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

Band: 8 (1968)

Artikel: Plastizitätstheorie

Autor: Steinhardt, O. / Beer, H.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-8704

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 09.01.2026

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

III

Hochhäuser

IIIa

Plastizitätstheorie

O. STEINHARDT
Prof. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. h.c., Karlsruhe

H. BEER
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz

1. Einleitung

1.1. Im konstruktiven Ingenieurbau tritt in den letzten Jahren die Plastizitäts- und Traglasttheorie wieder in den Vordergrund. Hierzu sei bemerkt, daß vom Standpunkt des Physikers aus noch keine solche allgemein gültige und praktisch anwendbare Theorie existiert. Die stoffunabhängigen Grundgleichungen der Kontinuumsmechanik sind zwar formuliert, jedoch ist bisher das allgemeine Stoffgesetz für plastische Formänderungen, das den Zusammenhang von Spannung, Verzerrung (einschließlich der «Verfestigung»), Temperatur und deren zeitliche Veränderungen erfaßt, nicht gefunden. Als ein großer Schritt auf dem Wege zur Formulierung eines solchen Gesetzes sind vor allem die Arbeiten von A. R. GREEN und P. M. NAGHDI [1] anzusehen, welche weiterhin versuchten – ausgehend von den Grundgesetzen der Kontinuumsmechanik – eine allgemeine Plastizitätstheorie zu entwickeln, die nur noch wenige einschränkende Voraussetzungen enthält.

1.2. Auf das Bauwesen zurückkommend, können wir feststellen, daß das plastische Arbeitsvermögen der Baustoffe schon früh genutzt wurde, um Traglasten zu ermitteln. Vor allem auf dem Gebiete der Stabilitätsuntersuchungen hat man die von der Querschnittsform abhängige plastische Reserve sowohl versuchsmäßig als auch rechnerisch berücksichtigt, wobei hier nur auf die Arbeiten von L. von TETMAJER [2], F. ENGESSER [3], M. ROŠ und J. BRUNNER [4] verwiesen sei. Auch für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Balken, insbesondere Durchlaufträger, wurde unter anderem zwecks Vereinfachung der Berechnung und unter der Annahme eines ideal elastisch-ideal plastischen Mate-

rials die «plastische Berechnung» angewandt, wobei hier nur die Arbeiten von F. STÜSSI und C. F. KOLLBRUNNER [5], G. KAZINSZY [6], N. C. KIST [7] und H. MAIER-LEIBNITZ [8] erwähnt seien.

Für die Anwendung auf hochfeste Baustähle wurde von H. BEER und K. MOSER [9] der Traglastberechnung ein beliebiges Spannungs-Dehnungs-Gesetz zugrundegelegt, während CH. MASSONNET [10] über die Anwendung der Plastizitätstheorie auf den Baustahl St 52 berichtete.

2. Voraussetzungen und Begrenzungen bei der Anwendung der Traglasttheorie

2.1. Bei der praktischen Bemessung von Stahltragwerken kann man bei einigen Konstruktionstypen die Grundlage der klassischen Elastizitätstheorie – unter Hinweis auf Gründe der Wirtschaftlichkeit sowie auf solche der Berechnung und der Konstruktion – teilweise oder ganz verlassen, um zur Plastizitätstheorie überzugehen. Die Berechnungsweise nach der Plastizitätstheorie ergibt grundsätzlich einen besseren Einblick in die Tragreserven einer Konstruktion, als diesen die Elastizitätstheorie (Dimensionierung nach zulässiger Spannung) zu geben vermag. Falls eine «Traglasttheorie» sicher gehandhabt werden soll, müssen jedoch eine Reihe von Voraussetzungen erfüllt sein, von denen die wichtigsten kurz erwähnt werden mögen.

2.2. Die verwendeten Werkstoffe müssen über ein ausreichendes plastisches Arbeitsvermögen verfügen; dabei kann das $\sigma - \varepsilon$-Gesetz oft vereinfacht als ideal elastisch-ideal plastisch angenommen werden (analytisch gut erfaßbar), wobei auf Grund der Beschränkung der Verformungen (bis zu $\varepsilon_{Verf} \approx 15\,\varepsilon_{Fließ}$) von der Verfestigungsmöglichkeit kein Gebrauch gemacht wird. Die Annahme eines ideal elastischen-plastischen Formänderungsgesetzes ist für den spannungsfrei-geglühten Baustahl genügend genau erfüllt. Für den Stab mit Eigenspannungen ist, wie Coupontests zeigen, eine vorzeitige Abkrümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie vorhanden; der Beginn der Plastizierung hängt sehr von der Größe und der Verteilung der Eigenspannungen über den Querschnitt ab.

2.3. Die gewählten Querschnitte müssen so dimensioniert werden, daß örtliche Instabilitäten – wie Beulen oder Kippen – ausgeschlossen sind. Eine wirksame Behinderung des seitlichen Kippens ist im Stahlskelettbau meist durch eine entsprechende Ausbildung der Decken- und Wandkonstruktion vorhanden.

2.4. Bei der Berechnung der Grenztragfähigkeit sind die Verformungen zu unterteilen in diejenigen aus elastischer Beanspruchung und in jene aus plastischer Beanspruchung. Dabei wäre es zum Beispiel für einen freiverschieblichen Stockwerkrahmen streng genommen erforderlich, nach der Ausbildung eines jeden neuen Fließgelenkes eine Berechnung für die Knickstabilität beziehungsweise die Größe der Verformungen nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung

durchzuführen, dann die dazukommenden plastischen Verformungen zu berechnen und diese Summe einer zulässigen Verformung gegenüberzustellen, bevor man weitere plastische Gelenke zuläßt. Denn die Einschränkung vieler Berechnungsverfahren, in denen Instabilitätserscheinungen bis zur Ausbildung einer Fließgelenkkette ausgeschlossen werden, dürfte in der Praxis nicht immer erfüllt sein. Das Problem der «Gleichgewichtsverzweigung» infolge wechselnder Knickfigur sowie die Einbeziehung einer möglichen Knickung aus der Rahmenebene ist nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung bisher noch nicht erfaßt worden, da es vorwiegend an der Forderung eines einigermaßen wirtschaftlichen Rechenaufwandes – einem wichtigen Vorteil der Traglasttheorie – scheiterte.

2.5. Bei der Ausbildung von plastischen Gelenken, insbesondere bei Stockwerkrahmen, ist an den Querschnitten der Riegelanschlüsse sowie an denen des Stützenfußes und des Stützenkopfes nur selten ein kontinuierlicher Übergang vorhanden, so daß es wichtig wäre, die Nachgiebigkeit der Anschlüsse bei der Berechnung zu berücksichtigen. Dies gilt sowohl für geschweißte Rahmenecken als auch für HV-Kopfplattenanschlüsse. – Die Ausbreitung der plastischen Zonen in unmittelbarer Nähe des Fließgelenkes gegenüber der hypothetischen Fließgelenkannahme spielt – wie Berechnungen von J. OXFORT [11] und U. VOGEL [12] gezeigt haben – im allgemeinen nur bei Querschnitten mit größeren plastischen Reserven eine Rolle, die im Stahlbau relativ selten sind. Sie kann jedoch auch bei sehr flachem Verlauf der Momentenlinie, falls große Längenbereiche im teilplastischen Zustand sind, von Bedeutung werden. Dies ist besonders dann der Fall, wenn sich plastische Gelenke nicht in den Rahmenecken, sondern in Riegelmitte ausbilden. Wie H. BEER und K. MOSER [9] gezeigt haben, können diese Bereiche durch eine entsprechende Verzerrung der Momentenlinie erfaßt werden.

2.6. Bezüglich der Berechnung von Stabwerken erscheint es wichtig, noch einmal darauf hinzuweisen, daß eine Superposition der Lastfälle – infolge einer jeweilig veränderten Reihenfolge der Gelenkausbildungen am System – bei Verfahren nach der Traglasttheorie *nicht* möglich ist.

3. Bekannte Verfahren nach der Traglasttheorie (II. Ordnung) für Stockwerkrahmen

3.1. Auf dem 8. Kongreß sollen nur Skelettkonstruktionen für hohe und schlanke Hochhäuser, vorwiegend ohne Innenstützen und mit oder ohne tragende Wand- und Deckenscheiben, behandelt werden. Vor dem Eingehen auf diese speziellen Typen erscheint es angebracht, kurz auf die Entwicklung der Traglasttheorie für Stockwerkrahmen zurückzukommen, um sodann auf ihre Anwendungsmöglichkeit für die zu betrachtenden Bauformen überzugehen.

Es ist bei Berechnungen nach der Traglasttheorie grundsätzlich zu unterscheiden zwischen dem «einfachen» Problem (zum Beispiel vorwiegend auf Biegung beanspruchte Balken) und dem Traglastproblem unter Berücksichtigung der Stabilität (zum Beispiel Stockwerkrahmen). Im letzteren Fall müssen die Untersuchungen sowohl im elastischen als auch im plastischen Bereich nach der Theorie II. Ordnung durchgeführt werden. – Während die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung im elastischen Bereich durch die Hilfstafeln für die Stabilitätsfunktionen von E. CHWALLA [13] und E. SCHABER [14] wesentlich vereinfacht wurden, erfordert diese Untersuchung im plastischen Bereich einen sehr großen Rechenaufwand, so daß es zweckmäßig erscheint, eine Abschätzung der Traglast aus den Ergebnissen der Elastizitätstheorie II. Ordnung und der Traglasttheorie I. Ordnung vorzunehmen. Es gilt nach N. DIMITROV [15]:

$$P_{el} < P_{kr} < P_{pl} < P_K$$

Hierin bedeutet

P_{el} = Traglast nach der elastischen Spannungstheorie II. Ordnung, die durch das erste Erreichen der Fließspannung in der Randfaser eines Querschnittes gekennzeichnet ist. Die Berechnung erfolgt zweckmäßig unter Verwendung der erwähnten Stabilitätsfunktionen.

P_{kr} = kritische Last, welche das Tragvermögen des Systems begrenzt (Kollapslast).

P_{pl} = Traglast nach einem plastischen Berechnungsverfahren bei Zugrundelegung einer kinematischen Kette (Plastizitätstheorie I. Ordnung).

P_K = ideal-elastische Knicklast infolge einer antimetrischen Knickfigur.

3.2. Die Erfassung der kritischen Last mit Hilfe einer Abschätzung aus elastischer und plastischer Berechnung erfolgte von M. R. HORNE und W. MERCHANT [16], welche dafür die empirische RANKINE-Formel für die Bestimmung der kritischen Knicklast eines Stabwerkes im elasto-plastischen Bereich (sinngemäß) wie folgt angeben:

$$P_{zul}\left(\frac{1}{P_{kr}}\right) = P_{zul}\left(\frac{1}{P_K} + \frac{1}{P_{pl}}\right)$$

beziehungsweise $\dfrac{1}{\nu_{kr}} = \dfrac{1}{\nu_K} + \dfrac{1}{\nu_{pl}}$ oder $\nu_{kr} = \dfrac{\nu_{pl}}{1 + \frac{\nu_{pl}}{\nu_K}}$

Dabei bedeuten:

P_{zul} = zulässige Last

ν_{kr} = kritischer Knicklastfaktor im elasto-plastischen Bereich.

ν_K = kritischer Knicklastfaktor im elastischen Bereich (näherungsweise Berechnung ist ausreichend, weil $\nu_K > \nu_{pl}$).

ν_{pl} = Lastfaktor, bei dem die Quetschlast erreicht ist (konstanter Querschnitt am System vorausgesetzt).

Als Verbesserung wird von W. MERCHANT [16] statt der Quetschlast eine modifizierte ideal-plastische Last vorgeschlagen, die Verformungen der benachbarten elastisch gebliebenen Stäbe berücksichtigt.

Diese empirische Formel wurde anhand einer Vielzahl von Versuchen als zutreffend belegt; jedoch ist ihre Anwendung auf solche Bauwerke beschränkt, bei denen die der ersten kritischen Laststufe im elastischen Bereich entsprechende Knickfigur mit jener des ideal-plastischen Mechanismus weitgehend übereinstimmt.

Als Rechtfertigung für die Anwendung dieser empirischen Formel wird von den genannten Verfassern unter anderem die Vielzahl der möglichen «Imperfektionen» angegeben, deren Einfluß strenggenommen nur durch eine größere Versuchsserie auf statistischer Basis erfaßt werden kann. Hier wären weitere Versuchsergebnisse von großem Wert.

R. H. WOOD [17] stimmt der Anwendung dieser Formel im wesentlichen zu, schlägt aber einmal die Berücksichtigung der örtlichen Lastanordnungen in der Formel vor und will ihre Anwendung nur auf Rahmen, die um die steife Achse gebogen werden, beschränken. Weiterhin wird nach seiner Meinung bei einer kleinen kritischen elastischen Last die Abminderung der wirklichen Traglast überschätzt. A. HRENNIKOFF [18] weist unter anderem auf die Unvollständigkeit der Formel wegen der Vernachlässigung des seitlichen Torsionsknickens sowie lokaler Instabilitäten hin – die offenbar M. R. HORNE und W. MERCHANT [16] gar nicht erfassen wollten – und bezweifelt in einigen Punkten die Begründung der RANKINE-Formel.

3.3. Eine weitere vereinfachte Berechnung wurde unter Erläuterung des in *Figur 1* dargestellten Last-Verschiebungs-Diagrammes von W. MERCHANT [19] und in erweiterter Form von J. OXFORT [20] angegeben. Bei Verwendung des Hooke'schen Gesetzes bis zur Fließgrenze $\sigma_F = P_F/A$ wird die Höchstgrenze der aufnehmbaren Last mit dieser Fließspannung erreicht. Da man schon gegen diese Grenze eine Sicherheit ν_F fordert, so ist weiterhin bis zum Bruch noch eine Sicherheitsreserve $(\nu_{kr} - \nu_F)$ vorhanden, die von folgenden Einflußgrößen abhängig ist: den plastischen Reserven in zunächst geringer beanspruchten Teilen des ganzen Stabwerkes, den Verhältniswerten zwischen Momenten-, Normal- und Querkraftbeanspruchungen, dem tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Gesetz des Baustahls und den Eigenspannungen in den Querschnitten.

Berechnet man ein Tragwerk nach der Elastizitätstheorie I. Ordnung (Kurve 1), nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung (Kurve 2), nach der Plastizitätstheorie I. Ordnung als Fließgelenkkette (Kurve 3) sowie nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung (Kurve 4), so ergeben sich qualitativ die im Lastverschiebungsdiagramm eingezeichneten Kurven. Der Schnittpunkt G der Kurven 2 und 3 ergäbe eine erste Näherung für die kritische Traglast. W. MERCHANT [19] schlägt nun vor, die Verschiebung (gemäß Kurve 2) mit einem Vergrößerungsfaktor (zum Beispiel $n = 2$) zu versehen, so daß sich ein flacherer Verlauf der Lastverformungskurve ergeben würde. Dabei kann der Faktor $n = 2$ nur

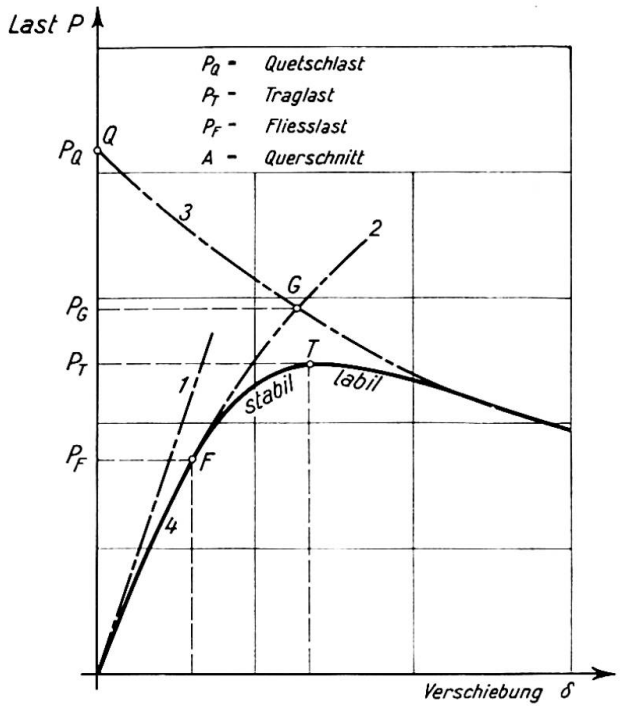

Fig. 1

beschränkt Gültigkeit haben. An einer Versuchsreihe zeigt W. MERCHANT [19] weiter, daß das Verhältnis P_{kr} zu P_G annähernd konstant ist, so daß er zu folgender Formel kommt:

$$P_{kr} = \beta \cdot P_G \,.$$

Oft erscheint dies zutreffend, aber es gibt Fälle, in denen P_G nahe bei P_F liegt, so daß P_{kr} kleiner als P_F werden würde, was widersinnig wäre. Deshalb schlägt J. OXFORT [20] vor, die Formel wie folgt zu formulieren:

$$P_{kr} = P_F + \alpha\,(P_G - P_F)\,.$$

Der von ihm angegebene Wert $\alpha = 0{,}5$ wäre noch durch weitere Traglastberechnungen und durch Versuche zu erhärten; es wäre erwünscht, zum 8. Kongreß entsprechende Beiträge zu erhalten.

3.4. Ein Iterationsverfahren mit dem im Abschnitt 2 gemäß den Punkten 2.2 bis 2.4 angegebenen einschränkenden Voraussetzungen wurde von U. VOGEL [12] entwickelt. Ausgehend von einer beliebigen kinematischen Fließgelenkkette eines Rahmentragwerkes erfolgt bei ihm die allgemeine Formulierung der Traglastbedingungen nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung durch das Aufstellen eines nichtlinearen transzendenten Gleichungssystems für die Ermittlung des «kritischen Lastfaktors», wobei die Gleichgewichts- und Kontinuitätsbedingungen des Systems herangezogen werden. Dieses explizit nicht lösbare Gleichungssystem wird durch einen Iterationsprozeß gelöst. Dabei wird der erste Iterationsschritt nach dem bekannten «Probierverfahren» oder

der «Kombination kinematischer Ketten» (gemäß der Plastizitätstheorie I. Ordnung) geführt. Am Schluß jeder Traglastberechnung sind dann jeweils eine Formänderungskontrolle, mit der der Ort des sich zuletzt entwickelnden Fließgelenkes überprüft wird (da dessen Annahme eine Gleichung des Gleichungssystems beinhaltet), sowie eine statische Kontrolle, die zur Prüfung der Richtigkeit der Untersuchung dient, durchzuführen.

Die Ergebnisse dieser Näherungsberechnungen werden mit der exakten Berechnung von J. OXFORT [11] verglichen und liegen für I-Profile (die relativ kleine plastische Reserven besitzen) um max. 5%, bei Rechteckprofilen (mit großen plastischen Reserven) um max. 15% auf der unsicheren Seite, jedoch ließe sich diese Tatsache durch einen höheren Sicherheitsfaktor (gemäß Vorschlag des genannten Verfassers) kompensieren. Der Aufbau des Verfahrens erscheint für elektronische Rechenmaschinen gut geeignet.

Weitere Iterationsverfahren für seitlich verschiebliche hohe Stockwerkrahmen werden auch in dem kürzlich (1965) von der Lehigh University herausgegebenen Lectures Notes und dazugehörigen Design Aids [33] über «Plastic Design of Multi-storey Frames» angegeben, die auf zwei verschiedenen Wegen basieren:

a) Es wird eine Vorbemessung nur für die vertikalen Lasten vorgenommen, und es werden dann die aus Wind und genannten Lasten sich ergebenden Verschiebungen berechnet. Nach Überprüfung der zuerst ermittelten und der zusätzlich gefundenen Spannungen werden – gegebenenfalls in weiterer Iteration – die erforderlichen Querschnitte der Stäbe bestimmt.
b) Es werden mutmaßliche Verschiebungen für die Stäbe angenommen und unter deren Berücksichtigung eine Bemessung für die vorhandenen Belastungen durchgeführt. Daran schließt sich – entsprechend dem ENGESSER-VIANELLO-Verfahren – eine Iteration an, bis die vorgegebenen Verschiebungen mit den berechneten Werten nahezu übereinstimmen.

Die vorstehenden Darlegungen zeigen, daß die Traglastuntersuchungen für das Rahmenskelett noch keineswegs als abgeschlossen betrachtet werden können, und daß daher Beiträge zu diesem Problem unter Beachtung der unter 4 beschriebenen Bauwerkstypen sehr erwünscht sind.

3.5. Einfacher liegen die Verhältnisse für Bauwerke mit vorhandenem aussteifendem Kern, der gemeinsam mit den Massivdecken eine Abstützung des Rahmenskelettes gegen horizontale Verschiebungen bewirkt. Diese Bauform wurde zum Beispiel von W. PELIKAN und U. VOGEL [21] untersucht. Wenn man voraussetzt, daß die horizontalen Kräfte (zum Beispiel Wind) vollständig in den Bauwerkskern geleitet werden, so bleiben – abgesehen von örtlichen Windlasten – als Belastung für die Stützen nur Vertikalkräfte sowie aus dem biegesteifen Anschluß mit der Betondecke sich ergebende Einspannmomente übrig. Diese Einspannung kann durch eine gelenklose Flächenlagerung der Decken auf den Kopf- beziehungsweise Fußplatten der Stützen oder bei durchlaufenden Stützen durch Einbetonieren in die Betondecke erfolgen. Hierbei können be-

sondere Rahmenriegel vorhanden sein oder diese auch ganz fehlen und die Stützen im Verband mit den Deckenscheiben die Lastabtragung übernehmen.

Aus der Plastizitätslehre ist bekannt, daß in beiden Fällen die Stützen als oben und unten gelenkig gelagert gerechnet werden können, da sie bei der Ausbildung plastischer Gelenke am oberen beziehungsweise unteren Ende ihre Tragfähigkeit nicht verlieren. U. VOGEL [12/21] entwickelt für diese spezielle Art von Stützen eine Berechnungsgrundlage, indem er als Beanspruchung der Stütze neben der Normalkraft einen Enddrehwinkel einführt, den er näherungsweise als Auflagerdrehwinkel der frei drehbar gelagerten Geschoßdecke berechnen kann, da die Steifigkeit der Betondecke gegenüber der Stahlstütze sehr groß ist.

In seinem Verfahren geht er vom Gleichgewichtszustand des Systems beziehungsweise der Stütze im Augenblick des Erreichens der kritischen Last aus und stellt am verformten System (nach Theorie II. Ordnung) eine implizite Gleichung auf, aus der er in Abhängigkeit von der Schlankheit λ das kritische Spannungsverhältnis $\varkappa = \sigma_{kr}/\sigma_F$ berechnen kann. Dieses Ergebnis wertet er in Diagrammen für **I**-Profile und Rechteckquerschnitte aus. Er zeigt unter anderem anhand der deutschen Berechnungsvorschriften DIN 4114, daß für mittlere Schlankheiten $(20 < \lambda < 60)$ und kleine Drehwinkel (das heißt Betondecken mit Spannweiten $l < 7$ m) und mit Hilfe der plastischen Berechnungsweise etwas wirtschaftlichere Lösungen erzielt werden können als gemäß einer Berechnung als gelenkig gelagerter Stab. Diese Ergebnisse werden auch genaueren Berechnungsweisen gegenübergestellt und mit Versuchsergebnissen belegt, wobei sich eine relativ gute Übereinstimmung ergibt.

Besonders auch amerikanische Forscher [33] beschritten ebenfalls diesen Weg, um – über die Berechnung von Stabenddrehwinkel an Ersatzsystemen (Subassemblages) für reine Stahlkonstruktion – zu einer Bemessung der Stäbe zu kommen. In diesem Zusammenhang werden vor allem in den Riegeln durch eine entsprechende Dimensionierung plastische Gelenke erzwungen.

3.6. Von weiteren Berechnungsmethoden für Stockwerkrahmen ist die von R. H. WOOD [17] beschriebene «Cambridge-Methode» zu erwähnen, die zwar das Problem der Knickstabilität berücksichtigt, aber ebenfalls eine seitliche Unverschieblichkeit des Rahmenskeletts voraussetzt. Hierbei sind einerseits die Riegel so zu dimensionieren, daß sich unmittelbar neben den Stützen plastische Gelenke ausbilden, während andererseits die Stützen so dimensioniert werden sollen, daß der Spannungsnachweis im elastischen Bereich erfolgen kann, wodurch die Wirtschaftlichkeit beeinträchtigt werden dürfte.

Es wäre hier von Interesse, Erfahrungen mit den beschriebenen Berechnungsmethoden und Versuchsergebnisse wiederzugeben sowie gegebenenfalls Verbesserungsvorschläge zu machen.

3.7. Abschließend sei zu diesem Kapitel noch auf die Bedeutung und die Vorteile von Rechenverfahren (insbesondere der Iterationsverfahren), die sich für eine Lösung durch elektronische Rechenmaschinen eignen, hingewiesen.

Viele bekannte Rechenverfahren der Baustatik, wie sie in der Vergangenheit entwickelt wurden, sind für elektronische Rechenmaschinen nicht geeignet, da unter anderem das Verhältnis von Eingabezeit zu Rechenzeit die Wirtschaftlichkeit des Computers stark beeinträchtigt. Es ergibt sich hieraus die Notwendigkeit, gleichzeitig mit dem wissenschaftlichen Aufbau neuer Berechnungsverfahren an den Gebrauch von Computern zu denken.

So haben in jüngster Zeit M. R. HORNE und K. J. MAJID [22] speziell für elektronische Rechenmaschinen ein Iterationsverfahren entwickelt, mit dem man Stockwerkrahmen (auch mit geneigten Stäben) unter Berücksichtigung der Instabilitätserscheinungen berechnen kann. Dabei gehen die genannten Verfasser von einer Matrizengleichung aus, die die Lasten, die Verträglichkeitsbedingungen, die Stab- sowie die Knotenverschiebungen beinhaltet. Es wird dabei gezeigt, daß selbst bei Annahme einer linearen Beziehung zwischen Belastung und Biegemoment als erste Näherung die gute Konvergenz erhalten bleibt. Als einschränkende Kriterien werden dabei gefordert, daß einmal unter den Gebrauchslasten keine plastischen Gelenkverdrehungen und zum andern auch *nach* der Multiplikation mit dem zulässigen Lastfaktor (zum Beispiel $\nu = 1{,}4$ im Lastfall II entsprechend den englischen Bestimmungen) kein plastisches Gelenk in einer Stütze auftreten darf. Nach dieser Iteration muß noch eine genaue elasto-plastische Berechnung durchgeführt werden, die die Tragfähigkeit des Rahmens überprüft.

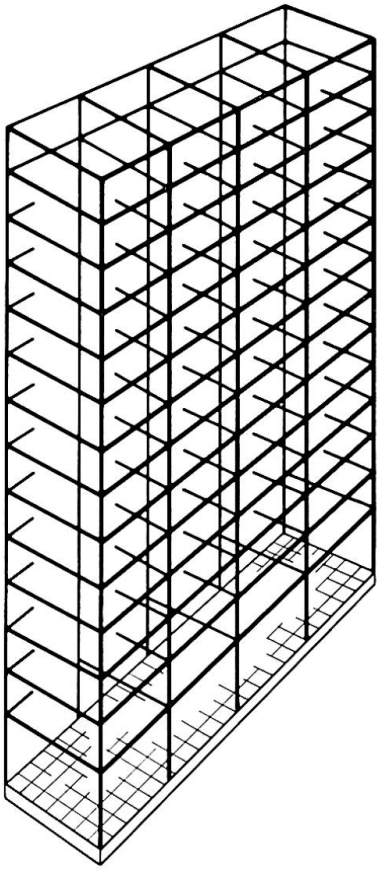

Fig. 2

4. Diskussion der gegenwärtig üblichen Bauweisen für Hochhäuser im Hinblick auf die mögliche Anwendung der Traglasttheorie

4.1. Der frei verschiebliche mehrstöckige Stockwerkrahmen *(Fig. 2)* wird vorerst in der Praxis meist noch nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung berechnet. Die Veröffentlichungen von W. MERCHANT und M. R. HORNE [16], E. CHWALLA [13] und E. SCHABER [14] versuchen dabei plastische Zonen dadurch zu erfassen, daß sie statt des Elastizitätsmoduls E einen abgeminderten Wert zum Beispiel nach F. R. SHANLEY [23] den Wert $E_1(\sigma)$ oder nach F. ENGESSER [24] den Knickmodul $T(\sigma)$ anführen und ebenso bei Berücksichtigung der Schubverformung den Schubmodul G im plastischen Bereich in Abhängigkeit vom Modul $T(\sigma)$ und $E_1(\sigma)$ annehmen.

Neuere Berechnungsmethoden versuchen nun zum Teil durch Näherungs- oder Iterationsverfahren (vgl. 3.2 bis 3.4, 3.7) mit stark einschränkenden Voraussetzungen (vgl. 2.3 und 2.4) Stabilitätsuntersuchungen auch an Systemen vorzunehmen, die durch die Ausbildung plastischer Gelenke umgewandelt werden. Dabei erscheint die Untersuchung der durch plastizierte Querschnitte veränderten Systeme vor allem vor Erreichen des Endstadiums der sogenannten «Fließgelenkketten» von größter Wichtigkeit. H. BEER [25] stellt eine diesbezügliche Untersuchung eines Mehrstabrahmenknotens unter Berücksichti-

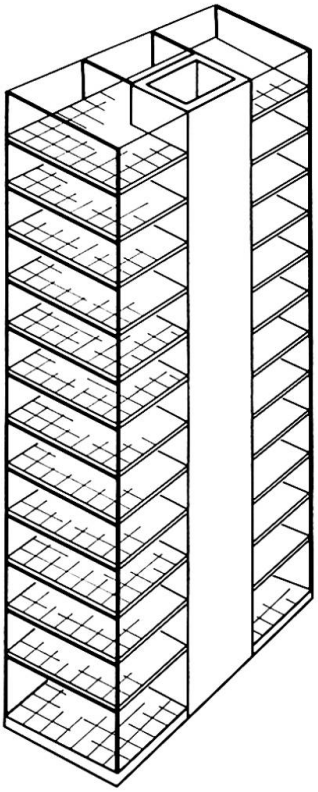

Fig. 3a

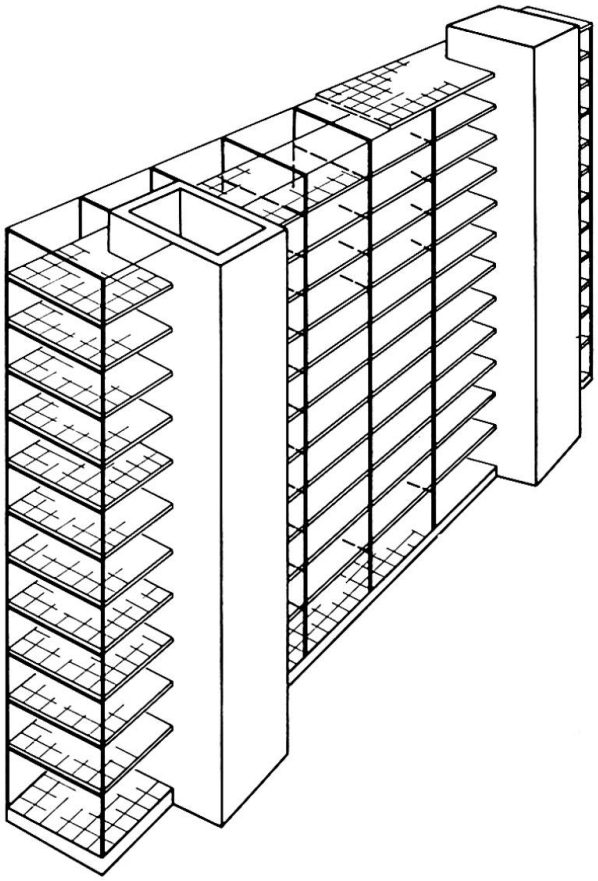

Fig. 3b

gung aller Imperfektionen und unter Zugrundelegung eines beliebigen Spannungs-Dehnungs-Gesetzes an.

Das Problem der Gleichgewichtsverzweigung bei *wechselnder* Verformungsfigur ist – wie bereits unter Punkt 2.4 angeführt – bisher mit der Plastizitätstheorie II. Ordnung nicht erfaßt worden. Besonders hier wäre der Nachweis erforderlich, ob *vor* der Ausbildung der Fließgelenkkette die Verzweigungslast erreicht wird. Bereits E. CHWALLA [26] schlägt für diesen Nachweis eine Ersatzbelastung vor, wobei die Annahme getroffen wird, daß sämtliche Lasten in den Knoten angreifen und mit dieser Belastungsart eine Stabilitätsuntersuchung durchgeführt wird. Von einer Vereinfachung der Berechnungsweise kann hier allerdings kaum noch gesprochen werden, da sich an die Berechnung nach der Plastizitätstheorie eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie anschließen muß.

4.2. Eine andere Bauweise für schlanke Hochhäuser ist dadurch gekennzeichnet, daß die Rahmen durch horizontale Deckenscheiben (Massivdecken oder Verbandscheiben) in allen oder einzelnen Geschossen *elastisch* abgestützt sind, wobei diese Deckenscheiben ihre Horizontalkräfte an vertikale Scheiben, die nur an den Giebelseiten oder auch dazwischen stehen können, abgeben. Während in *Figur 3a* das Rahmenskelett mit einem mittleren Kern dargestellt ist, zeigt *Figur 3b* die Abstützung durch zwei Kerne, wie sie für lange Gebäude vorgesehen ist. In *Figur 4a* sind zwei vertikale Fachwerkscheiben angeordnet, die eine elastisch nachgiebige Stützung der Rahmenstiele bewirken. Es ergibt

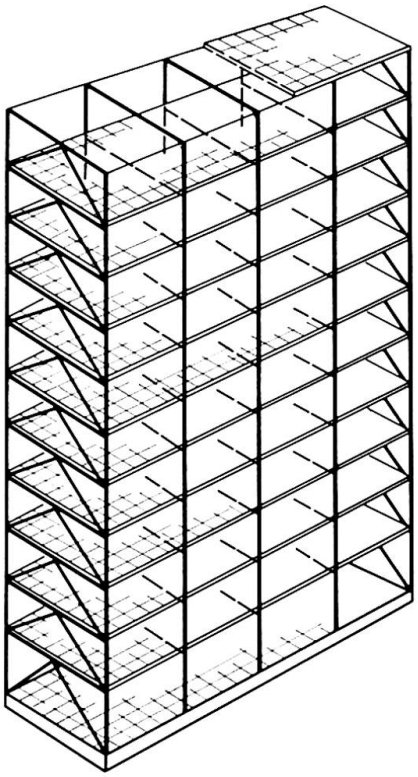

Fig. 4a

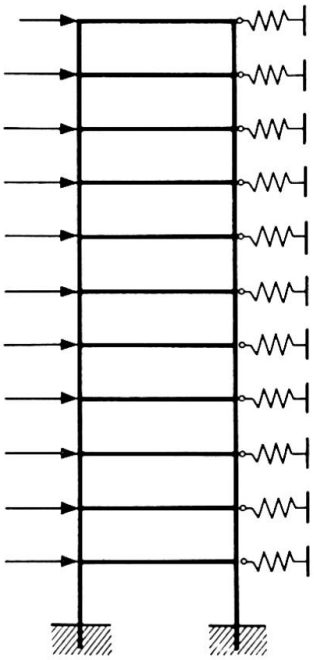

Fig. 4b

sich demnach das in *Figur 4b* dargestellte Gedankenmodell, wobei der Federwert als nicht lineare Funktion der Steifigkeitsverhältnisse und der Belastung des horizontalen und vertikalen Scheibensystems zu bestimmen ist.

In diesem Zusammenhang stellt sich damit zuerst das Problem der Lastverteilung auf das Scheiben- und Rahmensystem bei horizontaler Belastung des Bauwerkes, bevor man zur eigentlichen Traglastberechnung und zur Entwicklung geeigneter Berechnungsverfahren für das Rahmenskelett übergehen kann. Vergleichsberechnungen der Steifigkeiten an einem zweistieligen und zweigeschossigen Stockwerksrahmen mit und ohne Diagonalausfachung nach der Theorie II. Ordnung haben ergeben, daß bei einer Beanspruchung mit einer Horizontalkraft, die 10% der vertikalen Kräfte (in den Knoten wirkend gedacht) beträgt, das Fachwerk 8mal steifer ist als das Rahmenwerk.

Dieses Ergebnis wird sich zweifelsohne im plastischen Bereich noch weiter zuungunsten der Rahmentragwerke verschieben, kann jedoch eine grundsätzliche Änderung erfahren, wenn die vertikalen Scheiben nicht über die ganze Gebäudebreite durchgehen, sondern schmaler sind, wie dies bei Treppen und Aufzugschächten der Fall ist. Dann kann das Verhältnis von horizontaler Rahmen- zu horizontaler Scheibensteifigkeit bis auf etwa 1:3 ansteigen.

Die Anwendung der Traglasttheorie für Rahmentragwerke wurde bereits diskutiert. Dagegen soll die Anwendung der Traglasttheorie für Fachwerke im Zusammenhang mit der Schachtelbauweise (siehe 4.3) erläutert werden.

Die Verminderung der Seitenverschieblichkeit der Rahmen kann jedoch auch noch durch den *Ausbau* mit Wand- und Deckenplatten erfolgen. Diese Tatsache hat schon R. H. Wood [17] aus Berichten über ausgeführte Bauwerke, aus Versuchen sowie anhand von Berechnungen über die Verbundwirkung erkannt. Als solche steifigkeitsvermehrenden Einflüsse kann man folgende drei Gruppen ansehen:

a) Die Veränderung der Riegelbelastung infolge der Belastungsumlagerung durch die Deckenplatten und Wände. Wenn dadurch – wie versuchsweise festgestellt wurde – für schlanke Riegel die Belastungsintensität in Feldmitte abnimmt, ergeben sich veränderte Einspannmomente aus der Belastung der Rahmenriegel, die eine in Wirklichkeit geringere Beanspruchung der Stütze gegenüber der rechnerischen zur Folge haben (vgl. auch die einschlägigen französischen Vorschriften).
b) Die erhöhte Steifigkeit der Riegel gegenüber Knotenverdrehungen infolge nicht planmäßig in Rechnung gestellter Verbundwirkung der Deckenplatten oder einer Ummantelung.
c) Die Reduzierung der seitlichen Auslenkung durch Zusammenwirken der Rahmen und Wandelemente. In Versuchen wurde beobachtet, daß sich die seitlichen Verschiebungen wesentlich verringern und sich die Tragfähigkeit des Skeletts entsprechend steigert, wenn man eine Verbundwirkung zwischen Wänden (auch wenn diese als Leichtwände ausgebildet sind) und umgebenden Rahmen herstellt.

R. H. WOOD [17] meint, daß die Verbundwirkung zwischen tragendem Skelett und Ausbau in der Lage sein könnte, den Unterschied zwischen der tatsächlichen Knicklast eines elasto-plastischen Rahmens und der Knicklast nach der Plastizitätstheorie I. Ordnung zu überdecken. Zweifelsohne sind die notwendigen Rückstellkräfte eines seitlich verschieblichen Rahmens, um dessen Stabilität zu sichern, nur gering. Jedoch bedürfen diese beobachteten Effekte und Versuchsergebnisse noch einer gründlichen Fundierung. Derartigen Untersuchungen wäre zum 8. Kongreß besonderes Augenmerk zuzuwenden, wobei Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Bauwerken wertvoll sind.

4.3. Wenn ein Bauwerk nur aus scheibenartigen Bauteilen zusammengesetzt ist, die *schubfest* miteinander verbunden sind, und wenn diese Scheiben analog zu einer Schachtel in Ebenen angeordnet werden, von denen mindestens drei nicht zueinander parallel sind, so mag der Begriff «Schachtelbauweise» gelten. In *Figur 5a* ist das Gebäude von vier Fachwerkwänden umschlossen, deren Diagonalen über mehrere Stockwerke durchgehen, so daß die Deckenscheiben beziehungsweise Zwischenstiele Lasten in die Fachwerkknoten der Wandscheiben einleiten. *Figur 5b* zeigt die Ausführung mit Rahmenwänden, die statisch als vielzellige Rahmen mit biegesteifen Knoten eine Scheibe ersetzen, wenn auch ihre Steifigkeit bedeutend geringer ist als jene der vollen Scheibe.

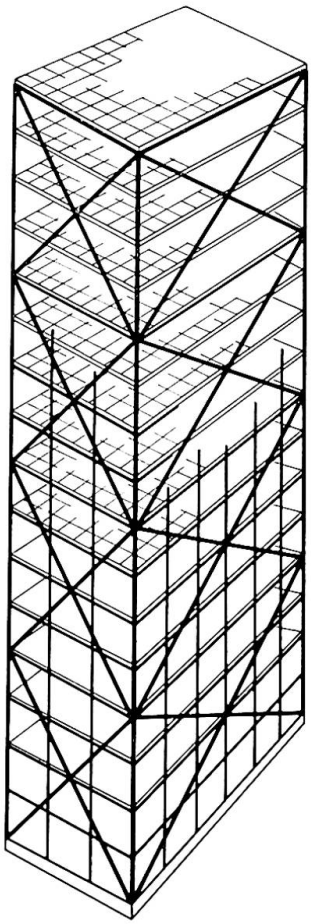

Fig. 5a

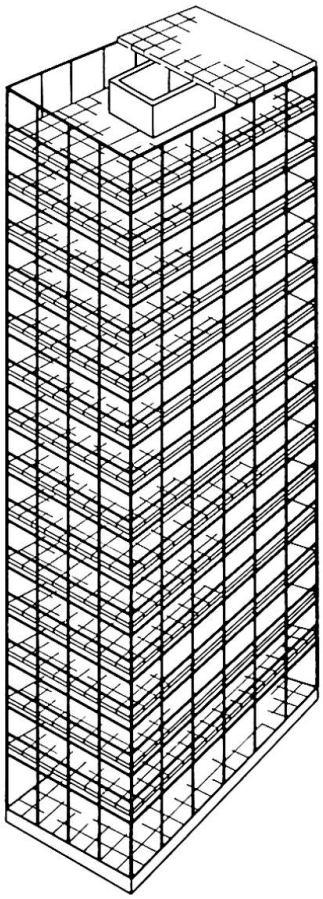

Fig. 5b

Die Berechnung derartiger Rahmenwerke, auch unter Berücksichtigung der Stabilität, sollte mit Hilfe der elektronischen Rechenmaschinen möglich sein, wobei man unter Umständen durch Einführung einer Ersatzscheibe gleicher Biegeschubverformung ihre Wirkung im Gesamtsystem vereinfacht darstellen könnte.

Selbstverständlich können auch bei der Schachtelbauweise Kerne gemeinsam mit den äußeren Wandscheiben zur Aufnahme der horizontalen Lasten herangezogen werden, wobei die horizontalen Deckenscheiben die räumliche Zusammenwirkung herstellen. In diesem Zusammenhang wären Forschungsarbeiten unter Anwendung der Plastizitätstheorie für die Lösung folgender Probleme erforderlich: Rahmenwirkung von Fachwerken, Reduzierung der Knicklängen von Fachwerkstäben durch Einspannungen, genauere Berücksichtigung der unterschiedlichen Verformungen von Rahmen beziehungsweise Fachwerken bei mehr oder weniger steifem Kern, wie sie schon in Punkt 4.2 kurz angedeutet wurden.

4.4. Von den beschriebenen Systemen wird heute schon der in *Figur 3* dargestellte Typ mit tragendem Kern sehr häufig angewendet. Dies mag neben vielerlei baulichen Gründen auch etwas den klaren statischen Verhältnissen zuzuschreiben sein, da von diesen Kernen die Windkräfte nahezu vollständig aufgenommen werden und daher die umgebenden Rahmen als horizontal unverschieblich angesehen werden können.

Für diese Rahmen mit unverschieblichen Knoten gibt es drei mögliche Bruchketten:

a) «Trägerketten», schwache Riegel und starke Stützen;
b) «Rahmenketten», starke Riegel und schwache Stützen;
c) die Steifigkeiten von Riegel und Stielen haben etwa die gleiche Größenordnung.

Die Fälle a) und c) können dabei nach der Traglasttheorie I. Ordnung berechnet werden, da wegen der geringen Riegelnormalkräfte der Einfluß der Verformungen auf die Traglasten der «Trägerketten» vernachlässigbar klein ist. Wenn – wie im Fall b) – jedoch die Rahmenstiele versagen, muß die Theorie II. Ordnung angewandt werden.

5. Wiederholte Be- und Entlastung

5.1. Es kommen hier zwei Fälle in Frage, welche den Zusammenbruch des Bauwerkes hervorrufen können:

a) Materialermüdung bei sehr großer Lastwechselzahl;
b) Instabilität infolge einer mit jedem Lastwechsel zunehmenden bleibenden Verformung.

5.2. Das Versagen eines Bauwerkes durch Ermüdung wird für den hier betrachteten Fall des schlanken Hochhauses nur in besonderen Ausnahmefällen in Frage kommen, zum Beispiel, wenn maschinelle Anlagen wie Aufzüge in

einem örtlich begrenzten Bereich einzelne Konstruktionsglieder mit hoher Lastspielzahl beanspruchen. Im allgemeinen wird der wechselnde Winddruck keine Materialermüdung verursachen, weil die statischen Winddrücke so hoch angenommen werden, daß ihre Lastspielzahl (vollständige Be- und Entlastung beziehungsweise Umdrehen der Windrichtung) nur relativ klein ist. Ob durch Vibrationen infolge Impulsen aus dem Winddruck eine Materialermüdung möglich ist, soll beim Thema IIIc näher untersucht werden. Die wechselnde Nutzlast in Bauwerken, die für Büro-, Wohn- oder Verkaufszwecke verwendet werden, wird ebenfalls in der Regel keine Materialermüdung verursachen können, da nicht mit einer täglich oft wiederkehrenden vollständigen Be- und Entlastung zu rechnen ist, jedoch können besondere Verwendungszwecke einzelner Räume Teile des Bauwerkes auf Ermüdung beanspruchen.

Eine besondere Untersuchung dieses Problems erscheint daher am Kongreß nicht erforderlich.

5.3. Die *Verformungs*-Instabilität entsteht dadurch, daß durch die wiederholt wechselnde Plastizierung einzelner Querschnitte eine fortschreitende Vergrößerung der Verformung bewirkt wird, die schließlich zum Zusammenbruch führen muß. Bis zum Erreichen der Laststufe, bei welcher die Formänderungsinstabilität beginnt, wird das System nach anfänglicher Zunahme der bleibenden Formänderungen sich schließlich wieder elastisch verhalten. Das System schüttelt diese bleibenden Formänderungen ab (shake down). Auf diese Tatsache hat erstmalig M. GRÜNING [27] hingewiesen. Seine Untersuchungen wurden von E. MELAN [28] auf beliebige statisch unbestimmte Systeme erweitert und unter anderem von B. G. NEAL [29] und M. R. HORNE [30] weiter ausgebaut. Die Laststufe, welche die Grenze der Formänderungsstabilität bedeutet, hängt vom statischen Aufbau des Systems und von der Größe des plastischen Momentes in einzelnen maßgebenden Querschnitten ab. Im allgemeinen wird auch beim Skelett von schlanken Hochhäusern ein Abschütteln der plastischen Verformungen stattfinden, so daß diese Konstruktion als formänderungsstabil angesehen werden kann. Jedoch müssen im Zweifelsfall Untersuchungen angestellt werden, um bei Rahmensystemen besonderer Bauart die Gewähr für die Formänderungsstabilität zu besitzen. Hierbei ist es erforderlich, die Eigenspannungen in den Konstruktionselementen aus dem Walz- und Schweißprozeß zu berücksichtigen.

Es wäre erwünscht, auf dem Kongreß auch dieses Thema behandelt zu wissen und vor allem die Tatsache zu beleuchten, ob und unter welchen Bedingungen bei schlanken Hochhäusern Formänderungsinstabilität möglich ist.

6. Verformungen infolge statischer Last

6.1. Die Frage, ob vor dem Zusammenbruch durch unzulässige Verformungen die Brauchbarkeit der Konstruktion erschöpft sein könnte, ist vor allem

nach den Gesichtspunkten des Ausbaues und der speziellen Verwendung zu betrachten. So können unzulässige Verformungen des Skeletts die Wand- und Glasfronten beschädigen und dadurch großen Schaden hervorrufen. Die aus den dynamischen Einwirkungen entstehenden Verformungen und ihre Auswirkungen werden beim Thema IIIc behandelt.

6.2. Zur Berechnung der Verformungen im elastischen und plastischen Zustand wurde eine Reihe von Verfahren entwickelt. Wenn die Reihenfolge der Ausbildung der plastischen Gelenke feststeht, so ist die schrittweise Verformungsberechnung (step-by-step deflections) von besonderem Vorteil. Im allgemeinen werden unzulässig große Verformungen, welche die Brauchbarkeit des Bauwerkes einschränken, erst bei Laststufen auftreten, die kurz vor der Ausbildung einer kinematischen Kette liegen, jedoch wären darüber hinaus unter Umständen Untersuchungen für einzelne Bauwerkstypen von wesentlichem Interesse. Hier wäre auch auf die Frage einzugehen, ob die Sicherheit gegen Erreichen unzulässiger Formänderungen nicht niedriger gehalten werden könnte als jene gegen den Zusammenbruch des Systems infolge Ausbildung eines labilen Mechanismus oder infolge Formänderungsinstabilität.

Das Lastverformungsdiagramm gestattet aber auch die Abschätzung der Laststufe, bei der voraussichtlich das erste plastische Gelenk auftreten wird. Eine ganz genaue Bestimmung dieser Stufe ist deshalb nicht möglich, weil im «Lastfaktor» die Unsicherheiten in den Last- und Berechnungsannahmen sowie in der Streuung der Streckgrenze – besonders mit Rücksicht auf die Inhomogenität über den Querschnitt und die Eigenspannungen – enthalten sind. Gegen eine Plastizierung unter der Gebrauchslast in einzelnen Fasern eines Querschnittes bestehen jedoch keine Bedenken, zumal solche örtlichen Plastizierungen ja geradezu als charakteristisches Merkmal und als wirksamste Hilfe gegen Spannungsspitzen im Stahlbau betrachtet werden können.

Besondere Untersuchungen und Meinungsäußerungen zu diesem Problem wären sehr erwünscht.

6.3. Wie bereits unter 2.2. erwähnt, setzt die Annahme von plastischen Gelenken, die bis zum Zusammenbruch wirksam bleiben, voraus, daß der Fließbereich ausreicht, um die erzwungene Gelenkdrehung zu ermöglichen, fallweise kann eine besondere Untersuchung notwendig werden, ob dies bei den jeweils betrachteten Konstruktionen tatsächlich der Fall ist.

7. Sicherheit und Lastfaktor

7.1. Der Lastfaktor soll den Unterschied zwischen den für die Berechnung und Dimensionierung gemachten Annahmen und idealisierten Voraussetzungen gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen abdecken. Er soll demnach alle Unsicherheiten berücksichtigen, welche in den Lastannahmen, den Berechnungsgrundlagen, der Ausführung und den Materialeigenschaften liegen. Über

dieses Problem wurde auf mehreren Kongressen der IVBH gesprochen, so daß hier nur kurz die Gesichtspunkte für den *Hochhausbau* angedeutet seien.

7.2. Lastannahmen: Während die Eigengewichte der Konstruktionsteile und des Ausbaues im allgemeinen ziemlich genau ermittelt werden können, bestehen in der Ermittlung der Nutzlasten erhebliche Unsicherheiten. Statistisches Material über die Nutzlasten für die üblichen Verwendungszwecke von Gebäuden liegt zwar vor, jedoch können hierbei nur Werte erfaßt werden, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden. Je nach der Höhe dieser Überschreitungswahrscheinlichkeit muß man gegen mögliche Überlastungen im Lastfaktor eine Reserve vorsehen. Die Europäische Konvention der Stahlbauverbände empfiehlt, die Nutzlasten der Normen mit dem anteiligen Faktor 1,33 zu versehen.

Die Schneelast für hohe Skelettbauten hat nur für die oberste Decke Bedeutung, jedoch ist die Windlast von ausschlaggebender Wichtigkeit. In den Normen der einzelnen Länder wird gewöhnlich ein aus den meteorologischen Beobachtungen ermittelter Maximalwert für den Winddruck angenommen, der jedoch noch nicht als Katastrophenwind anzusehen ist. Auch hier ist daher ein anteiliger Faktor vorzusehen, der mit 1,5 angenommen wurde. Er erscheint jedoch etwas hoch, wenn man bedenkt, daß im Hochhaus die Auskleidungselemente eine zusätzliche Versteifung bedeuten, die im allgemeinen rechnerisch nicht berücksichtigt wird. – Temperaturspannungen können die Ausbildung der plastischen Gelenke beschleunigen und die Stabilitätsgrenze herabsetzen. Diese Spannungen gehen allerdings in die Berechnung der Traglast nach der Theorie I. Ordnung nicht ein.

7.3. Die Unsicherheiten in den Berechnungsgrundlagen und der Ausführung werden zweckmäßig gemeinsam behandelt. Bezüglich der Berechnungsgrundlagen sei an dieser Stelle nur beiläufig auf die Ausführungen des Abschnittes 2 hingewiesen. Hinsichtlich der konstruktiven Ausführung wird, wie zum Beispiel im betrachteten Fall des Skelettes für Hochhäuser, im allgemeinen mit einer *starren* Einspannung der Rahmenstiele in die Fundamente gerechnet, die aber in Wirklichkeit mehr oder weniger *nachgiebig* ist. Auch die Rahmenknoten werden im allgemeinen als starr angesehen, was ebenfalls nicht ganz zutrifft. Wie O. STEINHARDT [31] am konkreten Beispiel des HV-Stirnplattenanschlusses gezeigt hat, ist durch die elastisch nachgiebige Einspannung eine Herabminderung der Eckmomente bis zu 15% möglich, wobei sich die Feldmomente etwa um den halben Betrag vergrößern. Allerdings steht diesen auf der unsicheren Seite liegenden Berechnungsannahmen die große Hilfe des das Rahmenskelett versteifenden Ausbaues gegenüber, so daß man im allgemeinen mit den Berechnungsannahmen für das reine Skelett auf der sicheren Seite ist. Ob ein Unsicherheitsfaktor, der nur wenig größer als 1 sein wird, angebracht ist, wäre für den besonderen Fall jeweils zu studieren.

In der Ausführung von Skelettbauten ist mit Imperfektionen zu rechnen, die sich vor allem in Vorkrümmung und exzentrischen Anschlüssen von auf

Druck beanspruchten Bauteilen auswirken. Diese Imperfektionen sind im allgemeinen bei der Knickberechnung bereits berücksichtigt. Da die Gewichte der gewalzten Träger und Bleche meist eine Plustoleranz aufweisen, braucht für die Querschnittsabmessungen kein besonderer Unsicherheitsfaktor in Rechnung gestellt zu werden.

7.4. Es ist bekannt, daß in gewalzten Trägern die Fließgrenze über den Querschnitt nicht konstant ist, sondern die Stege und Flansche erhebliche Unterschiede aufweisen. Diese Fließgrenzenstreuung wirkt sich namentlich bei druckbeanspruchten Bauteilen auf die Verformung und die Stabilität aus, wobei im allgemeinen eine Herabsetzung der Knicklast eintritt. Bei Annahme eines fiktiven Knickmoduls für die Stabilitätsberechnung können diese Unsicherheiten eingebaut werden, so daß ein besonderer Unsicherheitsfaktor entfällt, jedoch ist bei der Bestimmung des plastischen Momentes auf diese Tatsachen Rücksicht zu nehmen. Da die stärkeren Flansche in der Regel eine kleinere Streckgrenze haben als die dünneren Stege, wird man hier einen Unsicherheitsfaktor einschalten müssen, dessen Höhe von der Profilwahl abhängt. Auch die Eigenspannungen aus dem Walz- und Schweißprozeß können – wie bereits erwähnt – die Ausbildung eines Fließgelenkes beeinflussen. Ausgearbeitete Kurventafeln bei angenommenen Eigenspannungsverteilungen sind für amerikanische Walzprofile von T. V. GALAMBOS und R. L. KETTER [32] veröffentlicht worden.

8. Zusammenfassung

Die Plastizitäts- und Traglasttheorie ist noch keineswegs vollständig ausgebaut. Für die hier speziell in Frage kommenden Typen von schlanken Hochhäusern, nämlich das Rahmenskelett mit und ohne tragenden Kern (beziehungsweise Windverbandscheiben) und die Schachtelbauweise, wurde der heutige Stand der Forschung dargelegt und einige Probleme aufgezeigt, welche am Kongreß zu behandeln wären.

Einige Literaturhinweise (als Beispiele)

[1] A. E. GREEN und P. M. NAGHDI: A general theory of an elastic-plastic continuum. Arch. rat. Mech. Analysis 18 (1965), Nr. 4. S. 251/81.

[2] L. VON TETMAJER: Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit. Leipzig-Wien 1903.

[3] F. ENGESSER: Z. VDI (1889), S. 927.

[4] M. ROŠ und J. BRUNNER: Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Verlag der technischen Kommission der Verbände Schweizer Brücken- und Eisenhochbaufabriken.

[5] F. STÜSSI und F. KOLLBRUNNER: Beitrag zum Traglastverfahren. Die Bautechnik, 13 (1935), Nr. 4, S. 264/67.

[6] G. KAZINCZY: Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen. Betonszemle 2, 68 (1914).

[7] N. C. KIST: Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flußeisen. Eisenbau (1920).

[8] H. MAIER-LEIBNITZ: Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. Die Bautechnik, 6 (1928), Nr. 1, S. 11/14 und Nr. 2, S. 27/31.

[9] H. BEER und K. MOSER: Das Tragverhalten statisch unbestimmter Systeme aus hochfestem Baustahl. IVBH VII. Kongreß, Vorbericht, S. 537.

[9.1] F. STÜSSI: Schweizer Bauzeitung, 80. Jahrg., H. 4, 1962.

[10] Ch. MASSONNET, E. MAS und R. ANSLIJN: Extension du calcul en plasticité à l'acier A 52, IVBH, VII. Kongreß, Vorbericht, S. 553.

[11] J. OXFORT: Über die Begrenzung der Traglast eines statisch unbestimmten biegesteifen Stabwerks aus Baustahl durch das Instabilwerden des Gleichgewichts. Der Stahlbau, 30 (1961), S. 33/46.

[12] U. VOGEL: Die Traglastberechnung stählerner Rahmentragwerke nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung. Habilitationsschrift, Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaus, 1965, Heft 15.

[12.1] K. JEŽEK: Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl. Springer-Verlag Wien 1937.

[12.2] F. SCHLEICHER: Über die Spannungsdehnungslinie von Baustahl. Der Bauingenieur, 25 (1950), S. 229.

[12.3] C. H. YANG, L. S. BEEDLE and B. G. JONSTON: Residual Stress and the Yield Strength of Steel Beams. Welding Research Council, 1952, S. 213 (in Weld. Journal, 31, 1952).

[12.4] N. J. HOFF: Complementary Energy Analysis of the Failing Load of a Clamped Beam. Jour. Appl. Mech., Vol. 19 (1952), 4, S. 563/564.

[12.5] P. S. SYMONDS: Discussion of Plastic Design and the Deformation of Structures. Weld. Journal, 30 (1951), S. 33.

[12.6] J. F. BAKER and K. G. EICKHOFF: A test on a pitched roof portal. Brit. Weld. Re. Ass. Report F. E. 1/35 (1953).

[12.7] R. BARBRE: Englische Untersuchungen über plastisch beanspruchte Stahlrahmen. Der Bauingenieur, 25 (1950), S. 24.

[12.8] U. VOGEL: Über die Traglast biegesteifer Stahlstabwerke. Der Stahlbau, 32 (1963), S. 106/113.

[12.9] K. KNOTHE: Vergleichende Darstellung der Näherungsmethoden zur Bestimmung der Traglast eines biegesteifen Stahlstabwerkes. Der Stahlbau, 32 (1963), S. 330/336; Berichtigung: Der Stahlbau, 33 (1964), S. 160.

[12.10] E. CHWALLA und F. JOKISCH: Über das ebene Knickproblem des Stockwerkrahmens. Der Stahlbau, 14 (1941), S. 33.

[12.11] K. GIRKMANN: Traglasten gedrückter und zugleich querbelasteter Stäbe und Platten. Der Stahlbau, 15 (1942), S. 57/58.

[12.12] K. GIRKMANN: Gleichgewichtsverzweigung an einem querbelasteten Druckstab. Sitz. Ber. d. Wiener Ak. d. Wiss., Abt. IIa, 150. Bd, (1941), Heft 9/10.

[12.13] K. KLÖPPEL und M. YAMADA: Fließpolyeder des Rechteck- und I-Querschnitts unter der Wirkung von Biegemoment, Normalkraft und Querkraft. Der Stahlbau, 27 (1958), S. 284/290.

[12.14] H. J. GREENBERG und W. PRAGER: On Limit Design of Beams and Frames. Trans. Am. Soc. Civ. Engrs., 117 (1952), S. 447.

[12.15] M. R. HORNE: Fundamental propositions in the plastic theory of structures. J. Inst. Civ. Eng., 34 (1950), S. 174.

[12.16] D. C. DRUCKER, W. PRAGER and H. J. GREENBERG: Extended limit design theorems for continuous media. Quart. Appl. Math., 9 (1952), S. 381.

[12.17] Th. JAEGER: Grundzüge der Tragberechnung. Der Bauingenieur, 31 (1956), S. 273/291.

[12.18] Th. JAEGER: Tragfähigkeitsforschung und Verfahren der Tragberechnung auf dem Gebiete der Stabwerke aus Baustahl. Bauplanung und Bautechnik, 10 (1956), S. 266/279, S. 315/324, S. 361/371.

[12.19] J. F. BAKER: The design of steel frames. Struct. Engr., 27 (1949), S. 397.
[12.20] B. G. NEAL and P. S. SYMONDS: The rapid calculation of the plastic collapse load for a framed structure. Proc. Inst. Civ. Eng., 1 (Part. 3), 58 (1952).
[12.21] J. DUTHEIL: L'exploitation des phénomènes d'adaptation dans les ossatures en acier doux. Ann. Inst. Techn. Bat. Trav. Publ., No. 2, Jan. 1948.
[12.22] P. S. SYMONDS and B. G. NEAL: The interpretation of failure loads in the plastic theory of continuous beams and frames. J. Aero. Sci., 19, 15 (1952).
[12.23] P. S. SYMONDS and B. G. NEAL: Recent progress in the plastic methods of structural analysis. J. Franklin Inst., 1952, S. 252, 383, 469.
[12.24] F. RESINGER: Beitrag zur Lösung von Stabwerksproblemen der Theorie II. Ordnung. Der Stahlbau, 28 (1959), S. 75/78 und 102/107.
[12.25] Stahlbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis, Bd. 1, 1. Aufl., Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1956, S. 274.
[12.26] K. KLÖPPEL: Zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschriften. Abhandl. aus dem Stahlbau, H. 12 (Stahlbautagung München 1952).
[12.27] Commentary on Plastic Design in Steel. ASCE Manual, 41, 1961 (mit weiteren 135 Literaturquellen).
[12.28] E. CHWALLA: Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. Der Stahlbau, 7 (1934), S. 161/165, 173/176, 180/184.
[12.29] E. CHWALLA: Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe. Der Stahlbau, 8 (1935), S. 193/197, 204/207.
[13] E. CHWALLA: Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1959.
[14] E. SCHABER: Beitrag zur Stabilitätsberechnung ebener Stabwerke. Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1960.
[15] N. DIMITROV: Jahresübersicht «Stabilitäts- und Traglasttheorie», VDI-Z., 106 (1964), Nr. 33, S. 1667–1669.
[16] M. R. HORNE and W. MERCHANT: The stability of frames. Pergamon Press. Oxford 1965.
[16.1] R. V. SOUTHWELL: Theory of Elasticity. Oxford University Press, 1941.
[16.2] F. BLEICH: Buckling Strength of Metal Structures. McGraw-Hill, 1952.
[16.3] M. R. HORNE (1956): The Elastic-Plastic Theory of Compression Members. J. Mech. Phys. Solids, 4, 104.
[16.4] J. ELLIS (1958): Plastic Behaviour of Compression Members. J. Mech. Phys. Solids, 6, 282.
[16.5] W. MERCHANT (1949): The Buckling of Pin-ended Struts under Axial Load. Structural Engineer, 27, 363.
[16.6] A. ROBERTSON (1925): The Strength of Struts. Civ. Engrs. Selected Engineering Paper, No. 28.
[16.7] W. R. OSGOOD (1946): Column Formulas. Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs., 111, 165.
[16.8] W. J. M. RANKINE: Useful Rules and Tables. London, 1866.
[16.9] W. MERCHANT (1954): The Failure Load of Rigidly Jointed Framesworks as Influenced by Stability. Structural Engineer, 32, 185.
[16.10] M. R. HORNE (1963): Elastic-Plastic Failure Loads of Plane Frames. Proc. Roy. Soc., A 274, 343.
[16.11] F. ENGESSER (1895): Schweizerische Bauzeitung, 26, 24.
[16.12] F. B. BULL and G. SVED: Moment Distribution Analysis. Pergamon Press, 1964.
[16.13] A. BERRY (1916): The Calculation of Stresses in Aeroplane Spars. Trans. Roy. Aer. Soc., No. 1.
[16.14] B. W. JAMES (1935): Principal Effects of Axial Load by Moment Distribution Analysis of Rigid Structures. National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note, No. 534.
[16.15] E. E. LUNDQUIST and W. D. KROLL: Extended Tables of Stiffness and Carryover Factors for Structural Members Under Axial Load. National Advisory Committee for Aeronautics, Wartime Report, L-255 (A.R.R. 4B 24).
[16.16] R. K. LIVESLEY and D. B. CHANDLER: Stability Functions for Structural Frameworks. Manchester University Press, 1956.

[16.17] W. MERCHANT (1955): Critical Loads of Tall Building Frames. Structural Engineer, 33, 85.
[16.18] R. K. LIVESLEY: Matrix Methods in Structural Analysis. Pergamon Press, 1964.
[16.19] S. J. BRITVEC Ph. D.: Thesis. Cambridge 1960.
[16.20] W. MERCHANT (1956): A Connection between Rayleigh's Method and Stiffness Methods of Determining Critical Loads. International Congress of Applied Mechanics, Brussels.
[16.21] S. T. ARIARATNAM (1961): The Southwell Method for Predicting Critical Loads of Elastic Structures. Quart. J. Mech. App. Maths., 14.
[16.22] M. R. HORNE (1962): The Effect of Finite Deformations in the Elastic Stability of Plane Frames. Proc. Roy. Soc., A 266, 47.
[16.23] H. G. ALLEN (1955): The Estimation of the Critical Load of a Braced Framework. Proc. Roy. Soc., A 231, 25.
[16.24] R. V. SOUTHWELL: Relaxation Methods in Engineering Science. Oxford University Press, 1940.
[16.25] N. J. HOFF, B. A. BOLEY, S. V. NARDO and S. KAUFMAN (1950): Buckling of Rigid-Jointed Plane Trusses. Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs., 116, 958.
[16.26] A. BOLTON (1955): A Quick Approximation to the Critical Loads of Rigidly Jointed Trusses. Structural Engineer, 33, 90.
[16.27] E. LIGHTFOOT (1956): The Analysis of Wind Loading of Rigid Jointed Multi-storey Building Frames. Civil Engineering, 51, 757, 887.
[16.28] R. E. BOWLES and W. MERCHANT (1958): Critical Loads of Tall Building Frames, Pt. IV. Structural Engineer, 36, 187.
[16.29] LE WU LU (1963): Stability of Frames Under Primary Bending Moments. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. Structural Div. 89, 35.
[16.30] A. H. CHILVER (1956): Buckling of a Simple Portal Frame. J. Phys. Mech. Solids, 5, 18.
[16.31] J. F. BAKER, M. R. HORNE and J. W. RODERICK (1949): The Behaviour of Continuous Stanchions. Proc. Roy. Soc. , A 198, 493.
[16.32] J. F. BAKER, M. R. HORNE and J. HEYMAN: The Steel Skeleton. Vol. II. C.U.P., 1956.
[16.33] J. FOULKES Ph. D.: Thesis. Cambridge University 1953. Structural Engineer, 34, 294 (1956).
[16.34] J. MURRAY: Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, 5, 213 (1956) and Proc. Inst. Civ. Engrs., 10, 503 (1958).
[16.35] B. G. NEAL and D. S. MANSELL (1963): The Effect of Restraint upon the Collapse Loads of Mild Steel Trusses. Int. J. Mech. Sci., 5, 87.
[16.36] W. MERCHANT, C. A. RASHID, A. BOLTON and A. SALEM (1958): The Behaviour of Unclad Frames. Proc. Fiftieth Anniv. Conf., Inst. Struct. Engrs.
[16.37] G. DAVIES and B. G. NEAL (1959): The Dynamical Behaviour of a Strut in a Truss Framework. Proc. Roy. Soc., A 253, 542.
[16.38] G. DAVIES and B. G. NEAL (1963): An Experimental Examination of the Dynamical Behaviour of a Strut in a Rigidly Jointed Truss Framework. Proc. Roy. Soc., A 274, 225.
[16.39] A. SALEM Ph. D.: Thesis. Manchester 1958.
[17] R. H. WOOD: The stability of tall buildings. Proceedings of the Inst. of Civ. Eng. Vol. 11 (1958).
[18] A. HRENNIKOFF: Generalised Approximate Method of Assessing of Deformations on Failure Loads. VII. Kongreß des IVBH (Schlußbericht). Rio de Janeiro 1964.
[19] W. MERCHANT: Papers of Symposium on the Plastic Theory of Structures at Cambridge, September 1956, "Frame Instability in the Plastic Range". British Welding Journal, 3 (1956), H. 8, S. 366. British Welding Journal, 4 (1957), H. 1, S. 23.
[20] J. OXFORT: Die Verfahren zur Stabilitätsberechnung statisch unbestimmter biegesteifer Stahlstabwerke, verglichen an einem Untersuchungsbeispiel. Der Stahlbau, 32 (1963), S. 42/45.
[21] W. PELIKAN und U. VOGEL: Die Tragfähigkeit von Stahlstützen in Geschoßbauten mit Betondecken. Der Stahlbau, 38 (1964), S. 161/167.
[22] M. R. HORNE and K. J. MAJID: The automatic ultimate load design of rigid-jointed, multistorey sway frames allowing for instability. International Symposium: The use of Electronic

Digital Computers in Structural Engineering (1966). University of Newcastle upon Tyne, Paper No. 6.

[23] F. SHANLEY: Inelastic Column Theory. J. Aer. Sci., 14, 261.

[24] F. ENGESSER: Zusatzkräfte und Nebenspannungen. 1892.

[25] H. BEER: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung von Stabwerken mit Imperfektionen. IVBH, Abhandlungen, Band 26.

[26] E. CHWALLA: Die Stabilität lotrecht belasteter Rechteckrahmen. Der Bauingenieur, 1938, S. 69.

[27] M. GRÜNIG: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin, Springer, 1926.

[28] E. MELAN: Theorie statisch unbestimmter Systeme aus ideal-plastischem Baustoff. S.B.1.

[29] B. G. NEAL: The Plastic Methods of Structural Analysis. Chapman and Hall Ltd., London 1956 (mit 199 weiteren Literaturquellen).

[30] M. R. HORNE: Generalised approximate method of assessing the effect of deformations on failure loads. Abh. IVBH, 23 (1963), S. 205/218.

[31] O. STEINHARDT und K. MÖHLER: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau (III. Teil). Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 24.

[32] T. V. GALAMBOS and R. L. KETTER: Columns under Combined Bending and Thrust. Trans. ASCE, Vol. 126, Part I (1961).

[33] Plastic Design of Multi-Storey Frames, Lectures Notes and Design Aids. Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania 1965 (mit weiteren 95 Literaturquellen).