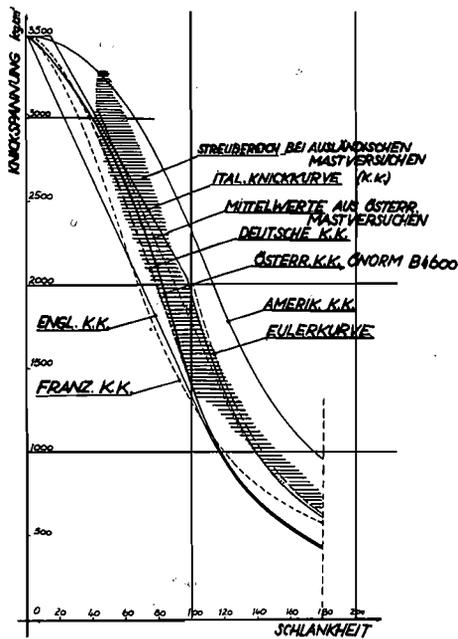


Bild 13: Vergleich verschiedener Knicklinien
Fig. 13: Comparison of various buckling-lines

Bei einer Hochspannungsleitung, in welcher die verschiedenen Masttypen immer wiederkehren, kann ein ungünstig gewähltes System erhebliche Mehrbelastungen verursachen. Das am Einzelbauwerk sicher oft unbedeutende Mehrgewicht steht

hier in der Kostenrechnung einer ausgefeilten Serienproduktion einem Minimum an Lohn gegenüber und wird somit wesentlich gewichtiger; ganz abgesehen davon, daß auch ein kleiner Gewichtsfehler bei hoher Maststückzahl einen erheblichen Gesamtbetrag ergibt. In den meisten Fällen hat man sich in der Wahl der Systeme auf die Erfahrungen der Statiker und Konstrukteure verlassen. Bild 14 zeigt die Abhängigkeit des Mastgewichtes von der Systemform. Es ist daraus zu ersehen, daß bei Verwendung der Kantprofile bei einer bestimmten Form ein Minimum an Gewicht erreicht werden kann. Bei der Wahl des Systems ist darauf Bedacht zu nehmen und es ist erfreulich, daß das erstrebte aufgelockerte System und daher das zarte Fachwerk auch das wirtschaftlichere ist. Statisch bringt ein weitmaschiges System geringere Stabkräfte und damit auch einfache Anschlüsse sowie geringere Fundamentkräfte.

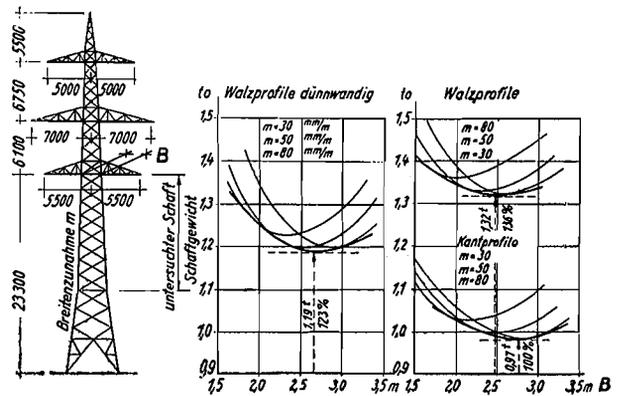


Bild 14: Minimalgewicht eines Mastschaffes

Fig. 14: Minimum weight of a corner leg

Bisher war es üblich, eine ganze Reihe von Mastformen durchzurechnen, um so einen Überblick zu bekommen, bei welcher Form das niedrigste Gewicht oder besser die niedrigsten Kosten zu erwarten sein werden. Mit Hilfe eines Elektronenrechners ist nicht nur eine schnelle Systemmaßermittlung mit anschließender Errechnung des Kraftflusses und somit die Bemessung fehlerfrei möglich, sondern eine derartige Anlage ermittelt in unglaublicher Geschwindigkeit und mit von Menschen unerreichter Präzision nach einem vorgegebenen Variationsablauf das Optimum. Je erfahrener der Konstrukteur ist, welcher die Ausgangsaufnahmen aufstellt, um so schneller wird die Rechenanlage das Optimum errechnet haben. Daß diese hierbei auf die Materialpreise Rücksicht nimmt und den augenblicklichen Lagerbestand beachtet, sind Feinheiten, für die es sich lohnt, ein entsprechend gründlich vorbereitetes Programm anzustreben. Parallel weist die Maschine Bemessungen in allen gewünschten Güten aus und ermöglicht so jederzeit Umdispositionen.

Neben diesen statischen Auswirkungen steckt in der eigentlichen Konstruktionsausarbeitung eine Menge Rechenarbeit. Wie kritisch diese Berechnung zu werten ist, wird klar, wenn man die großen Stückzahlen berücksichtigt. Es wird daher auch nie ohne einen Probezusammenbau die Serienfertigung aufgenommen. Die Rechenanlage erstellt diese Systemrechnungen fehlerfrei in einem Bruchteil der Zeit. Als Beispiel sei die rechnerische Auswertung der Konstruktionsmaße des räumlichen Fachwerkes von 43 verschiedenen Mastfüßen (mit Innenwänden) angeführt: Für das herkömmliche Berechnungsverfahren würden 150 Stunden aufzuwenden sein, hingegen benötigte die Maschine für die gleiche Rechnung 118 Minuten, also rund zwei Stunden.

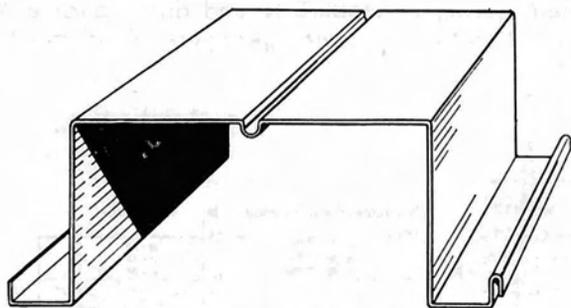


Bild 15: Stahlleichtprofil für eine Deckenkonstruktion

Fig. 15: Light weight steel profile for a ceiling construction

Das weite Anwendungsgebiet der Kaltprofile liegt vielfach noch ungenutzt und unbearbeitet vor uns. In den USA wurden hier sehr wesentliche Vorarbeiten geleistet und es war vor allem Prof. George Winter, der Leiter der Abteilung für Baustatik und Baukonstruktionen der Cornell-University Ithaca N. Y. — übrigens ein gebürtiger Österreicher —, der aus Versuchen wichtige Erkenntnisse für den Stahlleichtbau abgeleitet hat. Der Stabilitätsnachweis von dünnen Blechen nach den vom Knicken hergeleiteten Beulberechnungen läßt nicht die wirtschaftlichsten Lösungen zu. Die Membrantheorie ist mit heranzuziehen. Die von Prof. Winter definierte überkritische Festigkeit gibt die Grenze der Tragfähigkeit an. Ein vom American Iron and Steel Institute herauszubringendes Handbuch wird die Ergebnisse der von Prof. Winter durchgeführten Versuche zusammenfassend enthalten.

Das Kaltprofil ist keine Konkurrenz zum warmgewalzten Profil, sondern aus dem Zusammenwirken von Warm- und Kaltprofil ergibt sich für eine Reihe von Stahlkonstruktionen die wirtschaftliche Lösung, welche das Kaltprofil durch seine Vielgestaltigkeit, Dünnwandigkeit und schließlich durch seine Kaltverfestigung, welche man in Amerika bereits statisch in Rechnung stellt, herbeiführt.

Abschließend seien noch verschiedene Beispiele wahllos aufgezeigt, in denen außer im Mastbau Kaltprofile zur Anwendung gelangen: Da sind die verschiedenen im Wohnungsbau benötigten Wand-

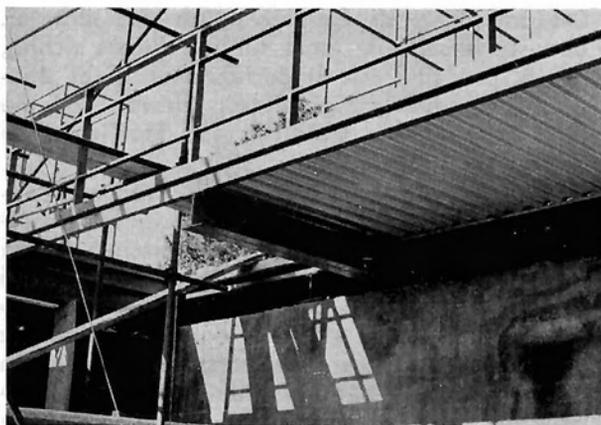


Bild 16: Das Stahlleichtprofil im Hausbau

Fig. 16: Light weight steel section used in buildings

elemente und Deckenkonstruktionen, ferner die Verwendung von Formrohren und von verschiedenen Sonderprofilen im Fahrzeugbau. Ebenso werden bei der Errichtung von Kiosken in der Hauptsache Kaltprofile verwendet und schließlich stellt im Hallenbau das Kaltprofil ein nicht mehr wegzudenkendes Bauelement dar. Besonders aber dem Architekten bietet sich das Kaltprofil nicht nur als tragendes Element, sondern auch als gestaltendes Element an und es ist zu wünschen, daß sich die Entwurfsfreudigkeit des Architekten und des Bauingenieurs an den ästhetischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten dieser Bauweise zum Nutzen unserer Wirtschaft entzündet.

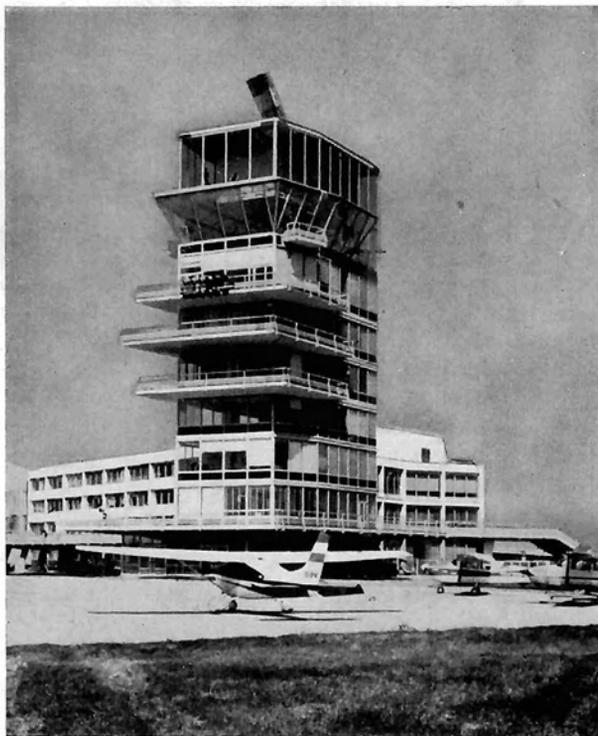


Bild 17: Kontrollturm, konstruiert aus Stahlleichtprofilen

Fig. 17: Control-Mast, made of light weight steel profiles and shapes

Dipl.-Ing. Walter Probst,
VOEST, Linz a. d. Donau

Verwendung von Kunstharzen im Stahlleichtbau

Von Dr. techn. J. Postl, Graz

Kunstharze werden seit etwa 15 Jahren auf verschiedenen Gebieten des Bauwesens in immer größerem Umfange verwendet, in erster Linie in Form von Kunststoffen für Verkleidungen, Eindeckungen und als Basis für Farben der Lack- und Farbenindustrie. Als Verbindungselement setzen sich Kunstharze im Bauwesen dagegen nur außerordentlich langsam durch. Die Ursache liegt darin, daß dieser neue Baustoff einerseits für eine allgemeine Verwendung in seinem Aufbau und seinen Verwendungsmöglichkeiten noch zu wenig bekannt ist und andererseits die nötigen praktischen Erfahrungen weitgehend fehlen. Der Zweck meines Referates soll nun sein, die bei einer Verwendung von Kunstharzen im Stahlbau auftretenden Probleme darzulegen und diese, soweit es dem heutigen Stand der Forschung entspricht, zu erläutern. Es handelt sich hierbei um Probleme der Haftung, der Verarbeitung, der Alterung und selbstverständlich um eine Klärung der Frage der Festigkeiten, der in einer geklebten Verbindung auftretenden Spannungen und der Spannungsverteilung.

Wir wollen die Frage an die Spitze stellen, ob eine Verwendung von Kunstharzen im Stahlbau überhaupt sinnvoll ist, da es sich bei diesen Produkten um chemisch völlig anders geartete Materialien handelt. Diese Frage kann schon von der wirtschaftlichen Seite her positiv beantwortet werden. Zwar wird eine Klebung kaum jemals eine geschweißte oder geschraubte Konstruktion ersetzen können, sie kann jedoch als Ergänzung der bisher üblichen Verbindungs- und Anschlußmittel betrachtet werden. Da überdies einige hochqualifizierte Kunstharze auch einen ausgezeichneten Korrosionsschutz darstellen, ist es naheliegend, sich diese zusätzliche günstige Eigenschaft bei der Herstellung von Verbindungen oder auch für den Korrosionsschutz selbst zunutze zu machen.

Bevor ich nun auf die Verwendungsmöglichkeiten von Kunstharzen im Stahlbau eingehe, möchte ich mir erlauben, Ihnen eine kurze Schilderung des Aufbaues und der Wirkungsweise von Kunstharzen zu geben. Sämtliche im Bauwesen in großem Umfange verwendeten Kunstharze sind Zweikomponentenharze, das heißt, sie bestehen aus einem Harzanteil und einem Härteranteil. Diese beiden Teile werden vor ihrer Verwendung in bestimmten Mischungsverhältnissen zusammengebracht und sorgfältig vermengt. Unmittelbar nach der Vermischung setzt durch Polymerisation die Härtung ein. Die Harzmoleküle verbinden sich mit den Härtermolekülen zu neuen Molekülen und Molekül-Gruppen. Dieser Vorgang tritt anfangs

nur zögernd ein, wird jedoch durch die bei der Polymerisation auftretende Eigenwärme außerordentlich rasch und kräftig beschleunigt. Den Zeitraum zwischen der Verbindung der ersten Moleküle und der optisch erkennbaren Änderung der Konsistenz nennt man Topfzeit. Im Anschluß daran erfolgt bis zur Verfestigung die Aushärtung. Dieser folgt noch ein Zeitraum, in dem sich optisch keine Veränderung des Harzfilmes mehr feststellen läßt, während die Festigkeit des Harzfilmes nach wie vor zunimmt. Diesen Zeitraum nennt man die Resthärtung.

Der Stahlbau muß an ein Kunstharz besondere Anforderungen hinsichtlich Elastizität, Festigkeit und Alterung stellen. Für geklebte Verbindungen kommen hier Harze in Frage, welche sich den Eigenschaften des Stahles möglichst anpassen können. Man wird also in erster Linie solche Harze verwenden, die sowohl Lösungsmittel- als auch weichmacherfrei sind. Lösungsmittel und Weichmacher verflüchtigen sich im Zuge der Aushärtung und lassen Poren zurück, welche zu einer Versprödung des Materials und damit zu einer raschen Alterung führen. Gerade die Alterungsbeständigkeit ist es jedoch, welche den Stahlbauer nur zögernd zu einem Einsatz der Kunstharze greifen läßt. Während man bei Stahlkonstruktionen immerhin mit einer Lebensdauer von 60—80 Jahren rechnet, sind Kunstharze, welche sich für den Einsatz im Stahlbau eignen, bestenfalls seit 5—6 Jahren auf dem Markt und mit der im Stahlbau üblichen Präzision noch keineswegs erforscht. Wir stehen hier noch im Anfangsstadium und die Verwendung von Kunstharzen geht nicht über einzelne Großversuche hinaus. Es möge betont werden, daß sich für kraftschlüssige Verbindungen im Stahlbau derzeit lediglich Epoxy-Harze, sowie besonders die Harze der Sinmast-Gruppe eignen, da sich diese Harze durch besonders hohe Festigkeiten und günstige Alterungseigenschaften auszeichnen. Es wurde vor allem bei der Sinmast-Reihe ein Harz geschaffen, dessen Resthärtung sich über mehrere Jahre erstreckt. Der Beginn der Alterung setzt naturgegeben mit der Beendigung dieser Resthärtung ein. Schnelltests haben für Sinmast ergeben, daß bei einer Vergleichslebensdauer von 20 Jahren keine erkennbare Alterung zu verzeichnen ist.

Für den Stahlbau von eminenter Wichtigkeit ist die Frage der Haftung. Die Ergebnisse der hier durchgeführten Forschung zeigen, daß die Haftung weder auf einer mechanischen Verankerung zwischen Harz und Stahl, noch auf chemischen Einflüssen beruht, sondern hierfür Nebenvalenz-

kräfte, die sogenannten Van der Waalschen Kräfte, verantwortlich sind. Diese Kräfte sind elektronischer Natur, also die gleichen, welche den Zusammenhalt der einzelnen Moleküle eines einheitlichen Materials bewirken. Sie bilden an der Oberfläche eines Materials ein Grenzflächenfeld hoher Intensität aus. Die Wirkung dieser Kräfte erstreckt sich jedoch über nicht mehr als die Höhe maximal eines Moleküls. Es konnte ferner der Nachweis erbracht werden, daß diese Grenzfläche in ihrer Wirksamkeit durch Bearbeitung beliebiger Art (Beizen, Schleifen oder Sandstrahlen) nachhaltig erhöht wird. Daraus ist zu ersehen, daß man mit solchen Kunstharzen eine einwandfreie Adhäsion erzielen kann, bei denen es möglich ist, den Molekularabstand zwischen Harz und Stahl zu unterschreiten. Dieser Umstand ist auch als Ursache zu werten, daß ein stark mit Füllstoffen versehenes Harz auf Stahlflächen relativ schlecht haftet. Hier ist die Anordnung einer Haftbrücke, also eines Voranstriches, mit einem sehr schmiegsamen Harz erforderlich. Von grundlegender Bedeutung ist eine sorgfältige Vorbereitung der zu behandelnden Stahlflächen. Es sind also vor dem Benetzen der Stahloberfläche grundsätzlich Rost, Walzhaut, Fett, Schmutz und selbstverständlich auch eventuell anders geartete Anstriche zu entfernen. Gerade hier wird, so banal dies auch klingen mag, oft die nötige Sorgfalt außer acht gelassen. Die Problematik wird sofort klar, wenn man sich vor Augen hält, daß man ja nicht die Walzhaut oder den Rost, sondern den darunterliegenden Stahl schützen bzw. verbinden will. Die beste Vorbehandlung ist in jedem Fall das Sandstrahlen. Sandstrahlen nimmt sämtliche Trennschichten restlos weg und schafft eine absolut geeignete Oberfläche. Der gleiche Effekt läßt sich durch ein sorgfältiges Schleifen der Oberfläche erzielen, jedoch ist dieser Arbeitsgang in den meisten Fällen unwirtschaftlich. Kunstharze, welche ein Beizen der Oberfläche erfordern, scheiden in der Stahlbauindustrie wegen der umständlichen Arbeit und der teuren, hierzu erforderlichen Einrichtung aus.

Kunstharzanstriche und -verbindungen werden im Verlauf ihrer Lebensdauer starken Angriffen durch die Atmosphäre und zum Teil verschiedenartige Chemikalien unterworfen. Hier seien zu nennen in erster Linie die Einflüsse von Kälte und Hitze, von Regen, Nebel, Schnee und den in der Luft enthaltenen Säuren, Laugen und nicht zuletzt den aus dem Kraftfahrzeugverkehr herrührenden Abgasen. Diese Einflüsse schließen die Verwendung einer weiten Gruppe von Kunstharzen aus. Es ist verständlich, daß man in der Stahlindustrie keine Kunstharze verwenden wird, welche eines gesonderten Korrosionsschutzes bedürfen. Besondere Widerstandsfähigkeit haben hier eine Reihe von Epoxy-Harzen sowie die Harze der Gruppe Sinmast gezeigt, welche sich absolut laugenbeständig sowie weitgehend säurefest und beständig gegen alle gebräuchlichen Treibstoffe gezeigt hat. Die Sinmastharze unterscheiden sich von den reinen Epoxy-Harzen durch einen Anteil von Butonharzen,

welcher den Einsatz von Lösungsmitteln und Weichmachern überflüssig macht, den Harzen eine vollständige bzw. weitgehende Wasserunempfindlichkeit verleiht und durch Steuerung des Anteils an Buton einen variablen E-Modul zwischen 10 000 und 300 000 kp/cm² gestattet. Das Schwindmaß dieser Harze beträgt $3 \cdot 10^{-5}$. Ein österreichischer Großbetrieb, welcher mit stark laugenhaltiger Atmosphäre zu kämpfen hat, verwendet als Korrosionsschutz von Behältern die Harze der Sinmastreihe mit außerordentlich gutem Erfolg. Am Rande sei noch erwähnt, daß die meisten der verwendeten Kunstharze ausgezeichnete isolierende Eigenschaften haben.

Ich möchte das allgemeine Bild der Kunstharze mit einer kurzen Schilderung der mechanischen Eigenschaften schließen. Die Epoxy-Harze sowie die elastischen Harze der Sinmastreihe erzielen Druckfestigkeiten zwischen 700 und 1000 kp/cm². Die Schubfestigkeiten liegen zwischen 200 und 400, die Biegefestigkeiten zwischen 100 und 300 kp/cm². Zulässige Spannungen oder gewährleistete Festigkeitseigenschaften werden weder durch die einzelnen Herstellerfirmen gegeben, noch sind in den einschlägigen Vorschriften in Verbindung mit den Stahlbauvorschriften irgendwelche Werte angegeben. Es ist jedoch bekannt, daß die im Stahlbau brauchbaren Kunstharze im Laufe der Zeit ihre Festigkeit verändern. Bei belasteten Konstruktionen ist der Anteil der ständig wirkenden Last von ausschlaggebender Bedeutung. Versuche haben ergeben, daß unter dauernder Beanspruchung stehende Harzfilme ihre Festigkeit im Laufe der Zeit verringern. Die Festigkeit solcher Verbindungen sinkt bei einzelnen Harzen im Dauerstandversuch bis zu 50 % ab. Ein noch ungünstigeres Bild zeigt sich bei einer Schwell- oder Wechselbeanspruchung. Dynamisch beanspruchte Klebefilme verlieren einen Großteil ihrer Festigkeiten, die Bruchlast kann hier in einzelnen Fällen bis zu 20 % absinken. Sichere, für den Praktiker verwendbare Angaben sind auch hier nicht vorhanden. In der Praxis ist dieses Bild etwas günstiger durch die Tatsache, daß für eine Klebung bei klebegeeigneter Konstruktion immer die erforderlichen Flächen zur Verfügung stehen.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Verwendung von Kunstharzen ergibt sich aus der Tatsache, daß alle Harze unter Dauerbelastung mehr oder weniger kriechen. Auch hier geben die Epoxy-Harze das beste Bild, sie haben jedoch gewisse Ansätze zu einer Versprödung des Materials zumindest bei diesen Harzen, bei denen Weichmacher oder Lösungsmittel verwendet werden. Auf Grund der Zusammensetzung der Harze der Sinmastreihe ist hier ein günstigeres Bild zu erwarten. Endgültige Daten können erst nach Beendigung einer gegenwärtig laufenden Versuchsreihe gegeben werden. Die Temperaturbeständigkeit der Epoxy- sowie der Sinmastharze ist für die stahlbaulichen Zwecke gut. Der Einfluß der Temperatur wird zwischen -40° und $+70^{\circ}$ vernachlässigbar sein. Ganz allgemein neigen Kunstharze bei extrem tiefen Tem-

peraturen zur Versprödung, während sie bei höheren Temperaturen allmählich Festigkeitseinbußen erleiden und endlich zerstört werden. Allgemein gültige Werte können hier nicht gegeben werden, sie sind je nach dem betrachteten Harz völlig verschieden.

Die im nachstehenden geschilderten Einsatzmöglichkeiten wurden durch eigene Versuche überprüft. Ich wählte für diese Versuche die Kunstharze der Firma Sinmast, deren wesentliche Eigenschaften ich bereits geschildert habe. Es sei noch erwähnt, daß es möglich ist, diese Kunstharze zu einem hohen Prozentsatz mit Füllstoffen zu versehen. Ebenso haften Sinmastfilme auf bereits vollkommen durchgehärteten Sinmastvoranstrichen in hervorragender Weise. Die gegenwärtigen Verwendungsmöglichkeiten von Kunstharzen in Verbindung mit Stahl umfassen Beschichtungen, Klebungen Stahl mit Stahl oder Stahl mit anderen Baustoffen sowie das weite Gebiet des Korrosionsschutzes. Beschichtungen auf Stahl verfolgen den Zweck, gleicherweise einen Korrosionsschutz und einen hochabriebfesten, elastischen Fahrbelag zu schaffen. Die Abriebfestigkeit des Belages richtet sich dabei nach dem Füllstoff. Hier bieten sich Elektrokorund-Redurit und Basaltsand an. Elektrokorund wird man in speziellen Fällen verwenden, wenn eine besonders hohe Widerstandsfähigkeit verlangt ist. In normalen Fällen wird Elektrokorund zu hohe Kosten verursachen. Man erhält allerdings mit diesem Füllstoff die Abriebfestigkeit einer Schleifscheibe. Mit Rücksicht auf die starke Abnutzung von Gummibereifungen dürfte dieser an und für sich hochqualifizierte Belag für den Brückenbau nicht geeignet sein. Hier kommt Basaltsand in Frage, wobei das Mischungsverhältnis Harz:Füllstoff zwischen 1:3 und 1:5 liegen müßte. Die Korngröße des Füllstoffes ist entsprechend abzustufen, das größte Korn darf maximal zwei Drittel der Belegstärke sein. Beläge dieser Art werden aufgespachtelt. Ein Voranstrich mit Sinmast ist zur Erhöhung der Haftfestigkeit immer erforderlich. Derartige Beläge eignen sich hervorragend anstelle der Feuerverzinkung bei Fahrbelagübergängen, bei Auslaufpanzerungen und Dichtungen im Stahlwasserbau, bei Wildbachverbauungen, soweit hier Stahl eingesetzt wird, sowie grundsätzlich zum Schutze aller Stahloberflächen, die einem hohen, mechanischen Abrieb ausgesetzt sind. Die Schichtstärke eines solchen Belages, welcher außerdem einen erstklassigen Korrosionsschutz darstellt, muß je nach den gestellten Anforderungen 1—3 mm betragen. Für orthotrope Platten dürfte dieser Belag trotz seiner qualitativen Eignung problematisch sein, da einerseits die geringe Schichtstärke keine Lastverteilung erlaubt, andererseits infolge des Schweißverzuges derartiger Konstruktionen eine vollkommen plane Oberfläche nicht zu erzielen ist. Erfahrungsgemäß müßte ein derartiger Belag mindestens 10 mm stark sein und wird dadurch unwirtschaftlich. Eine Ausnahme bilden orthotrope Platten beweglicher Brücken, bei welchen Asphaltbeläge

nicht absolut rutschsicher angebracht werden können. In diesem Fall könnte man wegen des geringen Eigengewichtes eine derartige Beschichtung in Stärken ausführen, die sich aus dem Schweißverzug ergeben, welcher bei besonders sorgfältiger Bearbeitung möglichst gering zu halten wäre. An Ausführungen liegt meines Wissens lediglich eine Beschichtung eines Fahrbelagüberganges der Eiderbrücke Friedrichsstadt vor, welche im Frühjahr 1961 hergestellt wurde.

An Klebungen von Stahl mit anderen Baustoffen wäre auf den Großversuch der Verbundbrücke über den Mühlgang im Zuge der Zufahrt zum Fernheizkraftwerk Graz zu verweisen (Bild 1). Die Obergurte der fünf Stahlträger wurden nach



Bild 1

deren Herstellung sandgestrahlt und in etwa einer Schichtstärke von 180 μ mit Sinmast UW als Korrosionsschutz und Haftbrücke vorgestrichen. Nach Montage der Träger erfolgte die Herstellung der eigentlichen Klebefuge an der Baustelle an einem regnerischen Tage bei einer Lufttemperatur von +10° C. Die Obergurte waren vollkommen mit Wasser bedeckt, welches mit Preßluft abgeblasen wurde. Anschließend erfolgte der eigentliche Klebeanstrich mit Sinmast 2 auf die regennassen Obergurten in einer Stärke von etwa 200 μ . Im Verlaufe von etwa einer Stunde, also noch im klebeaktiven Zustand, wurde normaler Ort beton in einer Stärke von 16 cm aufbetoniert (Bild 2). Zur Sicherung der Klebeverbindung dienten hochfeste Schrauben der Güte 10 K. Dieser Versuch eröffnet die Möglichkeit, Fertigbetonplatten oder Ort betonplatten im Verbund mit Stahlträgern zu verkleben. Ein Spannungsproblem tritt hier für den Kleber nicht ein, da die Schubfestigkeit der Kunstharze über der Schubfestigkeit von Beton liegt. Die Berechnung der Verbindung hat daher unter Berücksichtigung der zulässigen Schubspannung des Betons zu erfolgen. Versuche, welche an der Grazer Technischen Hochschule durchgeführt wurden, ergänzten und bestätigten das bei der Herstellung der Mühlgangbrücke gewonnene Bild.

Im Hinblick auf noch unbekannte Alterungsvorgänge bei 30jährigem und darüber liegendem Bestand einer solchen Klebeverbindung, sowie infolge des weitgehenden Fehlens wissenschaftlich belegter Alterungsversuche kann eine ausschließliche Klebung von Stahlkonstruktionen ohne jede Sicherung noch nicht empfohlen werden. Es erscheint zweckmäßig, bei Verbundbrücken zusätzlich hochfeste Schrauben oder Peco-Dübel, bei anderen Klebeverbindungen hochfeste oder rohe Schrauben zumindest als Abhebesicherung vorzusehen. Die Anzahl der Schrauben kann so ge-



Bild 2

wählt werden, daß bei einem eventuellen Versagen der Klebeverbindung die Fließgrenze im Anschlußmaterial nicht überschritten wird. Es sei noch erwähnt, daß die Möglichkeit besteht, bei orthotropen Platten Asphaltbeläge mit Hilfe von Kunstharzen mit der Stahlbahn zu verkleben. Durch diesen Prozeß erhält man die durch den Asphalt bedingte gewünschte Lastverteilung für Einzellasten und überdies einen erstklassigen, elastischen Korrosionsschutz des Stahlbleches, welcher die bisher üblichen Isolierungen im Brückenbau qualitativ überragt und durch den Entfall von Estrichen zu geringeren Eigengewichten führt.

Verklebungen von Stahl mit Stahl können unbedenklich und ohne jede Sicherung angewendet werden, sofern es sich um reine Verkleidungen handelt, welche planmäßig nicht belastet werden. Durch die Klebung der hier meist verwendeten Feibleche sind Verzüge vermieden, welche sich beim Schweißen dieser Bleche auch bei größter Sorgfalt unvermeidlich ergeben. Da die heute verwendeten Kunstharze ohne Druck oder Wärmezufuhr aushärten, genügt es, die zu verklebende Fläche auf ihre tragende Unterkonstruktion satt aufzulegen. Allenfalls kann ein solches Aufliegen durch Verwendung von Schraubenzwingen oder bei horizontalen Flächen durch kurzfristige Belastung mit Blechen oder Trägerlagen erzwungen werden.

Kraftschlüssige Verbindungen Stahl mit Stahl sind in erster Linie für Baustellenstöße und Fachwerkknoten wirtschaftlich. Der Vorteil der Kle-

bung liegt darin, daß die Anschluß- bzw. Stoßstellen bereits im Werk mit einem Voranstrich versehen werden können. Die sandgestrahlten Flächen sind dann bereits voll korrosionsgeschützt, eine weitere Behandlung dieser Stellen an der Baustelle erübrigt sich. Man wird auf den Voranstrich den eigentlichen Klebeanstrich im Bereich der zu verbindenden Stahlteile aufbringen und die Konstruktion nach dem Zusammenfügen der entsprechenden Bauglieder durch einzelne hochfeste oder rohe Schrauben schließen. Auch hier ist darauf zu achten, daß die Schraubenanzahl bei einem etwaigen Versagen des Klebestoffes ausreicht, die Spannungen in der dann ausschließlich wirkenden Schraubenverbindung nicht über die Fließgrenze ansteigen zu lassen.

Die Spannungsverteilung in einer geklebten Verbindung ist systematisch noch nicht völlig geklärt. Es ist lediglich bekannt, daß sämtliche Kunstharze mehr oder weniger Kriecherscheinungen aufweisen. Außerdem führt eine belastete Klebeverbindung zu Spannungsspitzen an den Rändern der geklebten Laschen. Das Ausmaß dieser Spannungsspitzen bzw. dieser Spannungsverteilung in einer geklebten Verbindung sowie die sehr wenig durchleuchteten Probleme der Schwell- und Wechselfestigkeit sind noch durch Versuche zu klären. Es mag erwähnt sein, daß Anschlüsse und Stöße grundsätzlich zweischnittig auszuführen sind, um Exzentrizitätsmomente und damit ein Auftreten von Abschälkräften zu vermeiden.

Ein weites Gebiet umfaßt die Verwendung von Kunstharzen im Zusammenhang mit dem Korrosionsschutz von Stahl und Stahlkonstruktionen. Wir können die hier zu verwendenden Anstriche unterteilen in solche, welche einem hohen Abrieb ausgesetzt sind, in Anstriche, welche einer hohen Belastung durch Industriatmosphäre oder Chemikalien zu widerstehen haben und in den normalen Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen. Anstriche mit hoher mechanischer Belastung werden im Stahlwasserbau eingesetzt, ebenso in gewissen Abschnitten des Maschinenbaues, vor allem des Pumpenbaues. Allen diesen Fällen ist eine Beanspruchung durch Geröll, geschiefbeführendes Wasser oder sonstige verunreinigte Flüssigkeiten gemeinsam.

Gegenwärtig läuft ein Versuch für den Korrosionsschutz einer Propellerpumpe für die Zuckerindustrie, welche in ihrem Betrieb einem hohen Abrieb ausgesetzt ist (Bild 3).

Bei dem gegenwärtigen Stand der Kunstharztechnik können besonders korrosionsgefährdete Konstruktionsteile, wie Lager und Fahrbahnübergänge mit einem zweimaligen Anstrich in einer Gesamtschichtstärke von zirka 200 μ voll korrosionsgeschützt werden. Ein Kunstharzanstrich wird bei qualitativer Gleichwertigkeit billiger sein als eine Feuerverzinkung. Ebenso sind Kunstharzmörtel für Verankerungen von Stahlkonstruktionen in Betonfundamenten ohne weiteres verwendbar.

Der normale Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen ist insbesondere dann schwierig, wenn den

schädlichen Einflüssen von See- oder Industrieatmosphäre begegnet werden muß. Kunstharze mit Zusätzen von Weichmachern oder Lösungsmitteln sind nur bedingt einsetzbar, da die zurückbleibenden Poren den Eintritt feinsten Flüssigkeitsmoleküle ohne weiteres gestatten und damit die korrosionsschützende Wirkung eines Anstriches im Laufe der Zeit aufgehoben wird. Organische Pigmente sind einer raschen Zerstörung ausgesetzt und daher nicht verwendbar.

Vorversuche mit Sinmast haben gezeigt, daß sich diese Harze infolge ihrer ausgezeichneten Resistenzeigenschaften gegen atmosphärische Einflüsse, Laugen, Treibstoffe und gegen die meisten Säuren für einen Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen eignen könnten. Als Farbzusätze könnten Metallpigmente eingesetzt werden, welche einer Zerstörung durch Witterungseinflüsse nicht in dem Maße ausgesetzt sind wie organische Pigmente. Erschwerend tritt hinzu, daß ein Großteil der verwendbaren Pigmente auf die Härtungsdauer von Einfluß ist. Es ist überdies ein Anstrichaufbau zu entwickeln, bei welchem, verbunden mit einer guten Streichfähigkeit, eine Versprödung nach der Aushärtung vermieden wird. Gleichzeitig müßte der Anstrich in einem, höchstens zwei Arbeitsgängen ausgeführt werden.

Ich habe mich bemüht, mit meinen Ausführungen ein möglichst umfassendes Bild der gegenwärtigen Problematik der Verwendung von Kunstharzen im Stahlbau zu geben, ein abschließendes, wissenschaftlich fundiertes Ergebnis wird erst nach

Durchführung derzeit laufender Versuche gebracht werden können. Bei dem derzeitigen Stand der Forschung ist die Verwendung von Kunstharzen im Stahlbau ohne weiteres möglich, soweit es sich nicht um kraftschlüssige Verbindungen Stahl mit Stahl handelt. Im letzteren Fall wird man,

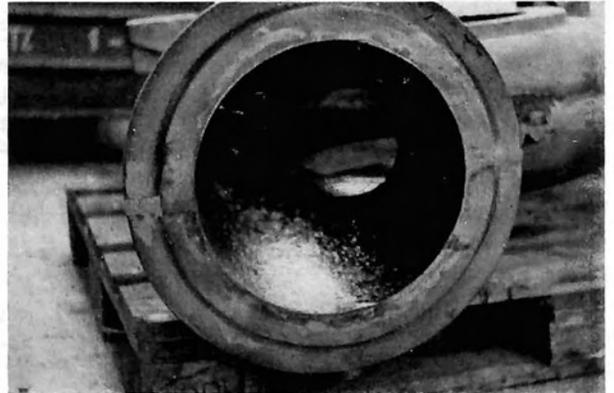


Bild 3

sofern für das zur Verwendung gelangende Harz kein Gutachten über Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften vorliegt, einen sorgfältig aufgebauten Grundsatzversuch auszuführen haben.

Dipl.-Ing. Dr. techn. Johannes Postl,
Maschinenfabrik Andritz AG,
Graz-Andritz

Forschungsarbeiten über die Anwendung von Kunstharzklebern an der Technischen Universität für Bau- und Verkehrswesen Budapest

Von Dipl.-Ing. Miklós F a b e r, Budapest

Am Lehrstuhl für Stahlbau der Budapester Technischen Universität werden seit mehreren Jahren Forschungsarbeiten mit Kunstharzklebern betrieben, die zur Hoffnung Anlaß geben, daß die industrielle Anwendung des Metallklebens den Weg in das Gebiet des Ingenieurbauwesens finden wird.

Im nachstehenden sei ein kurzer Überblick über die bisherigen Arbeiten gegeben:

1. Mit kleinen Probestäben wurden mehr als 2000 Klebverbindungen geprüft. Hierbei wurden sowohl die Vorbehandlung der Oberflächen als auch die Klebetechnologie variiert. Als Grundmaterial fanden Stahl und Aluminiumlegierungen Verwendung. Die wichtigsten Festigkeitswerte der Klebmittel ungarischer Provenienz wurden bei diesen Versuchen festgestellt. Als optimale Werte für τ_{ZUG} -scher ergaben sich bei Kaltklebern rund 260 kp/cm² und bei Warmklebern rund 300 kp/cm².

2. Mit Rundstahlstäben, die an ihrer Stirnfläche zusammengeklebt waren, wurden mehrere Hunderte von Versuchen durchgeführt, um die Zugfestigkeit der Klebverbindungen zu ermitteln.

3. Die Alterungsbeständigkeit der Klebverbindungen wurde geprüft. Die längste Prüfzeit war ein halbes Jahr. Dabei ergab sich, daß die Klebstoffe aus ungarischer Herstellung ihre Höchstfestigkeit nach ungefähr acht Tagen erreichen. In den nächsten drei Monaten sinkt dieser Höchstwert um zirka 30% ab. Während weiterer drei Monate verändert sich diese Festigkeit aber dann nicht mehr wesentlich.

4. Klebverbindungen an kleinen Probestäben wurden unter dem Einfluß einer ständigen Dauerlast teils im Laboratorium und teils im Freien geprüft. Obwohl die Stäbe vor unmittelbarem Regenfall geschützt waren, waren die Ergebnisse im letzteren Fall sehr unbefriedigend. Bei den Laboratoriumsversuchen waren die Erfolge besser und es ergab sich eine ausreichende Lebensdauer. Die Dauerlast betrug 50% der Bruchlast.

Diese Versuche werden jetzt mit größeren Probestäben wiederholt, weil die Ergebnisse der Versuche an kleinen Probestäben wohl nicht als maßgebend für größere Abmessungen angesehen werden können.

5. Geklebte und gleichzeitig punktgeschweißte Großprobestäbe wurden statischen und dynamischen Versuchen unterworfen. Unter ruhender Last

ergibt sich zwischen der nur punktgeschweißten und der auch geklebten Verbindung kein großer Unterschied. Das Ermüdungsverhalten der geklebt-punktgeschweißten Verbindung ist aber viel günstiger. Hier zeigte sich eine sieben- bis achtfache Lebensdauer. Die Ursache ist darin begründet, daß die Klebeschicht eine bessere, gleichmäßigere Spannungsverteilung herbeiführt.

6. Die Versuche auf dem Gebiet der kombinierten geklebten-geschraubten Verbindung sind noch nicht abgeschlossen, aber die bisherigen Ergebnisse sind denen bei der geklebt-punktgeschweißten Verbindung analog. Die Kombination von Kleben und Schrauben scheint für Baukonstruktionen sehr aussichtsreich und vorteilhaft. Die Schrauben können die Abschälbeanspruchungen und die ständigen Lasten aufnehmen, während die Klebeschicht auch nach ihrem eventuellen Zugrundegehen noch nützlich ist, weil sie die Reibung erhöht. Es gibt auch noch andere Vorteile: Die Montage ist leicht und einfach und die Konstruktion kann schon vor dem Aushärten des Klebers belastet werden.

7. An der Technischen Universität Budapest wurden auch sehr gute Erfahrungen mit Klebverbindungen bei der Herstellung von Modellen für Stahlkonstruktionen gemacht, die aus abgekanteten Aluminiumblechen mit 0,3 bis 0,5 mm Stärke bestanden.

8. Im Jahre 1960 wurden Untersuchungen über die Festigkeit von Kunstharzmörtel, Kunstharzbeton und Verbundkörpern aus kleinen Stahlblechen und Kunstharzbeton begonnen, die sehr günstige Zwischenergebnisse lieferten. Offen ist noch die Frage der Wirtschaftlichkeit des Kunstharzbetons. Die Untersuchungen werden 1963 mit Unterstützung des ungarischen Ministeriums für Verkehrswesen fortgesetzt.

9. Seit mehreren Jahren beschäftigt sich das Laboratorium des Lehrstuhles für Stahlbau mit den Problemen geklebter Eisenbahnschienen. Hierbei ist besonders darauf Rücksicht zu nehmen, daß sich der Kleber zur Herstellung eines isolierten Gleisfeldes eignet, das für die Signal- und Sicherungsvorrichtungen notwendig ist. Dabei wurde festgestellt, daß die statische Tragfähigkeit der geklebten und geschraubten Laschenverbindung ungefähr doppelt so hoch wie die der gewöhnlichen Laschenverbindung ist. Bei diesen Untersuchungen stellt die Wärmeempfindlichkeit der Kleber ein besonderes Problem dar.

10. Im Laufe der theoretischen Forschungsarbeiten wurde die Differentialgleichung der Schubspanver-

teilung mit einer Näherungsmethode gelöst. Dabei fanden sich für die Berechnungspraxis gut verwendbare Zusammenhänge. Nach den Erfahrungen der Technischen Universität Budapest werden die Festigkeitseigenschaften eines Klebers durch zwei Konstanten charakterisiert. Die erste ist eine fiktive Scherfestigkeit, die zur Überlappungslänge gleich Null gehört; die andere ist eine Schubbeanspruchung, die eine Verschiebung von der Größe Eins hervorruft

(Federkonstante). Diese Konstanten kann man experimentell bestimmen und damit die Tragfähigkeit der Klebverbindung feststellen.

Mit den geschilderten Untersuchungen waren die Herren Dipl.-Ing. F. Szépe, Dipl.-Ing. A. Szittner, Dr. techn. Dipl.-Ing. P. Plattly und Dipl.-Ing. M. Faber befaßt.

Dipl.-Ing. Miklós Faber,
Oberassistent der Lehrkanzel für Stahlbau
an der Technischen Universität Budapest

Extracts

Elements of Lightweight Steel Structures

by Prof. Dr. techn. et phil. Dr. h. c. Leo Kirste, Wien Page 3

Outgoing from the term „load density“ the suitability of various types of constructions are being examined. Member constructions are best suitable for smaller load densities whereas only three dimensional full-web-type constructions, such as shell-, box- and folded type con-

structions take up greater load densities. Special consideration shall be given in using folded thin-walled members i. e. tension members at the point where the forces are being introduced and due to spacing and buckling of compression members.

Structural Steelwork for Buildings and Bridge Construction seen from the Point of View „ECONOMY“

by Dir. Dipl.-Ing. Dr. techn. Felix Cichocki, Graz Page 9

Considering the cost factors it is evident that the total production cost are only partially influenced by the steel construction sector. Therefore the necessity arises to work

out total projects bearing in mind, that the economical factor is not carried by the steel construction sector alone.

Design and use of stage machineries in modern Theater Constructions

by Prof. Dipl.-Ing. Walther Unruh, Wiesbaden Page 18

By means of slides the lecturer describes the advance in developing structural design for theaters. In taking advantage of hydraulic and electric drive units, a num-

ber of new possibilities were offered by which the appearance and decoration of the theater were completely changed.

Steel used in the Mountain Area

by Dir. Dipl.-Ing. Franz Gumbtsch, Zeltweg Page 23

The advantages of using steel in the mountain area are commentated: above all the short construction period,

dismountability of parts and resistance against corrosion.

Viewpoint on the Lightweight Steel Work with regard to Design and Design Computation

by Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann Beer, Graz Page 31

The lecture gave a general view of the results of the most important work in the line of the theory of stability for lightweight steel structures, whereby primarily the conclusions resulting therefrom with regard to constructive designs of single and built up lightweight steel sections for lattice-type and framework systems were drawn.

Apart from stability problems, also questions concerning technic in connection with the tensile strength occurring predominantly at joints in lattice- and frame type constructions have been dealt with and the relevant test results are disclosed.

Lightweight Steel Sections – their use for Overhead Transmission Lines and in other Field

by Dipl.-Ing. Walter Probst, Linz/Donau Page 59

With the application of lightweight steel sections in the special field of overhead transmission lines, considerable savings in weight have been achieved. The utilization of cold roll-formed sections offer a number

of statical and constructive advantages. In connection with thin-walled rolled sections and steel of higher quality extremely economic structures have been developed.

Use of synthetic Resin in Structural Steelwork

by Dipl.-Ing. Dr. techn. Johannes Postl, Graz Page 59

Problems of adhesion and in this connection pre-treatment of steel as well as questions of aging were discussed. The general description closes with an expli-

cation of the mechanical properties of the resins required for structural steelwork.

Research work on the application of synthetic resin as adhesive substance carried out on the Technical University for building and traffic matters in Budapest

by Dipl.-Ing. Miklós Faber, Budapest Page 64

The paper gives a survey of the latest results in research work.