

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVERBANDES



Stahlbau

Kundschau

Heft 32 – 1968
SONDERHEFT
ÖSTERREICHISCHE
STAHLBAUTAGUNG 1967
SALZBURG

Inhalt

Stahlbau morgen – wo stehen wir heute? Beispiel Ruhr-Universität (Architekt Dipl.-Ing. H. Petschnigg)	Seite 3
Technik des Stahlbaues für die Institutsgebäude I A, I B und I C der Universität Bochum (Obering. Dipl.-Ing. F. Schäfers)	Seite 9
Stahlhochbau und Brandschutz – Situation und Zukunft (Dr.-Ing. P. Boué)	Seite 15
Stahlbau aus der Sicht des Architekten (Zivilarchitekt A. Hoch)	Seite 24
Betrachtungen zur Bauwerkssicherheit (o. Prof. Dr. techn. H. Beer)	Seite 29
Über die Baugeschichte der Salzburger Festspiele (Arch. Prof. Dr. techn. h. c. C. Holzmeister)	Seite 41
Das Walzwerk und die Stahlhochbauten im neuen Bürozentrum der VOEST (Direktor Dr. techn. H. Schön)	Seite 42
Die Gletscherseilbahn Kaprun (Direktor Dr. techn. R. Heckel)	Seite 44
Extracts	Seite 47

Contents

Structural Steelwork of Tomorrow. Where we are Today? Example "Ruhr-University" (Architekt Dipl.-Ing. H. Petschnigg)	Page 3
Constructional Steelwork Technic applied for Building I A, I B and I C of the Ruhr-University, Bochum (Obering. Dipl.-Ing. F. Schäfers)	Page 9
Structural Steelwork and Fire Protection – Situation and Future (Dr.-Ing. P. Boué)	Page 15
Structural Steelwork from an Architect's view (Zivilarchitekt A. Hoch)	Page 24
On the Safety of Structures (o. Prof. Dr. techn. H. Beer)	Page 29
History of Festival Hall Salzburg (Arch. Prof. Dr. techn. h. c. C. Holzmeister)	Page 41
Introduction für Visiting the Rolling Mill and the new Office-Center of the Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke Aktiengesellschaft (VOEST), Linz, (Direktor Dr. techn. H. Schön)	Page 42
Introduction for Visiting Glacier Aerial Ropeway Kaprun (Direktor Dr. techn. R. Heckel)	Page 44
Extracts	Page 47



Die Stahlhochbauten im neuen Bürozentrum der VOEST

Steel buildings in the new Office-Center of the VOEST

Eigentümer und Herausgeber: Österreichischer Stahlbauverband, Wien; für den Inhalt verantwortlich: Dr. Hugo Dienes, beide 1090 Wien IX, Fürstengasse 1 (Palais Liechtenstein); Verleger: Dipl.-Ing. Rudolf Bohmann Industrie- und Fachverlag, 1010 Wien I, Canovagasse 5, Tel. 65 86 85 Serie, FS 01/2312 Bohmann Wien; Redaktionelle Gestaltung: Ing. H. Wanke; Druck: Weiss & Co., 1030 Wien III, Ungargasse 2, Tel. 73 23 12.

P. b. b. Erscheinungsort: Wien Verlagspostamt: 1010 Wien.

Stahlbau

Kundschaun

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbandes

Heft 32

Sonderheft: Österreichische Stahlbautagung 1967

1968

Zur Eröffnung der Österreichischen Stahlbautagung 1967 in Salzburg

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

Herr Landeshauptmann, Herr Bürgermeister, Eure Magnifizenz, meine sehr verehrten Damen und Herren!

Ich habe die große Ehre, Sie im Namen des Österreichischen Stahlbauverbandes bei unserer Stahlbautagung 1967 hier in Salzburg begrüßen zu dürfen. Mein besonderer Gruß gilt dem Herrn Landeshauptmannstellvertreter Haslinger, sowie dem Bürgermeister der Landeshauptstadt Salzburg, Herrn Kommerzialrat Bäck, durch deren Anwesenheit die Bedeutung unserer Tagung besonders hervorgehoben wird.

Ich muß leider darauf verzichten, all die vielen Tagungsteilnehmer, deren Kommen uns Ehre und Freude zugleich bedeutet, namentlich zu begrüßen, und so möchte ich gleichermaßen die Vertreter des Bundesministeriums für Bauten und Technik, des Bundesministeriums für Verkehr und verstaatlichte Unternehmungen sowie des Bundesministeriums für Landesverteidigung willkommen heißen. Ich begrüße ferner die Vertreter der verschiedenen Landes- und Kommunalbehörden, und mit besonderem Stolz erfüllt es uns, daß Vertreter von 10 in- und ausländischen Hochschulen anwesend sind. Der Österreichische Stahlbauverband hat immer eine enge Verbindung zu den Hochschulen angestrebt, und es freut uns, daß wir so viel Widerhall gefunden haben.

Zu den wichtigsten Kunden Österreichs Stahlbauindustrie gehört die österreichische Energiewirtschaft und die zahlreich anwesenden Fachleute aus dieser Sparte seien hier herzlichst begrüßt. Wie immer bei unseren Stahlbautagungen können wir auch dieses Mal wieder eine große Anzahl ausländischer Gäste begrüßen und in diesem Zusammenhang möchte ich

auf einen wesentlichen Zweck solcher Tagungen hinweisen, nämlich die so wichtigen persönlichen Kontakte, wozu die den Vorträgen folgenden Exkursionen und gesellschaftlichen Veranstaltungen beste Gelegenheit bieten. Last not least gilt noch mein besonderer Gruß den Herren Vortragenden, die ja die Hauptlast der Veranstaltung zu tragen haben.

Auch dieses Mal haben wir unsere Vortragsreihe vor allem auf ein Hauptthema abgestimmt, und zwar ist es bei dieser Stahlbautagung der Hochbau. Wir sind nämlich der Überzeugung, daß gerade der Stahlhochbau für die Stahlbauindustrie ein weites und lohnendes Betätigungsfeld geben kann und muß. Die schon vielfach als Bevölkerungsexplosion bezeichnete Zunahme der Bevölkerungsziffer bei gleichzeitig immer höhergeschraubten Ansprüchen erfordert ein Umdenken in Bauplanung und Bauausführung. Wir alle wissen, daß man heute nicht mehr so bauen kann wie vor 100 und mehr Jahren, aber nur wenigen ist es bewußt, daß wir auch auf dem heutigen Stand der Bautechnik nicht verweilen können. Die ständig wachsenden Verkehrsprobleme, die das, was heute fertig wird, vielfach morgen schon unzweckmäßig erscheinen lassen, erfordern viel mehr Flexibilität und es muß damit gerechnet werden, daß Bauten, die noch gar nicht lange stehen, wieder abgetragen, erweitert oder sonstwie verändert werden müssen. Betrachten wir als Beispiel die Flugplätze. Diese genügen zum Zeitpunkt ihrer Fertigstellung vielfach schon nicht mehr den inzwischen eingetretenen Veränderungen. Der Verkehr wird dichter, die Maschine größer und eines Tages stört der Flugplatz überhaupt an der ursprünglichen Stelle, weil die benachbarte Stadt bereits herangewachsen ist. Flug-

platzgebäude sollten daher prinzipiell nicht als Baudenkmäler errichtet werden, sondern als Zweckbauten, die man jederzeit vergrößern, verändern und unter Umständen abtragen und an anderer Stelle wieder aufstellen kann. Um nun diesen Anforderungen Rechnung zu tragen, bietet sich die Stahlbauweise wohl von selbst an.

Wenn man nun den Ursachen nachgeht, weshalb besonders bei uns in Österreich die Stahlbauweise im Hochbau so wenig zur Anwendung kommt, so sind es in erster Linie unzeitgemäße und veraltete Vorschriften, namentlich Brandschutzvorschriften, die vielfach prohibitiv wirken. Außerdem gibt es in Österreich nur eine geringe Anzahl von Architekten, welche die Möglichkeiten und Vorteile der Stahlbauweise erkannt haben, was wiederum darauf zurückzuführen ist, daß der Lehrplan für die Ausbildung unserer Architekten den Stahlbau durch lange Zeit vollkommen vernachlässigt hat und auch heute nur zögernd darauf eingeht.

Nicht ohne Schuld sind aber wir, die Stahlbauindustrie selbst, die sich nicht rechtzeitig gegen die den Stahlbau diskriminierenden Vorschriften zur Wehr gesetzt hat.

Es gibt viele Beispiele, die bei näherer Betrachtung direkt absurd wirken. So ist etwa vor zwei Jahren, nicht weit von hier, der hölzerne Dachstuhl eines Kurhauses abgebrannt, weil anlässlich Reparaturarbeiten ein Koksheizofen über Nacht ungelöscht stehen gelassen wurde, was zur Folge hatte, daß der Dachstuhl in Brand geriet. Wäre die Dachkonstruktion in diesem Falle aus Stahl gewesen, hätte überhaupt nichts passieren können. Nun kommt aber das Erstaunliche: die neue Dachkonstruktion mußte über Weisung der betreffenden Aufsichtsbehörde aus Brandschutzgründen wieder aus Holz ausgeführt werden und Stahl wurde abgelehnt. Ein weiterer Kommentar erscheint hier überflüssig. Da auch in anderen Ländern gerade auf dem Gebiet der Brandschutzvorschriften viele Unklarheiten beseitigt wer-

den müssen, hat die Europäische Konvention der Stahlbauverbände, der auch der Österreichische Stahlbauverband angehört, mit Unterstützung der Hohen Behörde in der Gegend von Metz ein großes Brandschutzhaus errichtet, um dort großangelegte Versuche bzw. Versuche in Ergänzung vieler Einzelversuche, die von den verschiedenen Verbänden bereits gemacht wurden, durchzuführen, um den vielfach schon erbrachten Nachweis über die Unhaltbarkeit so mancher Vorschrift zu erhärten.

Es werden nun die Herren Dr. Boué und Architekt Hoch in ihren Vorträgen speziell auf diese Brandschutzfrage eingehen. Über die weitere Entwicklung des Stahlhochbaues, wie sie der Architekt sieht, wird Herr Architekt Petschnigg in seinen Ausführungen zweifellos eine Fülle interessanter Aspekte bringen, und den konstruktiven und statischen Problemen werden sich die Herren Prof. Beer und Dipl.-Ing. Schäfers widmen. Abgeschlossen wird unser Vortragsprogramm durch einen Vortrag des Erbauers des Salzburger Festspielhauses, Herrn Prof. Holzmeister, der einen historischen Rückblick über die ganze Bau- und Entstehungsgeschichte der Salzburger Festspiele geben wird. Bei diesem Vortrag erwarten wir als Zuhörer auch unsere Damen, denn schon im Hinblick auf die am gleichen Tag stattfindende Führung durch das Festspielhaus wird dieser Vortrag sicher auf allseits großes Interesse stoßen. Die Exkursionen, die dem offiziellen Teil der Tagung folgen, führen uns an einem Tag zum Stahlwerk der VOEST, wo wir nebst einem modernen Walzwerk auch das in Stahlkonstruktion errichtete neue Verwaltungszentrum sehen werden. Eine zweite Exkursion führt uns zur Gletscherbahn Kaprun, bei der die bisher höchste Seilbahnstütze mit etwa 100 m Höhe errichtet wurde. Beide Exkursionen führen durch die schönsten Teile unseres Landes, womit wir einen weiteren Zweck unserer Tagung erfüllen, nämlich, bei unseren Freunden von fern und nah den Wunsch wachzurufen, auch weiterhin zu uns zu kommen.

Stahlbau morgen — wo stehen wir heute? Beispiel Ruhr-Universität

Von H. Petschnigg, Düsseldorf

Die Tagungsleitung hat als Ersten in der Reihe der Vortragenden einen Außenstehenden vorgelesen, der nicht zum Verband gehört. Das erleichtert mich; denn die Nachfolgenden werden Gelegenheit haben, mich zu korrigieren, mich vergeblicher Sorgen zu entheben, wo mangelnde Kompetenz falsche Einschätzung verursacht haben könnte.

Der Gewinn, den man aus der Teilnahme an einer Tagung mitnehmen sollte, kann sich nicht darin erschöpfen, Freunde und Bekannte getroffen zu haben. Meiner Meinung nach muß es Hauptgegenstand einer Verbandstagung sein, den Standort, das Ziel und den Kurs zu überprüfen.

Ich nehme mir die Freiheit, meine eigenen, privaten Ansichten darüber darzulegen. Wo immer man mir die Kompetenzen nicht zubilligen kann oder will, nehmen Sie bitte meine Ausführungen als Meditationen eines abgewiesenen Liebhabers. Diese Rolle kann etwas Komisches, Rührendes oder Tragisches haben. Den ernsthaften Werber stört das meistens nicht. Es wird sich erübrigen, mich eigens als Stahl Liebhaber auszuweisen.

Wer heute etwa 50 Jahre alt oder jünger ist, hat reelle Chancen, das Jahr 2000 zu erleben. Er wird dann, nach Feststellungen der FAO (Organisation der Vereinten Nationen für Ernährung und Landwirtschaft) die Erde mit 6 63 Milliarden Menschen teilen, die er heute noch mit zirka 3,5 Milliarden teilt.

Alle diese Menschen wollen wohnen, arbeiten, lernen, sollen sich nähren, kleiden und auch ein Leben führen, das der Spezies Mensch würdig ist. Es mag den einzelnen Europäer vielleicht wenig kümmern, wie es seinen Antipoden geht. Indessen, auch die Bevölkerung Europas wird bis dahin nach der Erwartung der OECD (OECD ist eine europäische Organisation für wirtschaftliche Zusammenarbeit und Entwicklung) um die Hälfte zunehmen. Ein Warenhausunternehmer mag sich dieser Aussichten erfreuen, wir alle jedoch sollten uns Sorgen machen, wie wir die Probleme, die sich seit langem ankündigen, meistern. Schönegeistige Betrachtungen, Rückschau auf Erfolg und Wirksamkeit mag früheren Verbandstagungen wohl angestanden haben. Die heutigen Sorgen sind berechtigt, angesichts der Tat-

SCHAUBILD 3 - WELTBEVÖLKERUNG 1650 - 2000
(MILLIONEN)

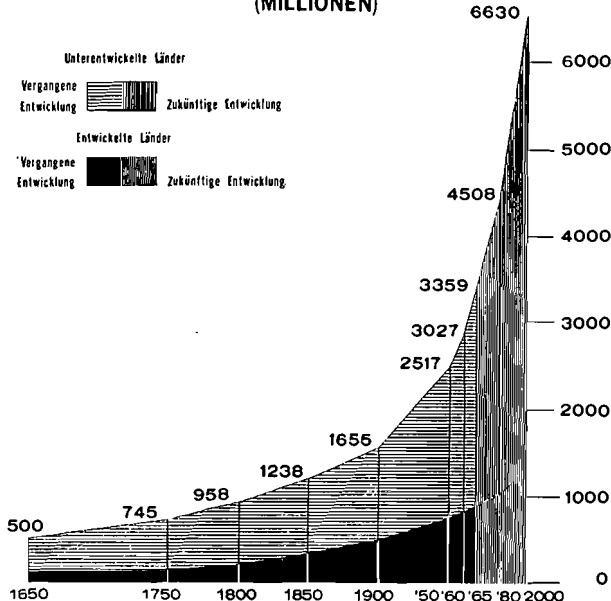


Bild 1: FAO Bevölkerungszuwachs

Fig. 1: FAO rise in world population

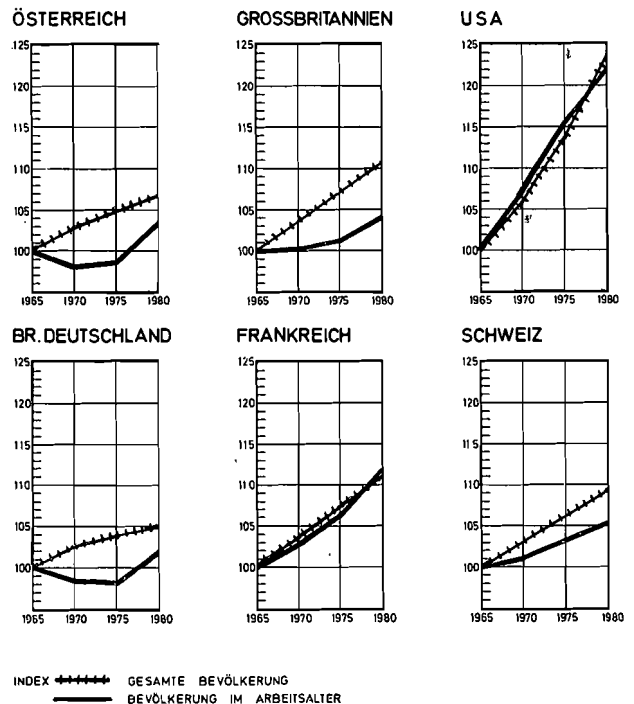


Bild 2: OECD arbeitsfähige Bevölkerung

Fig. 2: OECD population in working process

sache, daß der Anteil der Bevölkerung im arbeitsfähigen Alter an der Gesamtbevölkerung vorerst noch absinkende Tendenz zeigt. Das trifft in erster Linie auf die hochtechnisierten Staaten zu, die den größten Teil der Last auch für die weniger oder unterentwickelten Staaten zu tragen haben.

Daß sich in einer Untersuchung der OECD Österreich und die Bundesrepublik Deutschland am härtesten von dieser Tendenz betroffen zeigen, sollte ein Signal sein.

Es ist unvernünftig, die Sorge eines Verbandes auf die Anliegen seiner Mitglieder zu beschränken.



Bild 3: Europa-Center, Berlin

Fig. 3: Europe-Center, Berlin

Um zukünftigen Aufgaben gerecht werden zu können, werden wir dichter bauen, werden wir uns von Überholtem trennen müssen. Da niemand exakte Prognosen wagen kann, werden wir flexibler bauen müssen. Der Vorgang des Bauens muß kürzer werden. Universellere Verwendung zukünftiger Bauwerke, bessere Ausnutzung der verfügbaren Grundflächen, geringste Beeinträchtigung der unmittelbaren Nachbarschaft einer Baustelle werden Maximen unserer Planung sein. Anders kann der Bedarf der vielen Menschen nicht gedeckt werden, schon gar nicht mit verminderten Kräften, wie es die bildlichen Darstellungen der OECD gezeigt haben. Es gibt ausreichende Mittel, die Leistungsfähigkeit der wenigen zu vervielfältigen. Sie müssen aber genutzt werden.

Die Realisierung eines Baugedankens findet immer ihre Grenze in den zur Verfügung stehenden Mitteln. Aber auch an der Begrenztheit der geldlichen Mittel braucht die Lösung zukünftiger Aufgaben nicht zu scheitern. Wirtschaftlichere Methoden müssen nicht nur gefunden, sondern auch angewendet werden.

Die Unsicherheit der Prognose darf die weitere technische Entwicklung nicht hemmen. Das Bauwerk, das sich den Anforderungen nicht mehr gewachsen zeigt, muß beseitigt werden.

Manchem engagierten Architekten mag es schmerzhaft sein, nicht mehr für die Ewigkeit bauen zu sollen. Es mag ihm zum Troste gereichen, daß in Einzelaufgaben für bewährte Baumeister noch Spielraum bleibt. Für die alltäglichen Aufgaben jedoch bedarf es weder eines Fischer von Erlach noch eines Balthasar Neumann.

Die moderne Kunstwissenschaft, die im 18. Jahrhundert durch Winkelmann ihren Anfang nahm, war auf die Bauwerke frühester Zeiten angewiesen. Sie sind weitgehend die einzigen Zeugen ganzer Kulturepochen und Kulturkreise. Nicht ohne Begründung sind diese Zeugen von unschätzbarem Wert.

Dank ausgereifter technischer Mittel kann der große Mensch unserer Tage, wenn seine Leistung es rechtfertigt, erhalten zu bleiben, sorglos sein; es wird die Spur von seinen Erdentagen nicht in Äonen untergehen.

Verständlich ist der Wunsch dieser Baumeister, die für die Ewigkeit bauen möchten, doch die Masse der zukünftigen Aufgaben läßt die Erfüllung nicht zu. Das Anwachsen der Bevölkerung und der Produktivität läßt erwarten, daß sich die Menschen immer mehr in Ballungsgebieten zusammenfinden. Da sich auch die Landbewirtschaftung immer mehr auf rationellere Methoden stützt, verstärkt sich auch von dort der Zuzug in die Städte.

Grundfläche für die Städte jedoch steht nicht unbegrenzt zur Verfügung, wenn der Stadtorganismus sich nicht durch zu lange Verkehrswege selbst bei der Entwicklung im Wege stehen soll. Einziger Ausweg bleibt für alle Nutzungen nur die dritte Dimension. Auf großen Bodenflächen werden durch den weitverbreiteten Zeilenbau mit nur wenigen Geschossen nur schlechtdurchlüftete Straßen und Höfe geschaffen, die bei mäßiger Erhöhung nur noch unwirtschaftlicher werden.

Die gängigen Bauordnungen fordern geradezu Bauweisen, die wir für überholt ansehen. Abweichungen davon sind nur auf dem Dispensweg gegen Gebühren möglich.

Vereinzelte Versuche haben das starre System der Festlegung von Traufhöhen und Gebäudetiefen auf diesem Wege längst durchbrochen und damit auch die baurechtlichen Voraussetzungen geschaffen, aber es passiert weiter nichts.

Die technischen Voraussetzungen für Hochhäuser – auch für Wohnzwecke – gibt es längst in einwandfrei funktionierenden Aufzügen, technisch ausgereiften Versorgungsanlagen und vor allem in Konstruk-

tionsmethoden, die geringe Eigenlast mit großer Tragfähigkeit verbinden.

Die meisten Nutzungen lassen im Laufe der Zeit Änderungen der Raumvorstellungen erwarten. Der großflächige Rasterbau ist dieser Anforderung gewachsen. Selbst große Spannweiten mit höheren Tragegliedern sind, wenn einmal der Ausweg in die Höhe offen steht, kein Hindernis mehr, weil die größeren Deckenstärken Raum geben für alle erforderlichen Versorgungsleitungen.

Der Stahlbau ist der klassische Montagebau. Höhere Bauten, leichtere Bauweisen, größere Spannweiten bieten dem Stahlbau große Chancen. Leider scheitert er bis heute noch allzu oft daran, daß er teurer ist als andere Bauweisen, daß er durch Bestimmungen gehemmt wird, die sich an starren baurechtlichen Vorschriften orientieren, die bei vernünftiger Überlegung einer Kritik nicht mehr standhalten.

Hier liegen die wirklichen Aufgaben der Verbände, alte Zöpfe abzuschneiden, die in einer Zeit geflochten wurden, in der der Standard heutiger Bauwerke noch Utopie war.

Wollten wir dem Abschreibungsmodus der Finanzämter Glaubwürdigkeit unterstellen, dann wären unsere heutigen Neubauten günstigstenfalls 30 Jahre nutzbar – in der Regel 50 Jahre. In 30 Jahren jedoch trennen uns keine 30 Monate mehr vom Jahr 2000.

Wie gering für entscheidende Lösungen von großen Bauaufgaben ein solcher Zeitraum ist, wissen wir alle, die in den letzten 20 Jahren daran mitgewirkt haben, die Lücken aufzufüllen, die der letzte Krieg hinterlassen hat.

Bei aller Redlichkeit der Bemühungen ist längst nicht alles geglückt, vieles gescheitert. Den Stein der Weisen hat dabei niemand gefunden und mit der Formulierung von Postulaten allein ist nichts gewonnen.

Unendliche Mittel und Mühen werden aufgewendet für Dinge, die der Zerstörung dienen. Die gleiche Institution, die diese Dinge für notwendig erachtet, verplempert weitere Mittel und Mühen darauf, einen unzureichenden Schutz gegen diese Zerstörung zu ersinnen. Andererseits achten die Organe dieser Institution darauf, daß vollkommen anachronistische Vorschriften eingehalten werden, – das ist, weiß Gott, ein weites Feld für eine Betätigung als Interessenvertretung, viel weiter, als Umsatzsorgen und Konjunkturfragen. Die Zielsetzung der Verbände sollte sein, die Voraussetzung für eine Lösung der uns in der nächsten Zukunft gestellten Aufgaben in wirtschaftlicher und politischer Hinsicht zu schaffen.

Damit lösen sich Umsatz- und Konjunkturfragen leichter, falls sie dann überhaupt noch gestellt werden. Ohne Aufgeben kleinkarierter Denkschablonen werden wir scheitern, werden wir in 30 Jahren noch mehr Umleitungen als fertige Straßen befahren, im wirklichen wie im übertragenen Sinne.

Stahlbauer und Architekten wissen – hoffentlich –, daß der Stahl nur ein Baustoff unter vielen ist. Es bedarf für den Eingeweihten keiner Erklärung, daß er seine eigenen Gesetze hat. Nicht jeder begreift sie. Der Architekt ist immer gehalten abzuwägen, zu welchem Baustoff er raten soll. Sicherlich mutet es vermessen an, dem Bauherrn anzuraten, bei seinen Neubauplänen an die Abbruchkosten zu denken. Merkwürdig genug, daß diese Überlegung beim reinen Industriebau längst in die Planung einbezogen ist. Die durch die Fertigung und deren Absatzchancen bestimmten Dispositionen schließen die Nutzungsänderung für ein Industriebauwerk in der Regel ein. Diese Variabilität der Planung befremdet niemanden. Sie hat auch noch nie befremdet. Was aber im Industriebau bisher Selbstverständlichkeit war und ist, sollte für alle anderen Nutzungen ebenso zur Selbstverständlichkeit werden.

Bild 4: Universität Bochum, Luftbild

Fig. 4: Air view of University, Bochum





Bild 5: IA, IB, Kern, Windverbände

Fig. 5: IA, IB, Core, wind-bracings

Ich wiederhole: In der Zukunft wird schneller, höher, leichter, billiger und vor allem flexibler gebaut werden müssen. Die Veränderbarkeit – möglicherweise die totale Beseitigung – eines Bauwerkes zu erwägen, darf einem Bauherrn getrost zugemutet werden. Schließlich geht es ja um seine eigenen Geldmittel. – Die technischen Voraussetzungen bietet eigentlich nur der Stahl.

Es wird immer Bauherrn geben, die in der glücklichen Lage sind, sich handwerkliche Erstellung leisten zu können, obwohl sie nur einen Geltungsnutzen daraus ziehen. Die industrielle Fertigung wird jedoch sämtlichen sonst nicht zu bewältigenden Aufgaben vorbehalten bleiben.

Die Behebung der wirtschaftlichen Restriktion ist das große Anliegen unserer Tagespolitiker. Sie bewähren sich auch in einer ausgesprochenen Tagespolitik, die sich den Forderungen der Zukunft fast vollständig verschließt. Statt industrialisierter Fertigung wird handwerkliche Fertigung angestrebt, damit die Menschen in Brot und Arbeit bleiben. Den Bemühungen kann die wohlmeinende Absicht nicht bestritten werden. Indessen werden den Industrien dadurch die Mittel für Investitionen entzogen. Die technische Entwicklung stagniert und schließlich bietet sich die wirtschaftliche Situation den weiterentwickelten Wirtschaften der Nachbarn zum Einbruch an, der dann nicht mehr einzudämmen ist. Der Einbruch hat in vielen Branchen bereits stattgefunden.

Würde statt dessen die Entwicklung in dem Sinne weitergetrieben, daß große Kapazitäten, die nur durch große Investitionen zu erreichen sind, durch politisch klug gelenkten Handel ausgenutzt werden könnten, dann würde durch den Bedarf für Investitionen auch die übrige Wirtschaft florieren können.

Stahlkonstruktionen sind leicht verschiffbare Güter, deren Herstellungsort in großen Entfernungen vom Aufstellungsort liegen kann. Der Bedarf der nächsten Jahre und Jahrzehnte ist so groß, daß sich heute jede Investition rechtfertigen läßt. Allein, es gehört Einsicht in die zu erwartende Entwicklung und Entschlußkraft dazu, die notwendigen (die Notwendenden) Entscheidungen zu treffen. Tagespolitik hilft dabei nicht. Ehe sie wirksam wird, ist die Wirklichkeit darüber hinweggegangen. Wer am Wege baut, hat viele Meister, und das Recht der freien Meinungsäußerung ist wohlgehütetes Grundrecht aller demokratischen Verfassungen. Den Mißbrauch dieses Grundrechtes kann man nicht verhindern. Allzuoft ist bei diesem Mißbrauch lediglich Unwissenheit der Anlaß, zuweilen die Absicht zu simplem journalistischem Klamauk. Gegen Kritik gibt es keine

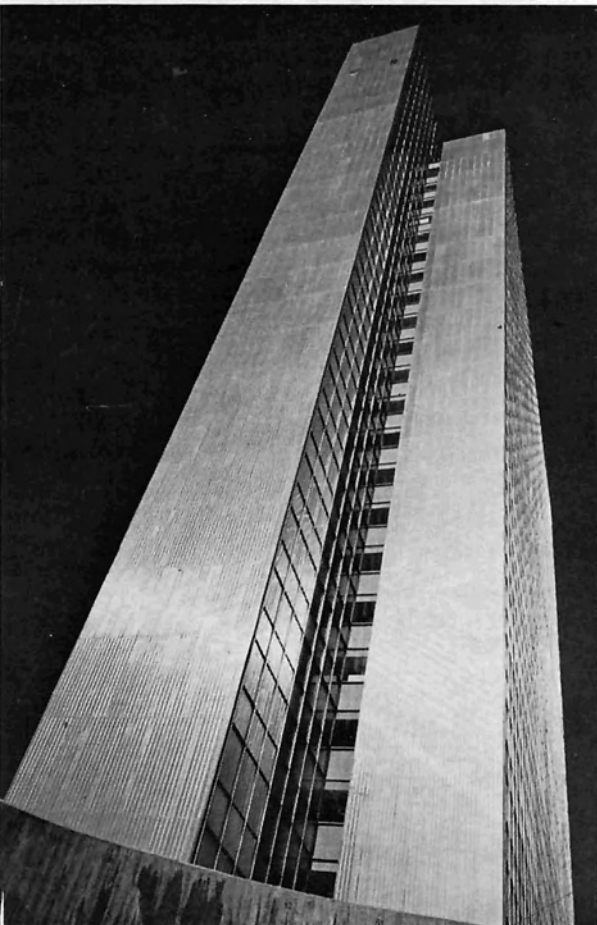


Bild 6: Thyssenhaus, Fassade

Fig. 6: Facade of Thyssen Building

Einwendungen, um so weniger, als wir ständig unsere eigenen Gedanken, Planungen, Ausführungen überprüfen müssen.

Auch wir, mein Partner Hentrich und ich, sind erheblich kritisiert worden, weil wir in der Überzeugung geplant haben, daß rationalisiertes und industrialisiertes Bauen die einzige Methode bieten, Großaufgaben zu erfüllen.

Eine Universität zu planen ist vorerst noch eine einmalige Aufgabe. Indessen kann diese Aufgabe eine Vorstellung davon geben, was die Zukunft an Aufgaben auch in anderen Bereichen bereit hält, mindestens dem Umfang nach.

Spricht jemand von der Ruhr, dann drängt sich jedem Zuhörer assoziativ der Begriff Stahl auf. Nicht anders ergeht es dem Architekten, der sich anschickt, die Ruhr-Universität zu planen. Er kann getrost von dem Gedanken ausgehen, daß in den Gebäuden der Ruhr-Universität sich die Ruhr-Industrie selbst demonstrieren will. In seinen Überlegungen vermutet er Behörden und Unternehmer auf seiner Seite. Die ersten konstruktiven Überlegungen bestätigen die erste Intuition. Das Programm für die Planung kann zunächst nicht endgültig sein, dafür ist die Aufgabe zu umfangreich. Die Möglichkeit der Programmänderung und die vielgestaltige Verwendung ganzer Gebäude oder Gebäudeteile muß offenbleiben. Die für jede beliebige Aufteilung notwendige Freiheit wird durch große Spannweiten der Konstruktion gewonnen. Die große Dichte der gesamten Anlage drängt den Gedanken auf, die Institute in Hochhäusern unterzubringen. Unterschiedliche Nutzungen und sich daraus ergebende unterschiedliche Tragfähigkeit der Konstruktion sind keine Probleme für den Stahlbau, nicht einmal dann, wenn die bereits erstellte Konstruktion abzuändern ist. Der erste Entwurfsgedanke, an konstruktiven Überlegungen geprüft, endet konsequent in dem Entschluß, die Konstruktion aus Stahl herzustellen.

Die ersten Institutsgebäude der Bochumer Ruhr-Universität waren die für die Ingenieurwissenschaften geplanten Hochhäuser IA und IB. Die Konstruktion ist in beiden Bauwerken reine Stahlkonstruktion. Lediglich die Deckenplatten sind großflächig aus Stahlbetonfertigteilen mit Stahlverbundträgern ausgeführt. Das Detail blieb dank der Verbundträger Stahlbaudetail. Der Stahlbeton bietet die aus konstruktiven und bauphysikalischen Gründen notwendigen Massen an.

Die Deckenfelder lassen sich entfernen, austauschen oder ersetzen. Im gleichen Rastersystem lassen sich Hörsäle ebenso unterbringen wie Dozentenräume.

Niemand, der mit einem Mindestmaß an Einsichtsfähigkeit begabt ist, wird je bezweifeln, daß die öffentliche Ordnung und Sicherheit für ein Gemeinwesen gewahrt werden müssen. Für ein so großes Gemeinwesen wie eine Universität ist diese Forderung so selbstverständlich wie für jedes andere Bauwerk.

Immerhin muß eingeräumt werden, daß für die prüfenden Behörden andere Bauwerke Alltägliches sind. Insofern sollten für eine Universität andere

Maßstäbe angelegt werden können. Die Unduldsamkeit in der Anwendung von Vorschriften und Bestimmungen auf alltägliche Bauten mag lästig sein, doch läßt sie sich rechtfertigen angesichts der Unmöglichkeit, jedem einzelnen unbedingt Recht widerfahren zu lassen. Im Regelfalle ist die Norm ein Ordnungsprinzip zur Sicherstellung der Erfüllung einer Mindestforderung. Der Bau einer Universität ist weder alltäglich noch ein Regelfall. Trotzdem wurden die Normen zum Maßstab gemacht. Die Behörden und ihre Männer sind sicherlich nicht zu schelten, die dem, was Recht und Gesetz ist, Geltung zu schaffen bemüht sind. Indessen sind Vorschriften und Bestimmungen noch lange nicht dauerhafte Rechte. Leider werden sie dennoch so gehütet, als würden sie nicht täglich durch neue Entwicklungen und neue Einsichten in Frage gestellt.



Bild 7: Unilever-Fassade

Fig. 7: Facade of Unilever Building

Der behördlich geforderte Brandschutz wurde so teuer und seine Herstellung so zeitraubend, daß nach Einsparungsmöglichkeiten gesucht werden mußte. Es gibt in keinem der beiden Bauwerke die Brandlast, die den hohen Brandschutz rechtfertigen würde. Neben der einfachen Anwendung der Norm hätte man durch Brandversuche die wirkliche Brandlast leicht ermitteln können. Um die öffentliche Sicherheit aufrechtzuerhalten, hätte es genügt, das Ergebnis dieser Brandversuche zur Grundlage der Schutzforderung zu machen. Diese Versuche wurden abgelehnt, und zwar ohne Begründung. Die Anwendung der Norm führt dazu, daß eine unverständliche Bestimmung Blechtrennwände als nicht ausreichend erachtet, während Holzürblätter, jeder zweiten Fensterachse zugeordnet, geduldet werden.

Der dritte Hochbau der Ingenieurwissenschaften – IC – wurde bereits in seiner Konzeption durch den

aufgedrängten Sparwillen geprägt. Er erhielt Kerne aus Stahlbeton, die in Kletterschalung hergestellt wurden. Zwar wurden Stahlstützen in diese Kernkonstruktion einbezogen, doch das Prinzip der reinen Stahlkonstruktion wurde durchbrochen. Bei den



Bild 8: Drei Hochhäuser, Dorotheenstraße, Hamburg

Fig. 8: Three multi-storey Buildings, Dorotheen Street, Hamburg

nächsten Gebäuden für die Geisteswissenschaften und die Medizin, G und M, tat man den letzten Schritt, sie sind bereits reine Stahlbetonbauten mit größeren Massen.

Entscheidend waren die Mehrkosten, bedingt durch den geforderten Brandschutz, die absolut genommen

für fiskalisch denkende Menschen bedeutend sein müssen. In der Relation zu den Gesamtkosten betragen sie zirka 3 %.

Die Kostendifferenz geht nicht zu Lasten des Stahls, sondern seiner Verweser, der Unternehmer und Verbände.

Eine Regierung, zumal eine demokratische, muß ständig nach außen und innen bemüht sein, ein gezieltes Zusammenleben zu bewahren. Leider setzt oft genug Opportunismus die Richtlinien fest.

Zur Behebung der wirtschaftlichen Restriktion schien es opportun, dem mittelständischen Gewerbe auf die Beine zu helfen. Statt große Kapazitäten auszunutzen, werden im Land Nordrhein-Westfalen die mittleren Unternehmer gefördert. Sicherlich muß ihnen geholfen werden, wenn sie überleben sollen. Aber warum sollten sie nicht überleben können, wenn sie als Zulieferer für rationell arbeitende Großfirmen eingesetzt würden? Rationalisierung setzt den Einsatz großer finanzieller Mittel voraus, die den kleinen und mittleren Unternehmen nicht zur Verfügung stehen. Rationalisierung jedoch ist der einzige Ausweg, die zu erbringenden Leistungen mit den geringeren Arbeitskräften sicherzustellen, die wir in der Zukunft zu erwarten haben.

Die Prognosen für die Entwicklung der Bevölkerungszahlen müssen nicht stimmen. Niemand ist in der Lage, in die Zukunft zu schauen. Niemand aber kann auch bestreiten, daß die gegenwärtig festzustellende Tendenz in der Bevölkerungsentwicklung diese Prognosen glaubhaft macht. Selbst wenn die Voraussagen nur zur Hälfte eintreffen, reichen unsere heutigen technischen Mittel zur Befriedigung der Bedürfnisse nicht aus. Und auch für die nur teilweise Erfüllung der Erwartungen sollten wir zur rechten Zeit über die rechten Mittel verfügen.

Ein Verband muß sich um das Wohl seiner Mitglieder kümmern, aber auch um das zukünftige Wohl. Wie weit die Zukunft für diese Vorsorge reichen soll, bleibt dem Ermessen der Verantwortlichen überlassen. Sie mögen jedoch bei allen Überlegungen dem Faktum genügend Platz einräumen, daß mehr als die Hälfte der jetzt lebenden Bevölkerung die Erwartung pflegen darf, das Jahr 2000 zu erleben.

Architekt Dipl.-Ing. Hubert P e t s c h n i g g,
Düsseldorf

Technik des Stahlbaues für die Institutsgebäude IA, IB und IC der Universität Bochum

Von F. Schäfers, Dortmund

Allgemeines

Das Land Nordrhein-Westfalen errichtet auf dem Gelände in Bochum-Querenburg die neue Ruhr-Universität.

Nach dem jetzigen Planungsstand sind für die Gesamtbebauung 13 Institutsgebäude als Hochhäuser, die sogenannte erdnahe Bebauung, das sind Verbindungsbauten und die als Foren bezeichneten Zentralbauwerke mit Nutzung als Bibliotheken, Verwaltungen usw. vorgesehen. Darüber hinaus sind noch weitere Bauwerke mit erheblichem Umfang geplant.

Über die Gesamtplanung der Ruhr-Universität Bochum hat der Vorredner, Herr Petschnigg, berichtet, der als Architekt und Konstrukteur entscheidend die Gesamtplanung konzipiert hat.

Der folgende Vortrag beschränkt sich auf die drei Institutsgebäude der Ingenieurwissenschaften (I-Reihe). Es soll die Stahlkonstruktion dargelegt und erläutert werden, und zwar die ingenieurmäßige Vorbereitung sowie die Werkstattbearbeitung und Montagedurchführung.

Der Hochhausbau bereitet eigentlich keine Probleme, hier soll nur das „Neue“ aufgezeigt werden.

Die besondere Ingenieuraufgabe bei dem Bauvorhaben der Ruhr-Universität Bochum liegt in der Entwicklung eines Großfertigelementes. Für den Stahlbauer ist das Bauen mit in Werkstätten vorbereiteten Fertigelementen, zum Beispiel im Hinblick auf Paßgenauigkeit, Transportmöglichkeiten, Montagedurchführungen usw. eine gewohnte Aufgabe, jedoch wird die Aufgabe komplexer, wenn das Fertigelement ein Ausbauelement für Bauwerke der Architekten werden soll. Der Stahlbauer muß die Belange der Nachbardisziplinen im besonderen Maße kennen und konstruktiv berücksichtigen.

Für die Baudurchführung ist zu beachten, daß sich der Gesamtrohbau aus Konstruktionsgliedern des Stahlbaues und des Stahlbetonbaues zusammen-

setzt, wobei die Regeln der Typen- bzw. der Serienbauweise angewandt wurden.

Aus dem Zusammenwirken der beiden Gewerke ergaben sich Abhängigkeiten, die zu einer strengen Vorplanung der Arbeitsabläufe zwangen. Als Hilfsmittel wurde die Netzwerkplanung eingesetzt.

Beschreibung der Konstruktion

Wie auf den Bildern 1, 2 und 3 zu sehen ist, haben die einzelnen Gebäude folgende Abmessungen (Systemmaße):

Länge	15 × 7,50 m	= 112,5 m
Breite	3 × 7,50 m	= 22,5 m
Höhe	3 × 4,55 m = 13,65 m	
	6 × 3,85 m = 23,10 m	= 36,75 m

Jedes Gebäude ist durch eine Fuge (Doppelstütze) in zwei statisch selbständige Baukörper getrennt. Die Notwendigkeit der Fugenanordnung ergibt sich unter anderem aus der planerischen Notwendigkeit, daß zwei Versorgungskerne vorhanden sein müssen. Ohne Fuge würden, wie zu übersehen ist, erhebliche Zwängungskräfte aus Schwinden, Temperaturänderungen und gekrümmten Setzungslinien entstehen.

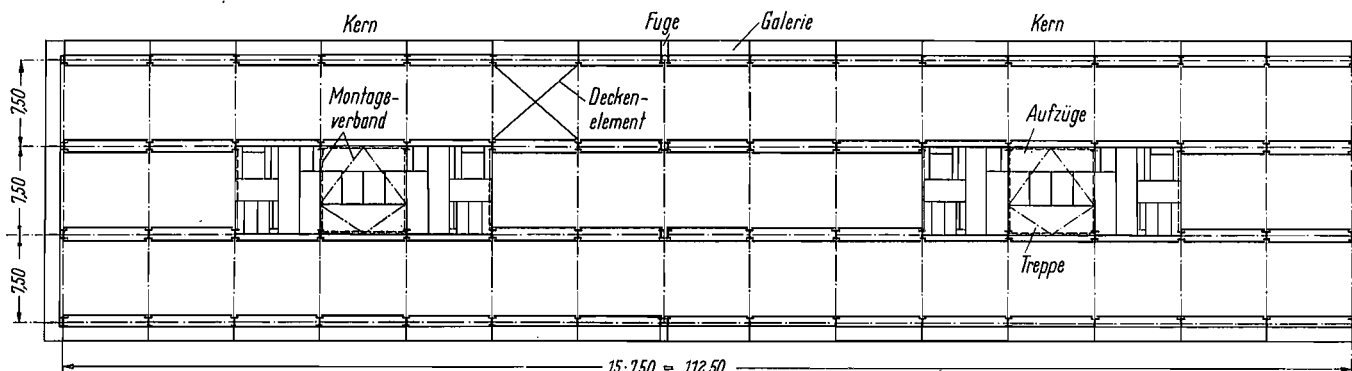
Die Hauptkonstruktion besteht aus:

1. Den großformatigen Deckenplatten aus Stahlbeton mit Stahlverbundträgern,
2. den Galerien mit stählernen Konsolen,
3. den Stahlstützen außerhalb des Kernbereiches,
4. den Kernen.

Die großformatigen Deckenplatten mit den Abmessungen 7,50 × 7,00 m, Höhe 75 cm und einem Montagegewicht von zirka 30 t bestehen aus der Betonplatte, den Betonrippen und dem Verbundträger als Hauptträger, der seine Lasten an die Stahlstützen abgibt. Dieses Großelement wurde in einer Feldfabrik auf dem Baugelände hergestellt.

Bild 1: Grundriß des Normalgeschosses für Gebäude IA

Fig. 1: Plan view of standard floor of Building IA



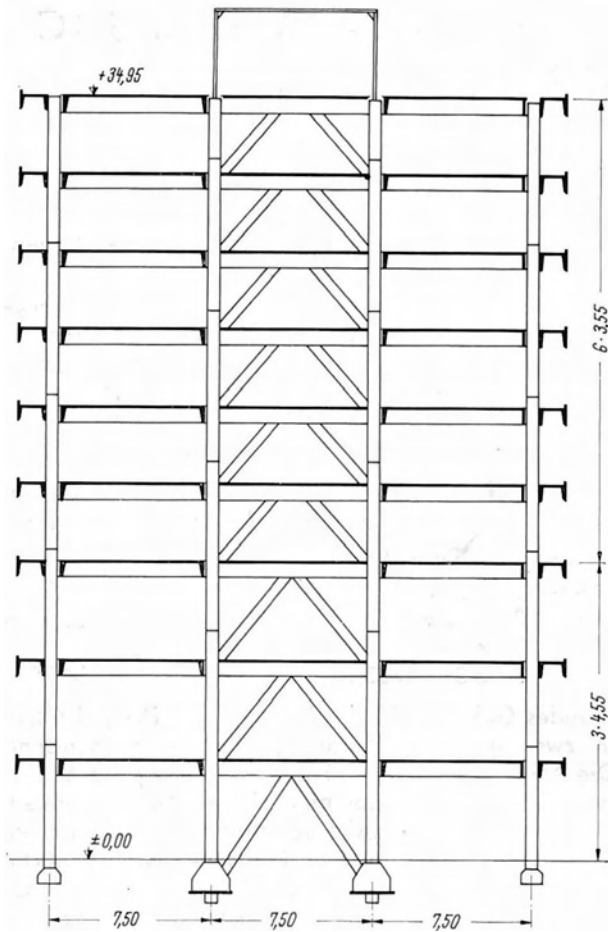


Bild 2: Querschnitt mit Darstellung des Querverbandes

Fig. 2: Cross-section with illustration of cross-bracings

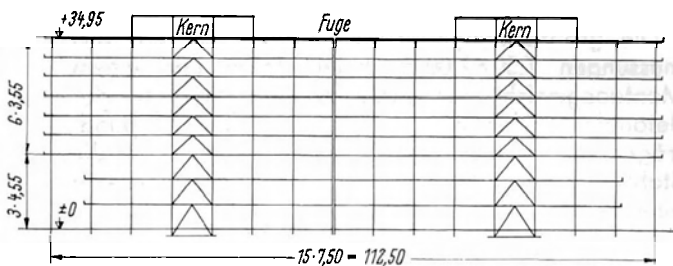
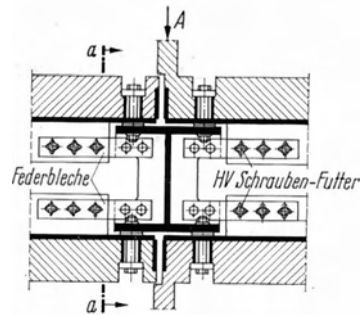


Bild 3: Längsschnitt für Gebäude IA

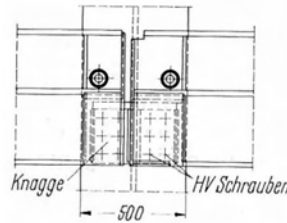
Fig. 3: Longitudinal section of Building IA

Neben der örtlichen vertikalen Lastabtragung in die Stützen haben die einzelnen Deckenelemente die Funktion einer horizontalen Scheibe zu erfüllen, da Wind- und Temperaturkräfte auf die Kerne zu übertragen und die Stützen gegen die Kerne festzusetzen sind.

Der Anschluß des Grobelementes an die Stahlstütze erforderte besondere Überlegungen, da hier



Draufsicht A



Schnitt a-a

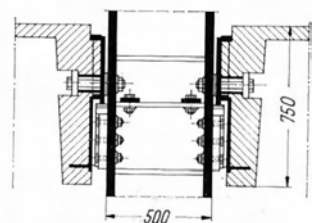


Bild 4: Stahlbaumartiger Anschluß des Grobelementes an eine Innenstütze

Fig. 4: Structural Joint of a large element to the inner stanchion

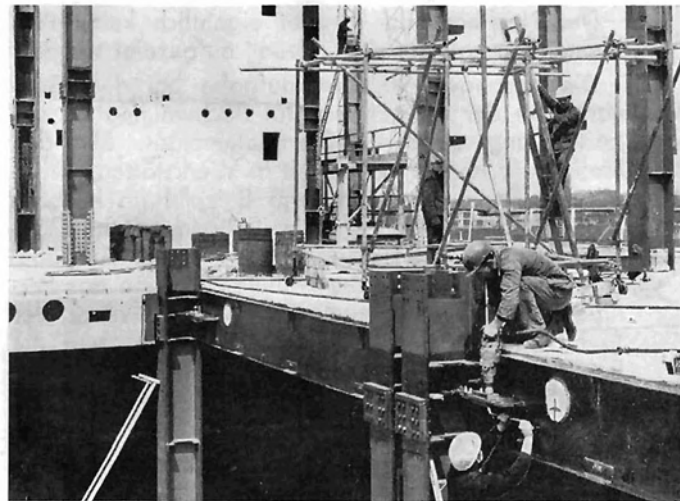


Bild 5: Einbaukolonne beim Verschlossern der großformatigen Deckenplatte

Fig. 5: Crew fixing a large size ceiling slab

Meßtoleranzen aus den Bauteilen ausgeglichen werden mußten.

Der Anschluß wurde ausgelegt auf einen Toleranzbereich von ± 15 mm, und zwar

- ± 5 mm aus der Stahlkonstruktion und
- ± 10 mm aus dem Fertigelement.

Bild 4 zeigt den Anschluß des Grobelementes an eine Innenstütze.

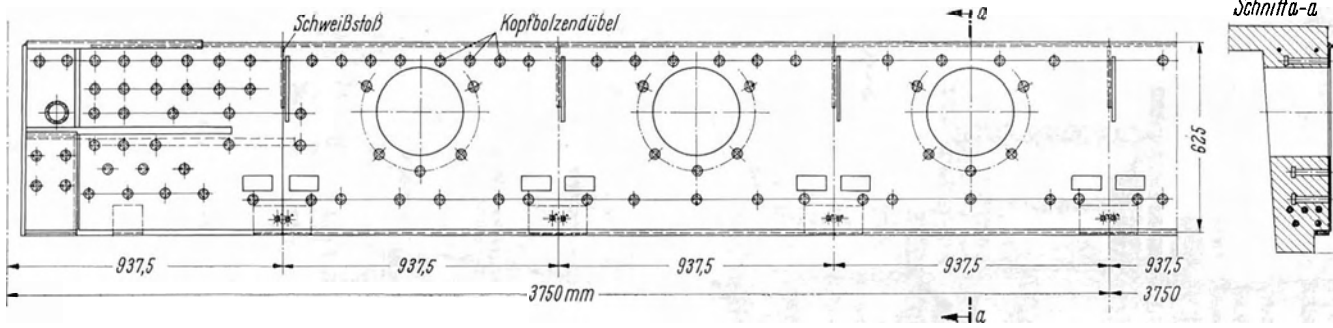


Bild 6: Darstellung des Verbundträgers

Fig. 6: Illustration of a girder, composite type

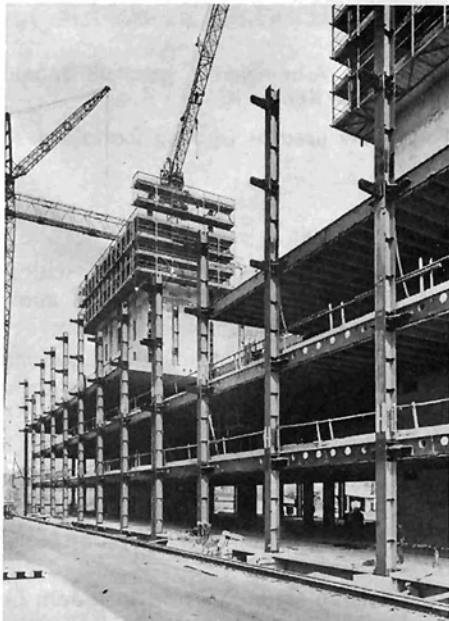


Bild 7: Bauzustand Gebäude IC, zu erkennen sind die versetzten Stützenstöße, die Galeriekonsolen und die als Arbeitsgerüst genutzte Montagehilfsausrüstung an den beiden Kernen

Fig. 7: Construction stage of Building IC, notice the offset stanchion joints
Gallery-brackets and the false works used as working scaffold at the two cores

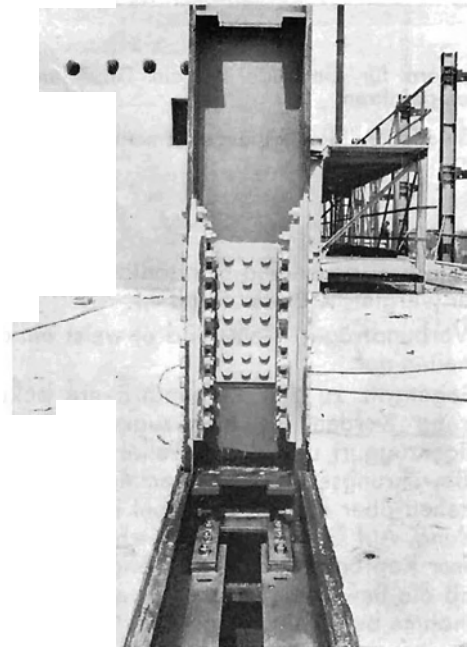


Bild 8: HV-verschlossener Stützenstoß. Außerdem ist die Verschlossenerung der großformatigen Deckenplatten zu erkennen

Fig. 8: Joint of supports by high strength bolts, assembly of large size ceiling slabs are noticeable

Die gesamte vertikale Auflagerkraft aus dem Deckenelement wird von dem verstärkten Steg des Verbundträgers auf die am Stützenflansch mit HV-Schrauben angeschlossene Auflagerknagge abgegeben. Aus architektonischen Gründen und um zusätzliche Feuerschutzmaßnahmen zu sparen, ist die Knagge nicht breiter als die Stützenummantelung.

Die einzelnen Großelemente müssen zu einer statischen Scheibe zusammengefügt werden. Im Anschlußpunkt müssen daher die inneren Scheibenkräfte, zum Beispiel aus Windbelastung, auf die Längsseite des Gebäudes und äußere Scheibenkräfte, zum Beispiel Zwängungskräfte aus den Stützen, bei Temperaturveränderungen übertragen werden. Diese Kräfte werden durch Laschen und HV-Schrauben auf-

genommen und über die Stützensteifen zur Nachbarplatte weitergeleitet. Um ungewollte Zwängungen zu vermeiden, liegt der Laschenanschluß in Höhe des Knaggenauflagers.

Wegen der unvermeidlichen Maßtoleranzen sind an der Verbundträgerseite „überkreuzte“ Langlöcher erforderlich. Die für diesen Anschluß übertragbaren Schraubenkräfte wurden von Prof. Dr.-Ing. E. h. Klöppel, Darmstadt, in einer Versuchsreihe ermittelt und wie folgt für eine Schraube M 24 festgelegt:

$$\text{Zul. } N_{\text{H}} = 5,3 \text{ t}$$

$$\text{Zul. } N_{\text{HZ}} = 6,0 \text{ t}$$

Die Steckschrauben setzen die Stützen in Stegrichtung gegen die Horizontalscheiben fest und ver-

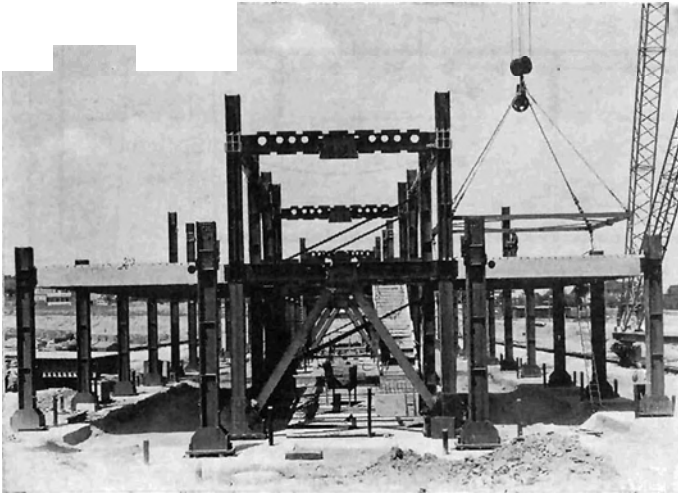


Bild 9: Kern für Gebäude IA. Ein Grobelement wird gerade eingefahren

Fig. 9: Core for Building IA large element just being moved in

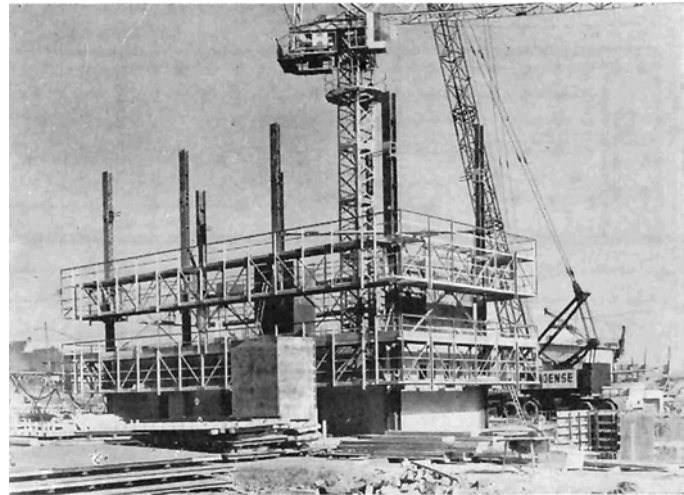


Bild 10: Die als Arbeitsgerüst genutzte Montagehilfskonstruktion an den Kernen IC

Fig. 10: False work used as working scaffold at the cores IC

binden die drei parallelen Horizontalscheiben untereinander (vergleiche Bilder 1 und 4).

Der Verbundträger (siehe Bild 6) weist einige Besonderheiten auf.

Im Gegensatz zu den Verbundträgern bekannter Ausführung werden die Biegezugkräfte von dem Stahlträgerzuggurt und den parallel dazu angeordneten Bewehrungseisen aufgenommen. Beide Zuggurte stehen über Kopfbolzendübel in unmittelbarer Verbindung. Auf Grund der elastischen Nachgiebigkeit dieser Kopfbolzendübel muß angenommen werden, daß die Bewehrungseisen sich nicht voll an der Lastaufnahme beteiligen.

Zu diesem Tragverhalten erstattete Herr Prof. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel im Oktober 1963 ein Gutachten, das der Bemessung zugrunde gelegt wurde. Danach konnten die Bewehrungseisen mit 78 % ausgenutzt werden.

Der Verbund zwischen Stahl und Stahlbeton erfolgt über Peco-Dübel, für deren Berechnung die bekannte Veröffentlichung des Herrn Prof. Dr.-Ing. Sattler („Der Bauingenieur“ 1962) zugrunde gelegt wurde.

Die Anwendung von Peco-Dübeln fand die Zustimmung des Landesprüfamt für Baustatistik in Düsseldorf.

Der Oberflansch mit dem benachbarten Steg liegt im Bereich der Biegedruck-Spannungen und wurde statisch mit herangezogen.

Die Biegespannungen wurden überlagert mit den Längsspannungen, die sich aus Belastungen der einzelnen Deckenscheiben ergeben.

Bild 6 zeigt einen Verbundträger.

In den Stegdurchbrüchen 300 mm Durchmesser werden Leitungen und Kanäle der technischen Gebäudeversorgung untergebracht.

Die Verbundträger als Bestandteil des großformatigen Deckenelementes brachten folgende Vorteile:

a) die einfache stahlbaummäßige Verschlosserung, die zudem im Gegensatz, zum Beispiel zum Betonverguß, jahreszeitlich unabhängig ist,

b) die durch den Verbundträger gegebene Möglichkeit, kleinformatische Deckenteile, Fassade und anderes stahlbaummäßig anzuschließen,

c) Einsparung einer Schalungswand,

d) der durch den Verbundträger vorhandene Kantenschutz,

e) bessere Maßorientierung, zum Beispiel für die Hauptbalkendurchbrüche.

Aus planerischen Gründen sind in jedem Geschöß Galerien (das sind Umgänge und Fluchtwege) vorhanden. Die Galerien sind Stahlbetonfertigteile in den Grundrißabmessungen von zirka $7,5 \times 1,0$ m mit stählernen Verpanzerungen am Auflager.

Das maximale Gewicht eines Galerie-Elementes beträgt zirka 8 t. Die Galerie liegt auf Stahlkonsolen auf.

Der Konstrukteur hatte hier – wie auch bei großformatigen Deckenplatten – nach einfachen konstruktiven Lösungen zu suchen, die einen Ausgleich von Fertigungs- und Montagetoleranzen und eine unkomplizierte Montage gewährleisten.

Stahlstützen außerhalb des Kernbereiches

Die Stahlstützen sind im Regelfall als geschweißte I-Stützen ausgeführt, und zwar in den über den gesamten Stützenstrang konstanten Querschnittsabmessungen 500×500 mm. Die Materialqualitäten und Materialdicken sind längs des Stützenstranges entsprechend der Summenlinie der Geschößlasten veränderlich.

In den untersten Geschossen sind Materialien $t=49$ mm (St 52), in den oberen Geschossen $t=13$ mm (St 37) verwendet worden. Durch die konstanten Außenabmessungen der Stützen konnte die Forde-

rung nach einer Serie für die großformatigen Deckenelemente erfüllt werden.

Die einzelnen Schüsse der Stützen reichen im Regelfall über zwei Geschosse. Die Stöße der einzelnen Stützen sind gegeneinander versetzt, um die Einfahrstrecke des Grobelementes in die Stützen möglichst klein zu halten (siehe Bild 7).

Die Stützenstöße wurden als Laschenstöße mit HV-Schrauben bzw. rohen Schrauben durchgeführt. Einen charakteristischen Stützenstoß zeigt Bild 8.

Wegen der Stützenummantelung waren nur Innenlaschen möglich. Auf diese Weise wurden bei den äußeren Pendelstützen maximal 800 t, bei den Kernstützen maximal 1200 t angeschlossen.

Überlegungen, insbesondere bei großen Anschlusskräften statt Laschenstöße Kontaktstöße mit gefrästen Unter- und Oberplatten auszuführen, wurden fallengelassen, da deren exakte Verwirklichung in der Werkstatt und insbesondere in der Montage recht schwierig ist.

Der Schweißstumpfstoß schied unter anderem wegen der Temperaturverformung beim Schweißvorgang und der Montageerschweris aus.

Auf Grund der konstruktiven Durchbildung sind die Stützenstränge biegeefeste Durchlaufträger. Dieser Umstand bringt bei der an der Ruhr-Universität Bochum praktizierten Bauweise einen erheblichen Montagevorteil, da das nach oben freie Stützenende in den unteren verschlosserten Deckenscheiben eingespannt ist. Die nach oben auskragende Stütze hat ausreichende Eigensteifigkeit, so daß die Deckenfertigelemente aufgelegt werden können. Die sonst üblichen Montageabstrebungen entfallen. Dabei ist es unerheblich, ob in Großtafelbauweise oder mit kleinformatischen Deckenteilen gebaut wird.

Der Stützenstrang wird außer durch Normalkräfte auch durch Biegekräfte beansprucht. Biegekräfte entstehen aus exzentrisch eingeleiteten Deckenlasten, aus Schwinden der horizontalen Betonscheiben, aus Temperaturänderungen und aus eventuell vorhandenen Baugrundzerrungen bzw. -pressungen. Bei dem Versuch, die Stützenstränge für die volle oder teilweise Ausschaltung der Zwängungskräfte aus Schwinden, Temperaturänderungen und Baugrundbewegungen zu konstruieren, muß bedacht werden, daß die Gelenkausbildung, insbesondere bei großen Normalkräften, konstruktiv schwierig ist und im Regelfalle zu erhöhten Aufwendungen für Material und Werkstattparbeitung führt, und daß im Regelfall zusätzliche Montagehilfen erforderlich sind.

Auf die Darstellung der Kernbauweise wird verzichtet, da sie gegenüber bisherigen Ausführungen nichts wesentlich Neues bringt.

An Hand der Bilder 9 und 10 sind die Kerne ausreichend beschrieben.

Bild 9 demonstriert die klassische Stahlbauweise, während bei Bild 10 die Verbundbauweise zu erkennen ist.

Der Gesamtrohbau besteht aus Tragwerken des Stahl- und Stahlbetonbaues.

Naturgemäß ergaben sich daraus gewisse Abhängigkeiten beider Gewerke, die schon im Planungsstadium zum strengen Durchdenken des Mon-

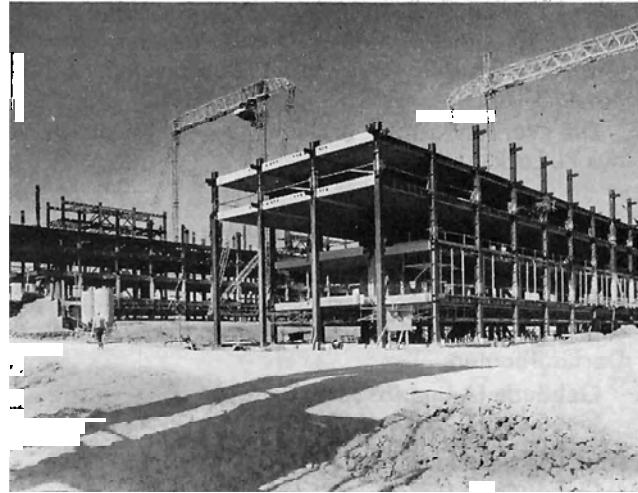


Bild 11: Portalkrane für Gebäude IA und IB

Fig. 11: Gantry Crane for Building IA and IB

tageablaufes zwangen. Der Tagesausstoß der Feldfabrik, das Leistungsvermögen der Hebeegeräte, das Lieferprogramm der Stahlbauwerkstatt und die Kapazität der Einbaukolonne mußten aufeinander abgestimmt werden.

Die Tagesleistung lag bei 10 Stück fertig verschlosserten Deckenplatten, das sind zirka 560 m² Rohbaudecke.

Als Hauptmontagegerät wurde ein Portalkran eingesetzt (siehe Bild 11) mit einer Spannweite von Gebäudebreite plus Baustraße, das sind zirka 38 m, und einer Hakenhöhe von zirka 45 m und einem effektivem Tragvermögen von 35 t.

Die stählerne Tragkonstruktion mußte nach den feuerpolizeilichen Bestimmungen feuerbeständig ummantelt werden.

Bei den Gebäuden IA und IB wurden noch die bekannten Spritzputze vorgesehen, während bei dem Gebäude IC die Verkleidung der Stahlstützen durch nachträglich eingebrachten Ortbeton vorgenommen wurde.

Die Korrosionsschutzanstriche wurden nur an solchen offenen Baustellen aufgebracht, die nicht durch Beton oder feuerbeständige Spritzputze abgedeckt wurden. Das sind insbesondere die Stützen im Deckenspiegelbereich, die Verbundträger und die Galeriekonsolen.

Die Stahlkonstruktion, im Werk mittels Sandstrahlgebläse maschinell entrostet (Entrostungsgrad 2.212 gemäß RoSt), erhielt an den bezeichneten Stellen eine im Werk aufgetragene Grundierung, und zwar 1× Bleimennige auf Ölbasis (Stoff-Nr. 4634.05) für die Stützen im Deckenspiegelbereich. Die Verbundträger erhielten eine Grundierung mittels TP-Lack, der für die Heißdampfbehandlung des Deckenelementes in der Feldfabrik (zirka 100° C) standsicher ist.

Die stählernen Galeriekonsolen, die als Kastenträger mit Öffnungen konstruiert sind, wurden im Werk 3× in ein P-Bad getaucht und anschließend mit einem Deckanstrich für die äußeren Flächen aus PL-Lack versehen.

Auf der Baustelle erhielten die Stützenköpfe eine zweite Grundierung aus Bleimennige auf Ölbasis (Stoff-Nr. 46.34.25) und einen Deckanstrich (Stoff-Nr. 46.37.13).

Die Verbundträger erhielten einen Deckanstrich aus PL-Lack.

Daten der Bauwerke

Gewicht der Stahlkonstruktion einschließlich aller Nebenbauteile, wie Aufzugsgerüste, Haltewinkel für sanitäre und elektrische Versorgung, Klimazentralen, Dachaufbauten.

Gebäude IA und IB: Je zirka 2650 t,
Gebäude IC: zirka 1850 t.

Anstrichflächen

Gebäude IA und IB: Je zirka 12 450 m²,
Gebäude IC: zirka 14 580 m².

Großformatige Deckenplatten

Je Gebäude: 339 Stück,
das sind 19 000 m² Rohbaudecke.

Galerieteile einschließlich Eckteile

Je Gebäude 356 Stück,
das sind zirka 3100 m² Rohbaudecke.

Die ingenieurmäßige Bearbeitung

Die Konstruktion der I-Gebäude der Ruhr-Universität Bochum ist ein Gemeinschaftswerk der Architekten und Ingenieure. Großbauten, die von der Nutzung her die vielfältigsten Anforderungen erfüllen müssen, wie zum Beispiel Institutsgebäude einer Universität, setzen Teamarbeit voraus, das heißt, die Gesamtaufgabe kann nur durch das Zusammenwirken der verschiedensten Einzeldisziplinen gemeinsam gelöst werden.

Im Rahmen dieses Vortrages sei mir erlaubt, auf die hervorragende Stellung des Stahlbaues bei der

Entwicklung neuer Baumethoden, wie sie bei dem Bochumer Projekt praktiziert wurden, hinzuweisen.

Vorfertigung, Typisierung, Großmontagen sind dem Stahlbauer eine gewohnte Aufgabe. Seine Erfahrungen kamen hier fruchtbar zur Anwendung.

Sämtliche Ingenieurgruppen verrichten ihre Arbeiten in Baustellennähe in Zusammenarbeit mit den Architekten und mit der Bauleitung. Durch diese Zusammenfassung war eine gute und schnelle Koordination der Einzelgewerke und die Abstimmung der Konstruktion möglich.

Bautermine

Für das Gebäude IA wurde die ingenieurmäßige Bearbeitung am 1. Jänner 1964 aufgenommen. Die erste Stahlstütze wurde am 19. Mai 1964 montiert, die letzte großformatige Deckenplatte wurde am 6. November 1964 eingefahren (insgesamt 11 Monate).

Für das Gebäude IC begann die ingenieurmäßige Bearbeitung am 21. September 1964, die erste Stahlstütze wurde am 8. Feber 1965 montiert. Mit dem Einfahren des letzten großformatigen Deckenelementes am 8. Juli 1965 wurde der Rohbau fertiggestellt (knapp 10 Monate).

Das Bild 12 zeigt den Stand der Bauarbeiten im Sommer 1965.

Zum Schluß darf ich noch sagen, daß die hier skizzierte Bauweise zunächst ein mutiger Schritt der Architekten und Ingenieure, insbesondere des Herrn Petschnigg, nach vorne war.

Die weitere Entwicklung hat allen Beteiligten recht gegeben. Aufbauend auf dieser Grundkonzeption der Großtafelbauweise wurde eine Entwicklung in Gang gebracht, die zu immer weiteren Verbesserungen geführt hat.

Die Stahlbauer sind aufgefordert, hier entscheidend mitzuarbeiten.

Obering. Dipl.-Ing. F. Schäfers,
Dortmund

Bild 12: Bauzustand Gebäude IA, IB und IC Sommer 1965

Fig. 12: Construction stage: Building IA, IB and IC, summer 1965



Stahlhochbau und Brandschutz — Situation und Zukunft

Von P. B o u é, Darmstadt

Es fällt nicht schwer, eine Betrachtung des Brandschutzes und des Stahlhochbaus damit zu bestreiten, die Unzulänglichkeiten unserer heutigen Beurteilungs- und Ausbildungsvorschriften zu kritisieren. Täglich begegnet uns der Brandschutz oder besser die Notwendigkeit, den baulichen Brandschutz bei Stahlhochbauten gemäß den bestehenden Vorschriften vornehmen zu müssen, als Negativargument. Leicht entsteht so der Eindruck, als ob auf diesem Teilgebiet der Technik in vollkommen atypischer Weise seit vielen Jahren oder Jahrzehnten keine Fortentwicklung im Sinne einer technischen Verbesserung zu verzeichnen wäre.

Tatsächlich liegen jedoch bemerkenswerte Fortschritte vor. Sie gehen aber unvergleichlich langsamer als auf anderen Gebieten in die Vorschriften ein, wodurch ihre praktische Anwendung gegenüber dem Erkenntnisstand eine relativ große zeitliche Phasenverschiebung aufweist.

Eine der Ursachen für diese Erscheinung liegt vielleicht darin, daß im allgemeinen unsere Aufmerksamkeit und Entwicklungsbemühungen aus verständlichen Gründen mehr dem statisch-konstruktiven Sektor gilt. Es liegt allein an uns, sich mit diesem Zustand abzufinden oder durch Aktivität mitzuhelfen, rascher eine Anpassung der täglichen Praxis an den Wissensstand herbeizuführen.

Unter diesem Gesichtspunkt haben die folgenden Ausführungen das Ziel, zu zeigen, wie es heute auf dem Brandschutzsektor des Stahlhochbaus aussieht, wie es aussehen könnte und wie es in — sagen wir 10 Jahren — vermutlich aussehen wird, wenn die gegebenen Möglichkeiten genutzt werden.

Ich gehe hierbei von den Verhältnissen in Deutschland aus. Sie gelten *cum grano salis* auch in diesem und den übrigen europäischen Ländern.

Der Brandschutz hat sich mit der Frage zu befassen, wie „bauliche Anlagen angeordnet, errichtet und unterhalten werden müssen, daß der Entstehung und Ausbreitung von Schadensfeuer vorgebeugt, bei einem Brand wirksam gelöscht sowie Menschen und Tiere gerettet werden können“.

So die Musterbauordnung des Jahres 1960.

Im Vordergrund steht also der Schutz des Menschen und seine Rettung im Falle eines Brandes. Weiter soll die Entwicklung und die Ausbreitung eines Schadensfeuers verhindert werden. Das gilt generell und im Hinblick auf die Tätigkeit der Löschkräfte, also der Wehrmänner im Brandfall.

Man kann diese Grundsätze vom allgemein ökonomischen Standpunkt noch dahingehend ergänzen, daß der Schadensumfang, wenn schon ein Brand nicht verhindert werden kann, möglichst gering

bleibt, eine Gebäudekonstruktion nicht etwa schon durch ein relativ kleines Feuer unbrauchbar wird und die Wiederherstellung mit einem sinnvollen Aufwand durchgeführt werden kann. So sollte das Räumen eines beschädigten Bauwerkes nicht höhere Kosten als dessen Wiederaufbau erfordern. Der Stahlbau besitzt in dieser Hinsicht nicht zu übersehende Vorzüge.

Zahlreiche Beispiele lassen sich anführen, wo Stahlkonstruktionen nach Bränden mit nur geringem Aufwand wieder hergerichtet werden konnten.

So ereignete sich in einer zirka 450 m² großen Lagerhalle für Auto-Akkumulatoren vor wenigen Tagen ein vermutlich durch Kurzschluß entstandenes Schadensfeuer. Die Akkus waren bis etwa 50 cm unterhalb der Stahlbinder gelagert, wodurch eine rechnerische Brandlast von weit über 100 kg/m² vorlag. Zwar konnten nach der sofortigen Brandentdeckung etwa 50 % des Lagergutes unversehrt geborgen werden, doch brannte der Rest innerhalb von 3 Stunden ab. Auch die brennbare Isolierung unter dem Wellasbestdach wurde ein Raub der Flammen. Die Stahlkonstruktion erlitt durch den Hitzeinfluß Deformationen, verlor aber nicht ihre Tragfähigkeit. Sie hätte mit wenigen Neuteilen wieder hergestellt werden können, doch zog man aus Zeitgründen vor, alle deformierten Teile der Typenkonstruktion auszutauschen, wobei nur unwesentliche Teile der gemauerten Wände beschädigt wurden. Vier Wochen nach dem Schadensfall steht das Lager wieder betriebsfertig zur Verfügung. Bauliche Instandsetzungskosten zirka DM 30 000,—, Verlust an Lagergut zirka DM 250 000,—.

Die technischen und begrifflichen Festlegungen des baulichen Brandschutzes sind in DIN 4102 enthalten. Diese Norm wurde in mehr als 10jähriger Arbeit auf einen neuen Stand gebracht, der auch für den Stahlbau beachtliche Verbesserungen bringt, wenn auch das mögliche Optimum zweifellos nicht erreicht wurde, wie noch zu zeigen ist.

Die alte Norm aus dem Jahre 1940 war in drei Blätter eingeteilt: Begriffe, Einreihung in die Begriffe und Brandversuche.

Mit Rücksicht auf die stürmische Zunahme neuer Baustoffe und eine bessere Anpassung an die Eigenart der verschiedenen Bauteile sowie im Interesse einer besseren Übersicht sind folgende 5 Blätter vorgesehen:

Die Blätter 1–3: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen jeweils für Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.

Die Einreihung in die Begriffe bringt Blatt 4, worin vor allem der für die Praxis wichtige Ausführungskatalog von Ummantelungen und Abschirmungen enthalten ist.

Erläuterungen gibt Blatt 5.

Als Ersatz der inzwischen zurückgezogenen Altfassung liegen derzeit vor: Die Blätter 2 und 4 sowie ein zusätzliches Blatt 10 mit ergänzenden Bestimmungen, die später in die noch in Bearbeitung befindlichen Blätter 1 und 3 eingearbeitet sein werden.

Für die Sonderbauteile Blatt 3 steht seit August 1965 ein Gelbdruck zur Diskussion. Auch der Titel erfuhr eine Straffung.

Auf der Grundlage von Brandversuchen als reproduzierbare Realdefinitionen wird das Brandverhalten der Bauteile durch die Feuerwiderstandsdauer gekennzeichnet. Das heißt, widersteht ein genormtes Prüfstück in einem ebenfalls nach Abmessungen und Ausbildung festgelegten Brandraum einem nach der Einheitstemperaturkurve geführten Normfeuer, zum Beispiel 30 Minuten ohne Einbuße der Funktionsfähigkeit, so besitzt dieser Bauteil eine Feuerwiderstandsdauer von F 30, die baupolizeilich – also nach der Bauordnung – vorerst noch als „feuerhemmend“ bezeichnet wird.

Gegenüber früheren, leicht mißverständlichen Bezeichnungen ist damit ein klarer Leistungsmaßstab gegeben, der die internationale Verständigung erleichtert und durch eine engere Teilung die Anpassung im Einzelfall ermöglicht (Bild 2).

Um die einzelnen Brandzeiten der gewählten Feuerwiderstandsklassen zu erreichen, sind die in der letzten Spalte genannten Brandlasten in kg/m^2 Holzgleichwert oder kcal/m^2 erforderlich. Ideale Abbrandverhältnisse, wie sie im Brandversuch vorliegen, vorausgesetzt. Hieraus ergibt sich bereits ein erster Anhalt, in welchen Fällen die einzelnen Feuerwiderstandsklassen angebracht sind.

Die Bauordnung stellt im wesentlichen für alle Bauten die Maximalforderung nach feuerbeständiger Ausführung. Soweit nicht für eine beschränkte Zahl von Gebäuden in Bauordnung oder ergänzenden Vorschriften hiervon Abweichungen ausdrücklich festgelegt sind, wird es der Erfahrung der

beurteilenden Beamten von Bauaufsicht, Feuerwehr, Brandversicherung und Gewerbeaufsicht überlassen, nach Ermessen zu entscheiden, ob und in welchem Umfang für den Einzelfall andere – höhere oder geringere – Anforderungen angebracht sind.

Eine bedeutende Schwierigkeit für die tägliche Anwendungspraxis!

Das Fehlen eines objektiven, einheitlichen Maßstabes führt nämlich häufig bei sonst völlig gleichen Verhältnissen trotz besten Willens und Wissens der Beteiligten zu divergierenden Auflagen an verschiedenen Orten. Eine Tatsache, die etwa bei statischen Fragen vollkommen undenkbar ist. Hersteller, Architekten und Bauherren könnten hier leicht eine Vielzahl von Beispielen nennen.

Weder pauschale noch ermessensmäßige Einstufung von Gebäuden ermöglichen ein wirtschaftlich und sicherheitlich erwünschtes Optimum. Eine der Ursachen für diese Situation liegt in den hochgradig komplexen Einflußfaktoren eines Brandes:

- Brandlast als Kenngröße der Menge des brennbaren Gutes,
 - Verteilung der Brandlast,
 - Abbrandcharakteristik bei sonst gleicher Brandlast (zum Beispiel Wellpappe – Bücher),
 - Lüftungsverhältnisse nach Lage, Größe und Art sowie in Relation zu den Raumabmessungen, räumliche Verhältnisse, wie Raumgröße, Zugschnitt, Brandabschnitte, Nachbarschaftsgefährdung,
 - räumliche Lage der Bauteile bezüglich eines möglichen Brandherdes,
 - Schadensstufe der Gebäude und Bauteile,
- um nur die wichtigsten zu nennen.

Während einige Länder (USA, England, UdSSR) durch sehr detaillierte Kataloge eine Lösung anstreben, werden seit mehreren Jahren im westeuropäischen Raum¹⁾ Klassifizierungssysteme erörtert, die im Einzelfall die wichtigsten Einflußfaktoren wertend berücksichtigen. In Italien²⁾ erhielt 1961 ein derartiges Einstufungsverfahren Gesetzeskraft. In

Bild 1: Wiederherstellungsarbeiten an einer Akku-Lagerhalle nach 3-Stunden-Brand

(Werkfoto: Donges, Darmstadt)

Fig. 1: Reconstruction of an Accumulator-Storage Shed, 3 hours after fire (works photo)



Bild 2: Feuerwiderstandsklassen

Fig. 2: Fire resistant classification

Feuerwiderstands-Klasse	Dauer Minuten	Bauaufsichtliche Benennung	Zugehör. Brandlast	
			kcal/m^2	kp/m^2
F 30	≥ 30	Feuerhemmend	120 000	30
F 60	≥ 60		240 000	60
F 90	≥ 90	Feuerbeständig	360 000	90
F 120	≥ 120		480 000	120
F 180	≥ 180	Hoch- Feuerbeständig	720 000	180

Deutschland wird das Normblatt DIN 18230 „Baulicher Brandschutz im Industriebau, Ermittlung der Brandschutzklassen“, wenigstens für diesen Bereich die bestehende Lücke schließen.

Der Vorteil dieser Verfahren liegt darin, daß sie erkennen lassen, durch welche oft einfache und wenig kostende Maßnahmen eine Verbesserung zu erreichen ist. So kann zum Beispiel die Bildung kleinerer Brandabschnitte die zu fordernde Feuerwiderstandsdauer der Bauteile wesentlich herabsetzen.

In einer eingeschossigen Halle für die Automobilproduktion etwa, mit einer Grundfläche von 10 000 m², ergibt sich nach DIN 18230 eine rechnerische Brandlast von 32 kg/m², was nach Brandschutzklasse III tragende Stützen und Wände mit F 60 sowie ein Dachtragwerk mit F 30 fordert. Wird eine Raumunterteilung mittels Brandwand vorgenommen, so reduzieren sich diese Forderungen auf F 30 für alle tragenden Bauteile. Schließlich führt das Herausnehmen der sehr hohen, örtlich begrenzten Brandlast von 150 kg/m² für eine Spritzlackierung durch Brandwände das Brandrisiko so, daß eine Ausführung aller tragenden Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, also ungeschützter Stahlkonstruktion, möglich wird. Gleichzeitig ist eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Brandbekämpfung, durch Unterteilung in übersichtliche Brandabschnitte und Abtrennung der besonders brandgefährdeten Spritzerei erreicht.

Die Brandlast ist trotz zahlreicher Nebeneinflüsse von durchschlagender Bedeutung. Sie gestattet den Vergleich mit der Einheitstemperaturkurve, die als idealisierter Prüfmaßstab mit hoher Wahrscheinlichkeit alle denkbaren Temperaturverläufe auch bei ungünstigen Brandfällen abdeckt.

Sie bietet damit einen vergleichenden Übergang zwischen Naturbrand und Versuchsbrand. Ersterer ist gekennzeichnet durch die Brandentstehungsphase, den Feuerübersprung und den eigentlichen Brand.

Also anfänglich relativ niedrige Temperaturen, dann ansteigend, etwa wie die Einheitstemperatur-

kurve, diese manchmal unbedeutend kurzzeitig übersteigend, und schließlich abfallend. Hieraus ergibt sich schon, daß eine zumindest in der Tendenz gültige Übereinstimmung nur vom Augenblick des sogenannten Feuerübersprungs an vorliegt. Der Gesamtverlauf – besonders bezüglich der Zeit, ist wiederum von der Brandlast abhängig. Dies ist aus vereinzelt Messungen bei Naturbränden bekannt.

Die im Bild 4 der Einheitstemperaturkurve gegenübergestellte Naturbrandkurve entstammt einer Serie von Versuchen in England³⁾. Dort möblierte man zweigeschossige Wohngebäude in üblicher Art und verursachte durch Benzin- bzw. Ölentzündung einen Brand. Daher auch der kurzzeitig steile Temperaturanstieg zu Beginn, der aber ohne bemerkenswerten Einfluß auf die Bauteile blieb. Der eigentliche Brand trat erst nach zirka 30 Minuten ein, nachdem man günstigere Lüftungsverhältnisse künstlich herbeiführte. Bereits nach 80 Minuten erlosch das Feuer mangels Masse. Das heißt, daß die vorhandene Brandlast ein mit der Normkurve vergleichbares Feuer von nur knapp 30 Minuten nähren konnte, was auf Grund der Brandlast von 25 kg/m² zu erwarten war. Daß die thermische Beanspruchung der nicht oder nur leicht geschützten Stahlbauteile wesentlich geringer als im 30-Minuten-Normbrand war, ist einleuchtend.

Es scheint dringend geboten, im Interesse einer definierbaren und abgewogenen Sicherheit sowie der wünschenswerten Wirtschaftlichkeit derartige Versuche systematisch vorzunehmen, mit dem Ziel einer wirklichkeitsgerechten Ausdeutung unserer Brandversuche und um Unterlagen für einen objektiven Klassifizierungsmaßstab für die verschiedenen Bauten zu erhalten.

Die an der Normung Beteiligten hatten den Willen, weitgehend die Prüfbedingungen an die praktischen Verhältnisse anzupassen. Diesbezügliche Hinweise finden sich an mehreren Textstellen. Auch die Einführung einer abgewandelten Temperatur-Zeitkurve für die Beanspruchung von Fassadenteilen durch Feuerwirkung von außen zeugt von diesem

Bild 3: Günstigere Einstufung durch kleinere Brandabschnitte und fb-Abtrennung besonders brandgefährdeter Bereiche (nach DIN 18230)

Fig. 3: Better classification by smaller fire sections and fb separation of areas particularly subject to fire (to DIN 18.230)

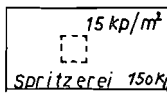
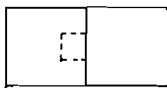
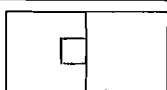
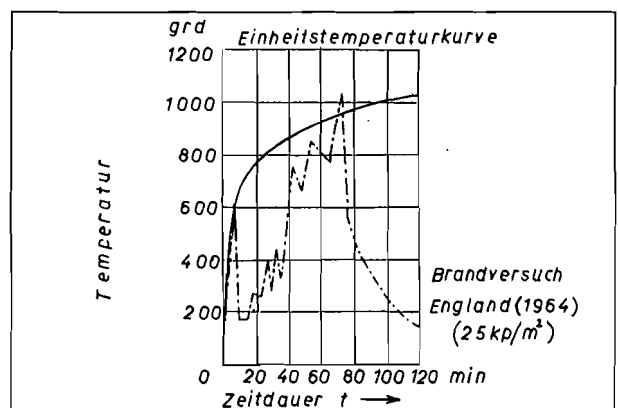
Produktionshalle 10 000 m ²	Brand- schutz- klasse	Erforderlicher Feuerwiderstand Stützen Wände Dachtrag- werk	
	III	F 60	F 30
	II	F 30	F 30
	I	Nicht brennbar	

Bild 4: Einheitstemperaturkurve und Naturbrand

Fig. 4: Unit temperature curve and natural fire



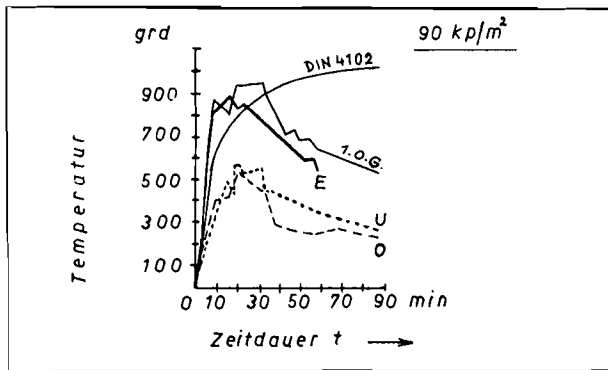


Bild 5: Abbrandversuch an einer Schule in Hamburg in zwei Geschossen übereinander

Fig. 5: Fire test on two storeys of a school in Hamburg

Bemühen. Bei dieser Kurve steigt die Prüftemperatur während der ersten 10 Minuten ähnlich der Einheitstemperaturkurve bis auf 650°C über Ausgangswert an, dann bleibt sie für die gesamte Prüfzeit bis maximal 90 Minuten konstant in dieser Höhe. Neben der nachträglichen Temperaturfeststellung wirklicher Brände durch die Auswertung des Zustandes von Indikatoren (Metalle, Glas) haben zahlreiche Versuche im In- und Ausland die Basis für diese abgewandelte Kurve geliefert.

So traten bei insgesamt 5 Brandversuchen an einem Schulgebäude in Hamburg, wenn man von einer kurzzeitigen Spitze mit 700°C absieht, Außentemperaturen auf, die nicht die 500°C-Grenze überschritten. Sie hielten sich beim erwartungsgemäßen Abbrand in zwei übereinanderliegenden, je bis zu 90 kg/m² brandbelasteten Räumen längstens 20 Minuten in diesem Bereich und bewegten sich über 90 Minuten zwischen 300 und 400°C. Bemerkenswert war übrigens noch die Tatsache, daß die Außentemperaturen im Bereich des Untergeschosses nach den ersten 10 Minuten bis zu 120°C höher lagen als im Obergeschoßbereich. Schütze führt diese Erscheinung auf den Wärmestau beim Zusammentreffen der beiden Verbrennungsströme und die ungestörte Verbrennung im Untergeschoß zurück⁴⁾.

Es liegt nahe, diese Erkenntnis auch bei Außenstützen anzuwenden.

Ausgehend von dem Gedanken, daß Stützen an und vor Außenwänden im Gegensatz zu frei im Innenraum stehenden Stützen, die allseits feuerumspült sind, eine nur einseitige und damit geringere thermische Beanspruchung erleiden, hat der Deutsche Ausschuß für Stahlbau in einem eigens hierfür erbauten Brandhaus unter der Leitung des Materialprüfamt der Hansestadt Hamburg zahlreiche Versuche durchführen lassen⁵⁾⁶⁾⁷⁾.

Im eigentlichen Brandhaus wurde durch insgesamt 6 Ölbrenner mit Leistungen bis zu 30 kp/h während der Versuchsdauer die Einheitstemperaturkurve erzeugt. Bei einem 90-Minuten-Brand benötigte man eine Ölmenge, die umgerechnet einer Brandlast von

AUSSENSTÜTZEN						
Seitlicher Überstand \ddot{u} in cm						
I - Profile □ - Querschnitt	bis 260 mm Höhe " 400 mm "			über 260 mm Höhe " 400 mm "		
	F30	F60	F90	F30	F60	F90
bis 80 mm Distanz vor Fassade	6	10	12	9	12	14
über 80 mm Distanz vor Fassade	K	0	6	K	0	12

K = ohne Schutz
0 = ohne Überstand [$\ddot{u} = 0$]

Bild 6: Feuerwiderstand von Außenstützen

Fig. 6: Fire resistance of outside stanchion

bis zu 300 kg/m² entspricht. Vergleichsweise sind bei den Versuchsbränden für die Stützen- und Trägerprüfung während der gleichen Prüfzeit nur zirka 90 kg/m² üblich. Wegen der unbedeckten 2,5 × 1,9 m großen „Fensteröffnung“ des Brandhauses, vor dem die zu prüfenden Stahlstützen aufgestellt waren, fehlt der Wärmestau. Die mit solchermaßen hoch angesetzten Prüfbedingungen erhaltenen Ergebnisse liegen deshalb auch weit auf der sicheren Seite und decken mit Sicherheit die nicht ungewöhnlichen Streuungen ab, die vor allem wohl durch die Möglichkeit des ungehinderten Zutritts der Außenluft – die Versuchsanlage ist im Freien aufgebaut – verzeichnet wurden.

Um die Anforderungen jenen der übrigen Bauteile, wie sie in der Norm gestellt werden, gleichzusetzen, können die geforderten abschirmenden Schutzmaßnahmen, wenn sie jetzt in die Norm aufgenommen werden, zweifellos um mindestens eine Stufe herabgesetzt werden.

Die Beanspruchung solcher Außenstützen erfolgt vorwiegend durch Strahlung. Die Stützen werden deshalb, soweit ihre Distanzierung vor die Fassade nicht schon ausreicht, durch eine abschirmende Platte mit oder ohne seitlichen Überstand geschützt. Dicke und Material dieser Platten muß so gewählt werden, daß bei einem Durchwärmungsversuch auf ihrer abgewandten Seite frühestens nach 90 Minuten eine Temperatur von 400°C eintritt. Erprobt sind bisher 2,5 cm dicke Vermiculite-Zement- und Asbestplatten, die entweder aufgeklebt, aufgeschraubt oder angeklemt werden.

Sehr aufschlußreich war ein Versuch, bei dem die erwähnte Öffnung durch ein verglastes Stahlfenster verschlossen war. Nach anfänglichen Rissen fielen allmählich die 7 mm dicken Glasscheiben heraus. Etwa 35 Minuten nach Versuchsbeginn war die gesamte Öffnung frei. Gegenüber einem vergleichbaren Versuch ohne Fensterglas zeigte sich an der Stahlstütze ein wesentlich geringerer Temperaturanstieg und die Maximalwerte lagen bis zu 120°C niedriger. Dieser Versuch wurde bei der Zusammen-

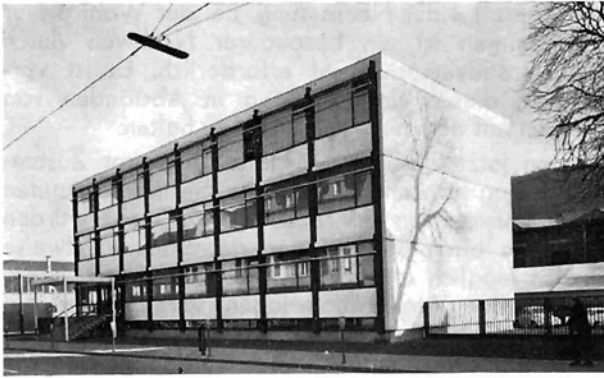


Bild 7: Verwaltungsgebäude in Ganzstahl-Montagebauweise

Fig. 7: Administration Building, all metal type erection

stellung der notwendigen Überstände für die verschiedenen Feuerwiderstände von Außenstützen nicht berücksichtigt. Bei Gebäuden mit Klimatisierung und ständig geschlossenen Fenstern ist diese Sicherheits-spanne noch ausschöpfbar.

Das in Bild 7 wiedergegebene viergeschossige Verwaltungsgebäude im Rheinland besitzt Außenstützen aus abgekantetem Blech, die wesentlicher Bestand der architektonischen Gestaltung des Ganzstahlgebäudes sind⁸⁾. Es konnte ein Maximum an Nutzfläche durch stützenfreie Innenräume bei der nur beschränkt zur Verfügung stehenden Baubreite gewonnen werden. Zusätzlich wirkte sich die Wahl von Decken aus gesicktem Bandstahl durch extrem niedrige Bauhöhe aus. Im Keller sind abgehängte Vermiculite-Platz-Unterdecken und in den Geschossen abgehängte Gipsunterdecken eingebaut. Die Kaltfassade ist nach innen und außen mit kunststoffbeschichtetem Blech verkleidet; dazwischen als Wärme- und Brandschutz Mineralfaserplatten sowie Gipskarton.

Beim Kunstmuseum in Duisburg⁹⁾ wurden die tragenden Rahmen mit Distanz vor und über dem eigentlichen Baukörper angeordnet, dessen tragende Faltwerksdeckenscheiben an den Bindern hängt.

Bezüglich der Brandbeanspruchung stellen die im Rauminnen frei aufgestellten Innenstützen – allseits feuerumspült – und die nur einseitig beaufschlagte Außenstütze extreme Grenzfälle dar.

Schon die an eine Wand gelehnte und vielmehr noch in der Wand befindliche Stütze erfahren eine mehr oder weniger einseitige thermische Beanspruchung im Brandfall. Es wäre nur folgerichtig, diese Unterscheidung sowohl bei der Brandprüfung als auch bei der Auslegung der Schutzmaßnahmen zu berücksichtigen.

Unter anderem trifft diese Betrachtungsweise auch für das Stahlskelett einer Fachwand zu. Im Jahre 1936 wurden an der Materialprüfanstalt in Berlin-Dahlem belastete Fachwände in üblicher Ausführung mit Halbstein-Ausmauerung Brandversuchen unterworfen¹⁰⁾.

Das Versagen durch Ausknicken trat nach 92 Minuten ein. Das Prädikat „feuerbeständig“ wurde nur deshalb nicht erteilt, weil an der feuerabge-

wandten Seite die damals gültige Temperaturgrenze für raumabschließende Elemente von 130° C bereits in der 70. Minute gemessen wurde. Die Neufassung von DIN 4102 sieht jetzt 180° C vor. Dennoch wird in Blatt 3 die zusätzliche Ummantelung der in Fachwänden frei liegenden Flanschen vorgeschrieben. Eine Änderung scheint unerlässlich, besonders wenn zumindest stichprobenweise ein entsprechender Versuch vorgenommen wird.

Gegenüber der Altfassung unserer Norm wurden die Kriterien für das Versagen neu formuliert. Tragende Bauteile dürfen unter ihrer rechnerischen Last – also unter Ausnutzung von zulässigen – und nichttragende unter Eigenlast ihre Tragfunktionen nicht verlieren.

Bei ganz oder überwiegend auf Biegung beanspruchten Teilen wird der Verlust der Tragfunktion ersetzt durch die Beschränkung der Durchbiegeschwindigkeit, das heißt, wenn während des Brandversuches in einer Minute die Durchbiegung den Wert $\frac{l^2}{9000 H}$ überschreitet. Bei einem I 300 über 10 m gespannt sind dies 4 cm/min.

Soweit Stahlstützen nicht unter Gebrauchslast geprüft werden, darf die Temperatur am Stahl im Mittel 400° C, im Maximum 500° C nicht überschreiten. Die Festlegung: entweder Versagen unter Last oder kritische Temperatur, beseitigt die frühere Benachteiligung von Stahlbauteilen.

Theoretisch läßt sich durch Stabilitätsbetrachtungen unter Beachtung des Absinkens von Fließgrenze und Elastizitätsmodul nachweisen, daß die Versagstemperatur für schlanke Druckstäbe bei 700° C, für gedrungene Stäbe etwa oberhalb 400° C liegen⁵⁾.



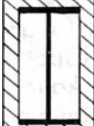

Dennoch versagen die Stützen vorwiegend bei höheren Temperaturen, wie zum Beispiel die Auswertung von 185 Brandversuchen an gedrungenen Stützen zeigt.

Hierfür sind verschiedene Gründe maßgebend:

Die theoretischen Werte führen nur dann zum Versagen, wenn der ganze Querschnitt des kritischen

Bild 8: Wirksamkeit einer Kernfüllung auf die Feuerwiderstandsdauer einer Stahlstütze

Fig. 8: Effect of a core filling as to fire resistance period of a steel-stanchion

Einfluss der Kernfüllung			
			
F 12	F 20	F 110	F 245
624° C	730° C	647° C	663° C

Stützenbereiches in gleicher Höhe durchwärmt ist. Bei Eulerstäben liegt dieser in Stabmitte. Bekanntlich können wegen der unterschiedlichen Erwärmung der verschiedenen Höhenzonen des Brandraumes die Stützen über ihre Länge relativ hohe Temperaturdifferenzen aufweisen. So werden häufig zwischen unterem und oberem Drittelpunkt Differenzen bis zu 200° C gemessen. Es ist auch nicht sicher, daß die tatsächlich gemessenen Temperaturen die jeweils höchsten des Querschnittes oder des ganzen Stabes sind. Die Ummantelung und darin eingetretene Risse verfälschen zusätzlich das Bild.

Die Auftragung der Versagenstemperaturen in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad ungeschützter, gedrungener Stahlstützen bestätigt diese Aussage. Auch hier liegen die Temperaturen im Augenblick des Ausknickens oberhalb 550° C.

In den amerikanischen Brandprüfvorschriften wird wohl aus diesem Grund eine höhere kritische Stahltemperatur – und zwar 538° C im Mittel, 649° C maximal – genannt.

Obwohl also die jetzige Fassung der Norm eine Verbesserung gegenüber der früheren Festlegung darstellt, liegt hier eine weitere ausschöpfbare Reserve brach.

Für sogenannte Feldversuche, die ohne Belastung und nicht mit dem Ziel, den Zusammenbruch zu erreichen, an Biegegliedern vorgenommen werden, sollte gleichfalls eine kritische Stahltemperatur festgelegt werden. Auf Grund ähnlicher Überlegungen, wie für die Stützen angestellt, kämen wohl 400° C im Mittel und 500° C maximal in Frage.

Bei Stützen mit Verkleidungen oder Ummantelungen wird nur noch bei Prüfung auf F 90 und mehr der Löschwassertest am Ende der Prüfzeit vorgenommen. Dies scheint unlogisch und beschränkt die Erkenntnisfindung beim Brandversuch. Unabhängig von den sonst gestellten Fragen interessiert stets neben der Einstufung in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse aus wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Gründen das wirkliche Versagen. Der Wassertest schließt aber diese Feststellung aus, wenn er unmittelbar nach bestandener Prüfzeit vorgenommen wird; nach dem Versagen vorgenommen, gibt er ein falsches Bild.

In der britischen Norm ist deshalb seit 1953 der Löschwassertest entfallen. Nach den USA-Vorschriften wird dieser Versuch an einem besonderen, in gleicher Weise wie beim Hauptversuch ausgebildeten Prüfling nach halber Feuerwiderstandsdauer, maximal jedoch nach einer Stunde, vorgenommen. Eine ähnliche Regelung wäre auch bei uns zu begrüßen. Gleichzeitig sollte der Beurteilungsmaßstab für diesen Test schärfer formuliert werden. Es genügt nicht, nur davon zu sprechen, daß die Stahloberfläche nicht freigelegt werden darf, zumal eine relativ kleine Abspaltung vor allem im unteren Bereich der Stütze kaum Einfluß auf die weitere Wirksamkeit der Gesamtummantelung hat.

Den für die praktische Anwendung wichtigen Katalog der Ausführungsarten von Ummantelungen, Verkleidungen und Unterdecken, eingeteilt nach den verschiedenen Stufen der Feuerwiderstandsdauer,

enthält Blatt 4 der Neufassung. Bei der Wahl dieser Ausbildungen ist ein besonderer Nachweis durch einen Brandversuch nicht erforderlich. Es ist vorgesehen, diesen Katalog etwa in Abständen von 2 Jahren auf dem neuesten Stand zu halten.

Schon jetzt wäre eine Ergänzung dieser Zusammenstellung notwendig, denn die hier verzeichneten Daten entstammen der Zeit vor 1963 und wurden unter den alten Bedingungen gewonnen. Teilweise wird es möglich sein, diese Anpassung durch Überprüfung der Versuchsunterlagen vorzunehmen. In anderen Fällen sind neue Brandversuche vermutlich notwendig. Die Ummantelungen werden hierdurch in vielen Fällen dünner und leichter.

Auch hinsichtlich der Betonummantelungen ist eine Klärung zweckmäßig. Derzeit kann man entweder mit 6 cm Überdeckung der Flansche und 3 cm seitlich der Flansche arbeiten oder bei Verwendung von mindestens B 160 allseits mit 4 cm auskommen. Das vorliegende Versuchsmaterial gestattet ohne Schwierigkeiten hier eine Entscheidung.

Bei Gelegenheit der Überprüfung sollte auch die Wirksamkeit der Kernfüllung genauer untersucht werden. Sowohl gegenüber ungeschützten Stützen als auch gegenüber kastenförmiger Ummantelung erhöht eine Kernfüllung die Feuerwiderstandsdauer um zirka 50 bis 100 % (Bild 8).

Inzwischen liegen für verschiedene, nicht in der Norm aufgenommene Ausbildungen mit leichten Ummantelungen Prüfzeugnisse – teilweise sogar unter Anwendung der Neufassung – vor. Sie müßten bei der ersten Ergänzung berücksichtigt werden.

Eine interessante Schutzart bietet der Gießgips, die für zahlreiche gleichartige Stützen wirtschaftlich vorteilhaft wird. Der Gießgips wird auf der Baustelle in eine das Stützenprofil umfassende Alu-Form gepumpt.

Zweckmäßig sollten die Platten- und Fertigteil-Ummantelungen gefördert werden. Sie entsprechen der angestrebten Komplett-Montage- und Trockenbauweise.

Der nicht konventionelle Schutz von Stahlstützen durch unter Hitzeeinwirkung aufschäumende Anstriche dürfte demnächst auch generell zulässig sein. Seit 1964 liegen hierüber Versuchsergebnisse vor, die für derart behandelte Stützen und Träger eine Feuerwiderstandsdauer von F 30 bestätigen⁷⁾¹¹⁾.

Die Anstriche werden entweder in einem Zwei- oder Dreischichtsystem auf eine zuvor mit Grundanstrich versehene Stahloberfläche aufgebracht. Es kann gestrichen oder gespritzt werden. Ein Überstreichen zur Farbgestaltung ist möglich. Die allgemeine Zulassung konnte bisher noch nicht erteilt werden, weil Versuche über Dauerwirksamkeit unter verschiedenen Klimabedingungen noch ausstehen. Fest steht, daß derzeit eine Anwendung für Konstruktionen im Freien wegen der Feuchtigkeitsempfindlichkeit ausschaltet.

Außerst wichtig kann ein Anstrich mit Schaumbildnern werden, wenn Gebäude zunächst mit Rücksicht auf eine 20 kg/m² nicht überschreitende Brandlast in ungeschützter Stahlkonstruktion ausgeführt werden, bei anderem Verwendungszweck aber ein F 30-Schutz erforderlich wird.

Betrachtet man diese Entwicklung, so stellt sich uns die Frage, ob es nicht noch andere nichtkonventionelle Möglichkeiten des Brandschutzes von Stahlkonstruktionen gibt. Eine geradezu ideale Methode des Brandschutzes im Stahlhochbau wäre vielleicht von der Materialseite zu erwarten. Der Gedanke liegt besonders nahe, wenn man die Parallele zum Korrosionsschutz zieht. In letzter Zeit gewinnen bei uns jene Stahlsorten Bedeutung, die eine vor weiterem Rost schützende Korrosionsschicht bilden, ohne die Notwendigkeit, einen Grund- und Deckanstrich aufbringen zu müssen. Die gegenwärtig bekannten warm- und hochwarmfesten Stähle, wie sie zum Beispiel für Dampf- und Gasturbinen verwendet werden und Betriebstemperaturen bis zu 1000° C kurzfristig ertragen, schalten als Ersatz für unsere Baustähle jedoch aus Kostengründen aus. Die Mehrpreise für diese Sonderstähle übersteigen trotz ihrer höheren Festigkeit die Kosten für eine herkömmliche Ummantelung um ein Vielfaches.

Anders liegen die Verhältnisse beim Einsatz von Sprinkleranlagen. Die Sprinklerung kann durchaus eine reale Alternative für die traditionellen baulichen Brandschutzmaßnahmen sein. Neben der auch bei uns bekannten Innensprinklerung in Warenhäusern, Industrieanlagen und Garagen sowie ihrer Abwandlung bei Regenwänden finden sich in den Vereinigten Staaten häufig auch Außenanlagen. Sie haben die Aufgabe, die Brandübertragung von innen nach außen oder umgekehrt zu verhindern. Schütze berichtete kürzlich von einem Feuer in New Brunswick am 31. XII. 1960⁴⁾. Von zwei zirka 7 m voneinander entfernt stehenden 12 m hohen Holzgebäuden brannte das eine, ein Bürohaus, völlig nieder, während das andere durch eine Außensprinkleranlage im Trockensystem vor Schaden bewahrt wurde. Lediglich einige Fensterscheiben waren durch die Wärmestrahlung zerbrochen.

Geilinger benutzte bei seinen Brandversuchen 1957 in Winterthur neben anderem eine Wasserberieselung der sonst ungeschützten Außenstützen¹²⁾. Er erzeugte durch einfache Düsen am Stützenkopf einen Wasserschleier auf der Profilloberfläche und konnte hierdurch den Stahl von unzulässig hoher Erwärmung schützen. Erste Versuche zeigten eine hohe Wirksamkeit schon bei relativ geringen Wassermengen. Die Versorgung aus dem Stadtnetz reichte völlig aus. Leider kam es nicht zu einer systematischen Untersuchung, die sich auch auf die Innenstützen erstrecken sollte. Für den Einsatz bei Gebäuden war daran gedacht, die Wasserberieselung entweder über Wärme- bzw. Rauchmelder und Schmelzloten einzuleiten oder von Hand den Wasserzulauf zu betätigen. Die entsprechenden Schieber sollten sich innerhalb und außerhalb des Gebäudes befinden.

In vielen technischen Bereichen wird auf ähnliche Weise das hohe Wärmeaufnahmevermögen des Wassers zur Kühlung der Werkstoffe verwendet. Neben Berieseln, Besprühen und Umspülen finden wir die Kühlung infolge Durchlauf in Röhren, Kanälen oder sonstigen Hohlräumen. Es nimmt deshalb nicht wunder, wenn bereits in den zwanziger Jahren vorgeschlagen wurde, sehr gefährdete Bauteile als Hohl-

körper auszuführen und im Brandfalle mit Wasserdurchlauf zu kühlen.

Ein Anwendungsfall in einem Spinnereibetrieb aus den Jahren 1939/40 ist bekanntgeworden. Dort führte man die Untergurte von Fachwerkträgern hohl aus und sah für den Brandfall einen Wasserdurchlauf vor.

Vor kurzem erschien in der Zeitschrift „Der Stahlbau“ ein Hinweis auf eine entsprechende Patentanmeldung von Serwe¹³⁾. Darin wurde über Kleinversuche berichtet, wobei sogar thermoplastische Kunststoffe wasserdurchflossen erstaunliches Standvermögen unter Feuereinwirkung behielten. Für Stahl ist jedenfalls zu erwarten, daß bei entsprechendem Umlauf und gegebenenfalls Zulauf die Innenwandung solcher Hohlprofile während eines Brandes bei 100° C gehalten werden können und die Außenwandung höchstens Temperaturen erreicht, die ein Versagen noch nicht befürchten lassen.

Notwendige Vorkehrungen gegen Druckentspannung, Korrosion und Frosteinwirkung, Sicherstellung von Wassermenge und Zirkulation scheinen keine grundsätzlichen Schwierigkeiten zu bereiten.

Das 260 m hohe, 64geschossige Hauptverwaltungsgebäude der United States Steel in Pittsburgh, dessen Grundsteinlegung im März dieses Jahres stattfand, wird auf gleiche Weise gegen Brand geschützte Hohlkasten-Außenstützen erhalten¹⁴⁾. Diese mit zirka 90 cm Abstand vor der Fassade stehenden, geschweißten Stützen aus Corten-Stahl haben einen Kastenquerschnitt von 914×660 mm, nehmen maximal eine Last von 286 t auf. Ihr Hohlraum wird mit Wasser, dem ein Frostschutzmittel zugesetzt ist, gefüllt. Über die Gebäudehöhe sind vier, je etwa 61 m lange Zonen gebildet, die 470 000 l Wasser aufnehmen. In jeder Zone sorgt ein Rohrsystem mit oberen Zuläufen und unteren Abläufen für die Verbindung der wassergefüllten Stützen mit einem 7500-Liter-Tank. Treten an den Außenstützen höhere Temperaturen infolge eines Brandes auf, dann werden diese durch den entstehenden natürlichen Wasserumlauf unterhalb einer Sicherheitsgrenze gehalten, die erforderlich ist, damit der Stahl eine ausreichende Festigkeit behält. Der so gewährleistete Schutz der Stützen kann über längere Zeit aufrechterhalten werden. Insgesamt benötigt dieses Kühlsystem fast 2 000 000 l Wasser. Die Mehrkosten für die besondere Sorgfalt bei der Herstellung und beim Schweißen der Stützen, des Rohrsystems, der Tanks, die Wasserfüllung und den Corten-Stahl werden durch Einsparungen an sonst erforderlich gewordenen Brand- und Korrosionsschutzmaßnahmen sowie das geringere Gewicht mehr als ausgeglichen.

Die bekannte Erfahrungstatsache, daß Ideen in der Luft liegen, wird wieder einmal an diesem Beispiel bestätigt.

Aber mehr noch: Seit kurzem plant man in Südf frankreich nach einem dem Vernehmen nach vor etwa 20 Jahren patentierten Verfahren einige Stahlbauten mit Wasserumlaufkühlung auszustatten.

Eine interessante Entwicklung und neue Aussichten für den künftigen Brandschutz des Stahlhochbaues, die intensiv verfolgt werden müssen.

Das entworfene Bild wäre unvollständig ohne das von der Europäischen Gemeinschaft für Kohle und Stahl in Luxemburg nachhaltig geförderte Brandforschungsprogramm der Kommission 3 der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände zu erwähnen.

Es sieht im einzelnen folgende Untersuchungen vor:

1. Statistische Erhebungen über die Brandlast in Bürogebäuden

Wir wissen, daß eine ungeschützte Stahlkonstruktion einer Brandlast von bis zu 20 kg/m² widerstehen kann. Weiter ist aus Einzelmessungen bekannt, daß moderne Bürogebäude diesen Wert meist nicht erreichen. Aber auch für viele andere Gebäudegattungen gilt dies. Das Bild 9 zeigt zusammengefaßt die Daten derartiger Ermittlungen von Krapfenbauer in Österreich, Geilinger in der Schweiz und Bauzentrum Holland. Auffallend ist die Tatsache, daß nur in Ausnahmefällen die durchschnittlichen Brandlasten 20 kg/m² überschreiten. Die Maximalwerte beziehen sich jeweils auf bestimmte Räume und Zonen. Sie treten prinzipiell in allen Sparten auf und es scheint, daß sie vorwiegend ältere Gebäude und ältere Einrichtungen betreffen.

Einen Anhalt für die Häufigkeit jener Fälle unterhalb der goldenen 20 kg/m²-Grenze liefern folgende, aus Holland stammende Zahlen:

Von 760 Büro-, Schul- und Krankenhausräumen wiesen nur 220 oder 33 % eine höhere Brandlast auf.

Über 50 kg/m² lagen sogar nur 10 %!

Die mit Schwerpunkt in Deutschland und Frankreich vorgesehenen Erhebungen, die durch Stichproben in Belgien und Holland ergänzt werden, sollen zunächst für Bürogebäude auf der Basis der mathematischen Statistik gesicherte Unterlagen schaffen. Die Vorarbeiten sind soweit abgeschlossen, daß bald die eigentlichen Erhebungen in Gebäuden, die nicht älter als 10 Jahre sein sollen, beginnen können. Neben der Brandlast, ihrer Zusammensetzung und Verteilung sind die Raumabmessungen, Lage und Größe der Öffnungen wie Fenster, Türen und dergleichen gefragt. So werden Daten für eine detaillierte Klassifizierung zur Ermittlung der Brandschutzklasse sowie als Nebenprodukt über die tatsächlich vorhandenen Verkehrslasten erarbeitet.

2. Versuche an Stahlbauteilen

Aus bisher durchgeführten Brandversuchen ist ersichtlich, daß größere Querschnitte mit dickeren Einzelabmessungen eine höhere Feuerwiderstandsdauer aufweisen. In der Neufassung von DIN 4102 wurden deshalb auch für allgemeingültige Ermittlung der Wirksamkeit von Ummantelungen und Unterdecken Tragglieder mit Minimalquerschnitt festgelegt. Eine Ausnutzung des Dickeneffektes gestatten jedoch nur systematische Versuche, die im Institut

für Baustoffkunde an der TH Braunschweig vorbereitet werden. Wie in der Norm verlangt, soll eine Belastung dafür sorgen, daß in den maßgebenden Querschnitten der Stahlteile die zulässige Spannung während des Brandversuches herrscht.

Begrenzt man die Spannungen in tragenden Teilen auf 50 bis 75 % der zulässigen Werte, so liegt die kritische Temperatur um 50 bis 100° C höher und die Feuerwiderstandsdauer verlängert sich beachtlich. Dieser Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer vom Ausnutzungsgrad der Stahlspannung gelten deshalb weitere Versuche. Beide Versuchsgruppen erfassen sowohl Träger als auch Stützen.

Weitere Versuche über den Einfluß der Lagerungsart von Trägern sind ins Auge gefaßt. Theoretisch läßt sich zeigen, daß die Traglastwirkung bei statisch unbestimmter Lagerung eine höhere Feuerwiderstandsdauer der betreffenden Bauteile im Vergleich zur Einfeldlagerung, wie sie im Normbrandversuch bisher stets gewählt wurde, bewirkt. Da nur selten echte Gelenklagerung vorliegt und meist auch derart gerechnete Träger und Stützen eine zumindest teilweise Einspannung bzw. Kontinuität besitzen, ist diese Frage von hoher praktischer Bedeutung.

Bild 9: Statistische Ermittlung der Brandlast verschiedener Gebäude- und Raumarten (nach Krapfenbauer, Centrum Bouwen und Geilinger)

Fig. 9: Statical determination of fire-load of various types of buildings and spaces (Krapfenbauer, Centrum Bouwen & Geilinger)

STATISTISCHE BRANDLAST ERMITTLUNG			
O B J E K T E	Brandlast in kp/m ²		
	max.	φ	
Bürogebäude	56	12	
Archivräume (Biblioth.)	~200	150	x
Schulen	40	13	
Wohnräume	17	15	
Kino	-	9	
Verkaufsstäden Lebensmittel	24	20	
Bekleidung Schuhe	83	40	x
Handwerksbefr. Schneider Schuster	18	14	
Schreiner	45	45	x
Krankenhäuser	53	15	

3. Versuche an großmaßstäblichen Stahlkonstruktionen

Diese in Frankreich durchzuführenden, sehr umfangreichen Brandversuche sollen drei Fragenkomplexe beantworten:

- a) Beziehung zwischen Naturbrand und Einheits-temperaturkurve unter praxisnahen Bedingungen für verschiedene Brandlasten.
- b) Definition der Abbrandcharakteristik verschiedener Brandmaterialien.
- c) Verhalten räumlicher Konstruktion in Großmaßstab unter Brandeinwirkung.

Für die Versuche mit großmaßstäblichen Konstruktionen ist ein Prüfofen in der Größe $6 \times 8 \times 3$ m, der auf $9 \times 11 \times 6$ m erweitert werden kann, vorgesehen. Unter anderem kann ein zweigeschossiges, zweifeldriges Rahmentragwerk als Ganzes unter verschiedenen Last- und Lagerungsbedingungen sowie Brandlasten geprüft werden. Die Vorbereitungen sind im Gange. Die Versuche sollen 1971 abgeschlossen sein.

Kollbrunner wies bereits für einfache Rahmen nach, daß die Feuerwiderstandsdauer ganzer Tragwerke höher sein kann, als die gegenwärtig übliche Einzelbetrachtung der Bauteile erkennen läßt¹⁵⁾.

Zweifellos werden die Erkenntnisse dieser umfangreichen Versuche unser Wissen wertvoll ergänzen und den Brandschutz des Stahlhochbaues wesentlich beeinflussen.

Zusammenfassung

Ausgehend von der noch teilweise in Bearbeitung befindlichen Neufassung von DIN 4102 wurden einige Wege aufgezeigt, die geeignet sind, das Vorschrif-

tenwerk über den Brandschutz auf den bereits heute vorhandenen Erkenntnisstand zu bringen, um morgen wirtschaftlicher und dank eines detaillierten Bewertungsverfahrens mit schärfer definierten Sicherheiten zu arbeiten. Schließlich deutete uns der Blick auf neue, unkonventionelle Schutzmethoden und das europäische Brandforschungsprogramm die Linien der weiteren Entwicklung an.

Manches ist erreicht, doch vieles bleibt noch zu tun!

Literatur

- (1) E. Geilinger, C. F. Kollbrunner: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. Mitteilungen des TKVSB, Nr. 3, Zürich 1950.
- W. Henn: Feuerschutz im Industriebau, ein Vorschlag für Gefahrenklassen und Schutzmaßnahmen. Bauwelt 1954, S. 253.
- P. Boué: Beitrag zur Frage des Feuerschutzes von Stahlhochbauten. Vorbericht 6. Kongreß IVBH Stockholm 1960.
- C. F. Kollbrunner, P. Boué: Berechnung der Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. Europ. Konvention der Stahlbauverbände, Zürich 1960.
- J. Witteveen: Brandveiligheid Staalconstructies, Centrum Bouwen in Staal, Rotterdam 1966.
- (2) Norme di Sicurezza per la Protezione contro il Fuoco... Rom 1961.
- (3) C. B. Colbridge: Neuere Forschungen in Großbritannien über die Wirkung von Feuer auf Stahlbauten. Acier, Stahl, Steel Sept. 1967.
- (4) W. Schütze: Das Feuerrisiko von Frontaußenwänden. Brandschutz, H. 3-6/1967.
- (5) P. Boué: Der Feuerschutz im Stahlhochbau... Berichte des DAST, Heft 21, Köln 1959.
- (6) P. Boué: Brandversuche mit Außenstützen, Köln 1961.
- (7) W. Bongard: Außenstützen aus Stahl im Feuer, VFDB-Zeitschrift, Heft 4, 1963.
- (8) Detail Konstruktionsstafel BG 1/1966.
- (9) Lewenton: Die Stahlkonstruktion des Wilh.-Lehmbruck-Museums der Stadt Duisburg, Stahlbau 1965, S. 242.
- (10) W. Maheit: Widerstandsfähigkeit von Stahlbauten im Feuer. Fortschritte und Forschungen im Bauwesen. Reihe D, Heft 27, Stuttgart 1957.
- (11) C. F. Kollbrunner: Für Brandbelastungen bis zu 20 kg/m^2 muß der Stahl das Feuer nicht fürchten. Europ. Konvention, Zürich 1960.
- (12) W. Geilinger: Bericht über die Brandversuche am 13. IX. 1967 in Winterthur. Europ. Konvention. Im Manuskript gedruckt. Zürich 1957.
- (13) Serwe: Ein Vorschlag für feuersichere Stahlkonstruktionen. Stahlbau 1965, S. 380.
- (14) J. G. Hatchkiss: Hauptverwaltungsgebäude der US-Steel Corp. in Pittsburgh. ASS 1967, S. 357.
- (15) C. F. Kollbrunner: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen III, Mitt. der TKVSB, Nr. 18, Zürich 1959.

Dr.-Ing. Paul Boué

Geschäftsführer der Donges Stahlbau GmbH, Dormstadt

Stahlbau aus der Sicht des Architekten

Von A. H o c h, Wien

Schon bei Beginn der Entwurfsarbeit sollte sich der Architekt überlegen, mit welchen Materialien und in welcher Konstruktionsart das Bauwerk zu errichten sein wird.

Bei Brücken- und Hallenkonstruktionen mit großen Spannweiten wird ebenso wie bei besonders hohen Bauten wie bisher auch in Zukunft ohne Zweifel dem Stahlbau gegenüber dem Stahlbetonbau der Vorrang gebühren, da schon die statisch erforderlichen Dimensionen dazu zwingen. Die Entwicklung auf dem Gebiet des Stahlbetons, wie zum Beispiel die Gleitbauweise oder die Anwendung großformatiger, vorgefertigter Bauelemente aus vorgespanntem Stahlbeton wird den Stahlbau bei Brückenbauten und Hochbauten mittlerer Dimensionen in Zukunft immer weiter verdrängen, wenn dieser sich nicht zweckmäßigerer, billigerer und neuerer Konstruktionsmethoden bedienen wird. Ich denke da vor allem an den Stahlhochbau.

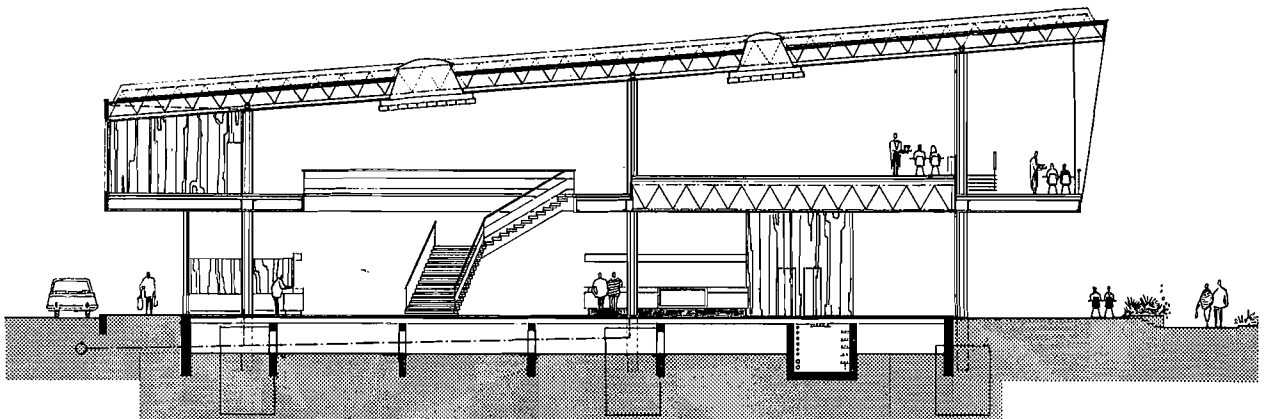
In Österreich ist in den vergangenen 30 Jahren der Stahlhochbau kaum hervorgetreten. Dem prominentesten Stahlhochbau vor 35 Jahren, der Tabakfabrik in Linz, folgte lange Zeit kein weiterer Hochbau aus Stahl, weil der fertige Bau sich teuer gestellt hat als ein solcher in Stahlbetonskelettbauweise. Die Stützen, Unterzüge und Sekundärträger aus warmgewalzten Profilen mußten zur Gänze feuerbeständig ummantelt werden. Die Ummantelung der Stützen und Unterzüge aus Gasbeton sowie die Platzeldeckenausführung stellten sich letzten Endes genau so teuer wie die gesamte Stahlkonstruktion. Seit damals ist der Stahlhochbau in Österreich mit dem Nimbus behaftet, er sei gegenüber dem Stahlbetonbau nicht konkurrenzfähig.

Dies trifft tatsächlich auch heute noch dort zu, wo die Stahlkonstruktion eine feuerbeständige Ummantelung aus 5 cm starkem Beton erhält. Diese, in der Bauordnung als Beispiel angeführte, in Österreich übliche, nach meiner Ansicht unzweckmäßige Ummantelung hat sich bis in die vergangenen Jahre sehr nachteilig auf den Stahlhochbau ausgewirkt. Ein solcher Stahlhochbau wurde nicht nur unwirtschaftlich, sondern hat hinsichtlich der Pfeiler, Unterzüge und Deckenplatten die Konstruktionsnachteile des Stahlbetonbaues mit übernommen.

Bei der Projektierung der Tragwerke, gleichgültig, ob bei Stahlbeton- oder Stahlskelettbauweise in konventioneller Art sind bisher leider fast ausschließlich rein statische Überlegungen maßgebend gewesen. Man hat sich im Hochbau einfach daran gewöhnt, bei der Verlegung aller Installationen allen Knotenpunkten nach der Seite und allen Deckenunterzügen nach unten auszuweichen. Die Deckenhohlräume zwischen Plattenuntersicht und Unterzugsuntersicht werden nur im geringsten Maße für die Unterbringung der Installationen genützt. Noch schwieriger ist das Ausweichen der Installationen bei den Knotenpunkten dort, wo diese bei den Pfeilern abgeleitet werden sollen. Durch die Ummantelung der Stahltragwerke mit Beton verliert in der Regel das Bauwerk die vorher meist vorhandene Maßgenauigkeit der Stahlkonstruktion. Dies zwingt dann den Architekten beim Einbau aller Elemente des weiteren Ausbaues wie Fenster, Innenwandelemente usw. zum Abwarten von Naturmaßen. Dies bedeutet wieder Bauzeitverlängerung und sehr kostspielige Einzelanfertigungen.

Bild 1: Querschnitt durch das Flughafengebäude Innsbruck, links Abfertigungshalle, rechts Warte- und Restaurationsräume mit Terrasse zum Rollfeld

Fig. 1: Section of Airport building in Innsbruck, left passenger check in hall, right waiting- and restaurants with terrace to the runway



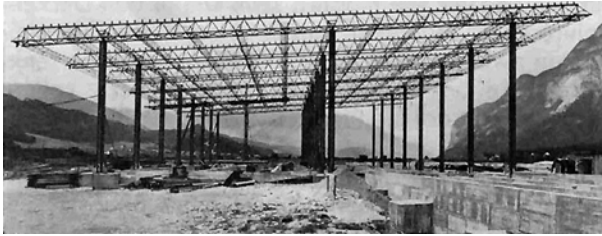


Bild 2: Rohbau des Flughafengebäudes Innsbruck

Fig. 2: Skeleton of Airport building, Innsbruck

Jeder Fachmann weiß, daß die Baukosten nur in dem Ausmaß gesenkt werden können, als der Anteil der Löhne an der Baustelle ermäßigt werden kann. Daher hat auch in allen technisch entwickelten Ländern die weitgehende Anwendung von vorgefertigten Bauelementen einen großen Aufschwung genommen.

Im sozialen Wohnungsbau, bei dem fertig installierte Wand- und Deckenelemente auf der Baustelle montiert werden, ist aus wirtschaftlichen Gründen die Auflage großer Serien Grundbedingung. Dies aber führt zwangsläufig zur Schematisierung und Vermassung der Städte mit allen verheerenden Auswirkungen in kultureller Hinsicht.

Die große Chance für den Stahlbau sehe ich darin, daß er bei der gegenwärtig revolutionierenden Entwicklung auf dem Gebiet der Baustoffindustrie mit hilft, eine neue Bauweise zu entwickeln, die billiger und besser ist als die bisher geübten und dennoch dem Architekten alle Möglichkeiten individueller Gestaltung bietet.

Zur Illustration meiner Gedanken, sozusagen als meinen Beitrag auf diesem Wege erlaube ich mir, Ihnen einige konstruktive Details vom Flughafen in Innsbruck und vom zur Zeit im Bau befindlichen neuen Unfallkrankenhaus in Wien, dem Lorenz-Böhler-Krankenhaus, zu zeigen.

Als Konsulent für Statik war Prof. Dr. techn. B e e r



Bild 3: Abfertigungshalle im Flughafengebäude Innsbruck

Fig. 3: Passenger check in hall at airport building in Innsbruck

für den ersten und Prof. Dr. techn. K r a p f e n - b a u e r für den zweiten Bau tätig.

Für das Grundmaß (Modul) von 1,25 m für den Flughafen Innsbruck waren die sparsamen Raumerfordernisse für Büros und die Erzeugungsbreiten vorgefertigter Bauelemente maßgebend.

Im Hinblick darauf, daß das Flughafenabfertigungsgebäude nur e i n e n Stock hoch ist, die Brandlast des Gebäudes verhältnismäßig gering und eine eigene Feuerwehr vorhanden ist, mußten die Stahlstützen nicht verkleidet werden. Der kuckenkreuzförmige Säulenquerschnitt der Hauptstützen ermöglichte die sichtbare Unterbringung von 4 Installationsrohren ϕ 100 mm aus Polokal ohne Zwischenmuffen. Die einwandfreie präzise Ausführung aller Wandanschlüsse von furnierten Wänden und Glas Konstruktionen an diese Wandstützen waren allerdings eine zwingende Notwendigkeit.



Bild 4: Das fertige Flughafengebäude Innsbruck

Fig. 4: Airport building completed, Innsbruck

Als Tragwerk wurde eine vorgefertigte, geschweißte Stahlskelettkonstruktion mit 3gurtigen Rohrfachwerksbindern gewählt. Diese Haupt- und Sekundärbinden gestatten sowohl bei der Zwischendecke über dem Erdgeschoß als auch bei der Dachdecke die Unterbringung der umfangreichen Luftkanäle, Heizungsrohre, sanitäre und Elektroinstallationen kreuz und quer zwischen Ober- und Untergurt. Die Deckenhohlräume sind zwecks Verlegung zusätzlicher Installationen und Wartung auch nach Inbetriebnahme des Bauwerkes zugänglich.

Alle Außenwände, Fensterstürze und Außen-Deckenuntersichten wurden aus 8 cm starken, feuerhemmenden EHO-Platten hergestellt. Die Wärmedämmung dieser Elemente entspricht einer 60 cm starken Ziegelmauer. Ihre sichtbare Außenfläche besteht aus 4 mm starkem, wetterimprägniertem Weißbeton.

Anstatt gemauerter und geputzter Zwischenwände wurden vorgefertigte, demontable, beiderseits mit Edelholz furnierte Lignospan-Wandelemente verwendet.

Die Hohlräume dieser Wände dienen für die Unterbringung von Rohrinstallationen und wurden zwecks Erreichung der erforderlichen Schalldämmung mit Steinwolle ausgefüllt.

Die Untersichtsplatten aller Innenräume wurden ähnlich wie die Wandelemente ausgebildet. Die sichtbaren Flächen aus Weißfernit erhielten, dort wo Schallschluckung erforderlich war, eine entsprechende Lochung.

Als Deckenplatten über dem Erdgeschoß wurden vorgefertigte Stahlbetonelemente, System Katzenberger, als Dachdecke vorgefertigte armierte Durisolplatten verwendet.

Es wird sicher interessieren, daß 1 Kubikmeter umbauter Raum des Abfertigungsgebäudes mit S 930,- (Bauzeit 1962–1963) sich nicht teurer gestellt hat als der Kubikmeterpreis bei einem gewöhnlichen Wohnhaus, das zur gleichen Zeit in Tirol in konventioneller Bauweise errichtet wurde,

Hierbei ist aber zu bedenken, daß der Anteil an Installationen am Flughafen bedeutend höher ist, die Außen- und Innenwände wesentlich bessere Qualität aufweisen und die Bauzeit sehr kurz war. Die Kosten für die Stahlkonstruktion betragen rund 13 % der Herstellungskosten des reinen Hochbaues.

Auf Grund der bisher im Stahlbau gesammelten Erfahrungen war mir schon bei Beginn der Projektierung des neuen Lorenz-Böhler-Krankenhauses klar, daß ein solches Bauwerk mit dem größten Anteil an Installationen wirtschaftlich nur in Stahl zu errichten ist. Bei einem chirurgischen Krankenhaus beträgt der Kostenanteil für eingebaute Installationen rund 70 % der Gesamtherstellungskosten. Bei Spitalbauten in konventioneller Bauweise, zum Beispiel Stahlbeton mit gemauerten, geputzten Zwischenwänden, betragen die Kosten von sogenannten Beihilfearbeiten für Installateure, also für Stemen von Schlitzern und Deckendurchbrüchen, Einbau von Einhängeankern sowie für das Wiederverputzen von Schlitzern zirka 20–25 % der Kosten der Baumeisterarbeiten. Diese enormen, sozusagen verlorenen Kosten, durch die das Bauwerk keinesfalls bereichert wird, sondern im Gegenteil nur Schaden nimmt, sind planmäßig vorher nur mangelhaft zu erfassen. In der Praxis muß wegen des ständigen Improvisierens dieser Arbeiten mit Bauzeitverlänge-

rungen und Baukostenüberschreitungen gerechnet werden.

Um Baukosten zu sparen, sollten Installationsführungen so kurz wie möglich sein. Die in den Deckenhohlräumen liegenden horizontalen Verbindungsleitungen zwischen den Anschlußstellen und den senkrechten Leitungssträngen bei den Pfeilern sollten möglichst geradlinig, in den meisten Fällen daher diagonal verlegt werden. Schon im Funktionsprogramm des Architektenwettbewerbes, den die Allgemeine Unfallversicherungsanstalt als Bauherr ausgeschrieben hat, war von ihr die Forderung gestellt worden, daß sämtliche in den Wänden, Pfeilern und Decken eingebauten Installationen zwecks Wartung bzw. Änderung auch nach Inbetriebnahme des Krankenhauses jederzeit leicht zugänglich sein müssen. Diese wohl zweckmäßige, jedoch einschneidende Forderung zwang mich zur Entwicklung einer neuen Bauweise, bei der es möglich ist, mittig in den Wänden oder Pfeilern liegende Installationen in die darüber oder darunter liegenden Deckenhohlräume bzw. Wände ohne Umgehung der Träger einzuleiten.

Entsprechend den Raumerfordernissen des Krankenhauses wurde das Grundmaß mit 1,40 m festgelegt.

Um 2" starke Rohrleitungen in den Zwischenräumen unterzubringen, werden diese als Hohlwände aus Wandständern gebildet, welche in regelmäßigen Abständen von 1,40 m einerseits am Obergurt des unteren, andererseits am Untergurt des oberen Deckenträgers verschraubt werden. Diese Wandständer bestehen aus kaltgewalzten, gelochten U-8-Profilen.

Die Hauptträger in Abständen von $3 \times 1,40 \text{ m} = 4,20 \text{ m}$ und Spannweiten von $7 \times 1,40 \text{ m} = 8,40 \text{ m}$ sind 62 cm hoch und als gekuppelte Vierendeelträger ausgebildet, die lediglich an den beiden Auflagerenden mit Diagonalen versehen sind. Der Ober- und Untergurt besteht aus je 2 U-12-Profilen mit einem lichten Abstand von 8 cm. Die Sekundärträger quer zu den Hauptträgern in Abständen von 1,40 m sind 58 cm hoch und auch als gekuppelte Vierendeel-



Bild 5: Modell des Lorenz-Böhler-Krankenhauses

Fig. 5: Model of Lorenz-Böhler hospital

träger ausgebildet. Die Ober- und Untergurten bestehen aus je 2 U-8-Profilen. Ihr lichter Abstand beträgt ebenfalls 8 cm.

Solcherart ist es daher möglich, die eingangs erwähnten zahlreichen Installationen sowohl in den Deckenhohlräumen zwischen Ober- und Untergurt unterzubringen als auch in die 8 cm breiten Hohlräume aller unter oder über dem Deckenträger stehenden Zwischenwände einzuleiten.

Die Deckenplatten nach dem System Longtain bestehen aus 4 cm hohen, 20 cm breiten Blechdielen aus 1,2 mm starkem, verzinktem Stahlblech. Die Dielenbreite von 20 cm ergibt sich aus einem Fünftel von 1,40 m, so daß die im Modulmaß versetzten Zwischenwände in der Achse der Haupt- bzw. Sekundärträger jeweils auf Blechdielenmitte zu stehen kommen. Solche Dielen erhalten für die Durchdringung der Zwischenwandständer und der Wandinstallationen vorgestanzte Löcher in regelmäßigen Abständen.

Für die Wahl dieses Blechdeckensystems waren vor allem zwei wesentliche Vorteile maßgebend, erstens besitzt diese Decke eine ebene, nicht gefaltete Oberfläche im zusammengebauten Zustand. Zweitens kann man an ihrer Untersicht in Abständen von 20 cm in Querrichtung und an jeder beliebigen Stelle in der Dielenrichtung alle Deckeninstallationen bis 50 kg Einzellast auf einfachste, billige und sichere Art aufhängen.

Deckendurchbrüche für Fußbodensiphons und ähnliches können nahezu an allen beliebigen Stellen innerhalb der Deckenblechdielen herausgeschweißt werden. Bei dieser Stahlkonstruktion unter Anwendung von Blechdielendeckenplatten kann der gesamte Rohbau bis zur Erreichung der Dachgleiche allein von der Stahlbaufirma fertiggestellt werden, und darüber hinaus von derselben Stahlbaufirma auch sämtliche Innenwandkonstruktionen aus Stahl. Diese gesamte feuerverzinkte Stahlkonstruktion wird mit einer Genauigkeit von ± 4 mm innerhalb eines Deckenfeldes errichtet und ich bin daher in der Lage, gleichzeitig mit dem Stahlbau auch die Professionistenarbeiten abzurufen, ohne Naturmaße abwarten zu müssen. Der dadurch erzielte frühzeitige Beginn der Montage aller Installationsfirmen und die Bestellung aller Fertigteile nach theoretischen Architektenmaßen bringt eine sehr wesentliche Bauzeitverkürzung und daher Baukosteneinsparung.

Erst nach fertiger Verlegung aller Installationsrohre in den Hohlräumen der Stützen, Wände und Decken werden die Hohlräume der Zwischenwände und der Stahlsäulen mit lockerer Hüttenwolle ausgefüllt und danach die Wandplatten an beiden Wandseiten mit den bereits vorgesehenen Lochbohrungen für die Installationen montiert. Zuletzt werden die Deckenhohlräume mit den demontablen Deckenuntersichtsplatten verkleidet.

Im Sinne der feuerpolizeilichen Bestimmungen müssen die Hauptstützen, Außenwandbrüstungen, Brandmauern, Stiegen- und Aufzugswände feuerbeständig ummantelt bzw. hergestellt werden, also einen Feuerwiderstand von 90 Minuten aufweisen. Die Deckenuntersichtsplatten müssen einem Feuerwiderstand von 60 Minuten entsprechen und die

restlichen Innenwände feuerhemmend ausgeführt werden. Weiters sollen alle Innenwände und Deckenuntersichtsplatten im Sinne der einschlägigen Normen den für Krankenhäuser empfohlenen Schalldämmwert besitzen.

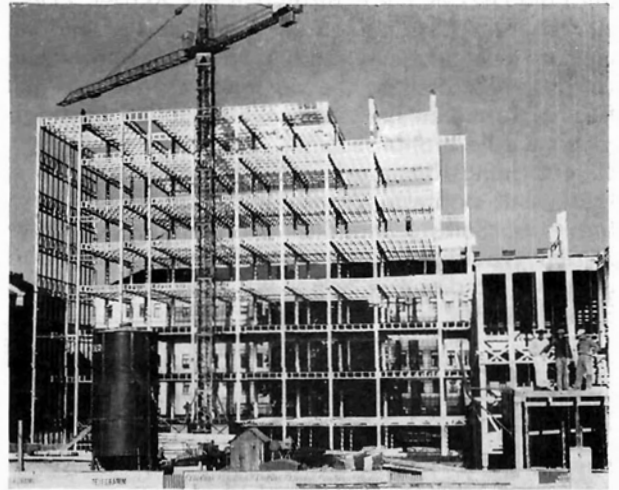


Bild 6: Tragende Stahlkonstruktion des achtgeschossigen Bettentraktes

Fig. 6: Supporting steel construction of the 8-storey bedding block

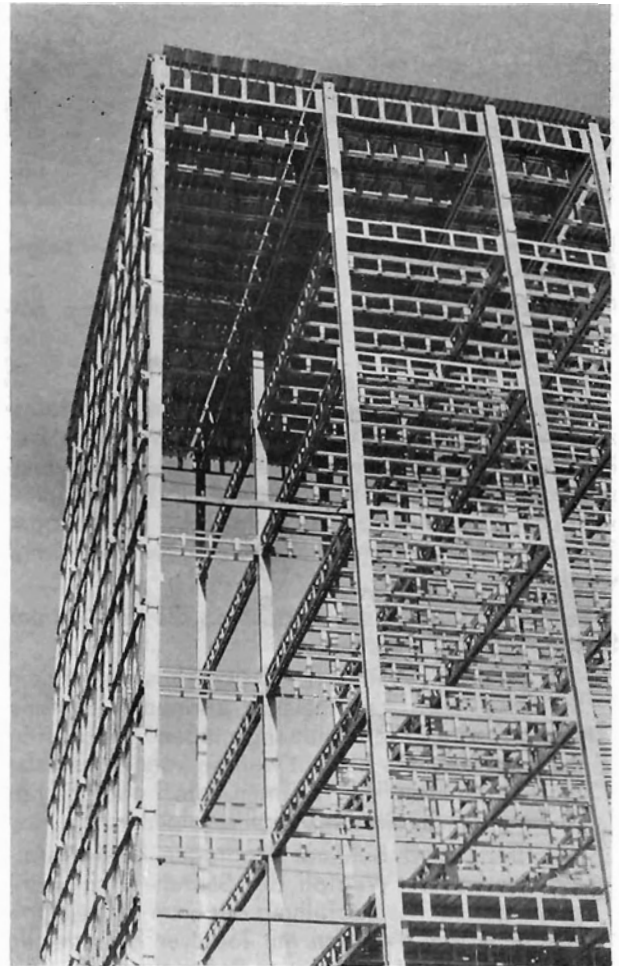


Bild 7: Bettentrakt im Montagezustand

Fig. 7: Bedding block in erection stage

Auf Grund eingehender Versuche mit den verschiedensten Materialien und auf Grund sorgfältiger Prüfung der geforderten Schalldämmwerte und der Feuerwiderstandsfähigkeit, habe ich mich entschlossen, sowohl alle demontablen Innenwandplatten als auch die Deckenuntersichtsplatten aus 20 bzw. 25 mm starken, feuerbeständigen und genügend schalldämmenden Asbestzementplatten, die neu entwickelt wurden, herzustellen, die an ihren Sichtflächen mit Edelholz Furnieren bzw. Melaminharzfolien beschichtet sind. Alle Stationszimmer, Wartezimmer, Gänge, Untersuchungsräume usw. erhalten somit waschbare, kratz- und stoßfeste Wandflächen aus echten Holz furnieren. Selbstverständlich werden alle vorgefertigten Wandplatten mit eingelegten Bleifolien dort geliefert, wo dies zum Schutz vor Röntgenstrahlen erforderlich ist.



Bild 8: Verlegen der aus verzinkten Stahlprofilen vorgefertigten Blechdielen

Fig. 8: Laying of metal slabs prefabricated from galvanized steel profiles

Grundbedingung dieser Bauweise mit vorgefertigten Bauelementen ist, wie schon gesagt, die Einhaltung einer Maßgenauigkeit von ± 4 mm, denn nur dann können die Fugendichtungen mit Vakuumschläuchen aus Neopren-Material bzw. Silikon oder Thiokol ohne besondere Schwierigkeit bewältigt werden.

Zusammenfassend seien nochmals die Vorteile der Stahlbauweise angeführt:

1. Wesentliche Bauzeitverkürzung, weil mit dem Stahlbau auch die meisten übrigen Fertigteile nach theoretischen Planungsmaßen gleichzeitig mit dem Stahlbau bestellt werden können und der Einsatz der Installationsfirmen sofort nach Fertigstellung der Stahlkonstruktion erfolgen kann.
2. Bedeutend billigere Montagen aller Installationsarbeiten, Wegfall der Stemm- und Nachputzarbeiten. Die Ausfüllung der 8 cm tiefen Hohlräume in den Wänden mit lockerer Hüttenwolle erspart die sonst notwendige Rohrisolierung.
3. Bei der Anordnung der Vierendeelträger müssen die Rohrleitungen nicht mehr den Unter-

zügen nach unten ausweichen, sondern sie können gegebenenfalls auch diagonal zwischen den Vierendeelträgern verlegt werden. Dadurch werden sowohl Rohrlängen als auch umbauter Raum durch niedrigere Deckenhohlräume eingespart.

4. Die Hohlräume in der Wand für die Unterbringung von Installationen sind auch nach Inbetriebnahme des Gebäudes leicht zugänglich.

5. Die Stahlskelett-Zwischenwände können trotz reichlicher Installation nach Belieben biegefest gemacht werden, um zum Beispiel Konsolen für Waschbecken usw. anzubringen.

Die Nachteile dieser neu entwickelten Bauweise bestehen vor allem darin, daß derzeit in Österreich nur in sehr bescheidenem Ausmaße Bauforschung betrieben wird. Als Beispiel möchte ich anführen, daß feuerbeständige Asbestzementplatten oder feuerbeständige Mineralfaserplatten bisher in unserem Lande noch nicht erzeugt werden. Würde eine inländische Firma zum Beispiel Platten erzeugen, die eine entsprechende Zusammensetzung aus Zement, Asbestfaser, geblähtem Klimaschiefer und Wasserglas hat, also gleichzeitig feuerbeständig, genügend schalldämmend, genügend steif, nicht hygroskopisch, schneidbar und nagelbar wäre, so würden diese Platten dann, nach Belieben des Architekten mit Edelholz furnieren oder Melaminhartfolien beschichtet, sich letzten Endes nicht teurer stellen als eine Zwischenwand in konventioneller Bauweise. Damit aber würde im Hinblick auf die vorerwähnten Vorteile der Stahlhochbau in Österreich endlich die Bedeutung erreichen wie etwa in den USA, England, Frankreich und Belgien.

Diese Stahlbauweise, die noch in den Kinderschuhen steckt, kann nur auf Grund großzügiger Bauforschung weiterentwickelt werden. Diese kann nicht, wie in meinem Fall, allein vom Architekten betrieben werden, sondern vor allem von der Stahl- und Asbestzementindustrie. Einschalten sollte sich hierbei auch die Spanholz- und die chemische Industrie, um feuerhemmende Spanplatten mit besseren Schalldämmwerten zu entwickeln.

Sowohl beim Flughafen Innsbruck als auch beim Lorenz-Böhler-Krankenhaus habe ich den Nachweis erbracht, daß der Stahlbau qualitativ besser und billiger ist als der Stahlbetonskelettbau. Dies trifft vorläufig nur auf Hochbauten mit reichlichem Installationsanteil zu. Doch bin ich sicher, daß in weiterer Entwicklung auch die übrigen Hochbauten in Stahlkonstruktion vorteilhafter erstellt werden können.

Ich glaube, am besten werden Sie durch zwei Tatsachen von der Richtigkeit meiner Darlegung überzeugt: Mit den Erdarbeiten für das Lorenz-Böhler-Krankenhaus wurde im Jänner dieses Jahres begonnen. Die Dachgleiche, also der Hubschrauberlandeplatz über dem 8. Geschoß des Bettentraktes, wird ihm Rohbau bereits Ende Oktober erreicht werden. Die Kosten für den gesamten feuerverzinkten Stahlrohbau einschließlich der Wandständer und der verzinkten Stahlblechdecken betragen nur 8% der Gesamtherstellungskosten.

Adolf Hoch, Zivilarchitekt,
Wien VI

Betrachtungen zur Bauwerkssicherheit

Von H. Beer, Graz

A. Einleitung

Die Sicherheit der Bauwerke ist heutzutage mehr denn je ein Diskussionsthema, das die Fachwelt bewegt, und eine Reihe von europäischen und internationalen Fachverbänden hat es auf die Tagesordnung ihrer Kongresse und Symposien gesetzt. Gleichzeitig ist eine große Zahl von Veröffentlichungen erschienen, die diesen Fragenkomplex teils allgemein, teils auf mathematisch-wissenschaftlicher Basis behandeln. Wohl ein markanter Abschnitt in der Betrachtung des Themas wurde auf dem 3. Kongreß der IVBH, der 1948 in Lüttich stattfand, gesetzt. Hier wurde von zahlreichen Forschern und Ingenieuren dargelegt, daß die wahrscheinlichkeitstheoretische (stochastische) Betrachtung der Bauwerkssicherheit unerläßlich ist und daß das Arbeiten mit zulässigen Spannungen diesem äußerst komplizierten Problem in keiner Weise gerecht wird. Legt man aber die stochastische Auffassung des Sicherheitsbegriffes zugrunde, so muß man sich zum Gedanken durchringen, daß jedes Bauwerk eine, wenn auch sehr kleine Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs in sich trägt.

Während man sich diese Konzeption in den meisten romanischen Ländern, aber auch in den Ostländern zu eigen gemacht hat und europäische sowie internationale Fachverbände entsprechende Normen und Richtlinien aufgestellt haben, die die stochastische Betrachtung des Sicherheitskoeffizienten zur Grundlage haben, steht man in den deutschsprachigen Ländern und in Skandinavien dieser Konzeption reserviert, ja zum Teil ablehnend gegenüber. Wenn kein Geringerer als Prof. H. Granholm in seinem Buch „Reinforced Concrete“ sagt:

„It should be established once and for all that a structure shall not be exposed even to the slightest imaginable probability of collapse“,

so bedeutet das ein Wiegen in einer absoluten Sicherheit, die es nicht gibt, aber was schwerwiegender ist, eine Abkehr vom Ziel der Erlangung einer kohärenten Bauwerkssicherheit und damit einer optimalen Lösung der Ingenieuraufgabe.

Mein Vortrag wird sich mit der stochastischen Betrachtung der Bauwerkssicherheit befassen. Wenn man auch von einer mathematischen Formulierung des Sicherheitsbegriffes noch weit entfernt ist und es vielleicht nie ganz gelingen wird, die Bauwerkssicherheit funktionell darzustellen, so ist es meine feste Überzeugung, daß nur auf diesem Wege das Ziel einer optimalen Bauwerksabmessung erreicht werden kann.

Bild 1 zeigt die Häufigkeitsverteilungen für die Belastung und die Traglast eines Bauwerkes. Wenn sich diese beiden Kurven schneiden, so existiert eine Zusammenbruchswahrscheinlichkeit, schneiden sie sich nicht, wie dies das untere Bild zeigt, so liegt

der Fall einer absoluten Bauwerkssicherheit vor. In der Praxis wird sich jedoch stets der erste Fall des Schneidens der Häufigkeitskurven einstellen, auch wenn – wie das oft der Fall ist – die Gaußsche Fehlerverteilung nicht vorliegt.

Wie sehr sich die Unsicherheit in der Annahme des Sicherheitskoeffizienten auswirkt, zeigen die Knickvorschriften der einzelnen Länder. Die starke Streuung der vorgeschriebenen Sicherheitskoeffizienten, die teilweise mit der Schlankheit veränderlich und teilweise konstant sind, läßt deutlich die Notwendigkeit erkennen, zu einer einheitlichen Auffassung über den Sicherheitsbegriff zu kommen, und die Kommission 8 der Europäischen Stahlbaukonvention ist nach achtjähriger Arbeit, bei der an die 800 Versuche ausgeführt wurden, nun der Lösung dieses Problems für den Stabilitätsfall nahegekommen.

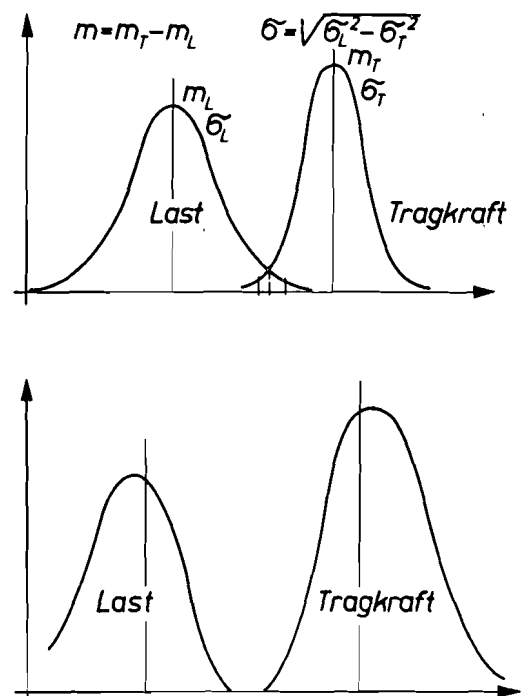


Bild 1: Fehlerverteilungskurven für Traglast und Belastung

Fig. 1: Error distribution curves for load carrying capacity and loading

Der Ingenieur hat keine Mühe gescheut, um die statische Berechnung der Bauwerke immer mehr zu verfeinern. Berechnungen von tausend Seiten und mehr sind keine Seltenheit, aber man wiegt sich im Glauben, daß mit dem Vergleich der so minutiös gerechneten Spannungen mit ihren zulässigen Werten die Ingenieuraufgabe gelöst sei. Man befindet

sich hier in einem schwerwiegenden Irrtum. Wendet man auch nur einen Teil der Zeit, die für die verfeinerte Berechnung benötigt wird, für die wahrscheinlichkeitstheoretische Erfassung der Bauwerksicherheit auf, so wird der Erfolg bedeutend größer sein als bei Beharrung auf der klassischen Sicherheitskonzeption.

Nachstehend soll versucht werden, diese These zu untermauern.

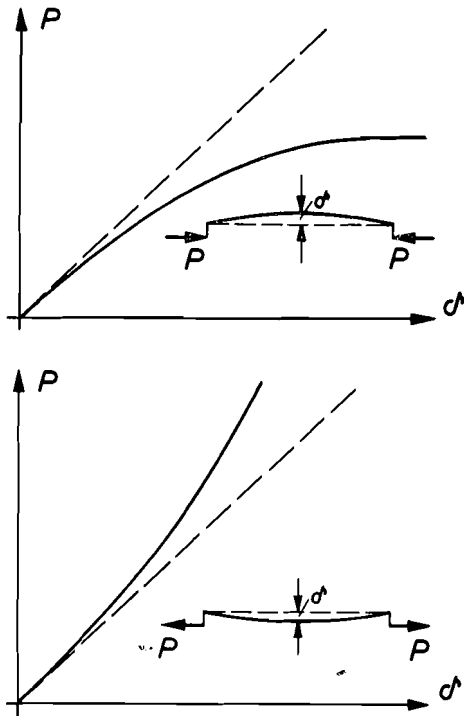


Bild 2: Last-Verschiebungsdiagramme für den querbelasteten Zug- und Druckstab

Fig. 2: Load-deflection curves of the tensile and compressive bar with transversal loading

B. Der Sicherheitskoeffizient

Auch die klassische Denkungsweise kennt den Begriff des **Sicherheitskoeffizienten** und definiert ihn im allgemeinen als Verhältnis des Spannungszustandes, der den Bruch (bzw. das Unbrauchbarwerden) des Bauwerks hervorruft, zum Spannungszustand unter einer „Gebrauchslast“. Diese Definition hat zum Arbeiten mit zulässigen Spannungen geführt, auf deren Einhaltung Ingenieur und Prüfer ängstlich bedacht sind. Schon diese Sicherheitsauffassung ist – wie wir gleich sehen werden – umstritten, aber die Einhaltung der zulässigen Spannung trägt auch ihr in keiner Weise Rechnung, da wir ja meist gar nicht den Spannungszustand kennen, welcher den Bruch des Bauwerkes verursacht, vor allem deshalb, weil die Spannungen ja bekanntlich nicht linear mit den Belastungen und Einwirkungen ansteigen (Bild 2).

Man kann natürlich auch den Sicherheitskoeffizienten als Verhältnis der „Gebrauchslast“ zur „Zusammenbruchslast“ definieren, was allein schon die Ab-

kehr von den zulässigen Spannungen bedeuten würde, kommt aber dabei sofort in Schwierigkeiten, da man vor die Entscheidung gestellt ist, ob nun die ständige Last und das Eigengewicht der Konstruktion mit der Nutzlast und den atmosphärischen Belastungen und Einwirkungen gemeinsam zu steigern ist, oder ob man für die einzelnen Lastfälle verschiedene Koeffizienten einführen soll. Schon Korányi (1) schlägt dies 1948 vor und kommt dadurch der stochastischen Betrachtung näher.

Es ist nun zweifellos interessant, ja oft auch notwendig, den Spannungs- und Formänderungszustand im Bauwerk unter der Gebrauchslast zu kennen. Noch wichtiger aber ist es, sich ein reales Bild von seiner Tragsicherheit zu verschaffen und die Abmessungen des Bauwerkes so festzulegen, daß eine kohärente Sicherheit innerhalb des einzelnen Bauwerkes und für alle vorkommenden Bauwerkstypen erreicht wird. Mit dieser Zielsetzung darf aber der Sicherheitskoeffizient nicht mehr für alle Konstruktionsglieder und Bauwerkstypen konstant angenommen werden, sondern er muß je nach der Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs und dem daraus entstehenden Schaden variabel sein.

Bei dieser Betrachtung der Bauwerksicherheit sind jedoch schwerwiegende Probleme zu lösen. Die wichtigsten davon sind:

1. Die Beschaffung von genügend statistischem Material zur Aufstellung von Fehlerverteilungsgesetzen.
2. Die Tatsache des Vorliegens nicht willkürlich verteilter Phänomene.
3. Die Festsetzung und Rechtfertigung eines Zahlenwertes für das annehmbare Risiko des Zusammenbruchs.
4. Die Normung der Ergebnisse.

Es taucht nun die Frage auf, ob sich der damit verbundene Aufwand überhaupt lohnt. Wir könnten diese Frage ohne Bedenken verneinen, wenn die klassische Methode des Arbeitens mit zulässigen Spannungen auch nur in grober Näherung der Realität nahe kommen würde. Dies ist aber keineswegs der Fall und es ist daher zwingend notwendig, sich mit diesem Problem auf stochastischer Basis zu befassen, wobei der mathematische Aufwand zur Erlangung grundsätzlicher Erkenntnisse im Zeitalter des Computers kein Hindernis sein darf. Die Hauptschwierigkeit liegt vielmehr in der Sammlung von statistischen Daten für alle die Sicherheit beeinflussenden Faktoren.

C. Einflußfaktoren

Betrachten wir nun diese Faktoren etwas näher, so können wir die folgenden vier Hauptgruppen unterscheiden:

1. Material,
2. Entwurf und Ausführung,
3. Belastungen und Einwirkungen,
4. Lebensdauer und Unterhaltung.

Um eine wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchung durchführen zu können, müssen wir die statistische Verteilung dieser vier die Bauwerksicherheit bestimmenden Faktoren kennen.

Beginnen wir beim **Material**. Wir verlangen vom Baustoff, daß er bestimmte Festigkeitseigenschaften besitzt, wobei neben den Druck- und Zugfestigkeiten vor allem die Scherfestigkeit in Frage kommt. Die Festigkeitswerte allein sind aber noch keineswegs zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Bauwerkes ausreichend, sondern hierzu ist es auch erforderlich, die Arbeitslinie (Spannungs-Dehnungs-Diagramm) des Materials zu kennen. Damit wir sie aber in unsere stochastischen Betrachtungen einbauen können, ist es notwendig, die statistische Streuung der in ihr enthaltenen Zufallsgrößen (Elastizitätsmodul, Fließgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung) zu erfassen.

Während der E-Modul mit einer relativ sehr geringen Streuung behaftet ist, unterliegt die für die Ermittlung der Traglast so wichtige Fließgrenze stärkeren Schwankungen. Ich habe aus 400 Zugversuchen mit Probestäben aus St 37, die von der Kommission 8 der Europäischen Stahlbaukonvention im Rahmen ihrer Knickversuche durchgeführt wurden, die Gaußsche Glockenkurve und die zugehörige Integralkurve aufgetragen (Bild 3). Nimmt man als Regelstreckgrenze jenen Wert, der aus dem Mittelwert minus der zweifachen Standardabweichung errechnet wird, so erhält man $\sigma_F = 25,50 \text{ kg/mm}^2$. Die Wahrscheinlichkeit, daß dieser Wert unterschritten wird, beträgt nur 2,28%. Sie sinkt für den Mittelwert minus der dreifachen Standardabweichung auf 0,14%, ist also verschwindend klein. Die zugehörige Fließgrenze beträgt dann 23,6 kg/mm².

Für die Knickversuche ist der sogenannte Coupon-test zur Bestimmung der Fließgrenze wesentlich aussagekräftiger (Bild 4), da er auch den über den Querschnitt gemittelten Einfluß der Eigenspannungen wiedergibt. Es ist bekannt, daß durch die Eigenspannungen aus dem Walz- und Schweißprozeß das Fließen an einzelnen Querschnittsteilen früher eintritt und daher das Spannungs-Dehnungs-Diagramm eine vorzeitige Abkrümmung erfährt, so daß die Traglast eines gedrückten Stabes dadurch wesentlich beeinflusst wird. Jedoch auch der Coupon-test reicht noch nicht zur Beurteilung des Knickverhaltens aus, sondern es ist außerdem notwendig, das Verteilungsgesetz der Eigenspannungen über den Querschnitt zu kennen. Bild 5 zeigt die gemessene Eigenspannungsverteilung eines Breitflanschträgers, wobei diese nahezu die halbe Fließgrenze erreichen.

Ein weiterer Unterschied zwischen dem Verhalten des Materials im Laborversuch und in der Konstruktion besteht darin, daß die Belastungsgeschwindigkeit im Laborversuch sehr verschieden von jener im Bauwerk sein kann. Es ist bekannt, daß für unsere Baustähle die Dauerstandsfestigkeit geringer ist als die Festigkeit bei kurzzeitiger Belastung wie sie etwa durch gewisse Nutzlasten oder Windböen erzeugt wird. Weiters haben Belastungen von sehr kurzer Dauer, zum Beispiel durch Impulse (Stoßwirkungen bei Brücken) eine Erhöhung der Materialfestigkeit und eine Verzögerung des Fließvorganges zur Folge, der auch die Knicklast in Druckstäben gegenüber längerdauernder Belastung hinaufsetzt.

Ein eigenes Kapitel bildet der Vergleich der Arbeitslinie im Zugversuch mit dem tatsächlich im

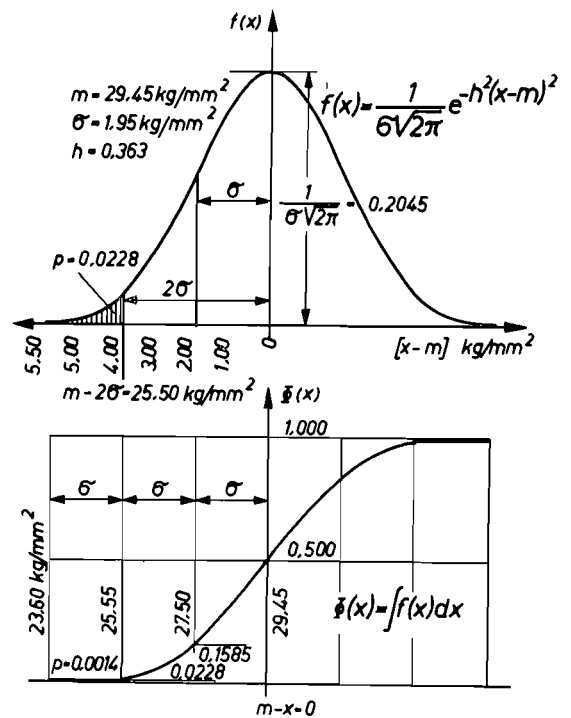


Bild 3: Gauß'sche Glockenkurve und Integralkurve für die Fließgrenze des Baustahls St 37

Fig. 3: Gaussian Bell-Curve and Integral-curve of the yield stresses of mild steel (St 37)

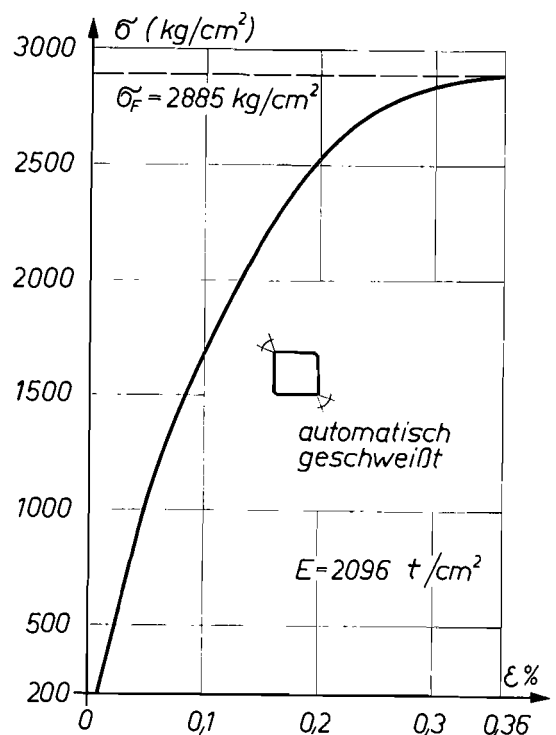


Bild 4: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus dem Kurzstabversuch

Fig. 4: Strain-Stress-Diagram considering the Coupon Test

Bauwerk in den maßgebenden Stellen auftretenden Verformungsvorgang. Bekanntlich können mehrachsige Spannungszustände Fließbehinderungen hervorrufen, so daß kein plastischer Ausgleich von Spannungsspitzen – die auch bei einer nach zulässigen Spannungen entworfenen Konstruktion unvermeidlich sind – stattfinden kann. Auch erleidet das Material während der Werkstattarbeit und Montage Kaltverformungen, welche die Alterung begünstigen. Diese setzt sich dann während der Lebensdauer fort und fördert die Sprödbuchanfälligkeit. Hier sind Konstruktionen, die niedrigen Temperaturen und stoßartiger Belastung ausgesetzt sind, besonders gefährdet.

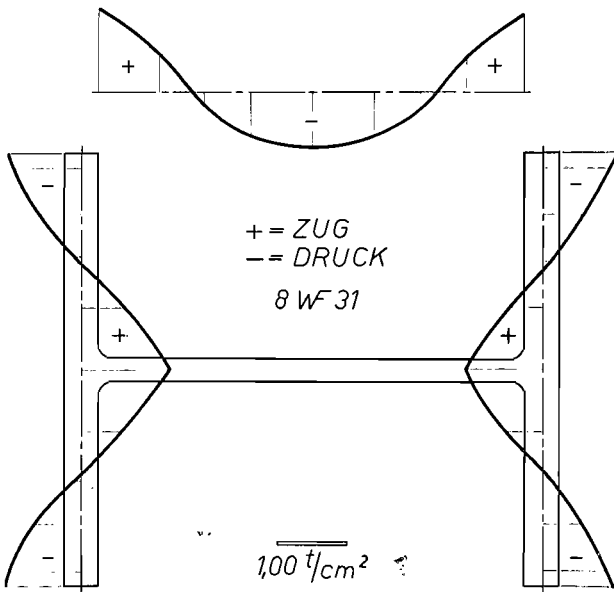


Bild 5: Eigenspannungsverteilung im Querschnitt eines Breitflanschträgers

Fig. 5: Residual Stresses over the section of a wide flange I-beam

Schließlich wäre noch das Problem der Materialermüdung zu erwähnen, das namentlich im Eisenbahnbrückenbau und im Kranbau eine beherrschende Rolle spielt. Ihr Einfluß auf die Bruchfestigkeit des Materials muß besonders behandelt werden, wobei sowohl die Belastungsgröße als auch die Belastungsfolge statistischen Streuungen unterliegen und demnach im Sinne der Wahrscheinlichkeitstheorie Zufallsgrößen sind.

Beim Vergleichen der Laborfestigkeit mit der Festigkeit im Bauwerk verdient die Feststellung Beachtung, die Professor Mehmel (2) aus Anlaß seiner Abschiedsvorlesung getroffen hat. Demnach kann die Betonfestigkeit im Bauwerk gegenüber der Laborfestigkeit bis zu 50 % absinken. Dabei ist beachtlich, daß für die von Mehmel durchgeführte Versuchsserie erstklassige Firmen herangezogen wurden.

Bisher wird das vom Laborversuch verschiedene Verhalten des Materials im Bauwerk durch Einführung von Koeffizienten berücksichtigt und eine Materialauswahl nach einem Klassifizierungssystem ge-

troffen. Da alle beschriebenen Einflüsse Zufallsgrößen sind, muß auch hier die stochastische Betrachtung des Problems eingeführt werden.

Zusammenfassend können wir feststellen:

- a) Die aus dem Laborversuch erhaltene Arbeitslinie des Baustahls bildet zwar die Ausgangsbasis, läßt aber noch keinen Schluß über das Spannungs- und Formänderungsverhalten des Stahls im Bauwerk zu.
- b) Die Berücksichtigung verschiedener Einflußgrößen durch Koeffizienten entspricht zwar in großen Zügen dem Wahrscheinlichkeitsprinzip, jedoch müssen auch diese Koeffizienten wie die Materialkennwerte als Zufallsgrößen in die stochastische Betrachtung der Bauwerksicherheit eingehen.

Die Frage bleibt nun offen, wie gewinnen wir einen möglichst wirklichkeitsgetreuen Einblick in den Spannungszustand und das Festigkeitsverhalten des Bauwerkes. Es sollen hier vier Möglichkeiten besprochen werden:

1. Der Naturversuch an Bauwerken oder ganzen Bauwerkteilen, die bis zum Bruch belastet werden, und die systematische Auswertung der Einsturzursachen bei eingestürzten Bauwerken.
2. Die Messung der Formänderungen unter Belastung an bestehenden Bauwerken.
3. Der elastoplastische Modellversuch.
4. Theoretische und physikalische Untersuchungen.

Betrachten wir nun die einzelnen Punkte etwas näher, so wäre zum **Naturversuch** zu sagen, daß er zweifellos am aufschlußreichsten ist, jedoch, um genügend statistisches Material zu erhalten, oftmals durchgeführt werden muß, so daß er der hohen Kosten wegen nur ausnahmsweise für ganze Bauwerke, häufiger aber für Bauwerkteile in Frage kommt. Immerhin stellen die Versuche mit Straßenbrücken, welche von der AASHO (3) in USA bis zur Zerstörung ausgeführt wurden, einen wertvollen Beitrag hierzu dar.

Die **Messung der Formänderungen an bestehenden Bauwerken** unter Belastung gibt einen ausgezeichneten Aufschluß über die Spannungen unter Gebrauchslast und dient vorwiegend dazu, die Berechnungsmethoden zu verbessern. Bisweilen ist es auch möglich, im Versuch die Belastung über die zulässigen Werte zu steigern, wie dies zum Beispiel im Druckrohrleitungsbau geschieht. Jedoch erhält man hiermit keine Aufschlüsse über die tatsächliche Bruch-sicherheit der Konstruktion.

Der **elastoplastische Modellversuch** ermöglicht die Belastung bis zum Bruch und die Messung der Formänderungen während der Belastung. Aber auch bei sorgfältiger Auswahl des Modellmaßstabes und Beachtung der Modellgesetze wird hierdurch kein echter statistischer Aufschluß erhalten, da gerade die den Spannungszustand beeinflussenden Imperfektionen und Eigenspannungen im Modell nicht wirklichkeitsgetreu nachgeahmt werden können. Hin-gegen ist der Modellversuch in ausgezeichneter Weise geeignet, die Berechnungsmethoden – besonders für Konstruktionen mit verwickelten Spannungs-

zuständen – zu verbessern und hier Unsicherheitsfaktoren auszuschalten.

Theoretische Untersuchungen und physikalische Überlegungen bleiben nach wie vor die Hauptinformationsquellen über den Spannungszustand und das Festigkeitsverhalten im Bauwerk. Ihre Vor- und Nachteile sind genügend bekannt, so daß ich hier nicht darauf einzugehen brauche. Besonders hervorheben möchte ich hier nur die Notwendigkeit, auch die Änderung der Baustoffeigenschaften während der Lebensdauer in die Überlegungen einzubeziehen.

Manchesmal wird eine Kombination mehrerer der betrachteten Möglichkeiten zum Ziele führen. Immer aber muß man trachten, möglichst umfangreiches statistisches Material zu erhalten.

Kommen wir nun zum Entwurf und zur Ausführung von Baukonstruktionen.

Wir haben es auch hier mit Unsicherheiten zu tun, die durch Zufallsgrößen ausgedrückt sind. Zunächst ist wohl selbstverständlich, daß der Entwurf nach den anerkannten Regeln der Baukunst und nach dem neuesten Stand der Technik aufgestellt werden muß. Irrtümer, wie sie zum Beispiel durch Weglassen eines statisch erforderlichen Verbandes, durch falsche Systemwahl oder durch offensichtliche Berechnungsfehler gekennzeichnet sind, müssen hier außer Betracht bleiben. Ebenso setzen wir voraus, daß systematische Fehler ausgeschaltet werden.

Unsere statische Berechnung kann mehr oder weniger ausführlich sein. Bei einer weniger ausführlichen, sogenannten „gewöhnlichen Berechnung“ wird man von vereinfachenden Annahmen ausgehen, deren Zulässigkeit gewissen Streuungen unterliegt. Hierher gehören unter anderem die Annahmen über: Stütz- und Einspannbedingungen, Kräfteinleitungen, Berechnung statisch unbestimmter Systeme usw. Auch können in der Berechnung nicht berücksichtigte aussteifende Verkleidungen durch Wandplatten usw. das Kräftefeld beeinflussen.

Hingegen wird man mit der „genauen Berechnung“ die Realität schärfer zu erfassen vermögen, so daß die Abweichungen des rechnerisch ermittelten vom tatsächlich auftretenden Kräftefeld kleiner sind.

Auch die **Zahlenrechnung** selbst ist mit gewissen Streuungen behaftet, denen sich auch der gewissenhafte Statiker nicht ganz entziehen kann. So können sich durch Differenzenbildung annähernd gleich großer Zahlen, wie sie zum Beispiel bei der Berechnung von nach der Drucklinie geformten Bogen oder bei der Auswertung von Einflußfeldern auftreten, Ungenauigkeiten in das Ergebnis einschleichen. Ihr Einfluß auf die Sicherheit ist jedoch im allgemeinen nur gering.

Betrachten wir nun die Ausführung der Bauwerke.

Im Stahlbau wird die Ausführung in der Werkstatt und auf der Baustelle im allgemeinen streng überwacht. Es existieren relativ ausführliche Abnahmevorschriften für die Konstruktion. Auch die Maßtoleranzen sind festgelegt, so vor allem für den höchstzulässigen Krümmungspfeil, die Blechdicken, die Genauigkeit der Bohrungen für Anschlüsse und

Stoßverbindungen und die Abmessung von Schweißnähten, um nur einige Beispiele zu nennen. Im allgemeinen wird eine gewissenhafte Werkstatt die bei der Abnahme geforderten Toleranzen eher unterschreiten bzw. die Dickenabmessungen überschreiten. In diesem Zusammenhang ist bekannt, daß zum Beispiel Stegbleche in der Mitte dicker sind als in der Nähe des Randes, der für die Kontrolle der Dickenabmessung maßgebend ist. Hingegen können im Zuge der Werkstattbearbeitung besonders durch die Kaltverformung zum Beispiel durch Richten Spannungen und Veränderungen der Materialeigenschaften auftreten, welche eine Schwächung der Tragkraft bewirken. Hier gilt besonders das bereits bei der Besprechung der Materialeigenschaften Gesagte, wonach die Laborfestigkeit verschieden von der Festigkeit des Bauteiles in der Konstruktion sein kann.

Wie Paez-Balaca (4) zeigt, ist es bei strenger Überwachung der Ausführung gegenüber normaler Überwachung möglich, den Sicherheitsfaktor bei gleicher Zusammenbruchwahrscheinlichkeit um 15 % zu ermäßigen. Hier kommen die ÖNormen mit dem „Erhöhungsfall“ diesem Gedanken nahe.

Fassen wir zusammen:

Entwurf, Berechnung und Ausführung sind mit gewissen Unsicherheiten behaftet, die einem noch näher zu bestimmenden Verteilungsgesetz gehorchen. Für die stochastische Betrachtung der Bauwerkssicherheit ist es erforderlich, ihre statistischen Streuungen zu kennen, wobei auch hier eine Unterscheidung zwischen den einzelnen Bauwerkstypen zu treffen ist. Die Art der Überwachung spielt eine wesentliche Rolle.

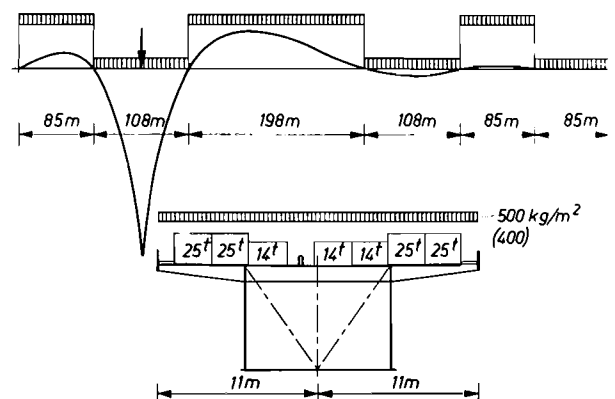


Bild 6: Einflußlinie für das maximale Biegemoment im zweiten Feld eines Durchlaufträgers und zugehöriges Belastungsschema

Fig. 6: Influence line of the maximum bending moment in the second span of a continuous girder and the corresponding loading scheme

Kommen wir nun zu den Belastungen und Einwirkungen während der Lebensdauer des Bauwerkes.

Wir unterscheiden hier ständige Lasten, Nutzlasten und Lasten, die aus der Atmosphäre kommen, wie Wind und Schneelast. Als Einwirkungen sind Temperatureinflüsse, Stützenbewegungen und Vorspannungen zu nennen. Schließlich kommen gegebenenfalls auch Beschleunigungskräfte aus Erdbebenwirkung in Frage.

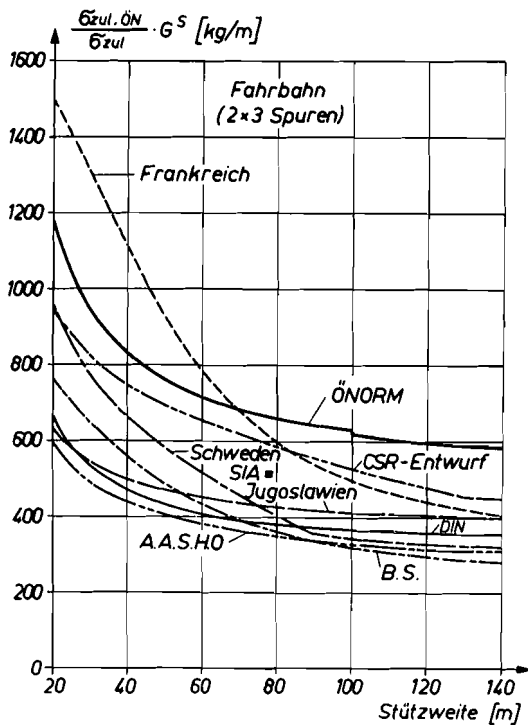


Bild 7: Vergleichende Studie über die Verkehrslasten von Autobahnbrücken nach den Normen der einzelnen Länder

Fig. 7: Comparativ Study of the traffic loads on motor highway bridges according to the Standards of different countries

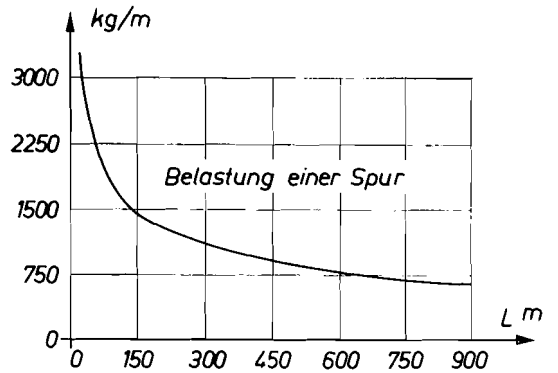


Bild 9: Belastung einer Spur in Abhängigkeit von der Belastungslänge

Fig. 9: Traffic load of one lane in function of the loading-length

Die statistische Erfassung der ständigen Last ist relativ einfach, da die Belastungsanordnung mehr oder weniger festliegt und die Raumgewichte der Konstruktionsmaterialien sowie der Einbauten und Fahrbahnbeläge mit ihrer stochastischen Verteilung im Allgemeinen bekannt sind. Da die ständige Last sowohl be- als auch entlastend wirken kann, ist mit dem jeweilig ungünstigeren Wert und seiner entsprechenden Streuung zu rechnen.

Viel schwieriger ist die wahrscheinlichkeitstheoretische Erfassung der Nutzlasten. Hier ist nicht nur die Streuung in ihrer Größe und Verteilung zu berücksichtigen, sondern auch das Belastungsspektrum während der Lebensdauer des Bauwerkes.

Betrachten wir zum Beispiel eine Autobahnbrücke mit je drei Richtungsspuren und sehen wir vom Ermüdungsproblem ab. Sie sei als Durchlaufträger über mehrere Öffnungen ausgeführt, wie wir dies an der im Bild dargestellten Europabrücke erkennen. Es ist nun außerordentlich unwahrscheinlich, daß zum Beispiel für das maximale Biegemoment im zweiten Feld entweder nur die positiven oder nur die negativen Einflußfelder belastet sind und dies über die ganze Brückenbreite (Bild 6).

Vergleichende Studien über die Belastung von Autobahnbrücken in verschiedenen Ländern Europas und in USA haben ergeben, daß die österreichischen Verkehrslasten schon bei Stützweiten über 100 m weitaus an der Spitze aller Länder stehen. Bild 7 zeigt die in den Vorschriften der einzelnen Länder anzunehmende gleichmäßig verteilte Verkehrslast. Man erkennt, daß die ÖNorm zum Beispiel bei einer Stützweite von 120 m um 50 % höhere Lasten vorschreibt als DIN und doppelt so hohe als British Standard.

Die Ursache dieser extrem hohen Verkehrslasten der ÖNorm liegt in der Negierung jeder Abminderung für breite (mehrspurige) Brücken, wie sie heutzutage häufig zur Ausführung kommen. Bild 8 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugtypen auf die einzelnen Spuren, die auf der außerordentlich dicht befahrenen Autobahnteilstrecke Köln-Leverkusen aufgenommen wurde. Man erkennt, daß die Lastkraftwagen und Zugmaschinen sich im wesentlichen auf die erste Spur und nur noch geringfügig auf die zweite Spur konzentrieren, während

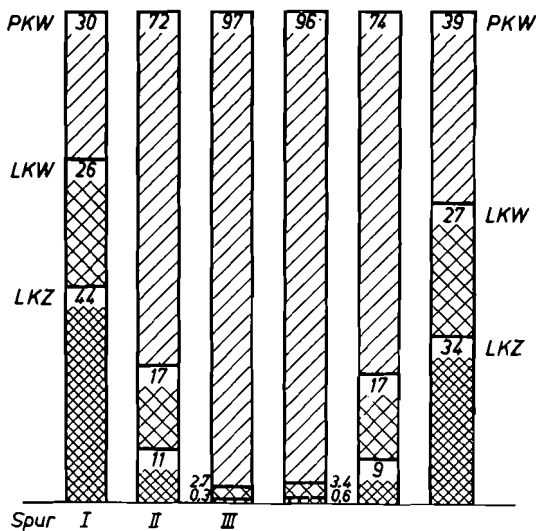


Bild 8: Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugtypen auf die einzelnen Spuren

Fig. 8: Frequency-distribution of the vehicle-types at the different lanes

die dritte Spur keine nennenswerten Anteile an Schwerfahrzeugen aufweist.

Bild 9 zeigt die Abhängigkeit der Belastung einer Spur von der Belastungslänge, wie sie einer englischen Statistik entnommen wurde.

Verfolgt man die Entwicklung des Kraftwagenverkehrs (Bild 10), so stellt man fest, daß die Zahl der Lkw nur eine sehr langsame Steigerung erfährt und sich inzwischen noch mehr stabilisiert hat, während die Kurve der Pkw noch immer stark ansteigt.

In Deutschland ist die Kapazität gewisser Autobahnstrecken schon jetzt praktisch erschöpft und daher auch eine wesentliche weitere Verkehrsmassierung auf den zugehörigen Autobahnbrücken in Zukunft nicht zu erwarten. Man baut dann eben Parallelautobahnen oder lenkt den nicht mehr aufnehmbaren Verkehr auf andere Strecken und andere Transportwege um.

Ich werde in einer ausführlichen Studie in Kürze auf dieses für den Stahlbau so wichtige Problem der Verkehrslast zurückkommen.

Wie die Untersuchungen von Freudenthal (5) zeigen, spielt die Zahl der Belastungsfälle, die während der Lebensdauer des Bauwerkes eine maximale Beanspruchung in den maßgebenden Bauwerksteilen hervorrufen, in der Wahrscheinlichkeitsbetrachtung eine entscheidende Rolle. Wenn zum Beispiel bei einer Straßenbrücke die maximale Belastung nur in einer ganz unwahrscheinlichen Verkehrssituation auftreten kann – selbst wenn man die künftige Entwicklung berücksichtigt –, so ist bei einem Lagergebäude die maximale Belastung durchaus für längere Zeit oder in oftmaliger Wiederholung möglich. Hier wird man bei stochastischer Betrachtung des Problems zu einer verschiedenen Beurteilung der Bauwerksanstrengung infolge Nutzlast kommen.

Es liegt auf der Hand, daß ein Bauwerk, bei dem die kritische Tragfähigkeit schon beim Versagen in einem einzigen Querschnitt eintritt (zum Beispiel Bruch an der Einspannstelle eines Kragträgers), bezüglich der Sicherheit anders zu beurteilen ist als ein Bauwerk, bei dem noch eine Umlagerung der Kräfte möglich ist und sich n aufeinanderfolgende Zustände abnehmender statischer Unbestimmtheit ausbilden können, bis das kritische Tragglied bricht. Die Verfahren der Berechnung der Tragsicherheit von Rahmensystemen berücksichtigen diesen Gedanken. Es muß jedoch bemerkt werden, daß hier nur dann höhere Traglasten erzielt werden können, wenn das Bauwerk in einzelnen maßgebenden Querschnitten Reserven entwickelt, wie dies etwa bei Anwendung von Walzprofilen für die Rahmenriegel und Stiele der Fall ist.

Ferner wäre zu beachten, daß die maximale Belastung in verschiedenen Gliedern der Tragkonstruktion durch verschiedene Lastgruppierungen hervorgerufen werden können, die voneinander stochastisch unabhängig sind, so daß in einer statisch unbestimmten Konstruktion die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs für jedes Tragglied getrennt ermittelt werden muß. Sie steigt jedoch im allgemeinen rasch an, wenn ein überzähliges Tragglied bricht bzw. das erste Fließgelenk zur Ausbildung gelangt.

Die Überlebenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes wird nach Freudenthal (5) unter Berücksichtigung der Tatsache, daß auch mehrere voneinander unabhängige Lastgruppen möglich sind, welche zum Versagensmechanismus führen, nach folgender Formel bestimmt:

$$L_N(n) = [1 - kp_n^{m+1}]^n.$$

Kommen wir nun zu den **atmosphärischen Belastungen**.

Im allgemeinen setzen die Normen der einzelnen Länder die **Windlasten** mit jenem Wert fest, der sich als Maximum der auf eine Reihe von Jahren zurückgehenden Beobachtungen ergibt. Einzelne Länder, zum Beispiel Italien, entnehmen den Winddruck einer Windkarte, die vor allem die stärkeren Küstenwinde berücksichtigt. Die Ermittlung der Winddruckverteilung ist bei der Vielfalt der möglichen Gebäudeformen nur mit grober Näherung durchführbar und die Normen begnügen sich mit stark vereinfachten Annahmen für die Formfaktoren. Der entwerfende Ingenieur wird daher bei neuartigen Bauwerksformen im allgemeinen auf Windkanalversuche angewiesen sein, die freilich die Bodenreibung und den Einfluß der Umgebung nicht naturgetreu wiedergeben können. Außerdem ist die Annahme einer statischen Windlast in Wirklichkeit nicht zutreffend, das es sich vielfach um stoßweise Belastung zum Beispiel durch Windböen handelt. Am 8. Kongreß der IVBH in New York (6) soll über die Auswirkungen der dynamischen Windbelastung auf Hochhäuser gesprochen werden.

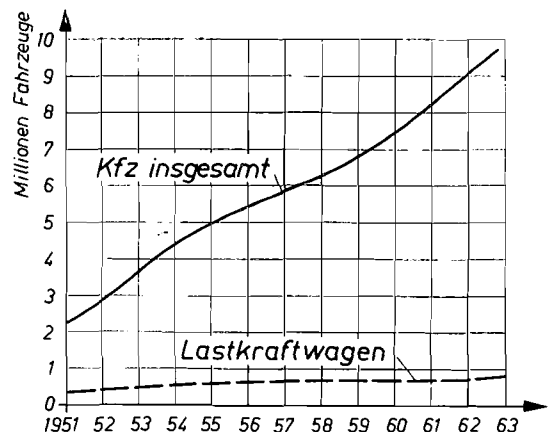


Bild 10: Entwicklung des Kraftwagenverkehrs

Fig. 10: Development of the motor car traffic

Für die **Schneelasten** gelten ähnliche Gesichtspunkte, wobei Österreich mit seiner Schneekarte anderen Länder vorausgeeilt ist. Eine weitere Unsicherheit liegt in der Verteilung der Schneelast, die auch stark ungleichmäßig sein kann (Schneesäcke). Immerhin kann man sich bei vielen Bauwerken dadurch helfen, daß man bei extrem über die Annahmen hinausgehenden tatsächlichen Schneelasten eine

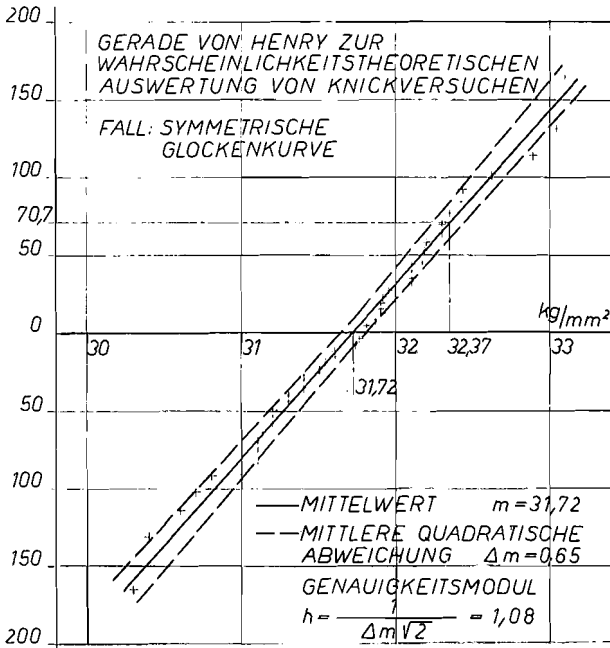


Bild 11: Gerade von Henry zur Feststellung einer Normalverteilung

Fig. 11: Straight-line of Henry to check a Gaussian Normal Distribution

Räumvorschrift erläßt, welche die stochastische Verteilung nach oben begrenzt und Spitzenwerte auf-fängt.

Temperaturveränderungen können im Tragwerk Formänderungen und Spannungen hervorrufen, die keinesfalls immer ohne Einfluß auf die Tragsicherheit bleiben. So können dadurch entstehende Aus-biegungen die Knickgefahr erheblich hinaufsetzen,

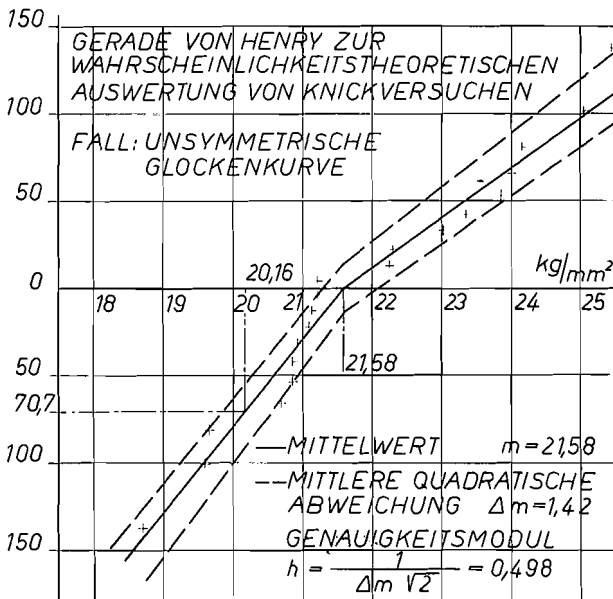


Bild 12: Unsymmetrische Fehlverteilung

Fig. 12: Unsymmetrical Error-distribution

aber auch die Ausbildung von Fließgelenken beein-flussen. Ähnliches gilt für Widerlagerbewegungen.

Fassen wir auch hier zusammen:

Belastungen und Einwirkungen, ihre ungün-stigste Stellung und ihr gleichzeitiges Auftreten sind stochastischen Schwankungen unterworfen, die noch festzulegenden Verteilungsgesetzen un-terliegen. Die vorgesehene Benutzungsdauer des Bauwerkes spielt hier eine wesentliche Rolle. Für die wahr-scheinlichkeitstheoretische Auswertung dieser Einflußfaktoren müssen weiterhin statisti-sche Forschungen und Beobachtungen durchge-führt werden. Ein erster Schritt zur Normung wurde hier durch die Einführung von Lastfaktoren und Gleichzeitigkeitsfaktoren bereits getan.

Werfen wir noch einen kurzen Blick auf den Ein-fluß der **Bauwerksunterhaltung** auf die Sicherheit. Es ist allgemein bekannt, daß der Stahl, wenn er der Witterung ausgesetzt ist, konserviert werden muß, da sonst ein Querschnittsverlust durch Rosten eintritt. Wer mit der Beurteilung der Tragfähigkeit von Bau-werken mit schlechtem Unterhaltungszustand öfter befaßt ist, weiß, wie groß diese Querschnittsverluste bisweilen sein können. Von der sorgfältigen Unter-haltung hängt es also entscheidend ab, ob ein Bau-werk die ihm zugewiesene Lebensdauer ohne wesent-liche Einbuße an Tragfähigkeit übersteht. Auch Rost-zuschläge für der Unterhaltung nur mangelhaft zu-gänglicher Teile und vor allem die Vermeidung von Feuchtigkeitsansammlung dienen diesem Ziel. Es ist selbstverständlich auch hier möglich, das Problem stochastisch zu erfassen, wenn ausgedehntes Beob-achtungsmaterial für einzelne Typen vorliegt, und in erster Näherung einen entsprechenden Unsicher-heitsfaktor anzugeben.

D. Verteilungsgesetze

Aus dem bisher Gesagten geht hervor, daß für das Versagen eines Bauwerkes eine größere Zahl von Einflußfaktoren bestimmend sind, die einer stochastischen Verteilung unterliegen, also eine ge-wisse Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des Ere-ignisses besitzen. Nun ist aber die Wahrschein-lichkeit für das Auftreten des Hauptereignisses (in diesem Fall der Zusammenbruch des Bauwerkes) das Produkt aus den Wahrscheinlichkeiten des Eintretens der Teilereignisse, die alle wesentlich kleiner als 1 sind. Müssen zum Beispiel für das Eintreten eines sol-chen Hauptereignisses fünf gleichwertige Teilere-ignisse zusammenwirken und ist die Einzelwahrschei-nlichkeit 2,28 %, was dem Mittelwert minus der zwei-fachen Standardabweichung entspricht, so ist die Zu-sammenbruchswahrscheinlichkeit $0,0228^5 = 0,616 \cdot 10^{-9}$, also verschwindend klein. Diese Rechnung ist aller-dings nur in ihrer Größenordnung richtig, da eine verschiedene Bewertung der einzelnen Einflußgrößen je nach dem hierfür zugrundegelegten Verteilungs-gesetz erfolgen muß.

Viele Untersuchungen, die sich mit der stochasti-schen Betrachtung der Bauwerkssicherheit befassen, gehen von einer **Normalverteilung** aus, die auf die bekannte Gaußsche Glockenkurve führt. Liegt eine

größere Zahl von Beobachtungen vor, so ist es – unter der Voraussetzung, daß es sich um Zufallsgrößen handelt – mit Hilfe der Geraden von Henry (Bild 11) auf einfache Weise möglich, zu überprüfen, ob eine Normalverteilung vorliegt. Man trägt hierzu auf einem Wahrscheinlichkeitspapier in einem Achsenkreuz auf der Abszissenachse die beobachteten Werte und auf der Ordinatenachse im Wahrscheinlichkeitsmaßstab die Häufigkeit der betreffenden Beobachtung auf. Die so gefundenen Punkte liegen auf einer Geraden, wenn eine Normalverteilung vorliegt. Da dies im allgemeinen nicht genau der Fall ist, kann man den Vertrauensbereich, innerhalb welchem die Punkte liegen müssen, abgrenzen und eine gemittelte Gerade von Henry zeichnen. Ihr Schnittpunkt mit der Achse gibt den Mittelwert und die Neigung das Genauigkeitsmaß an. Bild 11 zeigt die Gerade von Henry für eine Reihe von Knickversuchen.

Nun liegt aber keineswegs für alle stochastisch erfaßbaren Einflüsse, welche die Sicherheit eines Bauwerkes beeinflussen, Normalverteilung vor, und vor allem werden sich die Beobachtungen auf beiden Hälften der Glockenkurve nicht bis ins Unendliche erstrecken. Zum Beispiel ist es bei der statistischen Erfassung der Fließgrenze unmöglich, daß eine Fließgrenze in der Nähe von Null gefunden wird. Man kann diesen Umstand durch Einführung eines Operators μ berücksichtigen, mit dem der Inhalt der Glockenkurve zu vervielfachen ist, um die Fläche 1 zu erhalten und erhält μ aus der Bedingung

$$\mu \cdot \frac{h}{\sqrt{\pi}} \int_{-Q_{su}}^{Q_{so}} e^{h^2 q^2} dq = 1,$$

wenn Q_{su} die untere und Q_{so} die obere mögliche Grenze einer Zufallsgröße q bedeutet. Aber auch die symmetrische Verteilung der Zufallsgröße um den Mittelwert ist oft nicht vorhanden (Bild 12). Paez-Balaca schlägt vor, die Gaußsche Glockenkurve in Richtung der Abszissenachse zu verzerren oder die Reihendarstellung zu wählen.

Nach Eberl-Schneeweiß (7) gelangt man zum Beispiel bei der stochastischen Auswertung der Druckfestigkeit von Beton zu einer Normalverteilung, wenn man für die Abszisse den logarithmischen Maßstab wählt.

Weitere praktisch bedeutsame Verteilungsgesetze sind die Binominalverteilung und die logarithmische Normalverteilung (Bild 13), die dem Gesetz

$$f(x) = \frac{1}{x \sqrt{2} \cdot \pi} e^{-1/2 (\log x)^2}$$

folgt.

Für die Bauwerkssicherheit spielen nach A. Carpena (8) die Extremalverteilungen eine Rolle (Bild 14), die der Gleichung

$$f(y) = e [\exp(\mp y - e^{\pm y})]$$

folgen, wobei das obere Vorzeichen (–) im Exponenten der Maximalverteilung und das untere Vorzeichen (+) der Minimalverteilung entspricht. Hierbei bedeutet

$$y = \frac{\pi}{\sigma \sqrt{6}} (x-m).$$

Man erkennt, daß die entsprechenden Kurven um die $f(y)$ -Achse gespiegelt sind. Der Mittelwert fällt hier nicht mehr mit dem Wert auf der Ordinatenachse zusammen, sondern beträgt

$$m + 0,45 \sigma.$$

A. Carpena schlägt vor, für Baustähle mit ausgeprägter Fließgrenze die Normalverteilung zu-

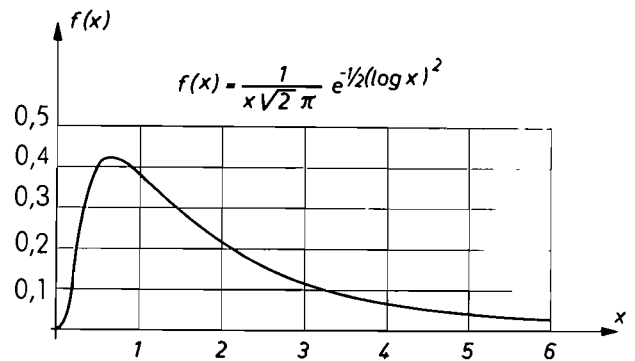


Bild 13: Logarithmische Normalverteilung

Fig. 13: Logarithmical Error-distribution

grundeulegen und bei der Beurteilung der Sprödbruchgefahr die Minimalverteilung anzunehmen. Hingegen soll das Eigengewicht beschränkt normalverteilt sein und die Nutzlast dem logarithmischen Verteilungsgesetz gehorchen, während für Wind- und Schneelasten die Annahme einer Maximalverteilung das Problem am besten erfaßt. Schließlich kann man durch einen Reihenansatz jede beliebige Fehlerverteilung berücksichtigen, wie dies Paez-Balaca (4) gezeigt hat.

Der Unterschied im Sicherheitskoeffizienten bei gleicher Zusammenbruchwahrscheinlichkeit und Annahme verschiedener Verteilungsgesetze hängt in erster Linie von der Standardabweichung σ ab und

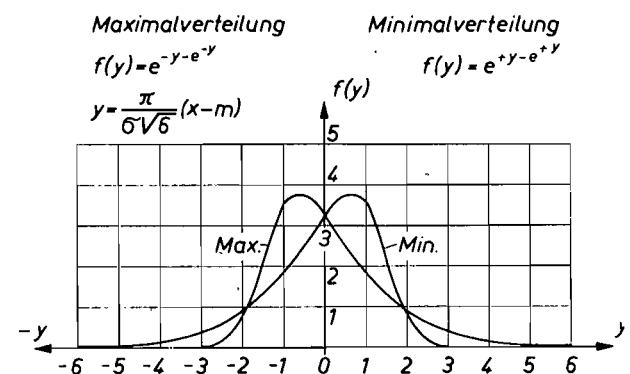


Bild 14: Maximal- und Minimalverteilung

Fig. 14: Maximal- and minimal Error-distribution

wächst mit abnehmender Zusammenbruchswahrscheinlichkeit. Wählt man hierfür $m=2\sigma$, so ist dieser Unterschied keinesfalls mehr vernachlässigbar.

Besonders schwierig ist die wahrscheinlichkeitstheoretische Erfassung von mehreren Lastgruppen, die auf statisch unbestimmte Systeme wirken, weil der Vielfalt der Laststellungen und der Mannigfaltigkeit der Lastgrößen die Anzahl der Möglichkeiten der Ausbildung von Bruchketten gegenübersteht. Hier sinkt die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs wesentlich ab. Hingegen hat ein statisch bestimmtes System mit n -Gliedern gleicher Zusammenbruchswahrscheinlichkeit ein größeres Risiko, das aus der Summe der Einzelrisiken besteht. Wenn zum Beispiel grob gesehen vier Druckdiagonalen eines Fachwerkträgers bei derselben Belastung gleich wahrscheinlich an die Knickgrenze gelangen, so ist die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs des Systems viermal so groß als wenn nur eine einzige Diagonale diese Grenze erreichen würde.

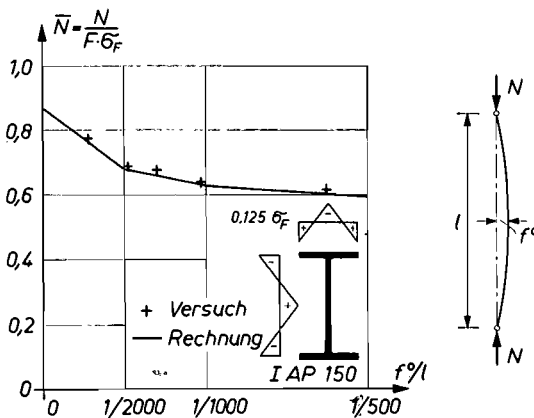


Bild 15: Vergleich der Traglasten von Druckstäben aus I-Profilen mit Imperfektionen nach Versuch und elektronischer Berechnung

Fig. 15: Comparison of the tested with the computed ultimate loads of I-shaped struts with imperfections

E. Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs

Aus den bisherigen Betrachtungen möge entnommen werden, daß zur stochastischen Betrachtung der Bauwerkssicherheit vor allem statistisches Material erforderlich ist, das zur Zeit noch in sehr unvollständigem Maße zur Verfügung steht und daß es dann, wenn auch zum Teil mit erheblichen mathematischen Schwierigkeiten gelingt, die Überlebenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes zu bestimmen. Nun blieb bisher die Frage offen, wie groß diese Überlebenswahrscheinlichkeit sein muß bzw. wie klein die Wahrscheinlichkeit eines Zusammenbruchs oder des Unbrauchbarwerdens des Bauwerkes vor Ende der vorgesehenen Benützungsdauer sein darf.

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit sind Antagonismen, das heißt, bei einem richtig entworfenen Bauwerk mit kohärenter Zusammenbruchswahrscheinlichkeit in allen seinen Teilen muß ich jede Erhöhung der Sicherheit mit einem größeren Aufwand an Baustoff bezahlen, ohne auch mit dem größtmöglichen Aufwand zu einer absoluten Sicherheit zu gelangen.

E. Torroja (9) hat 1948 für dieses Risiko das sogenannte ökonomische Prinzip aufgestellt, das aus dem Versicherungswesen entnommen ist. Es lautet:

Unter allen unendlich vielen Lösungen für dieselbe Konstruktion, welche durch Veränderung des Sicherheitskoeffizienten möglich sind, ist jene die ökonomischste, deren Kosten der erstmaligen Errichtung plus der Versicherungsquote mal dem möglichen Schaden, der durch den Einsturz verursacht wird, ein Minimum werden.

Diese in der Fachwelt vielfach diskutierte Formel nimmt es in Kauf, daß neben Sachschaden bisweilen auch Verluste an Menschenleben zu beklagen sind. In USA hat man in einem anderen Zusammenhang den Preis für das Menschenleben mit 2000 Dollar festgesetzt. Das ist außerordentlich wenig, wenn man bedenkt, daß oft ein Vielfaches dieser Summe ausgegeben wird, um ein Menschenleben zu retten. Torroja ist sich dessen bewußt und sagt, daß wir uns bei der Bewertung des höchsten aller Güter von einem vernünftigen Pessimismus leiten lassen müssen; das heißt aber nichts anderes, als daß wir das Menschenleben eben hoch genug zu bewerten haben.

Halten wir uns aber immer vor Augen, daß das Risiko eines Bauwerkseinsturzes, bei dem Menschen zu Schaden kommen, im Vergleich zum allgemeinen Lebensrisiko verschwindend klein ist.

Eine große Zahl von Nationen hat die stochastische Betrachtung der Bauwerkssicherheit grundsätzlich angenommen. Andere machen starke Einschränkungen oder lehnen sie überhaupt ab. Zunächst geht es keineswegs darum, die Bauwerkssicherheit im allgemeinen herabzusetzen, sondern eine kohärente Sicherheit zu erreichen. Aus den Darlegungen geht hervor, daß dies nicht durch eine gleiche Sicherheit für alle Bauwerkstypen und Bauwerksteile möglich ist, sondern daß hierzu neben der Einsturzgefahr auch ihre Folgen beachtet werden müssen. **Es ist sicher in den Auswirkungen ganz verschieden, ob eine Gewölbemauer versagt oder ob ein Hochspannungsfreileitungsmast im Gebirge umstürzt.** Auch bei einer HV-Verbindung muß die Rutschsicherheit ganz verschieden von der Einsturzsicherheit beurteilt werden.

Selbstverständlich wird man in der Praxis dieses außerordentlich komplexe Problem nur in großen Zügen erfassen und nur schrittweise vorgehen können. Neben den relativ wenigen quantitativen Aussagen, die bisher erarbeitet worden sind, sind es vor allem die qualitativen Erkenntnisse, welche uns dem Ziel näherbringen.

Es muß hier festgestellt werden, daß auch unsere gegenwärtig gültigen Normen, die auf der Basis der zulässigen Spannungen aufgebaut sind, schon gewisse wahrscheinlichkeitstheoretische Überlegungen qualitativ berücksichtigen. Ich erinnere nur an den Bonus, den man für strenge Ausführung und Überwachung in der ONorm eingeführt hat und an die Festsetzung einer Regelstreckgrenze, die höher als der kaufmännisch garantierte Mindestwert ist. Auch die Reduktion der Nutzlasten für Hochhäuser bei gleichzeitiger Belastung aller Stockwerke gehört hierher.

Im Anschluß an die Arbeiten des Comité Européen du Beton hat auch die Europäische Stahlbaukonvention Lastfaktoren (facteur de ponderation) eingeführt, mit denen die verschiedenen Lasttypen zu vervielfachen sind, um die Unsicherheiten in der Lastaufbringung zu berücksichtigen. Durch Gleichzeitigkeitsfaktoren ist auch der geringeren Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Belastungsüberschreitungen verschiedener Belastungstypen Rechnung getragen. Allerdings blieb die Anzahl der möglichen ungünstigsten Belastungen während der Lebensdauer des Bauwerkes unberücksichtigt. Die entsprechenden Lastfaktoren und ihre Anwendung sind im Jahresbericht 1967 der Kommission 1 ausführlich dargelegt.

Die Kommission 8, die sich gegenwärtig mit der Erarbeitung mehrerer Knickspannungslinien befaßt, hat sich das stochastische Sicherheitsprinzip voll und ganz zu eigen gemacht. In über 800 Versuchen wurde statistisches Material erarbeitet, um eine Standardkurve der Knickspannungen in Funktion der Schlankheit aufzustellen, wobei Stäbe untersucht wurden, die mit allen baupraktisch unvermeidbaren geometrischen und strukturellen Imperfektionen behaftet sind. Mit Hilfe eines elektronischen Rechenprogrammes ist es nun möglich, versuchsmäßig nicht erfaßte Stabtypen entsprechend einzureihen, so daß es gelungen ist, ein umfassendes Bild der Tragkraft von Druckstäben mit Imperfektionen zu erhalten. Die Übereinstimmung dieser Rechnung mit den Versuchsergebnissen wurde ständig kontrolliert (Bild 15). Wenn man mit Hilfe der Last- und Gleichzeitigkeitsfaktoren nun noch die Unsicherheiten der Lastaufbringung, des Entwurfes und der Berechnungsannahmen berücksichtigt, so hat man eine erste, wenn auch rohe Anwendung des Prinzipes der stochastischen Erfassung der Bauwerkssicherheit. Die eingangs gezeigte Unsicherheit in den Vorschriften für die Knicksicherheit in den Normen einzelner Länder kann damit als beseitigt angesehen werden.

F. Schlußbetrachtungen

Ich habe mich bemüht, zu zeigen, daß die nach den anerkannten Regeln der Baukunst entworfenen Bauwerke eine, wenn auch außerordentlich geringe, Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs in sich tragen und daß die konsequente Verfolgung des stochastischen Prinzipes unbedingt erforderlich ist, um zu einer kohärenten Bauwerkssicherheit zu gelangen. Ich habe aber auch dargelegt, daß das Arbeiten mit zulässigen Spannungen keine Basis bietet, um eine echte Abschätzung der Tragfähigkeit durchzuführen und daß es darüber hinaus unmöglich ist, die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit damit zu ermitteln. Diese kann für die einzelnen Bauwerkstypen und Bauwerksteile nur mit einem veränderlichen Sicherheitsfaktor gleich groß sein. Der Sicherheitsfaktor hängt auch wesentlich von der vorgesehenen Lebensdauer des Bauwerkes ab.

Sie werden aber auch verstehen, daß noch viel Arbeit zu leisten ist, um das gesteckte Ziel zu erreichen. Die Empfehlungen der Europäischen Stahlbaukonvention sind immerhin ein hoffnungsvoller Schritt in dieser Richtung, denn Ziel aller Normung

muß es sein, bei einer möglichst wirklichkeitsgetreuen Erfassung des Problems auch einfach zu handhabende Vorschriften dem Statiker in die Hand zu geben. Die Grundlage aller Arbeiten ist aber die Sammlung von genügend statistischen Beobachtungen über die Baustoffeigenschaften, die Belastungen und Einwirkungen, die Ausführung und die Unterhaltung unserer Bauwerke, denn nur damit ist es überhaupt möglich, mit der Wahrscheinlichkeitstheorie zu einem Ergebnis zu gelangen. Die Abkehr von den zulässigen Spannungen bedeutet hier nur einen ersten Schritt, dem weitere folgen müssen. Vor allem müssen besondere Faktoren der höheren Tragsicherheit statisch unbestimmter Systeme Rechnung tragen und Beiwerte die Gefahrenklasse des Bauwerkes bzw. Bauteiles berücksichtigen.

In seinem vor kurzem erschienenen Buch (10) gibt Pugsley einen Vorschlag wieder, der von einem JSE-Komitee herausgegeben wurde. Demnach wird der Sicherheitsfaktor von 3 Parametern, welche die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs des Bauwerkes beeinflussen, und 2 Parametern, welche die Folgen dieses Zusammenbruchs werten, bestimmt. Aus der ersten Gruppe von Parametern wird ein X-Faktor und aus der zweiten Gruppe ein Y-Faktor ermittelt. Der Sicherheitsfaktor wird dann:

$$v = X \cdot Y.$$

In Tafel 1 sind die die X- und Y-Faktoren beeinflussenden Parameter A, B, C, D, E gekennzeichnet.

Tafel 1

Gruppe X. Faktoren, welche die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit beeinflussen:

- A. Material, Werkstättarbeit, Bauaufsicht und Unterhaltung.
- B. Belastung im Hinblick auf die Kontrollmöglichkeit.
- C. Bestimmung des Spannungszustandes im Hinblick auf die Genauigkeit der Berechnung, experimentelle Untersuchungsergebnisse und Art der Konstruktion.

Gruppe Y. Faktoren, welche die Folgen des Zusammenbruchs beeinflussen:

- D. Gefahren für Menschen.
- E. Ökonomische Betrachtungen.

Tafel 2: Werte der X-Faktoren

Charakteristik	B =			
	sg	g	b	m
A = sg, C = $\begin{cases} \text{sg} \\ \text{g} \\ \text{b} \\ \text{m} \end{cases}$	1,1	1,3	1,5	1,7
	1,2	1,45	1,7	1,95
	1,3	1,6	1,9	2,2
	1,4	1,75	2,1	2,45
A = g, C = $\begin{cases} \text{sg} \\ \text{g} \\ \text{b} \\ \text{m} \end{cases}$	1,3	1,55	1,8	2,05
	1,45	1,75	2,05	2,35
	1,6	1,95	2,3	2,65
	1,75	2,15	2,55	2,95
A = b, C = $\begin{cases} \text{sg} \\ \text{g} \\ \text{b} \\ \text{m} \end{cases}$	1,5	1,8	2,1	2,4
	1,7	2,05	2,4	2,75
	1,9	2,3	2,7	3,1
	2,1	2,55	3,0	3,45
A = m, C = $\begin{cases} \text{sg} \\ \text{g} \\ \text{b} \\ \text{m} \end{cases}$	1,7	2,15	2,4	2,75
	1,95	2,35	2,75	3,15
	2,2	2,65	3,1	3,55
	2,45	2,95	3,45	3,95

Tafel 3: Werte der Y-Faktoren

Charakteristik	D=		
	Nicht ernst	Ernst	Sehr ernst
E= { Nicht ernst	1,0	1,2	1,4
{ Ernst	1,1	1,3	1,5
{ Sehr ernst	1,2	1,4	1,6

Tafel 2 gibt die Zahlenwerte der X-Faktoren in Abhängigkeit von A, B, C wieder, wobei die Klassifizierung mit sehr gut (sg), gut (g), befriedigend (b) und mangelhaft (m) erfolgt. Tafel 3 enthält die Y-Faktoren für die Parameter D und E, wobei die Gefahr für Menschen und die Größe des Schadens mit „nicht ernst“, „ernst“ und „sehr ernst“ zu beurteilen ist.

Man wird zum Beispiel einer Eisenbahnbrücke sicherlich den besten X-Faktor, nämlich $X=1,1$ zuweisen können, während $Y=1,6$ in Hinblick auf den Schaden und die Gefahr für Menschenleben am besten entsprechen dürfte, und erhält

$$v = X \cdot Y = 1,1 \cdot 1,6 = 1,76.$$

Hingegen wird man zum Beispiel bei einem stählernen Behälter in einem wenig begangenen Industriegelände bei guter, nicht so streng überwachter Ausführung des Entwurfes und der Arbeit die folgende Faktorenwahl treffen: $X=1,45$, $Y=1,1$ und erhält den Sicherheitsfaktor

$$v = 1,45 \cdot 1,1 = 1,6.$$

Wenn auch diese, vom JSE-Komitee vorgeschlagene, Bildung des Sicherheitsfaktors nur als ein erster Versuch zur wahrscheinlichkeitstheoretischen Erfassung der Bauwerkssicherheit gewertet werden

kann, so ist doch der eingeschlagene Weg grundsätzlich richtig. Freilich sind noch umfangreiche Forschungsarbeiten und die systematische Sammlung von statistischem Beobachtungsmaterial erforderlich, um zu einer quantitativ verbesserten Aussage über den Sicherheitskoeffizienten zu gelangen.

Es ist nun hoch an der Zeit, einen Teil jenes Aufwandes, der zu immer größerer Verfeinerung der statischen Berechnung benötigt wird, nun auch diesen Fragen zu widmen, denn eine noch so subtile statische Erfassung des Kräftespiels unter Gebrauchslast und der Vergleich der Rechnungsspannungen mit den zulässigen Werten ist unreal.

Die in vieler Hinsicht vorbildliche österreichische Normung muß hier einen ersten Schritt tun und die Empfehlungen der Europäischen Stahlbaukonvention sinngemäß in ihr Normenwerk einbauen, wobei der eigenen Initiative noch genügend Spielraum gelassen ist.

o. Prof. Dr. techn. Hermann Beer,
Technische Hochschule Graz

Literaturhinweise

- (1) J. Korányi: 3. Kongreß der IVBH 1948, Schlußbericht.
- (2) A. Mehmél: Der Bauingenieur, 1967, H. 3.
- (3) J. W. Fischer u. J. M. Viest: 7. Kongreß der IVBH 1964, Vorbericht IId 1.
- (4) A. Paez-Balaca: La determinación del coeficiente de seguridad en las distintas obras. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento; Madrid.
- (5) A. M. Freudenthal: 8. Kongreß der IVBH 1968. Vorbericht Ia.
- (6) D. Sfintesco: 8. Kongreß der IVBH 1968. Vorbericht IIIc.
- (7) Eberl-Schnee weiß: Zeitschrift d. Österr. Ing. und Arch. Verein 1957, H. 3.
- (8) A. Carpena: Construction Métallique 1967/1.
- (9) E. Torroja: 3. Kongreß der IVBH 1948. Schlußbericht V-4, siehe auch (4) S. 69.
- (10) A. Pugsley: The Safety of Structures. Edward Arnold Ltd., London.

Über die Baugeschichte der Salzburger Festspiele*)

Von C. Holzmeister, Wien

Der Festspielbezirk des Salzburger Festspielhauses, wie er sich heute darstellt, hat seine Vorgeschichte, die auf fast hundert Jahre zurückgreift. Die ersten Pläne für ein Festspielhaus wurden von Fellner und Helmer über Anregung von Richard Wagner auf dem Mönchsberg geplant. Die eigentliche Geschichte beginnt mit einem Provisorium aus dem Baukomplex der Erzbischöflichen Hofstallungen 1925 durch Eduard Hütter, einer Mysterienbühne nach den Wünschen von Max Reinhardt im Raum der sogenannten Sommerreitschule. Ein Umbau und Ausbau erfolgte 1927 durch den Vortragenden. Anton Faistauer schuf die Fresken für das Vestibül.

1937 wurde über Drängen Arturo Toscaninis nach einer Idee des Landeshauptmannes Dr. Rehr das Haus um 180 Grad gedreht und eine neue große Bühne geschaffen. Nun konnten Opernaufführungen in breitem Rahmen vor sich gehen.

Im Jahre 1939 erfolgte der dritte Umbau in Gips und Stuck im Stil des Dritten Reiches. Als zweites Element des heutigen Festspielbezirkes erstand 1933 das Spiel in der Felsenreitschule, beginnend mit Faust I nach Max Reinhardt.

Nach dem zweiten Weltkrieg wurde an den Wiederaufbau der Festspiele herangegangen. Es zeigte sich der Bedarf eines neuen großen Hauses.

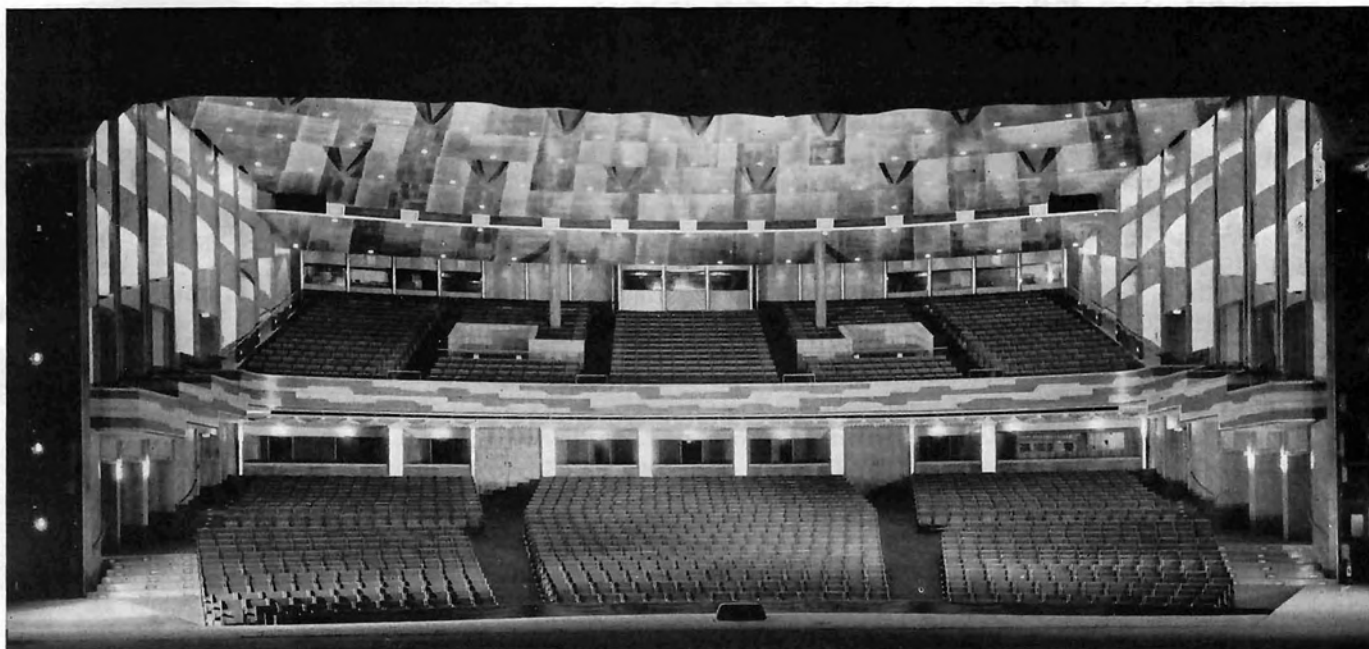
*) Da kein Manuskript vorliegt, bringen wir eine Kurzfassung des von Arch. Prof. Dr. techn. h. c. Clemens Holzmeister gehaltenen Vortrages auf der Stahlbautagung 1967 in Salzburg.

Als Vorläufer für ein solches galten das Projekt auf dem Mönchsberg als Mozartfestspielhaus (Musikolympiade) und ein Projekt über Auftrag der Bundesregierung auf dem Gelände des Rosenhügels und im Anschluß an das Mirabellsschloß. Es führt dies zur Erkenntnis der Gründung eines Festspielbezirkes, also Anschluß an das alte Haus, an die Felsenreitschule und unter Verwendung des restlichen Teiles der Hofstallungen bis zum Siegmundplatz.

Der Bau des neuen Hauses erfolgte in den Jahren 1956–1960, wobei sich die Notwendigkeit der Absicherung eines Teiles des Mönchsbergfelsens zur Schaffung der Bühne ergab. Weitgehende Fundierungsschwierigkeiten traten auf, und schließlich beschloß man die völlige Unterkellerung der Gesamtanlage.

Nach gänzlichem Umbau bei Belassung der Fassade wurden die Publikumsräume und der amphitheatralische Zuschauerraum unter Bedachtnahme auf gleich gute Sicht- und Hörbarkeit von allen Plätzen, ferner eine breite Vorbühne mit Lamellenanlagen und einem flexiblen Bühnenausschnitt von 33 m auf 14 m Breite sowie ein flexibler Orchesterraum geschaffen. Die Haupt- und Neben Bühnen wurden mit dem Werkstattegebäude, dem Malersaal und den Künstlergarderoben verbunden. Das Haus, ein Mehrzweckbau, dient für Schauspiel, Oper und Konzert und hat sich seit Jahren ohne jegliche nachträgliche Umarbeitung immer aufs neue bewährt.

Neues Festspielhaus Salzburg. Blick von der Bühne in den Zuschauerraum



New Festival House Salzburg. View into the auditorium from the stage

Das Walzwerk und die Stahlhochbauten im neuen Bürozentrum der VOEST

Von H. Schön, Linz/Donau

Unsere morgige Exkursion führt uns in ihrem technischen Teil nach Linz zur VOEST.

Bei der VOEST wollen wir uns das Walzwerk und anschließend einige Stahlskelettbauten ansehen, bei denen sich der Stahl einmal nicht schamhaft – wie es sonst so oft der Fall ist – hinter Beton und sonstigen Verkleidungen versteckt, sondern in den Fassaden voll in Erscheinung tritt.

Ich habe die Aufgabe, Ihnen, meine Damen und Herren, einiges Wissenswertes über die zu besichtigenden Objekte zu erzählen. Ich werde mich dabei möglichst kurz fassen, um Sie, meine Damen, nicht zu sehr mit technischen Dingen zu ermüden.

In der ursprünglichen Planung der Reichswerke Hermann Göring war das Hüttenwerk in Linz als überdimensionale Anlage mit 12 Hochöfen, einem entsprechend großen Stahlwerk und einem eben solchen Walzwerk zur Versorgung eines mittel- und südeuropäischen Großraumes projektiert. Infolge des Kriegsverlaufes kam es aber nicht mehr zur Ausführung des Walzwerkes und das dafür vorgesehene riesige Areal ist noch heute unverbaut.

Anstatt dessen wurde gemäß den Erfordernissen des Krieges ein Panzerwerk unter dem Namen Eisenwerke Oberdonau GmbH auf einem unmittelbar benachbarten Gelände gebaut.

Dieses Werk bezog sein Roheisen von den Linzer Hochöfen, von denen während des Krieges schon zwei in Betrieb waren, und hatte sein eigenes Stahlwerk mit SM- und Elektroöfen und sein eigenes Blechwalzwerk.

Dieses Walzwerk war mit einem einzigen Gerüst ausgestattet, einem 1941 gebauten und jetzt noch laufenden Quarto für eine maximale Blechbreite von 2250 mm und Blechstärken von 5 bis 200 mm. Trotz aller Kriegszerstörungen wurde es die Keimzelle des heutigen Walzwerkes der VOEST.

Dieses heutige Walzwerk wuchs in eineinhalb Jahrzehnten nach dem Krieg um diese Keimzelle zu einer Anlage, die zu den größten und bedeutendsten der europäischen Stahlindustrie zählt. Seine Haupthallen bedecken eine Fläche von annähernd 20 ha, bei fast 600 m Länge und über 400 m Breite. Gewalzt werden Grobbleche bis zur größten verladefähigen Breite von 3,8 m und mit einem Einsatzgewicht bis zu 40 t, Breitband bis 1500 mm Breite und von 1,5 bis 12,7 mm Stärke und kaltgewalztes Feinblech bis 1500 mm Breite und mindestens 0,30 mm Stärke.

Zum besseren Verständnis will ich kurz die häufigste Produktionsfolge, von der es natürlich viele Variationen gibt, skizzieren:

Die aus dem Stahlwerk kommenden Stahlblöcke werden noch warm in Tiefofen eingesetzt und auf Walztemperatur gebracht.

Sie werden dann entweder auf dem großen, 4,2 m breiten Quarto, das zu den größten Blech-

walzgerüsten gehört, die es überhaupt gibt, zu großen Grobblechen ausgewalzt oder sie kommen zur Brammenstraße. Diese besitzt ein Reversierduo, auf dem Vorbrammen bis 1550 mm Breite und von einer Mindeststärke von 70 mm, aber auch Knüppel von 130 bis 380 mm im Quadrat gewalzt werden können.

Die Vorbrammen werden sogleich nach dem Walzvorgang auf einer hydraulischen Warmschere auf die notwendige Länge geschnitten. Dann gehen sie über ein Kühlbett oder ein Kühlrad zu den Stapelplätzen zwecks Auskühlung und Kontrolle.

Um eine einwandfreie Blechoberfläche zum Beispiel für Karosseriebleche zu erhalten, wird die Oberfläche der meisten Vorbrammen geflämt.

Anschließend werden die Vorbrammen in Stoßöfen wieder auf Walztemperatur gebracht. Die heißen Vorbrammen werden auf den Zulaufrollgang des eingangs erwähnten alten Quartos ausgestoßen, das heute als Vorgerüst für die Breitbandstraße dient.

Die hier vorgewalzten Grobbleche laufen in den selteneren Fällen über ein Querkühlbett in die Adjustage mit ihren Richtmaschinen und Scherenstraßen, meist aber noch in derselben Hitze in die Breitbandstraße. Sie besteht aus 6 hintereinanderstehenden Walzgerüsten, die das Blech in rascher Folge durchläuft. Das Blechband wird in jedem Gerüst dünner und länger. Die Umlaufgeschwindigkeiten der Walzen der einzelnen Gerüste sind so aufeinander abgestimmt, daß das Blechband glatt durchläuft und das letzte Gerüst mit über 30 Stundenkilometern verläßt.

Hinter diesem letzten Gerüst liegt eine fliegende Schere, die das Blechband ablängt, ohne seinen Lauf zu hemmen.

Daran schließt sich der 100 m lange Auslaufrollgang, auf dem das noch rotglühende Band durch Preßwasserbrausen gekühlt wird.

An seinem Ende werden die von der fliegenden Schere auf 4,3 bis 16,0 m Länge abgeschnittenen Tafeln abgebremst und gestapelt, um von Laufkränen mit Pratzengehängen in die Adjustage gebracht zu werden.

Der weitaus größere Teil der Produktion aber wird bei Blechstärken von 1,5 bis 4,0 mm auf Bunde, sogenannte Coils, aufgehaspelt.

Diese Bunde wandern, langsam weiter auskühlend, über ein Transportkettensystem entweder zur Weiterverarbeitung in die Beizerei und das Kaltwalzwerk oder in eine Adjustage, von wo sie direkt versandt werden, oder zu einer Scherenstraße, wo sie nach der Abhaspelung zu Tafelblechen geschnitten und besäumt oder auf geringere Breiten geschlitzt werden.

Die für das Kaltwalzwerk bestimmten Bunde müssen die Beizanlage durchlaufen, um von allem Zunder

befreit zu werden und eine entsprechende Oberflächenqualität des kaltgewalzten Bleches zu ermöglichen. Die Beizanlage arbeitet abwasserfrei mit 20%iger Schwefelsäure. Dort wird das Band auch seitlich besäumt.

Das anschließende Kaltwalzwerk walzt nur Band von Haspel auf Haspel, also keine Tafeln. Der Vorteil ist nicht nur ein wirtschaftlicher, sondern liegt auch darin, daß der starke Haspelzug, mit dem das Band durch die Walze gezogen wird, die Kaltverformung begünstigt.

Die beiden Kaltwalzgerüste sind Reversierquartos, auf denen – wie schon gesagt – unlegierte Stähle bis 1500 mm Breite bzw. bei geringerer Breite bis 0,30 mm Stärke heruntergewalzt werden können.

Die Walzgeschwindigkeit liegt zwischen 4 und 8 m pro Sekunde, erreicht also nicht ganz die der Breitbandstraße.

Die kaltgewalzten Bunde werden in Haubenglühen unter Schutzgas, das die Oxydation verhindert, geglüht, um den schädlichen Einfluß der Kaltverformung auf das Gefüge des Materials wieder zu beseitigen.

Anschließend durchlaufen die Bunde zur Erzielung der erforderlichen Oberflächenqualität ein Dressiergerüst, das dem Kaltwalzgerüst ähnelt.

Die Blechproduktion des Walzwerkes liegt bei 1¼ Mio. Tonnen pro Jahr. Wegen des beschränkten Umfangs des österreichischen Marktes wird der weitaus größere Teil davon exportiert.

Die Grobbleche wandern in den Stahlbau, in das Bauwesen, in den Maschinenbau, in den Behälter- und Apparatebau, in den Schiffsbau und in viele andere Verwendungsgebiete.

Die kaltgewalzten Feinbleche dienen der Herstellung von Apparateilen, lackierten, kunststoffbeschichteten und emaillierfähigen Verkleidungen, von verzinkten Waren wie Geschirr, Konservbüchsen oder Spenglerwaren usw. Einen ganz großen Anteil hat aber die Autoindustrie. Eine Reihe bekannter europäischer Autofabriken – deutsche, italienische, aber auch tschechische – verwenden für die Karosserien VOEST-Blech, denn seine Herstellung aus LD-Stahl gewährleistet seine bekannt gute Verformbarkeit und Tiefziehfähigkeit.

Bei den Stahlskelettbauten, die wir besichtigen werden, handelt es sich um das sogenannte Bürozentrum der VOEST. Es wurde in den letzten Jahren errichtet, um verschiedene Abteilungen der VOEST, wie zum Beispiel den Verkauf und die Ingenieurbüros des Industrieanlagenbaues, die bisher an verschiedenen Stellen und zum Teil nur behelfsmäßig untergebracht waren, an einer Stelle wirtschaftlich zusammenfassen zu können.

Es stehen derzeit drei fünf- bis siebengeschossige Bauten nebeneinander. Vor einigen Monaten noch

hätten wir neben einem fertigen Gebäude ein zweites, gleichartiges im Rohbau und von einem dritten das nackte Stahlskelett sehen können. Jetzt sind alle drei so ziemlich fertig, unsere Besichtigung kommt also leider etwas zu spät, um den instruktiven Überblick über alle Bauphasen gewinnen zu können.

Es sind verbandlose Stahlskelette von an sich üblicher Bauart und einem Stahlaufwand von 9,6 bis 11,6 kg je cbm umbauten Raumes. Die Stabilität wird durch den Anschluß an die massiven Treppenhäuser und an die senkrechten Verbundwindscheiben in den Giebelwänden gewonnen. Die Windkräfte werden wie gewöhnlich durch die Katzenberger-Decken dorthin übertragen. Die Längsträger, die die in rund 5,6 m Abstand stehenden Gespärre miteinander verbinden und die Decken tragen, sind als Verbundträger mit Kopfbolzendübeln ausgebildet.

Ich möchte nun nur mehr über den Brandschutz und die Ausbildung der Fassaden sprechen.

Im Erdgeschoß war die feuerbeständige Verkleidung aller Stützen mit Ausnahme der Außenseite der Außenstützen gefordert. Die Stützen sind daher im Erdgeschoß ausgemauert, die Außenstützen aber nur auf ihrer Innenseite. Für die ganze übrige Stahlkonstruktion konnte man sich mit der feuerhemmenden Ummantelung bzw. Abtrennung von den Räumen begnügen. Dabei wurden Hüttenwolle, Phonotherm- und Asbestplatten sowie Spritzasbest, wie es gerade am zweckmäßigsten war, verwendet.

Näheres darüber finden Sie im Heft 31/1967 der „Stahlbau-Rundschau“.

Jedes Geschoß ist – auch durch feuerhemmende Türen in den durchlaufenden Gängen – in vier Brandabschnitte unterteilt.

Die Außenwände bestehen aus 10 cm starken Heraklith-PV-Platten, also mit beiderseitigem Porenverschluß, und einer vorgehängten Fassade aus emaillierten Stahlblechen von 1,5 mm Stärke, die auf einer Unterkonstruktion aus verzinkten Formrohren montiert sind. Diese Unterkonstruktion liegt außerhalb der Heraklithplatten.

Die Außenstützen stehen ganz vor der Heraklithwand, sind daher gegen den Innenraum feuerhemmend abgeschirmt und blieben somit völlig unverkleidet.

Die Gebäude zeigen also unverkleideten Stahl sowohl als tragendes wie als raumabschließendes Bauelement, wobei man von einem besonderen Aufwand, wie zum Beispiel dem Einsatz von nichtrostenden Stählen absah, da es sich ja um reine Zweckbauten handelt.

Die architektonische Wirkung wollen Sie, meine Damen und Herren, morgen selbst beurteilen.

Direktor Dr. techn. Hugo Schö n,
VOEST, Linz/Donau

Die Gletscherseilbahn Kaprun

Von R. H e c k e l, Wien

Die Kitzsteinhornbahn erschließt in Österreich den kürzesten Zugang von einer Schnellzugstation in ein auch zum Sommerschifahren geeignetes Gletschergelände. Von der Talstation im Kapruner Tal (928 m Seehöhe) führt die 1. Teilstrecke über eine Winkelstation (1897 m) bei der Salzburger Hütte zur Station Krefelder Hütte (2452 m). Mit der 2. Teilstrecke erreicht man dann von dort über das Schmiedinger Kees die Bergstation in 3028 m Höhe auf der Nordwestschulter des Kitzsteinhorns. Die Bahn überwindet damit einen gesamten Höhenunterschied von 2100 m. Sie ist mit 6250 m Gesamtlänge die längste Seilbahnanlage Österreichs, an Höhe der Bergstation wird sie von der Gaislachkogelbahn im Ötztal nur um wenige Meter übertroffen.

Extrem sind bei dieser Seilbahn jedoch vor allem die Schwierigkeiten der Anlageverhältnisse. Grundsätzlich wird eine Seilbahn um so billiger, einfacher und problemloser, je mehr der Längenschnitt ihrer Trasse der Form einer Seillinie gleicht. Wie Bild 1 zeigt, ist diese günstige konkave Form hier nur für die 2. Teilstrecke einigermaßen gegeben. Diese obere Teilstrecke kann daher auch ohne Schwierigkeit mit einer Fahrgeschwindigkeit von 10 m/sek betrieben werden, obwohl ihr Antrieb talseitig, nämlich im gemeinsamen Maschinenraum auf der Station Krefelder Hütte liegt.

Die 1. Teilstrecke dagegen weist Anlageverhältnisse auf, wie sie bisher noch nie mit einer doppelten Pendelbahn bewältigt wurden. Bei diesem System haben 2 Sektionen mit je einem Wagenpaar nur ein gemeinsames Zugseil und eine Antriebsstation. In den letzten Jahren ist eine ganze Anzahl von

Seilbahnen nach diesem System gebaut worden, weil es eine sehr wirtschaftliche Förderkapazität ergibt. Aber bei den meisten dieser Bahnen ist die günstige Bedingung erfüllt, daß die untere Sektion flacher als die obere ist; nur ausnahmsweise liegt sie in ungefähr gleicher Neigung. Der Längenschnitt der 1. Teilstrecke der Kitzsteinhornbahn ist dagegen unten sehr steil und oben flacher, also das gerade Gegenteil vom Optimum. Die Schwierigkeiten werden noch vergrößert durch die Erfüllung der betrieblichen Forderung, daß die Wagen in der Zwischenstation auf ebene Bahnsteige einfahren sollen.

Damit ist folgendes Problem gegeben: Wenn der Wagen aus der Winkelstation in Talrichtung ausfährt, hat sein Zugseil in der oberen Sektion nur geringe Spannung – es hängt im Weitspannfeld oberhalb der Winkelstation bis zu 60 m durch. In dem Augenblick, in dem dann der Wagen über die Stütze 3 in den Steilhang läuft, spannt er das Zugseil sehr plötzlich, der Durchhang im Weitspannfeld wird rasch eingeholt, das Zugseil schwingt hoch und der Gefahrenfall des Zugseilüberwurfes ist in geradezu klassischer Form gegeben.

Ein Zugseilüberwurf löst sofortiges Abschalten der Bahn aus und verursacht damit eine ernste Betriebsstörung. Die Zugseilschwingung muß daher auf ein ungefährliches Maß reduziert werden. Das geschah hier durch folgende Maßnahmen, die vor allem durch moderne elektronische Steuerungen überhaupt erst ermöglicht wurden:

1. Der Wagen fährt zunächst langsam aus. In dem Moment, in dem er dann über die Stütze 3 in das starke Gefälle kippt, wird der Antrieb in

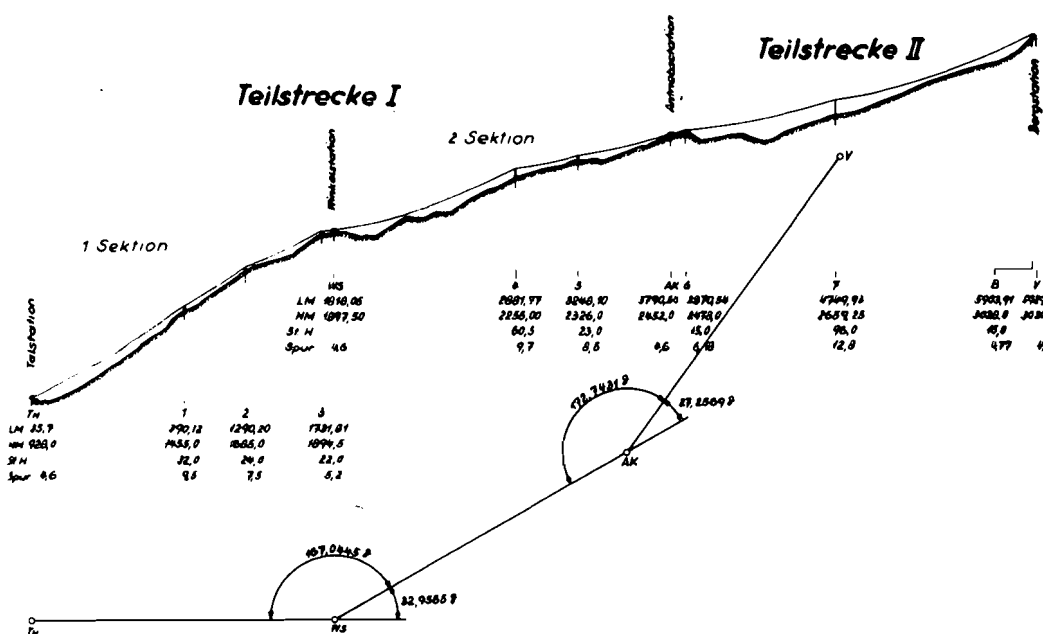


Bild 1:
Längenschnitt
Teilstrecke
I und II

Fig. 1:
Longitudinal
plan,
Section I and II

der Bergstation sehr stark beschleunigt, so daß von oben möglichst viel Zugseil in das Weitspannfeld nachgebracht wird.

2. In der Winkelstation werden das talwärts und das bergwärts laufende Zugseil in gewissen Phasen synchronisiert, so daß das gespannte bergwärts führende Zugseil das talwärts laufende beeinflusst.

Bild 2 zeigt diese besondere Zugseilführung in der Winkelstation. Erstmals werden hier bei einer doppelten Pendelbahn die Zugseile in der Zwischenstation gekreuzt, so daß sich die Wagen der oberen und unteren Sektion jeweils auf einer Spur treffen. Dadurch wird das Umsteigen und vor allem der Lasttransport sehr erleichtert. Die Synchronisierung wirkt auf zwei untere Seilscheiben, die sie durch ein Getriebe und eine elektromagnetische Kupplung fallweise verbindet. Die in gewissen Fahrphasen auftretenden abrupten Beschleunigungen des talwärts führenden Seiles werden damit aufgefangen. Die Kupplung muß dann wieder getrennt werden, bevor das zu übertragende Moment für die Haftreibung in den Scheiben zu groß wird. Die Impulse für diese Betätigung der Kupplung kommen vom Kopierwerk der Antriebsstation.

Bei beiden Sektionen der 1. Teilstrecke konnte ohne Trageisilspanngewichte das Auslangen gefunden werden. Das Zugseil wird in der Talstation in die Vertikale abgelenkt und läuft dann über zwei Umlenkscheiben, welche im Spanngewicht selbst gelagert sind, und über eine gemeinsame Scheibe oberhalb des Spanngewichtschachtes (Bild 3). Das Zugseilspanngewicht hängt dadurch an 4 Strängen, und die Tiefe des Spannschachtes konnte auf die Hälfte reduziert werden, was bei dieser Bahn mit großen Spannfeldern und mit über 4000 m Zugseillänge eine wesentliche Ermäßigung der Baukosten brachte. Gegenüber der klassischen Anordnung mit horizontal auf einem Schlitten gelagerter Umlenkscheibe wird auch an horizontaler Baulänge der Station gespart. Gegenüber der Lagerung auf einem Schlitten hat die hier gewählte Anordnung allerdings praktisch keine Eigendämpfung. Es ist daher am Spanngewicht eine eigene Dämpfungsbremse angeordnet, die als Ventilatorbremse ausgebildet ist. Ein Ventilator eignet sich wegen der mit 3. Potenz der Geschwindigkeit ansteigenden Leistungsaufnahme besonders gut zur Schwingungsdämpfung. Die bei Ölbremen oft unangenehmen Einflüsse von Erwärmung und Viskositätsunterschieden treten bei einer solchen Bremse nicht auf. Die Fahrgeschwindigkeit der 1. Teilstrecke beträgt 7 m/sek. Mit den insgesamt 4 Wagen für je 35 Fahrgäste und einen Begleiter wird eine Förderleistung von 340 Personen je Stunde und Richtung erzielt.

In der Station Krefelder Hütte sind die Antriebe beider Teilstrecken in einem gemeinsamen Maschinenraum untergebracht (Bild 4). Zwei Ward-Leonard-Sätze mit einer Leistung von 500 kW und 260 kW erzeugen Gleichstrom aus dem Drehstromnetz. Drei Gleichstrommotore von je 211 kW bilden dann den eigentlichen elektrischen Antrieb der Seilbahnanlage; zwei davon wirken auf die untere, einer auf die obere Teilstrecke. Diese Anordnung von drei glei-

chen Aggregaten vereinfacht die Wartung und Ersatzteilhaltung und ermöglicht es, die Betriebssicherheit durch geeignete Umschalteneinrichtungen zu erhöhen. Die beiden Motore der 1. Teilstrecke wirken auf die Antriebsscheibe über ein Planetensummierungsgetriebe, so daß selbst bei Totalausfall eines Motors die Bahn mit halber Geschwindigkeit weiterlaufen kann.

Für die Bremsen der Gletscherbahn Kaprun wurde eine elektropneumatische Steuerung neu entwickelt. Sie ist batteriegespeist und regelt die Bremsverzögerung unabhängig vom Lastmoment. Für die Steuerung und Betriebssicherheit der Seilbahn sind im Antrieb insgesamt 8 Bremsen vorgesehen. Die Hauptbremsen wirken auf die Antriebsscheibe selbst, die Vorgelegebremsen auf die Kupplungen zwischen

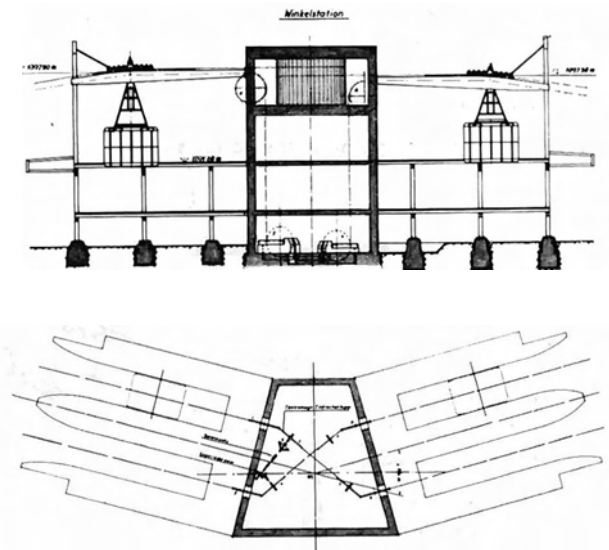


Bild 2: Zugseilführung in der Winkelstation

Fig. 2: Haulage rope guide in the angle station

Motor und Getriebe. Außerdem sind auf zwei weiteren Bremscheiben der elastischen Kupplungen noch Manövrierbremsen vorhanden, die vom Führerstand aus durch den Maschinisten betätigt werden.

Die Regeleinrichtung der Seilbahn besteht aus einem Magnetverstärker – vier Kanalregler mit je einer Regelstufe für die Geschwindigkeit, die Beschleunigung, die Verzögerung und die Strombegrenzung (Drehmomentbegrenzung).

Die Wegstreckennachbildung für Steuerungs- und Sicherheitszwecke erfolgt nicht mehr mit dem früher üblichen mechanisch getriebenen Kopierwerk, sondern durch einen aus elektronisch-digitalen Bausteinen zusammengesetzten Doppelprogrammgeber, der seine richtungsabhängigen Wegimpulse von einer Lochscheibe an einer Umlenkscheibe kontaktlos abnimmt.

Die Sicherheitseinrichtungen bestehen aus den Überdrehzahl- und Überstromkontrollen, den normalen Einfahrsicherungen und einer zusätzlichen Isotopenkontrolle. Die Fernsprech- und Signalanlage des Betriebes bedient sich der isoliert geführten Zugseilschleife mit induktiver Übertragung vom beweg-

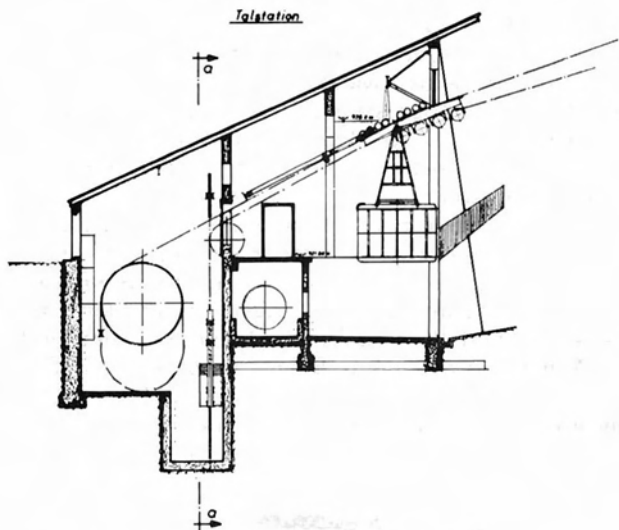


Bild 3: Zugseilführung in der Talstation

Fig. 3: Haulage rope guide in the valley station

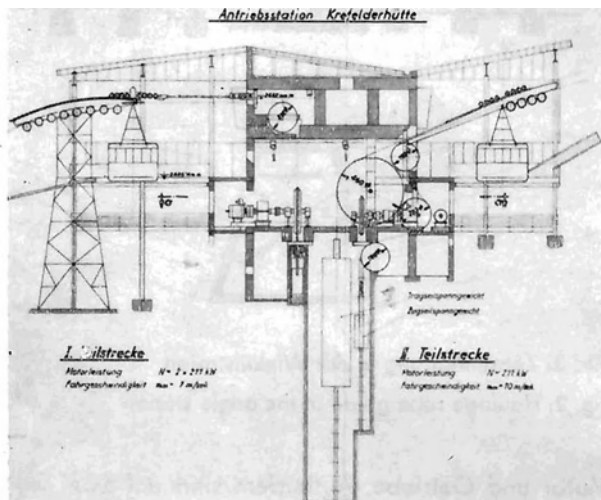


Bild 4: Antriebsstation Krefelderhütte

Fig. 4: Driving station Krefelderhütte

ten Seil zu den Fixstationen. In der Antriebsstation Krefelder Hütte befindet sich auch der Schacht für die Tragseilspanngewichte der 2. Teilstrecke. Wegen der großen Spannweiten der Gletscherstrecke war eine feste Verankerung des Tragseiles hier nicht mehr möglich. Durch Führung des Zugseiles über insgesamt 8 Umlenkscheiben außer der Antriebs-scheibe wurde es möglich, das Zugseilspanngewicht unmittelbar neben dem Tragseilspanngewicht anzuordnen und damit wieder Baukosten zu sparen (Bild 4).

Für den Stahlbauer interessant sind vor allem natürlich auch die sieben Tragseilstützen der Anlage. Fünf davon mit Höhen von 15–60 m sind normale Fachwerkstützen mit Rautenausfachung, die Stütze 3

mit dem großen Tangentenwinkel ist ein Kuppen-gerüst in geschweißter Blechkonstruktion.

Bemerkenswert ist jedoch vor allem die Stütze 7, etwa in der Mitte der oberen Teilstrecke. Ihr Standort war auf einer Felszunge am Gletscherrand vorbestimmt. Mit 95 m seilbahntechnischer Höhe (gemessen von der Fundamentoberkante in der Achse bis zum Schnittpunkt der Leerseiltangenten) ist sie heute die höchste Seilbahnstütze der Welt. Die Gesamthöhe der Stahlkonstruktion, gemessen vom tiefsten Punkt der Seitenstrebe, überschreitet 100 m. Während aber die drei anderen über 80 m hohen Seilbahnstützen der Welt (auf der deutschen Zugspitzbahn, in der Schweiz und in Venezuela) Fachwerkstützen sind, wurde hier eine Neukonstruktion entwickelt. Die Stütze besteht aus einem Zentralrohr von 2,2 m Durchmesser, das nach vier Seiten durch Rohrstreben abgestützt ist. Diese neue Bauart bringt mehrere Vorteile: Bei sehr hohen Fachwerkstützen ausländischer Seilbahnen sind unangenehme Torsionsschwingungen des Stützenkopfes aufgetreten. Solche Schwingungen werden hier durch die Torsionssteifigkeit des Zentralrohres völlig ausgeschaltet. Die großen Rohrquerschnitte mindern auch die Vereisungsgefahr stark herab, die im Hochgebirge unter ungünstigen Witterungsverhältnissen einen viele Tonnen schweren Eisbehang verursachen kann. Auch die Windangriffsfläche und die Widerstandsbeiwerte sind viel niedriger als bei einer gleich hohen Fachwerkstütze. Vorteile werden sich auch bei der Instandhaltung des Anstriches ergeben. Vor allem war aber auch die Herabsetzung der Montagezeit unter den schwierigen Hochgebirgsverhältnissen ein wesentlicher Grund für die Wahl des Systems. Der Zugang zum Stützenkopf durch das Zentralrohr ist unabhängig von Witterungsbedingungen immer völlig gefahrlos möglich.

Das ist für Wartungszwecke wichtig. Denn im Stützenkopf befinden sich auch die ölhydraulischen Servomotore und die elektrischen Einrichtungen der Abwurfsicherung. Auch sie wurden speziell für diese Stütze entwickelt; da bei der exponierten Lage und Höhe der Stütze sowie bei den großen beidseitig anschließenden Spannungsfeldern besonderes Augenmerk darauf gerichtet werden mußte, daß auch bei orkanartigen Stürmen mit Geschwindigkeiten von über 130 km/h die Tragseile nicht aus ihren Schuhen geworfen werden können. Diese vier Abwurfsicherungen an den Seilschuhen im Bereich der Leerseilpunkte sind im Betriebszustand der Bahn umgelegt und werden bei Sturmgefahr von der Station Krefelder Hütte elektrohydraulisch hochgedreht.

Die Kitzsteinhornbahn zählt zweifellos zu den bemerkenswertesten Seilbahnen der Alpen. Der Aufstieg aus dem engen Kapruner Tal in die weite Gletscherregion, der der Anlage den hohen landschaftlichen Reiz verleiht, bringt auf der anderen Seite große seilbahntechnische Schwierigkeiten. Um sie mit wirtschaftlichem Kostenaufwand zu überwinden, mußten beim Entwurf vieler Konstruktionsteile neue Wege beschritten werden.

Extracts

Structural Steelwork of Tomorrow. Where we are Today? Example "Ruhr University"

by H. P e t s c h n i g g, Düsseldorf Page 3

The lecturer arrives at the conclusion that the ever increasing population in all living spaces can be controlled only by appropriate adaptation of conditions for building. The concentration-areas are getting more and more pronounced. Structures which shall be made for the purpose of such huge crowds of people, can no longer be built according to conventional principles.

Diversity in exploitation and primarily the utilization of the third dimension for the building mass shall be the characteristic of planning in the future. Therefore the future lies in the line of constructional steelwork by which the requirements are complied with as is shown to a great extent already now.

Constructional Steelwork Technic applied for Building I A, I B, and I C of the Ruhr-University, Bochum

by F. S c h ä f e r s, Dortmund Page 9

The article deals with preparatory engineering, workshop-fabrication and construction of the institut-buildings of the university. It was the task of the structural engineer to participate in developing a large size ceiling element. The result of the teamwork was a ceiling element of approximate 53 m² ceiling area with an erection weight

of approx. 30 tons. The statical conception of the entire structure and primarily the statical joint, ceiling element – steel support are discussed in detail.

Particular consideration is given to the latter joint for prefabricated building systems.

Structural Steelwork and Fire Protection – Situation and Future

by P. B o u é, Darmstadt Page 15

To a considerable extent economic discrimination of structural steelwork is often raised by specifications superseded long time ago due to the technical development.

Only in classifying the single structures according to the effective fire risk at times can the present stand of technic be taken into account.

Structural Steelwork from an Architect's view

by A. H o c h, Wien Page 24

The often applied conventional design with hot-rolled Sections and the fire resisting covering of supports and joists with concrete is apt to lead to constructive and economic disadvantages. Hence it will be necessary to utilize more and more those chances in structural steel-

work which are offered in utilizing prefabricated building elements to a great extent.

This would invite a great field of activity also for research in building matters.

On the Safety of Structures

by H. B e e r, Graz Page 29

Paper presents some remarks on the probability conception of the safety factor. After a short review of the historical aspect of the safety problem, author gives the headline of the actual status of investigation in the field, pointing out the difficulties in applying the theory of probability due to lack of statistical material and non arbitrary error distribution. The different influence factors as: steel properties, design and fabrication, loading and life time are considered, discussing the existing laws of

error distribution and their applicability to the given case.

Author comes to the conclusion that the usual dimensioning of structures on the basis of permissible stresses has to be abandoned, substituting it by a probability calculation of the collapse of the structure. The introduction of different factors taking into account the uncertainties in design, fabrication, loading and maintenance can be considered as a first step on this way.

History of Festival Hall Salzburg

by C. H o l z m e i s t e r, Wien Page 41

The historic events of the area of the Festival Hall as shown today goes back nearly 100 years ago.

The article describes in detail the single developing phases from the historic as well as from the design-technical point of view.

The Festival Hall is a multipurpose building serving for the performance of plays, operas and concerts. It has served its purpose since years without any subsequent alterations.

Introduction for Visiting the Rolling Mill and the new Office-Center of the Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke Aktiengesellschaft (VOEST), Linz

by H. Schön, Linz Page 42

The rolling mill of VOEST as it stands today originated from the rolling mill of the former "Eisenwerke Oberdonau GmbH", and counts amongst the leading plate rolling mills of the European steel industry having an annual capacity of 1,25 million tons with emphasis on quality steel plates.

A brief description about the manufacturing procedure in principle and processing of plates is given.

The new multi-storey office building of VOEST which were visited thereafter, is of the steel skeleton construction type by which the steel in the facade appears to be both as a carrying element and as a space closing unlined building element.

Introduction for Visiting Glacier Aerial Ropeway Kaprun

by R. Heckel, Wien Page 44

The "Kitzsteinhorn-Bahn" is the longest aerial ropeway in Austria having a total length of travel of 6250 meters. It surmounts a difference in elevation of 2100 meters in two stages leading to a height of 3028 m.

6 of the 8 towers for the entire ropeway are designed of lattice type construction.

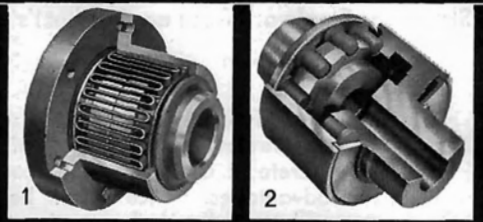
The article deals in detail with the design- and erection problems arising from the rather extreme difficult technical conditions of the ropeway plant.

The most conspicuous structural steelwork, however, is tower No. 7 of 95 meters height at the edge of the glacier, because it is not only the highest ropeway tower in the world so far, but also because of its type of construction chosen and carried out for the first time.

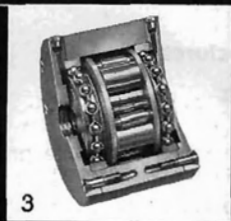
... ..

Unser Fertigungs-Programm

Drehelastische Kupplungen

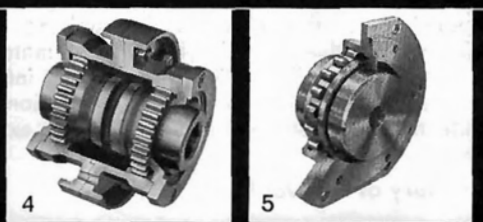


Richtungsgeschaltete Kupplungen



- 1 Bibby-Kupplungen
- 2 Elastoflex-Kupplungen
- 3 Überholungskupplungen
- 4 Zahnkupplungen mit balligen Zähnen
- 5 Tonnenkupplungen Einbaugelenke

Drehstarre Kupplungen



MALMEDIE



Malmedie & Co
 Maschinenfabrik GmbH Postfach 5408
 4 Düsseldorf Telefon 78 52 31
 Königsberger Straße 87 Fernschreiber 08-582 651

MODERN RATIONELL FORMSCHÖN

BÜRO- UND WOHNGEBÄUDE IN STAHLSCHELETTBAUWEIS

Verwaltungsze



VÖEST

VERKAUFSZENTRUM

Außer der eigentlichen Stahlkonstruktion lieferte VÖEST:

**EMAIL-BLECHFASSADEN
DEMONTIERBARE STAHLZWISCHENWÄNDE
FENSTERKONSTRUKTIONEN USW.**



Stahl- und Hallenbau



Sumpfdeckenhalle für eine Ziegelfabrik

WIENER BRÜCKENBAU- UND EISENKONSTRUKTIONS-AG.

WIEN X, HARDTMUTHGASSE 131-135 • FERNRUF 64 36 86 • TELEX 1785



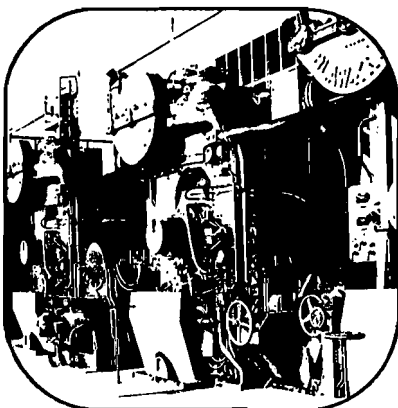
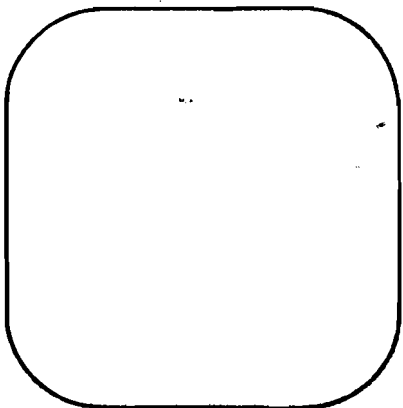
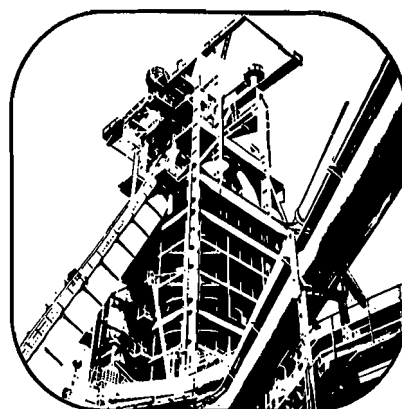
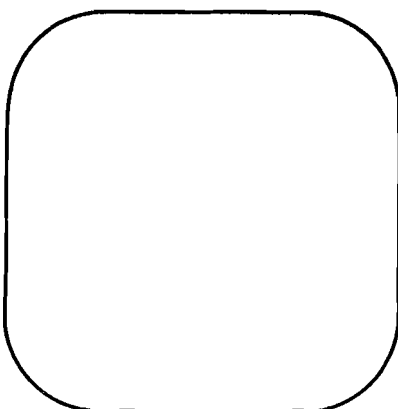
Das sind die vier bedeutendsten Seilbahnen,
die in Österreich während der letzten zwei Jahre erbaut wurden:

- **Die längste:** **Gletscherseilbahn Kaprun**
Gesamtlänge 6250 m
Höhenunterschied 2099 m
- **Die höchste:** **Öztaler Gletscherbahn**
Talstation 1371 m
Bergstation 3042 m
- **Die schwerste:** **Galzig-Seilbahn in St. Anton am Arlberg**
Schräge Länge 2570 m
Kabinenkapazität 70 Passagiere
- **Die stärkste:** **Hochjochbahn Schruns**
Gesamtlänge 3234 m
Höhenunterschied 1162 m
Stundenleistung 610 Personen je Richtung
Antriebsleistung 1040 PS

WAAGNER-BIRO

ZENTRALE: A-1051 WIEN, POSTFACH 60, ÖSTERREICH
FERNSCHREIBER: 01 1832. TELEGR.: WAAGNERAG WIEN



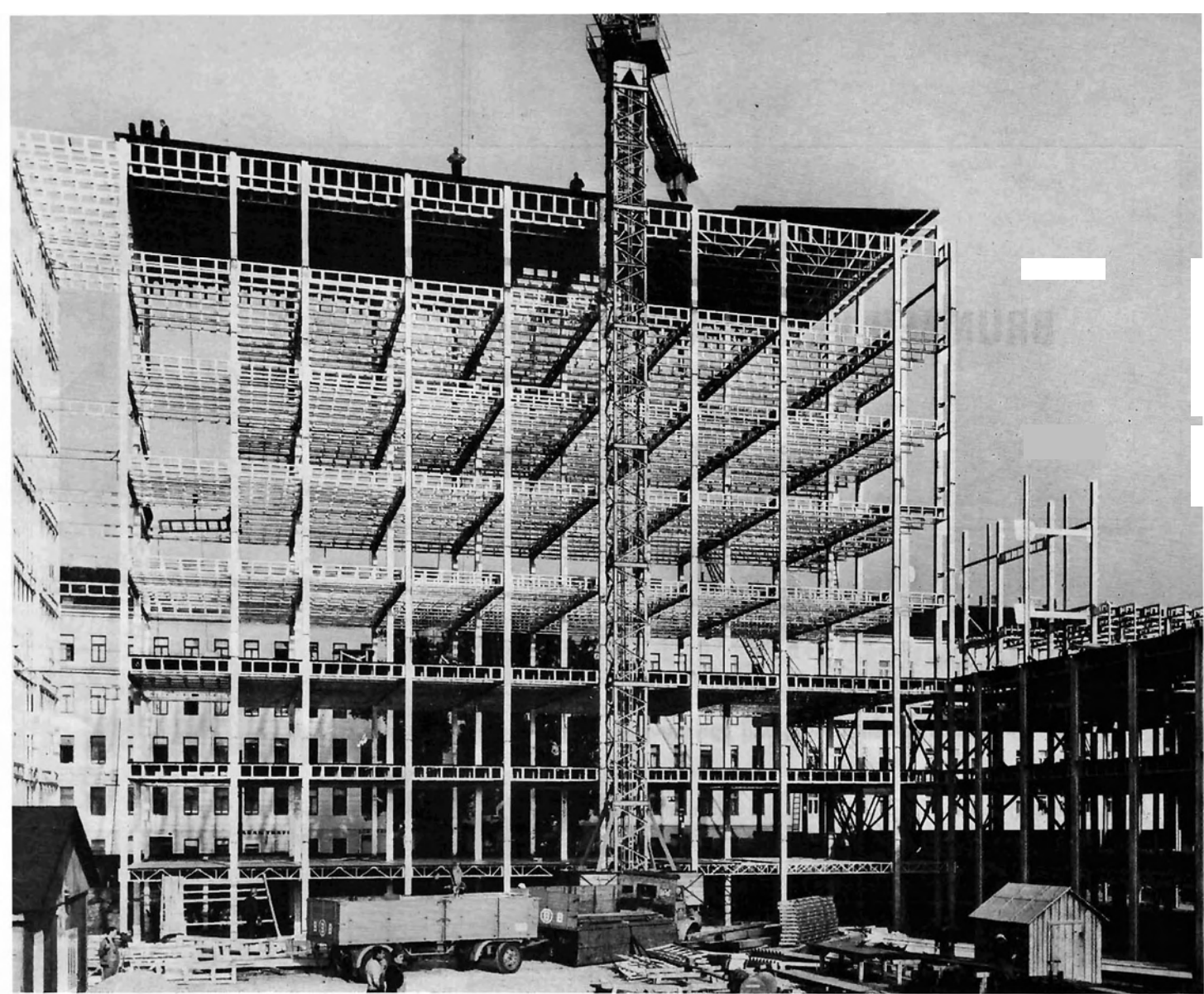


ALPINE



**EIN BEGRIFF FÜR JAHRZEHNTELANGE ERFAHRUNG
IN DER ERZEUGUNG VON ROHEISEN UND STAHL**

OESTERREICHISCH-ALPINE MONTANGESSELLSCHAFT
WIEN I, FRIEDRICHSTRASSE 4, TELEFON 57 76 76 BRIEFANSCHRIFT: 1011 WIEN, POSTFACH 91



Feuerverzinkte Stahlkonstruktion des Lorenz-Böhler-Krankenhauses, Wien, Projektierung: Dipl.-Arch. Adolf Hoch



**STAHLHOCHBAU BRÜCKENBAU FÖRDERBANDBRÜCKEN KRANE
SCHWEISSKONSTRUKTIONEN FÜR DEN SCHWERMASCHINENBAU
FREILUFTSCHALTANLAGEN BUNKERANLAGEN STAHLWASSERBAU**

MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESELLSCHAFT

B B B

BRUNNER VERZINKEREI BRÜDER BABLIK

WIEN XVIII, SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Telefon 42 76 36 – Fernschreiber 07-4526

Feuerverzinkungen

O. M. MEISSL & CO.

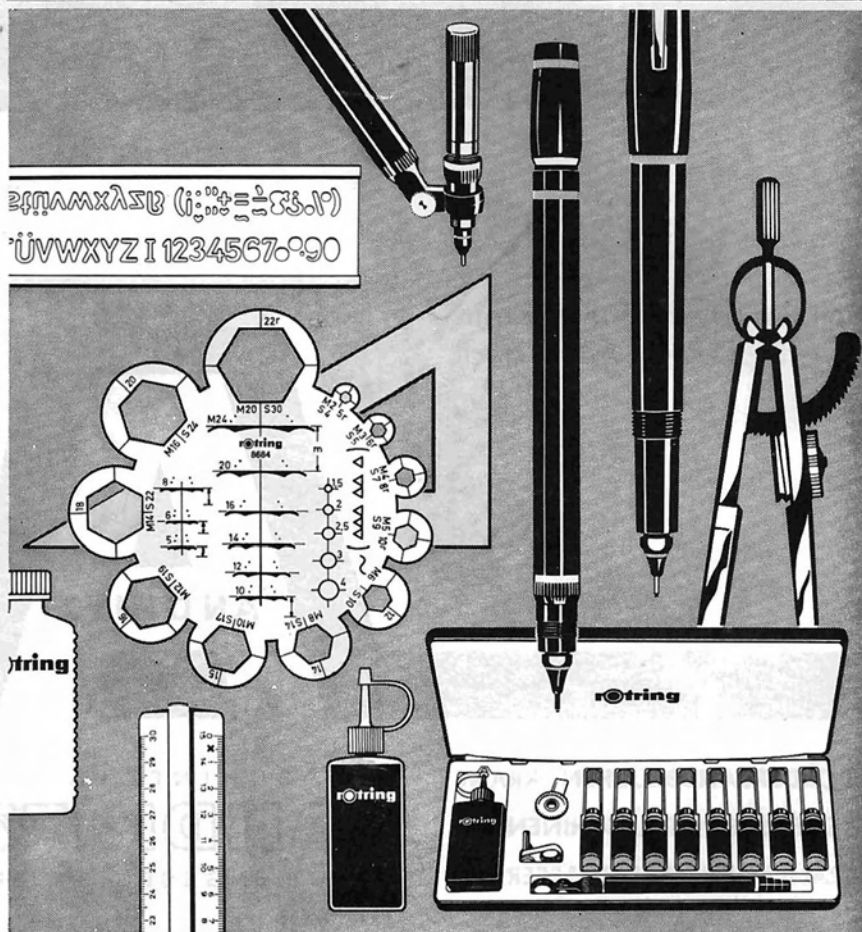
Gesellschaft m. b. H.

Sandstrahlentrostung und Spritzmetallisierung, Technische Anstriche

Büro:
1030 WIEN
III., Marxergasse 39

Telefon 72 42 01
FS 01/3403

Werk:
KLEIN-NEUSIEDL
Fischamender Straße 38



rotring

**macht das
Zeichnen leichter**

Für den Fachmann bedeutet der Name **rotring** Qualität, erstklassige, zuverlässige Tuschefüller. Das sind Rapidograph, Variant, Varioscript, Foliograph, Lineale, Winkel, Zirkel, Dreiecke – ein umfassendes Programm von präzisionsgerechten Zeichengeräten für alle, bei denen es auf Präzision ankommt. Praktisch, vielseitig und bewährt – das ist das **rotring**-Programm. Von Technikern für Techniker geschaffen.

rotring

Bezugsquellennachweis durch die
Generalvertretung für Österreich:

WERLA Ges. m. b. H.
1010 Wien I, Biberstraße 15,
Tel. 52 77 66



250.000 SCHRAUBEN

**VON
BREVILLIER-URBAN
SICHERN DIE
EUROPABRÜCKE**

FORMELN UND TABELLEN

Internationale Maßeinheiten

240 Seiten mit den ausgefallensten internationalen Maß- und Gewichtseinheiten, Profiltabellen für Halb- und Fertigzeug, Bleche, Rohre, Stäbe.

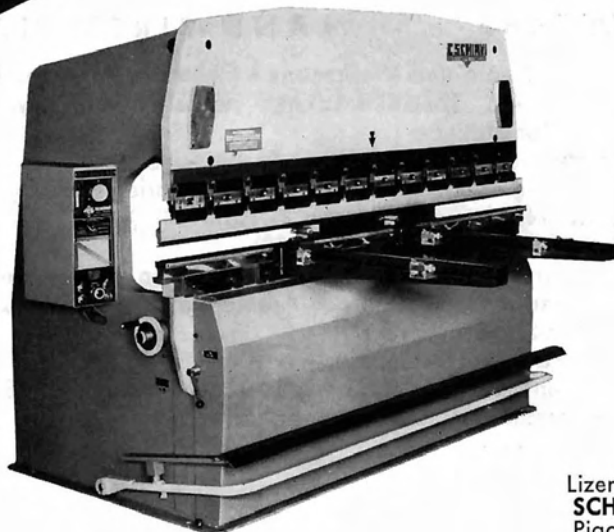
Druck / Spannung / Arbeit / Thermik / Winkel / Viscosität / Grad / Wellen / Kapazität / Induktivität / Fotometrie / Gold / Silber u. v. a. m.

WICHTIG FÜR: Techniker – Kalkulanten – Arbeitsvorbereiter – Dozenten – Studenten

BOHMANN-FACHBUCHHANDLUNG
1010 Wien I, Canovagasse 5 – Telefon 65 86 85

BLASCHKE & VAHL

Hegelgasse 15, 1010 Wien · Tel. 52 49 53



Lizenzbau
SCHIAVI
Piacenza

PROMECCAM

FRANCE

hydraulische
Abkantpressen
25–400 t

- feinfühliges hydraul. Steuerung
- Preßdruck von unten
- zentrale Druckverteilung
- leicht verstellbare Hubbegrenzung
- unterteilte Werkzeuge
- einfacher Werkzeugwechsel
- freier Durchgang zwischen den Seitenwänden



RUDOLF RENGSHAUSEN

KOMMANDITGESELLSCHAFT
METALLSPRITZTECHNIK

1030 Wien 3/40, Verlängerte Erdbergstraße 88



STAHL- UND METALLSPRITZAPPARATE / SANDSTRAHLGEBLÄSE UND -TROMMELN / TECHNISCHE BERATUNGEN / LOHNMETALLISIERUNGEN / LOHN-SANDSTRAHLARBEITEN IM WERK UND AUF BAUSTELLEN / MONTAGEN

Hochwertigen Korrosionsschutz

für alle Industriebereiche bieten unsere

Spritzmetallisierungen

auch in Verbindung mit Kunstharzbefilmung

Ausführung aller einschlägigen Arbeiten in unserem Betrieb und auf Baustellen / Montagen



87. WIENER INTERNATIONALE MESSE

3. – 10. März 1968

INDUSTRIE

GEWERBE

LANDWIRTSCHAFT

Eisen und Stahl / Maschinen / Apparate / Geräte und Werkzeuge / Elektrotechnik / Mechanik
In- und ausländische Werkzeugmaschinen und Spezialmaschinen neuester und bewährter
Konstruktion

Transportgeräte, Stapler, Hubwagen, Rollenbahnen, Hebezeuge usw.

Zweirad-, Zubehör- und Autoservicegeräte-Ausstellung (Messegelände, Halle 5)

Möbel (Messegelände: Nordwesthalle, Halle 23, Halle 24)

Möbelzubehör (Messegelände: Halle 10)

Sonderausstellungen Messegelände: Im Pavillon der Handelskammer Wien „Gute Form in gewerblichen und industriellen Erzeugnissen“; im Pavillon der Arbeiterkammer „Mehr Sicherheit im Straßenverkehr“

Erfinder-Pavillon (Messepalast)

Die beiden Messeanlagen – Messepalast und Messegelände – sind täglich von 9 bis 18 Uhr, Weinkost und Lebensmittelmesse bis 20 Uhr geöffnet.

STADLER-Universal Zweistoffbrand Heizkessel

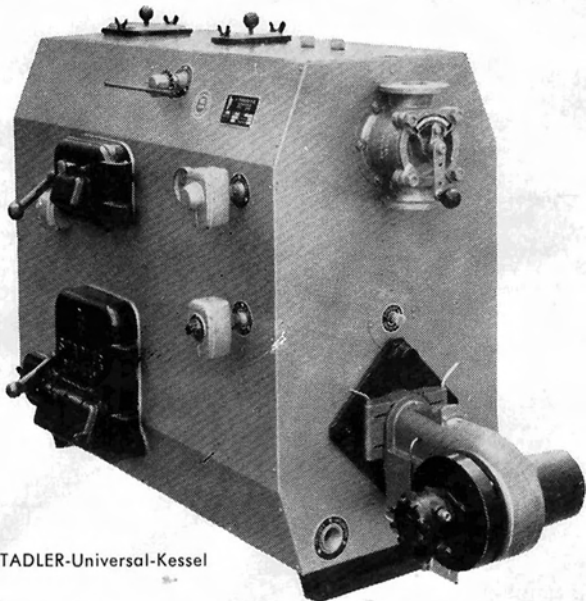
Das deutsche Spitzenfabrikat wird nun in Österreich erzeugt.

Wer modern und zeitgemäß denkt, der fortschrittliche Bauherr also, wählt die Warmwasser-Zentralheizung. Seiner außerordentlichen Vorzüge wegen kommt nur der

STADLER-Universal-Heizkessel

in Betracht.

DAS IST ER,



STADLER-Universal-Kessel

der **STADLER-Universal-Kessel**

Werkfoto: Kesselfabrik Hans Rendl, Salzburg

Öl, Gas und feste Brennstoffe können wahlweise im **STADLER-Universal-Heizkessel** bei garantiert gleicher Heizleistung verwendet werden.

Zwei voneinander völlig getrennte Brennkammern verbürgen bei größter betrieblicher Störungsfreiheit zugleich die größte Sicherheit.

Bei Ausfall des Gas- oder Ölbrenners entsteht keine Heizunterbrechung, da fester Brennstoff ohne jede Umstellung verwendet werden kann.

Der **STADLER-Universal-Heizkessel** ist der Kessel der hygienischen Frisch-Warmwasser-Erzeugung, das bedeutet für Sie: niemals abgestandenes Warmwasser, sondern von Beginn des Heizens an stets frisches Warmwasser in unbegrenzter Menge.

Im Sommer können Sie die Heizung durch das patentierte Vierwege-Mischventil vollkommen abschalten und haben trotzdem bei geringsten Heizkosten stets frisches Heißwasser in unbegrenzter Menge zur Verfügung.

Obwohl in zehn verschiedenen Größen, von 25 000 bis 200 000 WE in Links- und Rechtsausführung lieferbar, niedriger Preis.

Ein deutsches Patent, erzeugt in Österreich durch die Firma
HANS RENDL, STAHL-, MASCHINEN-, KESSELBAU
Salzburg, Siezenheimer Straße 31

Verlangen Sie bitte unsere Prospekte und Gutachten. Wir beraten Sie gern.

Vertretungen in allen Bundesländern.

WER RECHNET WÄHLT

STADLER UNIVERSALHEIZKESSEL

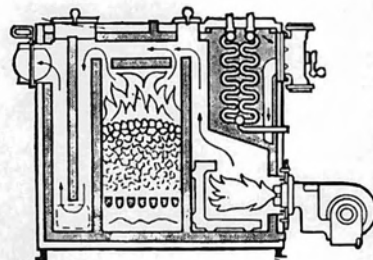
Das deutsche Spitzenerzeugnis in Österreich hergestellt

GLEICHE HEIZLEISTUNG

für
ÖL
GAS
und
KOKS



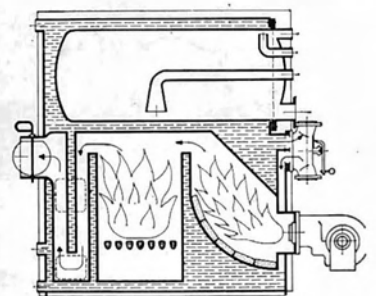
Getrennte Brennkammern



TYP D
mit
ausbau-
barem
Durchlauf-
erhitzer

BILLIGES HEISSWASSER

TYP BD
mit
auszieh-
barem
BOILER



Sparsamster Brennstoffverbrauch

Bitte, prüfen Sie in aller Ruhe, vergleichen Sie die Leistungen, die Qualität und die Preise. Wir glauben zu wissen: Auch Sie entscheiden sich für einen **STADLER-UNIVERSAL-HEIZKESSEL**. Bitte, fordern Sie Unterlagen

HANS RENDL KESSELFABRIK
5020 SALZBURG, SIEZENHEIMER STR. 31
TEL. 06222/33034 Serie FS.: 06-3426

