

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: IIIa. Design and execution

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: 03.12.2025

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

III a 1

Beitrag zur Frage des Feuerschutzes von Stahlhochbauten

Contribution on the Problem of Fire Precautions in Steel-Framed Buildings

Contribution à l'étude de la protection des ouvrages métalliques contre l'incendie

PAUL BOUÉ

Dr.-Ing., Köln

Die Entwicklung des Stahlhochbaues bzw. des Stahlbaues zeigt während der letzten Jahrzehnte eine deutliche Tendenz zur besseren Ausnutzung des Stahles oder — allgemeiner ausgedrückt — zur Verringerung des für eine bestimmte Konstruktion notwendigen Werkstoffaufwandes. Dies trifft insbesondere für alle jene Länder zu, in denen die Materialkosten den überwiegenden Anteil an dem Gesamtpreis für eine Konstruktion ausmachen. Deutliche und allgemein bekannte Fortschritte zeigten sich insbesondere auf dem Gebiete der Statik, der Stabilitätstheorie, aber auch der Festigkeitslehre und Verbindungstechnik; sie kommen auch in den Änderungen der Vorschriften und Normen zum Ausdruck. Zumindest auf der theoretischen Seite wird sich die weitere Entwicklung vermutlich ruhiger als bisher vollziehen; denn auch eine verbreitete Anwendung des Traglastverfahrens, wie sie jetzt angestrebt wird, bringt auf Grund der bekannten begrenzten Auswirkungen in bezug auf Gewichtsminderung der Stahlkonstruktion nicht mehr eine so rasante Strukturwandlung, wie etwa die Kontinuumsstatik, die Ausgleichberechnungsverfahren oder die Herabsetzung der Sicherheitsbeiwerte. Es wird daher notwendig sein, andere Möglichkeiten zu erschließen. Ein dankbares Feld hierfür stellen alle jene Fragenkomplexe dar, die mehr am Rande liegend ebenfalls von bedeutendem Einfluß auf Gestaltung und Gewicht unserer Bauten sind. Hierzu zählen u. a. alle Probleme, die mit dem Begriff der «Feuersicherheit im Stahlbau» umrissen werden können. Es sind deshalb auch in den letzten Jahren in all den Ländern, die über entsprechende Versuchseinrichtungen verfügen, Untersuchungen durchgeführt worden, um leichtere und doch hochwirksame Schutzmethoden für Stahlbauteile zu erschließen. Die herkömmliche Art des Feuerschutzes bringt nämlich einen außerordentlich hohen Anteil von

Totlast, die nur zu einem geringen Prozentsatz statisch genutzt werden kann. Dies trifft insbesondere bei Stahlskelettbauten zu, wo man durch Verwendung leichter Ummantelungen in entsprechend gelagerten Fällen das Eigengewicht um bis zu 80% vermindern kann und damit auch die Möglichkeit hat, bei dem tragenden Gerippe sowie der Fundierung an Gewicht einzusparen. In einem speziellen Beispiel konnten auf diese Art und Weise etwa 20% der Rohbaukosten eingespart werden [1].

Ein Vergleich zeigt, daß die Brandversuche in den meisten Ländern unter nahezu gleichen Bedingungen ausgeführt werden. Dies gilt ganz besonders für die der Beheizung der Brandräume zugrundegelegten Einheitstemperaturkurve (Fig. 1). Schon früher wurde nachgewiesen. — und dies kann durch eine Viel-

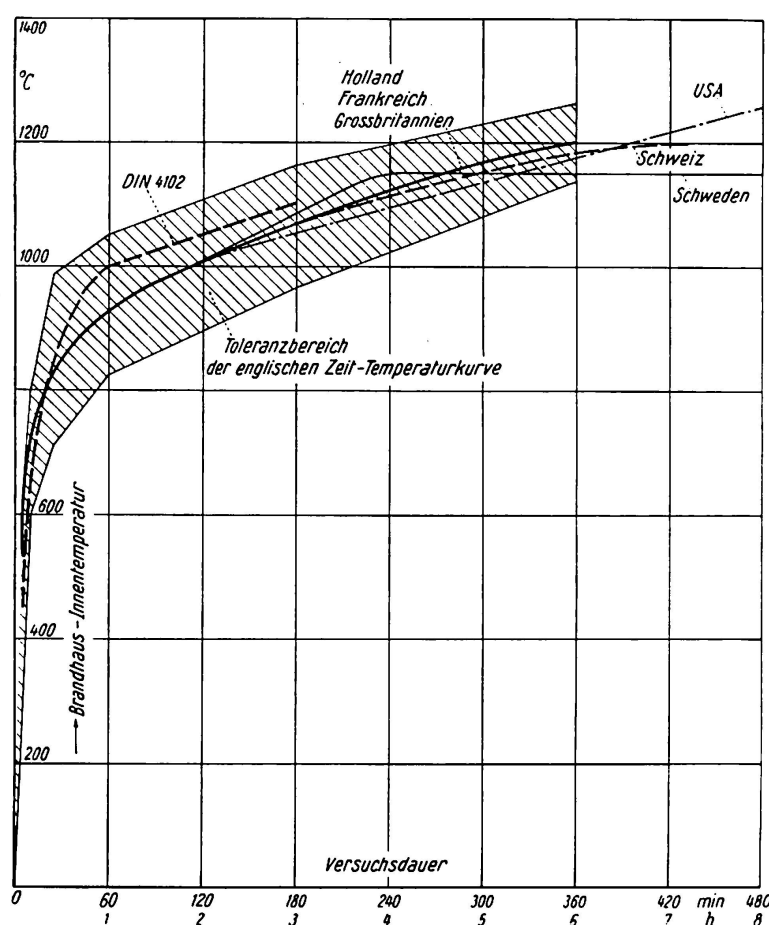


Fig. 1. Temperaturzeitkurve verschiedener Länder.

zahl von Beispielen belegt werden —, daß dieser Temperaturverlauf, als Maßstab bei der Prüfung verwendet, die denkbar ungünstigsten Verhältnisse bei einem tatsächlichen Brand abdeckt. Dieser Umstand selbst spielt für die Prüfung zwar keine Rolle; er muß erst dann berücksichtigt werden, wenn es darauf ankommt, so gewonnene Ergebnisse für die Beurteilung hinsichtlich der zu treffenden baulichen Schutzmaßnahmen heranzuziehen.

Betrachtet man diesbezüglich die vorhandenen Regeln in den Bauordnun-

gen der verschiedenen Länder, Städte und Gemeinden, so zeigt sich, daß man im allgemeinen eine vergrößernde Vereinfachung der Beachtung der genannten Relation zwischen Versuch und wirklichem Brand vorzieht. Die deutschen Bauordnungen z. B. kennen grundsätzlich nur eine Stufe der Ausführung, die in DIN 4102 festgelegt ist, nämlich «feuerbeständig», die gekennzeichnet ist durch eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten im Normenbrandversuch während der der betreffende Bauteil weder seine Funktionsfähigkeit noch seine Tragfähigkeit verlieren darf. Es ist dazu gefordert, daß alle wesentlichen tragenden Bauteile diese Art Ausführung erfahren müssen, selbst in jenen Fällen, in denen ein Bauwerk infolge seiner Nutzung keine oder kaum eine Brandgefahr beinhaltet. Die zuständige Behörde kann jedoch im Rahmen ihres Ermessens Abweichungen gestatten, wobei lediglich persönliche Erfahrungen herangezogen werden können, da ein objektiver Maßstab fehlt. Die Anwendung oder Abwandlung der allgemeinen Vorschrift verbleibt damit mehr im persönlich zu verantwortenden Bereich des Beamten als in der technischen Sphäre, wohin diese Sicherheitsbetrachtung ihrer Art nach gehört.

In einigen Ländern, wie z. B. in den USA, England und der UdSSR sind Regeln vorhanden, die eine wesentlich besser abgestufte Einteilung der Bauwerke in Form einer Klassifizierung gestatten. Aber auch diese Verfahren befriedigen nicht immer, und es erscheint wesentlich zweckmäßiger, die Beurteilung ähnlich wie bei anderen komplexen Problemen der Technik nach einem Punktsystem vorzunehmen, wie es von GEILINGER und KOLLBRUNNER [2] vorgeschlagen wurde.

Ein solches Bewertungsverfahren nach Punkten bietet den Vorteil, daß man jederzeit erkennen kann, durch welche Änderung der einzelnen Einflußfaktoren ein stärkerer oder geringerer Feuerschutz baulicher Art notwendig wird. Man kann z. B. sehen, daß durch Schaffung kleiner Brandabschnitte eine wesentlich dünnere Ummantelung möglich ist oder sogar entbehrlich wird. Damit wird die Beurteilung der Feuersicherheit von Stahlkonstruktionen zu einem Konstruktionsprinzip und zu einer Gestaltungsfrage, an der Ingenieur und Architekt teilhaben.

Aus dem Bestreben heraus, diese Eigenschaft des Punktverfahrens mehr in den Vordergrund zu stellen und unter Beachtung einiger weiterer Einflußfaktoren entstand der folgende Vorschlag für eine punktemäßige Klassifizierung der Bauwerke und Bauteile.

Es werden getrennt in zwei Schritten zunächst das Gebäude oder der Raum, danach dann die einzelnen Bauteile beurteilt (Tafel 1 und 2). Die einzelnen Beurteilungsgesichtspunkte ergeben sich aus den Faktoren, die für den Verlauf eines möglichen Brandes hinsichtlich der Dauer der Feuereinwirkung, seiner räumlichen Ausbreitung und der Höhe der zu erwartenden Temperaturen als maßgebend erkannt sind. Hierzu zählen Abmessungen und bauliche Ausbildung sowie als durchschlagende Größe die Brandlast (fire load), ausgedrückt als Holzgleichwert in kg/m^2 der Grundfläche des betrachteten Raumes.

Tafel 1. Bewertung der Bauwerke und Räume

Einzeleinflüsse	Bewertungs- zahl
1. Höhe des Gebäudes oder der Geschosse	
1.1 Gebäudehöhe von Mehrgeschoßbauten	
Traufhöhe bis 7 m	0
Traufhöhe von 7 bis 14 m	2
Traufhöhe von 14 bis 22 m	4
Traufhöhe über 22 m	6
1.2 Geschosshöhe bei Mehrgeschoßbauten	
bis 4 m	2
von 4 bis 8 m	1
1.3 Gebäudehöhe von Eingeschoßbauten	
Traufhöhe bis 4 m	3
Traufhöhe von 4 bis 10 m	2
Traufhöhe über 10 m	1
2. Durch Brandmauern, Außenwände oder Ersatz-Brandwände (Feuerblenden, Wasservorhänge u. a.) begrenzte Innenfläche	
bis 200 m ²	0
200 bis 500 m ²	2
500 bis 1000 m ²	4
1000 bis 2500 m ²	5
mehr als 2500 m ²	6
3. Dachhaut oder Decke (vertikaler Brandabschnitt)	
feuerhemmend, unbrennbar	0
brennbar, jedoch schwer entflammbar	2
brennbar	4
4. Verwendung des Gebäudes oder Raumes	
4.1 Brandlast, errechnet für alles brennbare Material als Holzgleichwert (Holz = 4000 kcal/kg)	
0 bis 25 kg/m ²	0 bis 12 ¹⁾
25 bis 50 kg/m ²	12 bis 25
50 bis 100 kg/m ²	25 bis 50
100 bis 150 kg/m ²	50 bis 75

¹⁾ Diese Bewertungszahlen gelten für «brennbare Stoffe». Sie reduzieren sich auf die Hälfte, wenn das brennbare Material überwiegend «schwer entflammbar» ist.

Einzeleinflüsse	Bewertungs- zahl
4.2 Zuschläge für gefahrerhöhende Nutzung	
a) Zuschläge für explosible oder selbstentzündende Stoffe	5 bis 10
b) Ständige oder zeitweilige Menschenansammlungen	
mehr als 200 Personen/100 m ²	10
100 bis 200 Personen/100 m ²	8
50 bis 100 Personen/100 m ²	6
10 bis 50 Personen/100 m ²	4
weniger als 10 Personen/100 m ²	0
c) Notausgänge erschwert erreichbar (über 20 m vom ungünstigsten Punkt; Feuerleiter)	1 bis 2
5. Gefährdung der Nachbarschaft	
Gebäudeabstand bis 10 m	3
Gebäudeabstand von 10 bis 25 m	1
Gebäudeabstand über 25 m	0
6. Maßnahmen zur Brandentdeckung, Feuerbekämpfung und Brandbegrenzung	
6.1 Anmarschzeit der Feuerwehr nach Alarm	
bis 10 Minuten	– 20
bis 15 Minuten	– 15
bis 25 Minuten	– 10
mehr als 25 Minuten	– 5
6.2 Erschwerter Zugang für Feuerwehr (Zufahrtsweg unter 3,20 m Breite, großer Abstand von Zufahrtsweg und Hydranten, Lage der betrachteten Räume über 25 m Höhe u. ä.)	5 bis 10
6.3 Selbsttätige Brandmeldeanlage	–10 bis 15
6.4 Sprinkleranlagen	–25 bis 30

Diese Kenngröße gibt einen Maßstab für die Menge des vorhandenen brennbaren Gutes, das entsprechend dem zugeordneten Heizwert in eine äquivalente Holzmenge (Holz = 4000 kcal/kg) umgerechnet wird. Zur Bestimmung der Bewertungszahl in Abhängigkeit von der Feuerbelastung wird ein Diagramm verwendet. Hierdurch können Zwischenwerte eindeutiger als bei Angabe von Grenzwerten ermittelt werden. Da die angegebene Beziehung zwischen Feuerbelastung und Bewertungszahl für «brennbare Stoffe» im Sinne von DIN 4102 gilt, ist eine Reduzierung auf jeweils die Hälfte für den Fall vorgesehen, daß

Tafel 2. Bewertung der Bauteile

Einzeleinflüsse	Bewertungs- zahl
1. Lage der Bauteile	
1.1 Im Innern	
bei Anhäufung des Brandgutes in unmittelbarer Nähe	4
als Bauteile auf Fluchtwegen (Fluren u. ä.)	3
bei freier Aufstellung oder großem Abstand vom Brandgut	1
unmittelbar hinter vollkommen verglasten Außenwänden	0
1.2 Im Freien	
im Abstand von höchstens 0,5 m von Bauwerksöffnungen (Fenster)	-2
im Abstand von mehr als 0,5 m	-6
2. Größe	
mehr als 10 m Spannweite } mehr als 5 m Höhe }	2
3. Schadensstufe	
Versagen ohne Einfluß auf Bestand des Gesamttragwerkes	0
Versagen von Einfluß auf Bestand von Teilen des Gesamttragwerkes	4
Versagen von Einfluß auf Bestand des Gesamttragwerkes	8

das betrachtete Material überwiegend schwer entflammbar ist. Hierin drückt sich auch z. B. aus, daß die Brandentwicklung je nach Lagerungsart der Brandstoffe verschieden ist, obwohl gleiche Feuerbelastung vorliegt; z. B. dicht gestapeltes Papier oder Bücher und dagegen einzelne Zeichnungsrollen oder Wellpappe. Die Zuschläge für gefahrerhöhende Nutzung sind besonders auf die notwendige Sicherung von Menschenleben abgestellt. Das Zusammenspiel zwischen der zu erwartenden Personenzahl und der vorhandenen Möglichkeit, diese durch mehr oder weniger rasch und leicht erreichbare, entsprechend gelegene Notausgänge in Sicherheit zu bringen, könnte vielleicht noch weiter ausgebaut werden. Ganz neu ist der Einzeleinfluß «Gefährdung der Nachbarschaft». Hier ist an die Untersuchungen über die Feuerausbreitung durch Strahlung z. B. in Großbritannien [3] und von VIRTALA [4] gedacht. Die Maßnahmen zur Brandbekämpfung, Entdeckung und Eingrenzung wirken sich günstig aus und ergeben daher negative Bewertungszahlen. Vielleicht könnte man hier noch weitere Einrichtungen und Vorkehrungen berücksichtigen.

Für die Bauteile werden deren Lage, Größe und Auswirkung auf den Bestand des Tragwerkes bei einem Versagen — in Schadensstufen — als Einzeleinflüsse gewertet. Das Einteilungsprinzip ist ohne weiteres erkennbar.

Der letzte und ausschlaggebende Arbeitsgang liefert die Zuordnung der

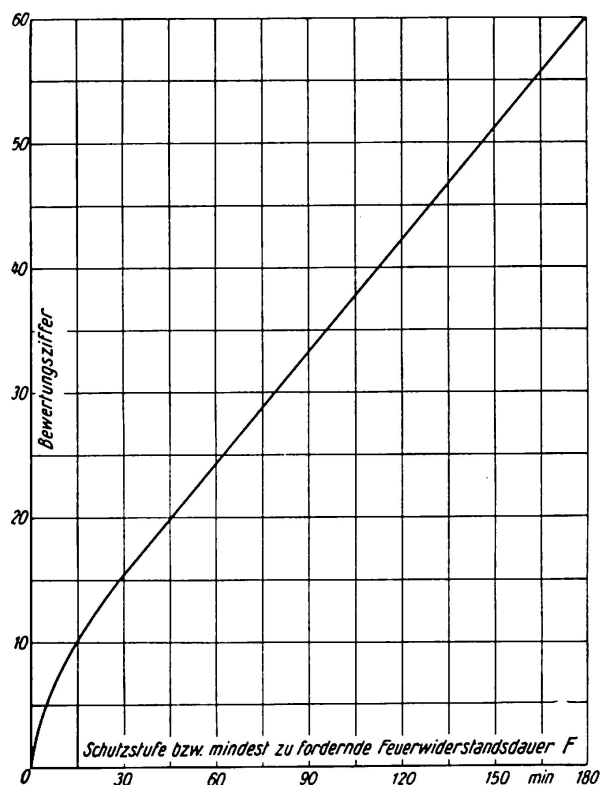


Fig. 2. Relation zwischen Bewertungsziffer und Schutzstufe (gleitende Skala).

ermittelten Bewertungsziffer als Summe der Bewertungszahlen beider Stufen (Gebäude-Bauteil), die auf der vorgenannten Grundlage für die einzelnen Bauteile des gleichen Bauwerkes verschieden groß sein kann, zu der zu fordernden Feuerwiderstandsdauer (= Schutzstufe, im folgenden mit dem Buchstaben F bezeichnet) dieser Tragwerksglieder, wofür ein entsprechendes Diagramm zur Verfügung steht (Fig. 2).

Diese Relation zwischen Bewertungsziffer und Feuerwiderstandsdauer kann auch mit einem anderen Verlauf festgelegt werden, wenn es die vorliegenden Erfahrungen erfordern.

Tafel 3. Relation zwischen Bewertungsziffer und Schutzstufe (Stufeneinteilung)

Bewertungsziffer	Feuerwiderstandsdauer Min.
0—10	0
10—15	15
15—20	30
20—25	45
25—30	60
30—40	90
40—50	120
50	150

Bei Verwendung dieses Bewertungssystems ergeben sich keine einzelnen Stufen mehr, sondern wir erhalten eine gleitende Skala der Anforderungen an die Ausbildung der einzelnen Bauteile. Dementsprechend müssen auch unsere Prüfnormen geändert oder aber die gleitende Skala durch eine möglichst feine Stufung ersetzt werden, wofür etwa die Einteilung nach Tafel 3 geeignet erscheint.

Zur Erläuterung seien einige Beispiele angefügt:

Beispiel 1. Stahlskelettgebäude

A. Büroraum, holzvertäfelt

B. Sitzungssaal

Bewertung des Bauwerkes

		A	B
1.1 Gesamthöhe 30 m	Bewertungszahl	6	6
1.2 Geschoßhöhe unter 4 m	Bewertungszahl	3	3
2. Grundfläche unter 200 m ²	Bewertungszahl	0	0
3. Dachhaut massiv	Bewertungszahl	0	0
4.1 Feuerbelastung 40 bzw. 20 kg/m ²	Bewertungszahl	20	10
4.2 a) entfällt	Bewertungszahl	—	—
b) Personenzahl	Bewertungszahl	0	4
c) Zugang zu Notausgängen (es sind zwei «notwendige» Treppen gut zugänglich vorhanden)	Bewertungszahl	0	0
5. Nachbargebäude über 25 m entfernt	Bewertungszahl	0	0
6.1 Anmarschzeit der Feuerwehr 8 Minuten	Bewertungszahl	-20	-20
6.2 A. im 3. Geschoß, B. im 9. Geschoß	Bewertungszahl	0	5
6.3 Keine selbsttätige Brandmeldeanlage	Bewertungszahl	—	—
6.4 Keine Sprinkleranlage	Bewertungszahl	—	—
		9	8

Bewertung der Bauteile

Innenstützen	Träger und Riegel, Wände, Decken	Außenstützen 10 cm vor Gebäudehaut
A B	A B	A B
1.1 4 1	4 1	— —
1.2 — —	— —	-2 -2
2. — —	2 2	— —
3. 8 4	4 4	8 4
12 5	10 7	6 2

Zuordnung der Schutzstufe F (= Feuerwiderstandsdauer) zur ermittelten Bewertungsziffer
(= Summe der Bewertungszahlen)

A. Büroraum	Innenstützen	$9 + 12 = 21$, F 49
	Träger, Riegel, Decken, Wände	$9 + 10 = 19$, F 43
	Außenstützen	$9 + 6 = 15$, F 29

<i>B. Sitzungssaal</i>	Innenstützen	$8 + 5 = 13$, F 22
	Träger, Riegel, Decken, Wände	$8 + 7 = 15$, F 29
	Außenstützen	$8 + 2 = 10$, F 15

Beispiel 2. Eingeschossige Industriehalle

- A. Mechanische Werkstätte
B. Kartonagenfabrik

<i>Bewertung des Bauwerkes</i>	A	B
1.2 Traufhöhe 11 m	3	3
2. Grundfläche 600 m ²	4	4
3. Dachhaut hart	2	2
4.1 Feuerbelastung A = 8 kg/m ² , B = 52 kg/m ²	4	27
4.2 a) B leicht entzündlich	—	5
b) A weniger als 10 Personen / 100 m ² , B etwa 25 Personen / 100 m ²	0	4
c) kein erschwerter Zugang	—	—
5. A über 25 m, B Bürohaus anliegend (Brandmauer vorhanden)	—	3
6.1 Werksfeuerwehr bei B	-10	-20
6.2 Kein erschwerter Zugang	—	—
6.3 Keine selbsttätige Brandmeldeanlage	—	—
6.4 Keine Sprinkleranlage	—	—
	<u>3</u>	<u>28</u>

Bewertung der Bauteile

	Innenstützen		Außenstützen (innerhalb der Halle)		Binder, Riegel, Pfetten		Wände, Dachhaut	
	A	B	A	B	A	B	A	B
1.1	1	4	1	4	1	2	1	2
2.	2	2	2	2	2	2	2	2
3.	4	4	4	4	4	4	0	0
	<u>7</u>	<u>10</u>	<u>7</u>	<u>10</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>3</u>	<u>4</u>

Zuordnung der Schutzstufe F' (= Feuerwiderstandsdauer)

	A		B	
Innenstützen	$3 + 7 = 10$	F 15	$28 + 10 = 38$	F 107
Außenstützen	$3 + 7 = 10$	F 15	$28 + 10 = 38$	F 107
Binder, Riegel, Pfetten	$3 + 7 = 10$	F 15	$28 + 8 = 36$	F 99
Wände, Dachhaut	$3 + 3 = 6$	F 7	$28 + 4 = 32$	F 86

Bei Ausführung in Stahlkonstruktion kann die mechanische Werkstätte ohne jegliche Ummantelung verbleiben.

Beispiel 3. Flugzeughalle

1.3 Gebäudehöhe 13 m	3
2. Grundfläche 3000 m ²	6
3. Dachhaut massiv	0
4.1 Feuerbelastung 15 kg/m ²	8
4.2 a) Benzin	5
b) Personenzahl	0
c) Guter Zugang	0
5. Keine Nachbarschaft	0
6.1 Betriebsfeuerwehr	-20
6.2 Guter Zugang	0
6.3 Keine selbsttätige Brandmelde-	
6.4 oder Sprinkleranlage	0
	2

Bewertung der Bauteile

	Außenstützen (vor Gebäudehaut)	Innenstützen	Hauptbinder	Nebenbinder, Riegel, Pfetten	Wand
1.1	—	1	1	1	1
1.2	-2	—	—	—	—
2.	2	2	2	0	2
3.	8	8	8	4	0
	8	11	11	5	3

Zuordnung der Schutzstufe F (= Feuerwiderstandsdauer)

Außenstützen	2 + 8 = 10, F 15
Innenstützen	2 + 11 = 13, F 23
Hauptbinder	2 + 11 = 13, F 23
Nebenbinder, Riegel, Pfetten	2 + 5 = 7, F 8
Wand	2 + 3 = 5, F 5

Mit einem solchen Punktsystem wird nicht nur eine gut differenzierende Anpassung des zu fordernden Schutzzumfanges an die jeweils tatsächlich vorliegende Brandgefährdung erreicht — was besonders aus wirtschaftlichen Gründen erstrebenswert ist — und ein tragbares «Übersetzungsverhältnis» zwischen Anforderungen an Bauteilen im Brande und im Brandversuch erhalten, sondern es bietet dazu die Möglichkeit, bereits beim Entwurf die Feuer-sicherheit mit zu berücksichtigen, ein Gesichtspunkt, der im allgemeinen Interesse begrüßt werden muß.

Literatur

1. P. BOUÉ, «Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen». Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau. Stahlbau Verlags-GmbH. (1959), H. 21.
2. E. GEILINGER und C. F. KOLLBRUNNER, «Feuersicherheit der Stahlkonstruktion». I. Teil. Mitt. der TKVSB Nr. 3, Zürich 1950.
3. R. C. BEWAN und C. T. WEBSTER, "Radiation from building fires". Investigations on building fires Part. III (Nat. building studies. Techn. paper 5). London 1950, u. a. O.
4. V. VIRTALA und U. TOIVONEN, «Baudichte und Brandsicherheit». VFDB-Zeitschrift 3 (1954), S. 127.

Zusammenfassung

Entsprechend der Entwicklung des Stahlbaues in Richtung auf eine bessere Ausnutzung des Werkstoffes sind in den letzten Jahren in verschiedenen Ländern zahlreiche Versuche durchgeführt worden mit dem Ziel, leichtere und doch hochwirksame Feuerschutzmaßnahmen, insbesondere für Stahlskelettbauten, zu entwickeln. Bei der Übertragung derartiger Versuchsergebnisse in der Praxis — was im allgemeinen durch die bestehenden Bauordnungen erfolgt — muß bedacht werden, daß die Prüfbedingungen die denkbar ungünstigsten Verhältnisse eines natürlichen Brandes darstellen. Die richtige Abstufung der Anforderung auf die Ausbildung ist deshalb von besonderer Bedeutung. Am organischsten erfolgt sie in Form einer punktemäßigen Klassifizierung, wofür hier ein Vorschlag vorgelegt wird, der den besonderen Vorteil besitzt, das Problem der Feuersicherheit von Stahlkonstruktionen zu einem Konstruktionsprinzip und zu einer Gestaltungsfrage zu machen.

Summary

Corresponding to the evolution of steel construction towards better utilisation of the material, a large number of tests have in recent years been carried out in various countries with the object of developing easier and yet effective fire precautions, especially with regard to steel-framed buildings. In applying the results of such tests to conditions in actual practice — which is, in general, effected through the existing building regulations — it must be considered that the test conditions represent the most unfavourable circumstances that are likely to occur in a real fire. The correct gradation of the requirements in relation to the design is therefore of particular significance. This can be most systematically achieved in the form of a classification based on the allocation of points, for which a proposal is here put forward, which has the special merit of making the problem of the fireproofing of steel structures a constructional principle and a feature of the design.

Résumé

Parallèlement à l'évolution de la construction métallique dans le sens d'une meilleure utilisation des matériaux, de nombreux essais ont été effectués au cours de ces dernières années dans divers pays, en vue de mettre au point des dispositions plus aisées et néanmoins plus efficaces pour la protection contre l'incendie, en particulier pour les ossatures métalliques. Pour la mise en pratique de tels résultats expérimentaux, qui est généralement effectuée sur la base des prescriptions existantes, il faut considérer que les conditions des essais correspondent à un cas d'incendie réel extrêmement défavorable. Il est donc particulièrement important de réaliser une classification correcte des exigences à prévoir pour la conception des ouvrages. La disposition la plus judicieuse semble être une classification par points; un projet a été établi à ce sujet, qui offre l'avantage particulier de faire du problème de la protection des ouvrages métalliques contre l'incendie une question conceptionnelle et un principe de construction.

III a 2

Deux problèmes relatifs à l'étude des portiques étagés multiples

Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen

Two Problems Relating to the Design of Framed Tier Buildings

PIERRE DUBAS

Dr sc. techn., Chargé de cours à l'E. P. F., Zurich, Ingénieur aux Ateliers de Constructions
Mécaniques de Vevey

Introduction

Dans la présente contribution, nous traiterons deux problèmes, fort différents certes, mais qui concernent tous deux l'étude des ossatures métalliques à étages.

Nous considérerons d'abord l'influence de l'allongement ou du raccourcissement des montants sous l'effet des efforts axiaux. Comme cette influence est souvent négligée en pratique, il nous a semblé intéressant de présenter quelques résultats numériques et de tenter d'en dégager des conclusions générales.

Nous examinerons ensuite un nœud de portique étagé et nous essayerons de déterminer aussi exactement que possible la distribution des contraintes dans l'âme, à l'aide de la théorie de l'élasticité plane. Les conditions au contour seront données à la fois sous forme de contraintes (problème aux tensions) et sous forme de conditions de compatibilité entre les allongements spécifiques des divers éléments en présence (problème aux déformations). Nous cherchons, ici aussi, à généraliser les résultats numériques obtenus.

Influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations des portiques étagés multiples

Le calcul des cadres étagés multiples ne pose plus de problème de principe. De nombreux procédés ont été proposés, généraux ou spéciaux¹⁾, mais qui

¹⁾ On consultera, par exemple, M. BESCHKINE, Les méthodes américaines de calculs hyperstatiques, Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Circulaire

finale-ment se rattachent tous, plus ou moins directement, à la méthode dite des déformations. Cette méthode est en effet spécialement indiquée pour les ossatures hautement hyperstatiques, puisque le nombre des déformations inconnues — angles de rotation des nœuds et de translation des étages — est nettement moins élevé que le degré d'indétermination du système.

Que l'on écrive explicitement les équations d'équilibre²⁾ ou que l'on utilise un des nombreux procédés de relaxation ou d'itération, la méthode des déformations ne permet cependant pas — sans des complications qui lui feraient perdre la plus grande partie de ses avantages — de tenir compte directement de l'effet de l'allongement ou du raccourcissement des montants et des traverses³⁾. Il est par contre aisé de déterminer cette influence dans un calcul complémentaire, à partir des efforts axiaux ressortant du calcul principal. Pour améliorer la précision, on procédera par approximations successives, en considérant chaque fois les efforts axiaux correctifs de l'étape précédente.

Les déformations axiales n'affecteront la répartition des sollicitations que dans les ossatures élancées, pour lesquelles les efforts axiaux des traverses sont pratiquement négligeables par rapport à ceux des montants. Les déformations d'un étage quelconque sont donc celles données à la fig. 1, les angles ζ étant

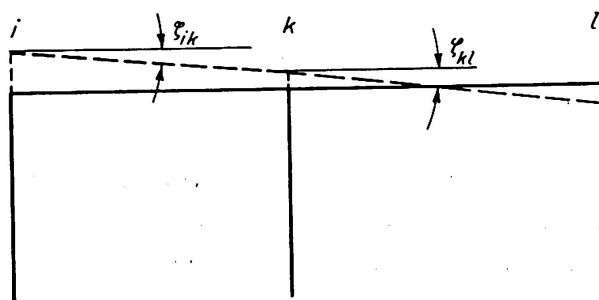


Fig. 1. Rotations ζ sous l'influence des déformations.

déterminés géométriquement à partir de l'allongement (ou du raccourcissement) cumulé des montants jusqu'à l'étage considéré, et de la longueur des traverses.

Les rotations ζ connues peuvent être introduites dans les équations expri-

Série I, No 33, Paris, 1947, ou G. WORCH, Rahmenberechnung so oder so, Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 12, Stahlbau-Tagung München 1952, W. Dorn, Bremen-Horn, 1952.

²⁾ Comme ces équations sont bien connues, nous renonçons à les reproduire ici. On consultera, par exemple, F. STÜSSI, Baustatik II, Birkhäuser, Basel/Stuttgart, 1954.

³⁾ Il pourrait donc sembler étrange que la méthode des déformations, à l'origine, ait été appliquée au problème des contraintes secondaires des treillis (O. MOHR, 1892), puisque les flexions des barres des treillis sont provoquées justement par les déformations axiales. Il ne faut cependant pas oublier que les efforts axiaux des treillis dépendent peu des flexions secondaires et qu'on peut ainsi les introduire directement dans le calcul.

mant l'équilibre des moments agissant dans un nœud. Au nœud k , par exemple, on obtient ⁴⁾:

$$\begin{aligned} & 2\lambda_{hk}\bar{\varphi}_h \\ & 2\lambda_{ik}\bar{\varphi}_i + 4(\lambda_{ik} + \lambda_{hk} + \lambda_{km} + \lambda_{kl})\bar{\varphi}_k + 2\lambda_{kl}\bar{\varphi}_l \\ & 2\lambda_{km}\bar{\varphi}_m \\ & = 6\lambda_{hk}\bar{\psi}_{hk} - 6\lambda_{km}\bar{\psi}_{km} \\ & = 6\lambda_{ik}\bar{\zeta}_{ik} + 6\lambda_{kl}\bar{\zeta}_{kl}. \end{aligned} \quad (1)$$

Les équations exprimant l'équilibre des efforts transversaux ne comportent par contre pas de termes connus, ceci naturellement dans le calcul complémentaire seulement. Les angles inconnus $\bar{\varphi}$ et $\bar{\psi}$ sont aisés à déterminer, puisque le système d'équations linéaires a déjà été résolu pour le calcul principal et que seuls les termes connus subissent un changement ⁵⁾.

Nous allons examiner maintenant les résultats numériques obtenus lors du calcul de deux portiques étagés. Il s'agit des cadres de contreventement principaux d'un bâtiment comportant actuellement six étages seulement, mais prévu pour recevoir plus de vingt étages supplémentaires ⁶⁾.

Le premier des cadres étudié est sollicité par des charges horizontales, provenant du vent soufflant sur les façades de la surélévation future. Au dernier étage de la construction actuelle agissent donc un effort résultant horizontal et un moment d'excentricité, remplacé par un couple d'efforts verticaux, égaux et opposés, dans l'axe des montants extérieurs.

Pour résoudre le problème, on a tout d'abord établi ⁷⁾ les 28 équations linéaires liant les 21 rotations $\bar{\varphi}$ des nœuds et les 7 déplacements $\bar{\psi}$ des étages. Le système a été résolu à l'aide de l'algorithme de GAUSS, ce qui, avec une machine à calculer ordinaire, se fait en quelques heures si l'on écrit les inconnues dans un ordre judicieux ⁸⁾. Il est ensuite aisé de déterminer les moments aux nœuds, permettant de tracer le diagramme représenté en traits discontinus à la fig. 2. Les efforts axiaux N dans les montants, ou plutôt les contraintes axiales correspondantes N/F sont également indiquées. Ces contraintes définissent à leur tour les allongements des montants, c'est-à-dire les angles ζ (fig. 1)

⁴⁾ Le nœud k est entouré, à droite et à gauche, des nœuds l et i , en haut et en bas, des nœuds h et m . On a posé $\bar{\varphi} = EJ_c \varphi$, $\bar{\psi} = EJ_c \psi$, où J_c représente un moment d'inertie de comparaison. Enfin on a $\lambda = \frac{J}{lJ_c}$.

⁵⁾ Dans les procédés de relaxation, il faudra naturellement recommencer l'itération dès le début.

⁶⁾ Une description de ce bâtiment est donnée dans l'article suivant: CH. DUBAS, Extension du Palais des Nations à Genève, L'Ossature Métallique, 1951, p. 531.

⁷⁾ Les longueurs des divers éléments ressortent de la figure 2. Quant aux sections, ce sont les suivantes: montants extérieurs et intermédiaires, 2 DIN 50 sur les quatre premiers étages et 2 DIE 50 sur les trois derniers; montants intérieurs, DIN 75 puis DIE 75; traverses, du bas vers le haut, DIE 45, DIE 50, DIE 50, DIE 50, DIE 45, DIE 45, DIE 45.

⁸⁾ Voir notamment F. STÜSSI, op. cit. à la note 2, p. 262.

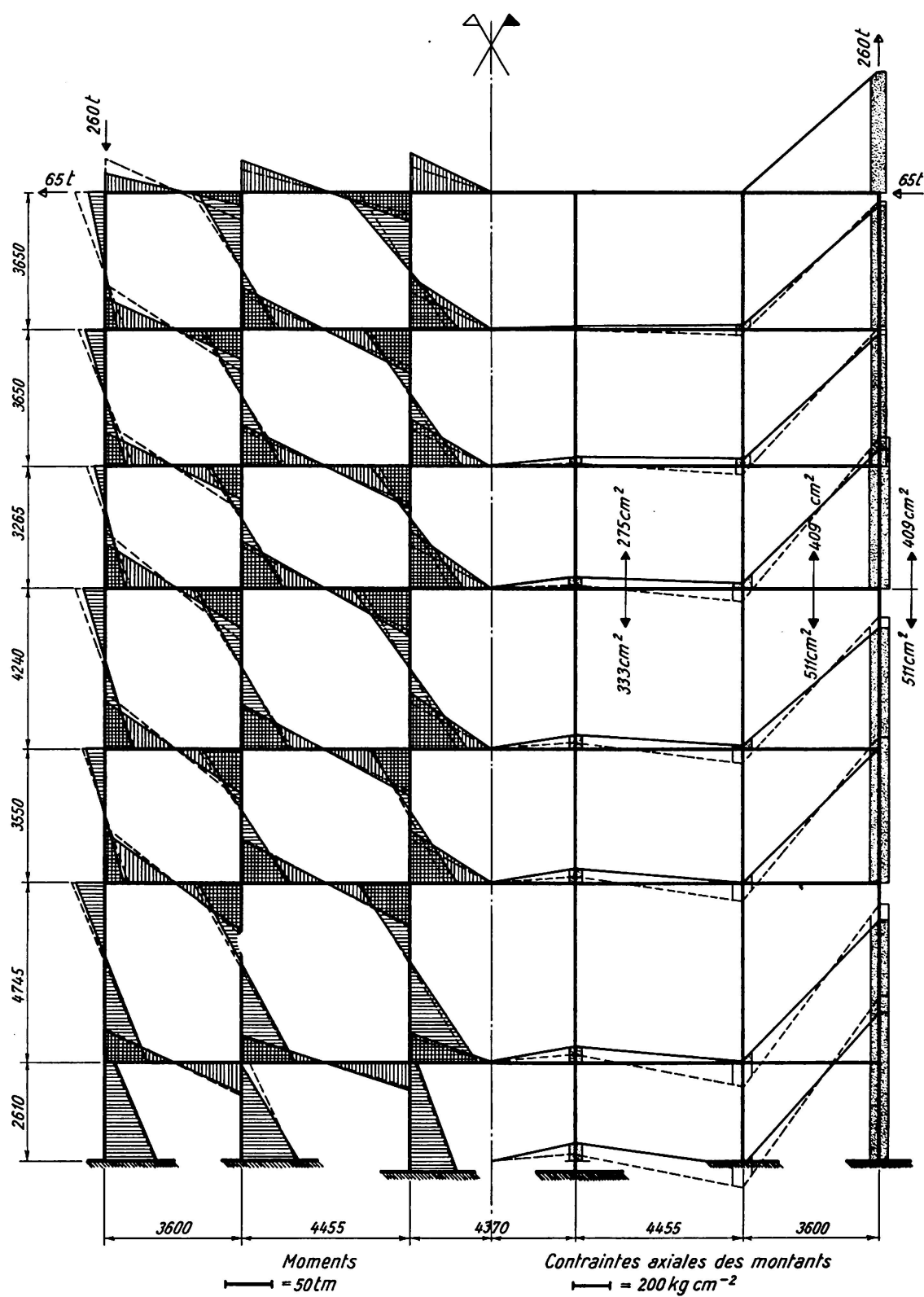


Fig. 2. Portique soumis à des charges horizontales.

- Sollicitations calculées sans l'influence des efforts axiaux.
- Sollicitations calculées avec l'influence des efforts axiaux.

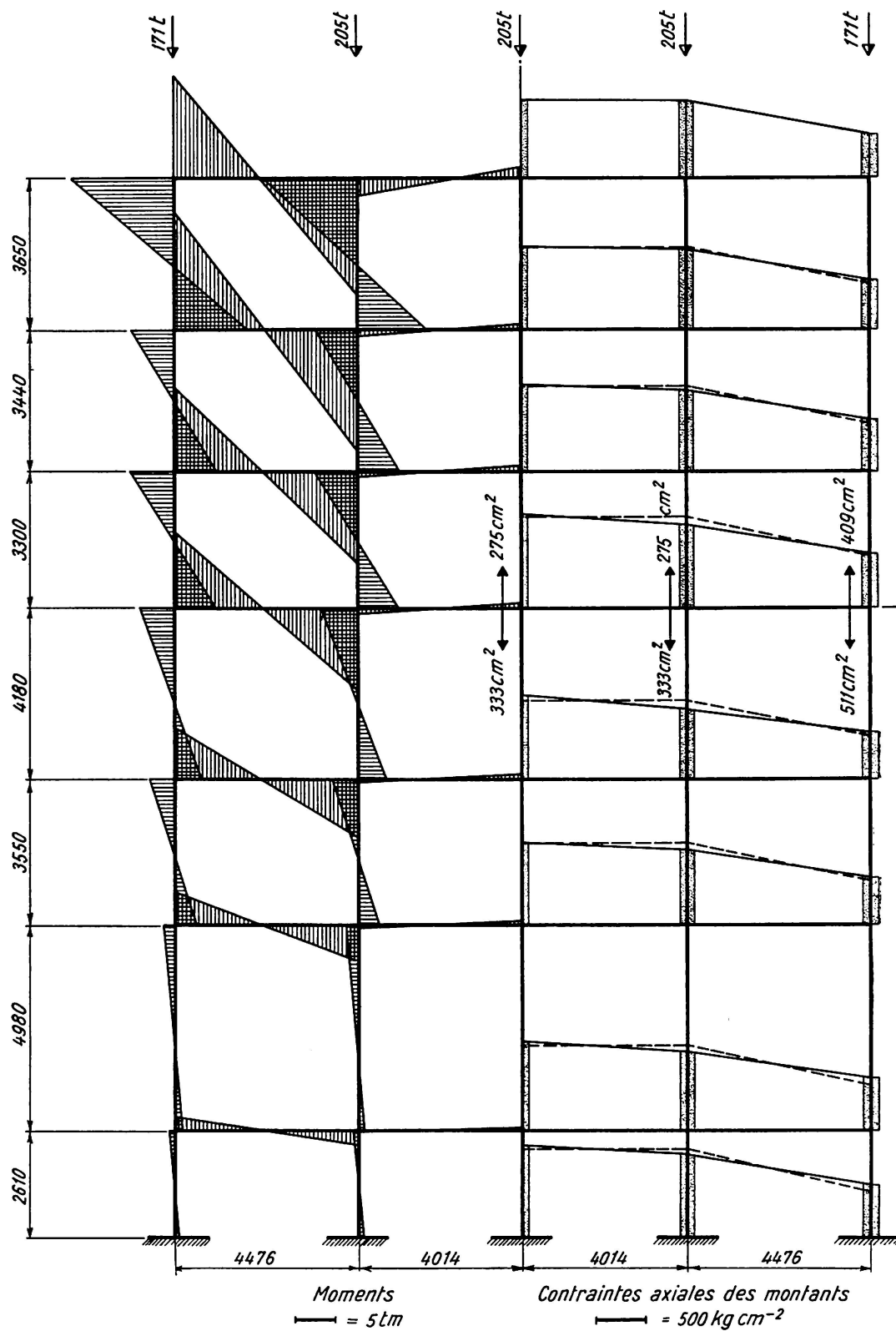


Fig. 3. Portique soumis à des charges verticales agissant dans l'axe des montants.

- Sollicitations calculées sans l'influence des efforts axiaux.
- Sollicitations calculées avec l'influence des efforts axiaux.

et par là, les termes connus du système pour le calcul complémentaire. Par superposition, on obtient finalement les moments définitifs et les contraintes axiales correspondantes (fig. 2, en traits pleins).

Sous l'influence des déformations axiales, les moments diminuent donc dans les éléments extérieurs et s'accroissent dans les éléments intérieurs du portique. Cet effet est le plus marqué dans la partie supérieure de l'ossature. Quant aux contraintes axiales, elles tendent, pour une section horizontale à travers l'ensemble du cadre, à moins s'éloigner d'une répartition linéaire⁹⁾; la différence reste cependant importante. Ceci s'explique facilement si l'on assimile l'ensemble du portique à une poutre en console fléchie, très déformable sous l'action des efforts tranchants transversaux, puisque ceux-ci, comme dans un *Vierendeel*, ne peuvent être repris que par flexion des montants et traverses. Dans une poutre pleine, d'élancement normal, la répartition linéaire conforme à la loi de BERNOULLI-NAVIER est pratiquement réalisée, car l'influence des efforts tranchants est négligeable. Dans un portique, au contraire, les déformations axiales des montants ne prévaudront sur celles provoquées par les flexions dues aux efforts transversaux que si l'élancement est très grand.

La fig. 3 représente un portique soumis à des charges verticales axiales. Le calcul ordinaire ne donne ici aucun moment. En tenant compte des raccourcissements, on obtient par contre des flexions importantes, de l'ordre du quart de celles causées par le vent. Ici encore, les contraintes axiales tendent à se répartir linéairement.

Bien que les fig. 2 et 3 correspondent à des cas particuliers, elles permettent cependant d'émettre les considérations générales suivantes:

Les déformations axiales des montants affectent sensiblement les sollicitations des portiques multiples. L'influence est d'autant plus marquée que le portique est plus élancé. De plus, dans une section horizontale de l'ensemble du cadre, la répartition des contraintes axiales des montants s'écarte moins de la loi linéaire admise dans la flexion des poutres.

Calcul d'un nœud de portique à l'aide de la théorie de l'élasticité plane

Données générales

Dans les portiques étagés multiples, les nœuds à l'intersection des traverses et des montants posent des problèmes à la fois constructifs et théoriques. Nous ne retiendrons ici que l'aspect théorique, en étudiant le nœud schématisé de la fig. 4.

Les moments M des quatre barres concourant au nœud sont admis égaux et opposés deux à deux. Cette condition est pratiquement réalisée pour les

⁹⁾ Les contraintes axiales sont bien entendu, par définition, réparties uniformément sur la section des montants; nous parlons ici de la répartition sur l'ensemble du portique.

nœuds intérieurs des portiques sollicités par des charges horizontales (fig. 2). Nous supposons par ailleurs que les barres sont soumises à de la flexion pure, sans efforts tranchants¹⁰⁾ ni efforts normaux.

Les dimensions principales admises pour le calcul ressortent de la fig. 4. On remarquera que les âmes, à l'extérieur, sont renforcées, sur une longueur égale à la moitié de la hauteur de l'âme, à la même épaisseur t que l'âme du nœud. La section de chaque aile vaut $0,75 at$ et l'effort correspondant environ $0,75 at \sigma$ ¹¹⁾.

Nous pouvons étudier séparément la transmission des efforts des âmes (cas I de la fig. 4) et celle des efforts des ailes (cas II de la fig. 4).

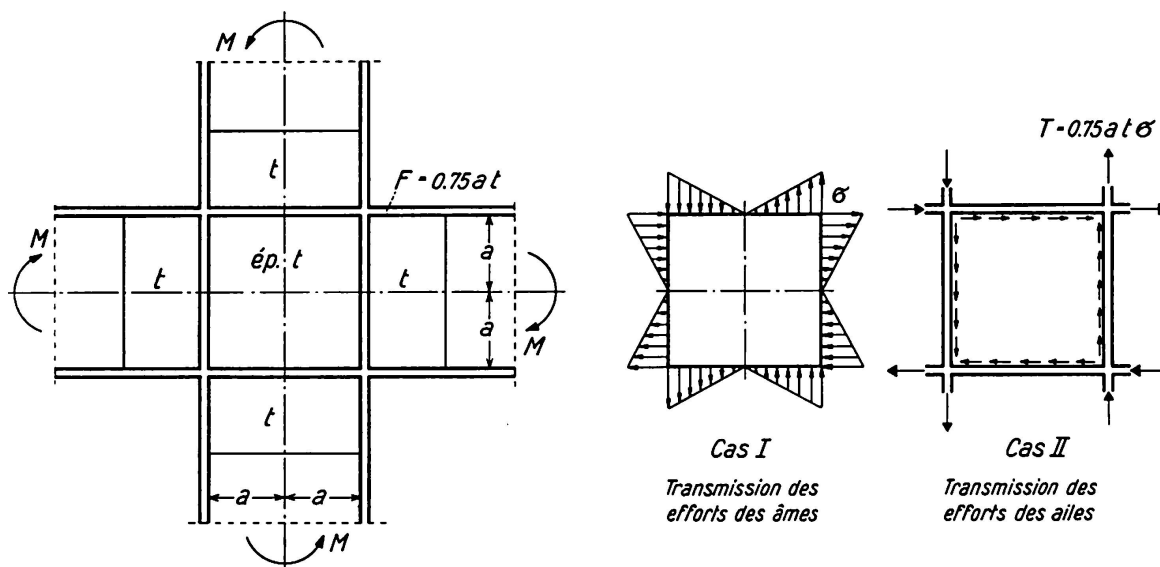


Fig. 4. Problème étudié. Séparation des sollicitations.

Cas I. Transmission des efforts des âmes

Nous admettons que la répartition des contraintes de flexion des âmes obéit, même au droit du nœud, à la loi linéaire de NAVIER. En toute rigueur, cette répartition devrait être calculée à partir des conditions de connexion, exprimant que les déformations des diverses âmes, perpendiculairement à leur contour, doivent être compatibles¹²⁾.

¹⁰⁾ Nous montrerons en fin de cette étude comment tenir compte de ces efforts.

¹¹⁾ Cet effort devant se transmettre à l'âme du nœud sur une longueur égale à a , la contrainte moyenne de cisaillement s'élèvera à $0,75 \sigma$. Cette valeur est relativement élevée, mais il faut remarquer que la contrainte de flexion σ est sensiblement inférieure à σ_{adm} ; en effet, la section est renforcée près du nœud. D'autre part on aura généralement, en plus de la flexion, des efforts axiaux, ce qui limite la contrainte σ , surtout dans les montants.

¹²⁾ Comme le montrera le résultat final, la solution que nous allons développer satisfait pratiquement aux conditions de compatibilité.

Puisque les contraintes sur les bords de l'âme du nœud sont données (ou plutôt admises), il suffit d'en étudier la répartition à l'intérieur: on a un problème aux tensions de l'élasticité plane.

En introduisant la fonction de tension d'Airy F , on peut exprimer les contraintes par les relations suivantes:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad (2)$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (4)$$

Le problème est alors régi par l'équation aux dérivées partielles bien connue¹³⁾:

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0. \quad (5)$$

La disposition des tensions au contour impose, de toute évidence, des contraintes σ_x et σ_y nulles le long des axes x et y . Il suffit dès lors de considérer le premier quadrant du carré (fig. 5).

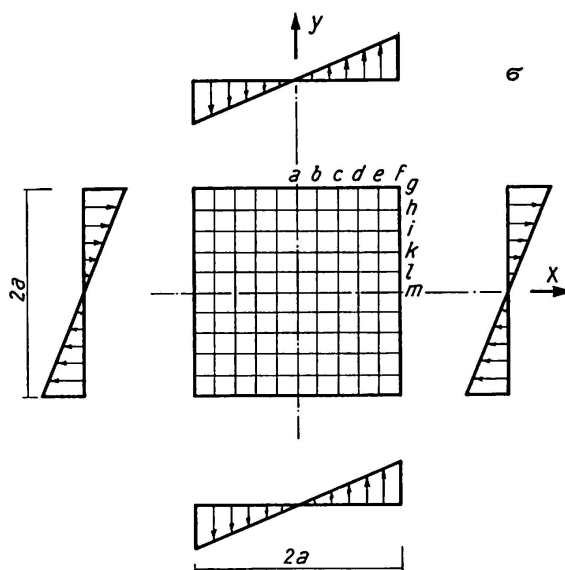


Fig. 5. Cas I. Système et réseau pour le calcul numérique.

Les conditions au contour sont les suivantes:

pour $x = a$:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = \sigma \frac{y}{a},$$

pour $y = a$:

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = \sigma \frac{x}{a},$$

¹³⁾ Voir notamment S. TIMOSHENKO, Théorie de l'Elasticité, Béranger, Paris et Liège, 1936, p. 27, ou K. GIRMANN, Flächentragwerke, Springer, Wien, 1946, p. 21.

pour $x = a$ et $y = a$:
$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = 0$$

où σ désigne la contrainte maximum, au coin.

Pour remplir ces conditions on peut choisir

pour $x = a$:
$$F = \sigma \left(\frac{y^3}{6a} - \frac{ay}{2} \right); \quad \frac{\partial F}{\partial x} = 0, \quad (6)$$

pour $y = a$:
$$F = \sigma \left(\frac{x^3}{6a} - \frac{ax}{2} \right); \quad \frac{\partial F}{\partial y} = 0. \quad (7)$$

Pour trouver une solution de l'équation (5), nous avons eu recours à un procédé numérique, dérivé de la méthode du polygone funiculaire du professeur F. Stüssi¹⁴). Il n'existe en effet à notre connaissance aucune fonction mathématique simple qui satisfasse à la fois à l'équation (5) et aux conditions au contour (6) et (7).

Le réseau choisi pour le calcul numérique est indiqué à la fig. 5. Des schémas appropriés¹⁵) permettent d'établir un système d'équations linéaires, dont les inconnues sont les ordonnées de la fonction d'AIRY F aux divers points intérieurs du réseau. En écrivant le système, on tient compte des conditions

Cas I. Equations linéaires pour les ordonnées intérieures F .

$F_{b,i}$	$F_{b,k}$	$F_{b,t}$	$F_{c,k}$	$F_{c,t}$	$F_{d,t}$	$F_{b,h}$	$F_{c,h}$	$F_{d,h}$	$F_{e,h}$	Termes connus
1732	-1216	136	-32	64	4	—	—	—	—	—
-1216	3536	-1152	-1152	80	64	136	64	8	—	—
136	-1152	3608	-64	-1088	144	-1216	-64	64	—	-27,648
-32	-1152	-64	1872	-1152	-32	64	144	64	4	—
64	80	-1088	-1152	3680	-1152	-56	-1088	80	64	-52,992
4	64	144	-32	-1152	1872	64	-64	-1152	-32	-72,394667
—	136	-1185	64	-124	51	3768	-768	120	—	157,248
—	64	-132	144	-1070	-132	-768	3896	-717	120	301,824
—	8	51	64	12	-1134	120	-704	3756	-768	368,317333
—	—	—	4	51	-90	—	120	-765	1908	386,349333

¹⁴) F. Stüssi, Entwurf und Berechnung von Stahlbauten, Erster Band, Grundlagen des Stahlbaues, Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1958, p. 220; F. Stüssi, Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Brückenbaues, Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1955, p. 962. On consultera également PIERRE DUBAS, Calcul numérique des plaques et des parois minces, Publication n° 27 de l'Institut de statique appliquée à l'E.P.F., Leemann, Zurich, 1955, où l'application du procédé aux problèmes de l'élasticité plane est expliquée en détail, avec de nombreux exemples.

¹⁵) Voir les ouvrages cités à la note 14.

de symétrie de la fonction d'AIRY par rapport à la diagonale et de symétrie inversée par rapport aux axes x et y , ce qui réduit le nombre des ordonnées inconnues à dix. Nous reproduisons ci-dessus le système des équations linéaires.

La résolution du système à l'aide de l'algorithme de GAUSS est simple. Les ordonnées F des points intérieurs, ordonnées satisfaisant aux équations, ainsi que celles imposées sur les bords d'après les relations (6) et (7), sont reproduites dans le tableau I et représentées graphiquement à la fig. 6.

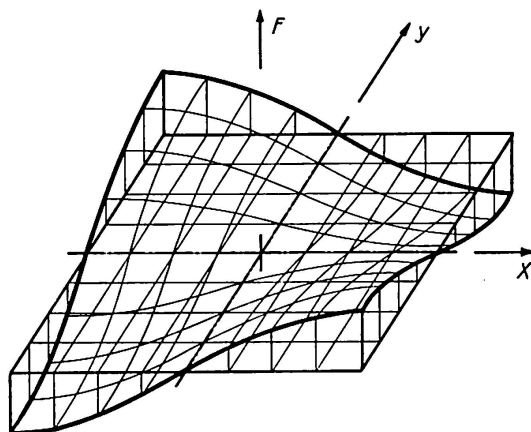


Fig. 6. Cas I. Fonction d'AIRY F .

Tableau I

Cas I (transmission des efforts des âmes), fonction d'AIRY F

	a	b	c	d	e	f	
g	0	-98,66667	-189,33333	-264	-314,66667	-333,33333	$\cdot 10^{-3} \sigma a^2$
h	0	-92,44108	-177,52579	-247,93439	-296,31507	-314,66667	
i	0	-76,67930	-147,50252	-206,62041	-247,93439	-264	
k	0	-54,51161	-105,02726	-147,50252	-177,52579	-189,33333	
l	0	-28,26326	-54,51161	-76,67930	-92,44108	-98,66667	
m	0	0	0	0	0	0	

A partir des valeurs de la fonction F , on peut remonter sans difficultés aux contraintes $\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$, $\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$ (symétriques des contraintes σ_x par rapport à la diagonale) et $\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$. On obtient ainsi ¹⁶⁾ les tableaux II et III et les fig. 7 et 8.

¹⁶⁾ On utilise, pour ce faire, un tableau semblable à ceux donnés dans l'ouvrage de l'auteur, cité à la note 14, p. 57.

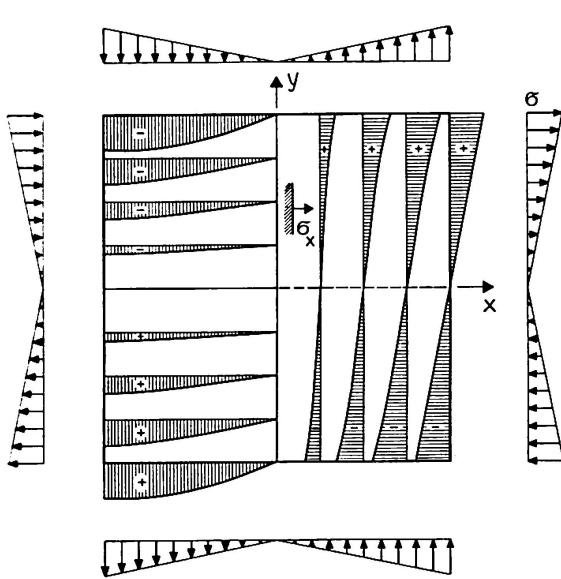
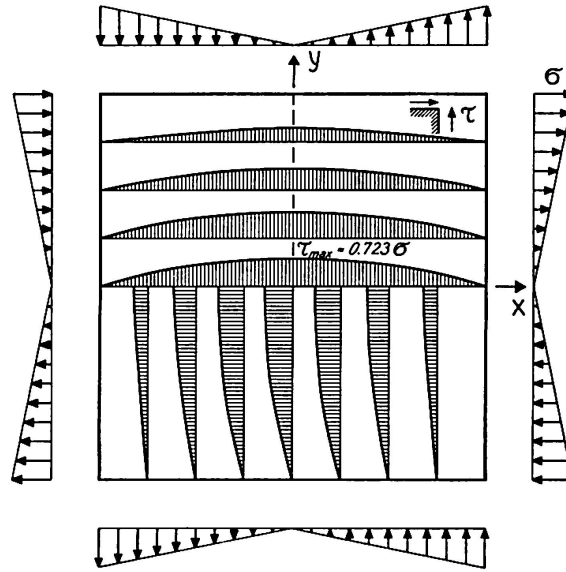

 Fig. 7. Cas I. Contraintes σ_x .

 Fig. 8. Cas I. Contraintes de cisaillement τ_{xy} .

Tableau II

 Cas I (transmission des efforts des âmes), contraintes σ_x

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>
<i>g</i>	0	0,3551	0,6718	0,9067	1,0133	1
<i>h</i>	0	0,2347	0,4484	0,6225	0,7446	0,8
<i>i</i>	0	0,1586	0,3087	0,4426	0,5497	0,6
<i>k</i>	0	0,1015	0,2004	0,2922	0,3669	0,4
<i>l</i>	0	0,0503	0,0998	0,1465	0,1840	0,2
<i>m</i>	0	0	0	0	0	0

 $\cdot \sigma$

Tableau III

 Cas I (transmission des efforts des âmes), contraintes τ_{xy}

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>
<i>g</i>	0	0	0	0	0	0
<i>h</i>	0,296	0,282	0,237	0,163	0,067	0
<i>i</i>	0,492	0,471	0,406	0,300	0,163	0
<i>k</i>	0,622	0,598	0,525	0,406	0,237	0
<i>l</i>	0,698	0,673	0,598	0,471	0,282	0
<i>m</i>	0,723	0,698	0,622	0,492	0,296	0

 $\cdot \sigma$

Cas II. Transmission des efforts des ailes

La répartition des contraintes de cisaillement qui agissent entre les âmes et les ailes ne peut être déterminée par de simples considérations d'équilibre.

Pour résoudre ce problème hyperstatique¹⁷⁾ il faut tenir compte de la connexion des divers éléments, d'où découlent les conditions de compatibilité des déformations. Pour le bord $x=a$, par exemple, la répartition des cisaillements entre l'aile et les deux âmes devra être telle que les allongements spécifiques $\epsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu \sigma_x)$ des trois éléments soient égaux en chaque point du contour (voir la fig. 9, établie d'après les résultats du calcul)¹⁸⁾.

Avec notre procédé de calcul numérique, nous ne pouvons naturellement observer les conditions de compatibilité que pour certains points des bords, correspondant aux mailles du réseau choisi. Comme inconnues hyperstatiques nous adoptons, non pas les cisaillements proprement dits $\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$, mais leurs intégrales (le long du bord $x=a$) $-\int_0^y \tau_{xy} dy = \frac{\partial F}{\partial x}$, c'est-à-dire les tangentes de la fonction d'AIRY¹⁹⁾. Comme notre réseau comprend six points sur la longueur a , il y a en principe douze inconnues. Cependant, par raison de symétrie inversée, les deux intégrales des cisaillements s'annulent au milieu des âmes. De plus, l'intégrale des cisaillements entre l'âme extérieure et l'aile doit être nulle²⁰⁾ au coin $x=y=a$, tandis que l'intégrale des cisaillements entre l'aile et l'âme intérieure doit valoir l'effort total $0,75 a t \sigma$ agissant dans l'aile avant le nœud. Il reste donc huit grandeurs hyperstatiques seulement.

Pour établir le système d'équations qui permettra de déterminer ces huit inconnues, on procède comme dans un calcul hyperstatique classique: on calcule, pour chaque élément, les allongements ϵ_y provoqués par les contraintes données d'une part²¹⁾ et par les inconnues unitaires d'autre part. Nous ne donnerons pas le détail des calculs, mais nous remarquerons seulement que l'on emploie pour l'âme intérieure le même système d'équations que pour le cas I, avec bien entendu d'autres termes connus. On obtient ainsi les contraintes σ_x et σ_y sur les bords, qui permettront à leur tour de déterminer les allongements

¹⁷⁾ Pour des indications générales sur les problèmes de connexion, on consultera P. LARDY, Les méthodes de calcul actuelles au service de l'ingénieur civil, Bulletin du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais scientifiques des Constructions du Génie civil et d'Hydraulique fluviale, Tome VI, 1953, p. 287.

¹⁸⁾ Les quelques articles que nous connaissons, et qui traitent le problème semblable du coin de cadre, partent tous d'une répartition arbitraire des cisaillements le long du contour. On consultera notamment G. GRÜNING, Spannungsverteilung in stählernen Rahmenecken, Der Bauingenieur, 1937, p. 158; H. MAUL, Amerikanische Versuche mit einem genieteten stählernen Halbrahmen mit rechteckiger Ecke, Der Stahlbau, 1940, p. 28; D. T. WRIGHT, The Design of Knee Joints for Rigid Steel Frames, British Welding Journal, 1957, p. 265. La plupart des solutions indiquées dans ces articles, par exemple celle de OSGOOD, ne satisfont d'ailleurs pas à l'équation aux dérivées partielles (5).

¹⁹⁾ Les conditions au contour sont ainsi plus faciles à établir.

²⁰⁾ D'après nos hypothèses de départ, aucun effort tranchant n'agit sur les barres.

²¹⁾ Les contraintes données comprennent, d'une part les contraintes de flexion du cas I (fig. 9, σ_x) et d'autre part l'intégrale connue $0,75 a t \sigma$ des cisaillements au coin $x=y=a$.

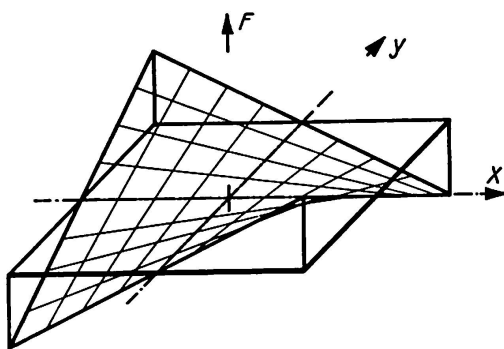
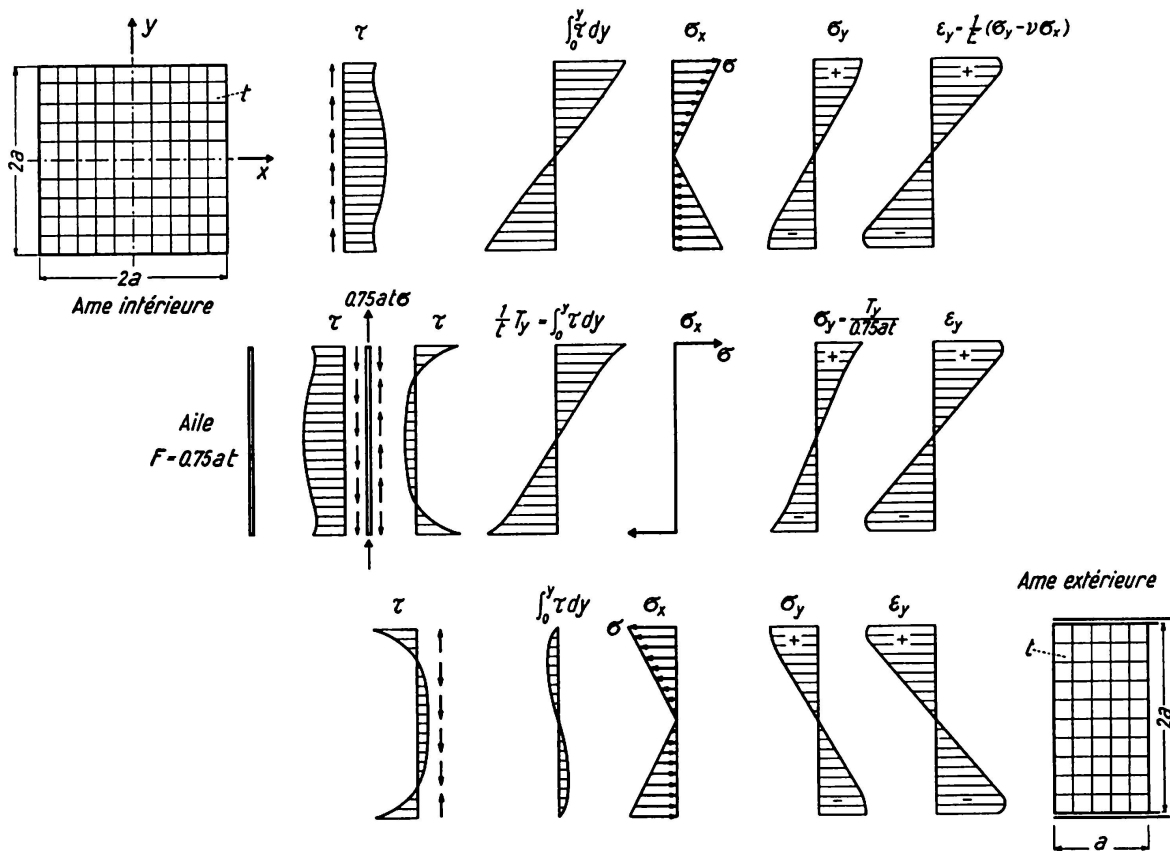
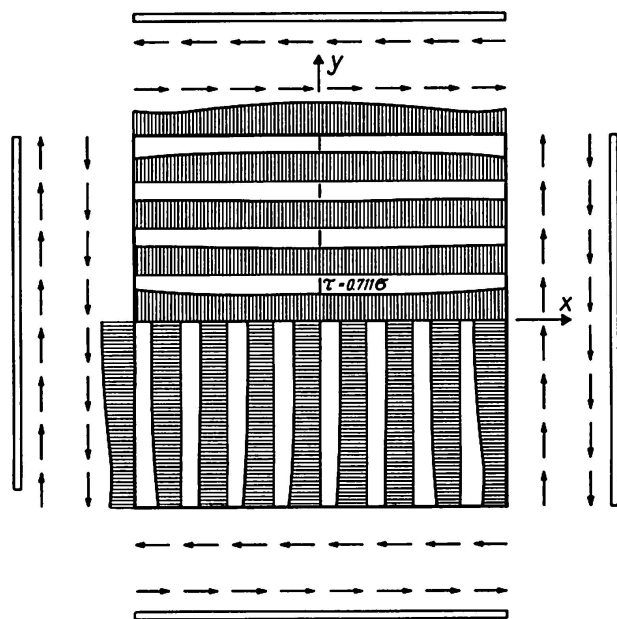


Fig. 11. Cas II. Contraintes de cisaillement τ_{xy} .



ϵ_y . Pour l'âme extérieure, on utilisera un procédé semblable, avec le réseau indiqué à la fig. 9. Quant à l'aile, les allongements sont immédiats, puisqu'il s'agit d'une barre soumise à la traction simple²²).

Une fois déterminées les huit intégrales des cisaillements, on remonte à la fonction d'AIRY du cas II (fig. 10) et aux contraintes correspondantes. La répartition des cisaillements, sauf au bord, est presque uniforme (fig. 11).

Contraintes totales (fig. 12 et 13)

La répartition des contraintes σ_x le long des sections perpendiculaires à l'axe des x n'est pas loin d'être linéaire. Les sections resteront donc pratiquement planes et l'hypothèse, faite dans le cas I, d'une répartition linéaire des contraintes σ_x sur le bord de l'âme est ainsi justifiée.

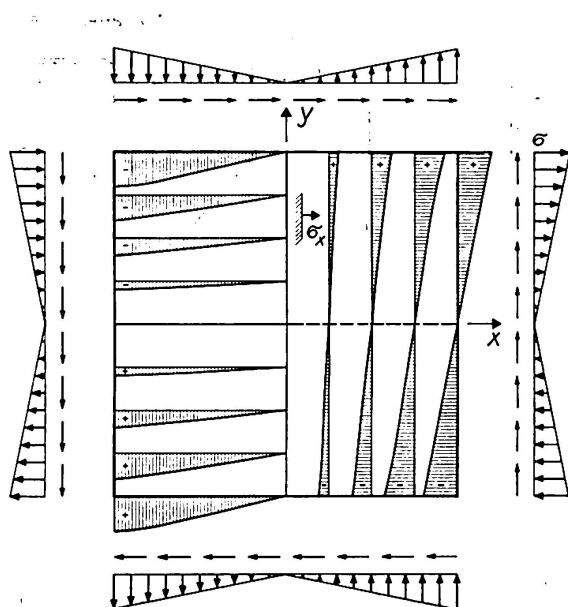


Fig. 12. Contraintes σ_x totales.

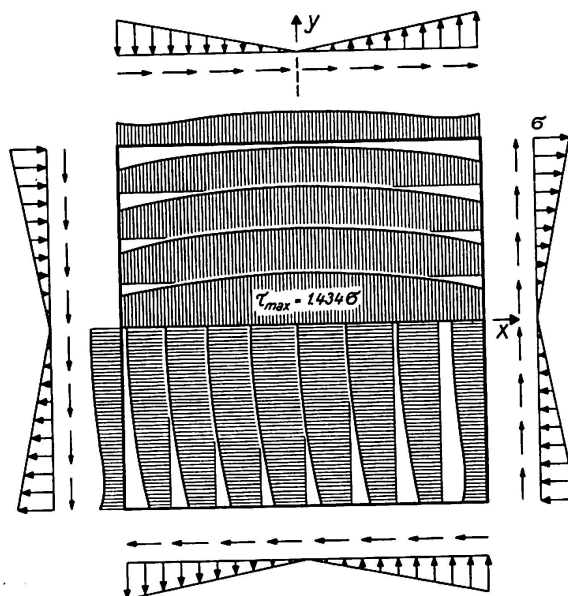


Fig. 13. Contraintes de cisaillement τ_{xy} totales.

Nous ne donnons pas le diagramme des contraintes de comparaison σ_η , établies d'après la théorie du travail de déformation (HUBER-MISES-HENCKY). La répartition de σ_η est en effet voisine de celle du cisaillement τ_{xy} , avec $\sigma_{\eta \max} = 2,48 \sigma$ au centre. Le cisaillement maximum est donc déterminant.

²²) Nous admettons que l'aile est large par rapport à l'épaisseur t ; ainsi l'allongement ne dépend pratiquement que de l'effort T_y de l'aile, et non de la contrainte perpendiculaire σ_x , puisque celle-ci ne s'applique que sur une faible largeur. Il n'en est cependant plus de même au coin, où la contrainte σ_x agit sur toute l'aile, ce qui explique la diminution brusque de ϵ_y dans cette région (fig. 9).

Comparaison avec les formules de la résistance des matériaux

Pour déterminer la contrainte de cisaillement maximum par les formules de la résistance des matériaux, on partirait des efforts de cisaillement T suivants:

$$\text{Cas I} \quad T_{\hat{a}me} = M \frac{S_{\hat{a}me}}{J}.$$

$$\text{Cas II} \quad T_{aile} = M \frac{S_{aile}}{J}.$$

$S_{\hat{a}me}$: moment statique de l'âme renforcée par rapport à l'axe neutre.

S_{aile} : moment statique de l'aile par rapport à l'axe neutre.

J : moment d'inertie total du profil renforcé.

Pour le cas I, le cisaillement provient de contraintes de flexion. Comme la section de l'âme est rectangulaire, la résistance des matériaux indique une répartition parabolique des cisaillements. Pour le cas II, le cisaillement est primordial et on peut admettre une répartition uniforme. Ce point de vue est confirmé par les fig. 8 et 11. On peut donc écrire:

$$\tau_{max} = \frac{M}{a t J} (S_{aile} + 1,5 S_{\hat{a}me}). \quad (8)$$

Dans notre exemple numérique il vient, avec $T_{\hat{a}me} = 0,5 at \sigma$ et $T_{aile} = 0,75 at \sigma$,

$$T_{max} = 0,75 \sigma + 1,5 \cdot 0,5 \sigma = 1,5 \sigma$$

au lieu de $\tau_{max} = 1,434 \sigma$ (fig. 13). La différence est donc petite.

Si, en plus, on a des efforts tranchants Q , égaux dans chaque barre, il suffira de tenir compte des contraintes de cisaillement supplémentaires, réparties uniformément, mais de sens opposé à celles déterminées auparavant (fig. 4).

Les nœuds ont souvent une forme moins simple que celle admise ici et les efforts appliqués sont plus complexes. On peut toutefois penser que la résistance des matériaux fournira une approximation suffisante pour ces cas également, à moins qu'ils ne s'éloignent par trop du problème que nous venons d'étudier.

Résumé

L'auteur montre d'abord que les déformations des montants, sous l'effet des efforts axiaux, affectent notablement les sollicitations des portiques élan-cés. Il étudie ensuite, à l'aide de la théorie de l'élasticité plane, la distribution des contraintes à l'intérieur d'un nœud de portique. Pour ce faire, il utilise une méthode de statique appliquée. La contrainte de cisaillement maximum donnée par le calcul est comparée à celle obtenue à l'aide des formules élémentaires de la résistance des matériaux; la concordance est satisfaisante.

Zusammenfassung

Es wird zuerst gezeigt, daß bei schlanken Stockwerkrahmen die Längenänderungen der Stützen infolge der Normalkräfte einen bedeutenden Einfluß auf die Beanspruchungen haben können. Anschließend wird mit Hilfe der Scheibentheorie der Spannungszustand im Knoten eines Stockwerkrahmens untersucht. Dabei wird eine baustatische Methode angewendet. Die so berechnete maximale Schubspannung wird mit dem nach den einfachen Formeln der Biegelehre bestimmten Wert verglichen; die Übereinstimmung ist befriedigend.

Summary

In the first part this paper shows that for tall buildings the change in length of columns due to the axial forces has an appreciable effect on the stresses. The second part deals with the stress distribution in the joint of a framed construction, by means of the two-dimensional theory of elasticity. To do this, the "applied statics" method is used. The maximum shear stress obtained by this calculation compares satisfactorily with that given by elementary formulas of the strength of materials theory.

III a 3

Ausbildung der Stahlkonstruktionen in Bezug auf die Feuersicherheit

Design of Steel Structures in Respect of Fire Resistance

Conception des ouvrages métalliques pour la sécurité contre l'incendie

CURT F. KOLLBRUNNER

Dr. Ing., Direktor der AG. Conrad Zschokke, Zürich

I. Einleitung

Für die Beurteilung einzelner Bauwerke oder Gebäudeteile ist die *Feuerbelastung* ausschlaggebend. Die Feuerbelastung bedeutet dabei den Heizwert aller im Bauwerk oder einem bestimmten Gebäudeteil vorhandenen brennbaren Materialien (berechnet auf eine entsprechende Holzmenge), bezogen auf die Einheit der vorhandenen Bodenfläche (kg Holz/m² Bodenfläche). Da die Untersuchungen des schweizerischen Brandverhütungsdienstes ergaben, daß die Feuerbelastung in Bureaugebäuden moderner Bauart zwischen 8 und max. 25 kg/m² schwankt (Archive selbstverständlich ausgenommen), genügt es stets, eine Feuerbelastung von max. 25 kg/m² anzunehmen. Denn wie eine statische Überdimensionierung der Stahlkonstruktion auf größere als die vorgesehenen Lasten nicht in Frage kommt, müssen auch übertriebene Feuerschutzmaßnahmen abgelehnt werden.

Die durch den Schweizer Stahlbauverband durchgeführten Großbrandversuche in Döttingen und Winterthur zeigen, daß der Stahl dem Feuer einen größeren Widerstand entgegensetzt als allgemein angenommen wurde.

II. Brandversuche mit belasteten Stahlrahmen

Das Brandhaus in Döttingen, Schweiz, besteht aus vier unverputzten Mauern (Großformat-Backsteine 25 × 18 × 14 cm, Mörtelfugen 1—2 cm). Freie Grundfläche von 8,70 × 6,60 m, lichte Höhe von 3,75 m. Eingänge auf der N- und S-Seite, 1 × 2 m. Zwischen der Maueroberkante und der 20 cm dicken

Eisenbetondecke ist ein Spalt von 6—7 cm. Im Brandhaus befinden sich zwei geschweißte Rahmen aus DIN-Profilen mit je zwei Vertikalstützen und je einem Riegel¹⁾. (Leichter Rahmen: Stützen DIN 30, Riegel DIN 34. Schwerer Rahmen: Stützen DIN 55, Riegel DIN 60.)

Die durch die Belastung hervorgerufenen Maximalspannungen in Riegelmitte betrugen für den leichten Rahmen 941, resp. 967 kg/cm² und für den schweren Rahmen 794, resp. 832 kg/cm².

Bei den Brandversuchen I und II mit einer Feuerbelastung von 28 kg/m², resp. 25 kg/m² war der leichte Rahmen vollkommen ungeschützt, währenddem der schwere Rahmen mit Beton ausgefüllt war, so daß die Flanschen frei blieben. Das aus Holz (mit zusätzlicher Holzwolke und Öl) bestehende Brennmaterial war auf zwei Streifen unter den Rahmen verteilt. Die Temperaturen wurden durch die EMPA gemessen.

Währenddem beim Brandversuch I das Holz bereits nach 15 Sekunden in

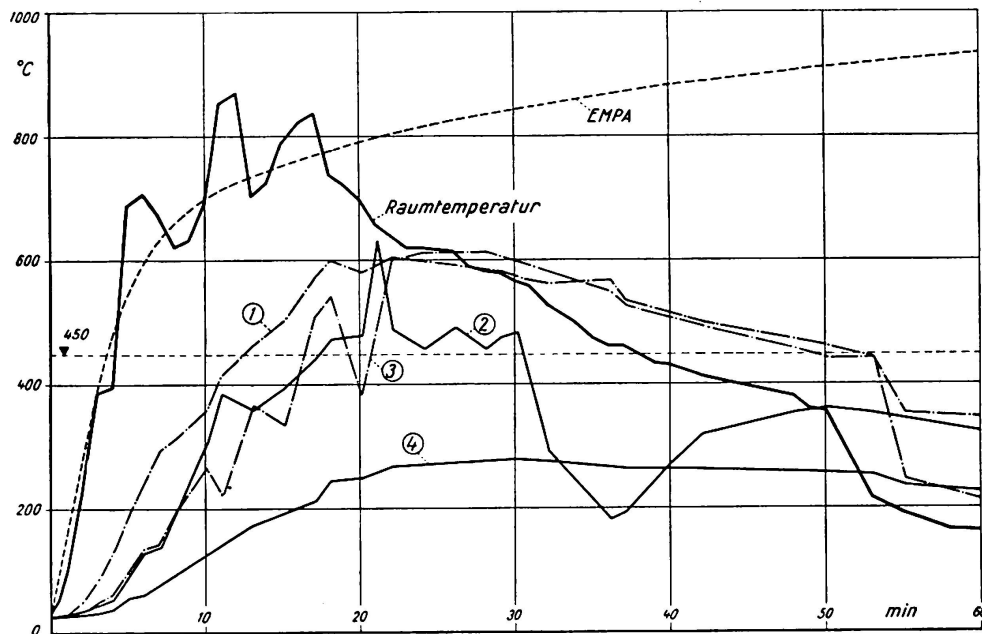


Fig. 1. Brandversuch II

Raumtemperatur = Temperatur-Verlauf im Feuerraum in Raummitte, ca. 65 cm unter der Eisenbetondecke.

- | | |
|------------------------------------|---|
| 1: leichter, unverkleideter Rahmen | } obere Seite des Unterflansches Mitte Riegel. |
| 2: schwerer, ausbetonierter Rahmen | |
| 3: leichter, unverkleideter Rahmen | } Süd-Stütze Innenflansch, innere Seite, 130 cm über Boden. |
| 4: schwerer, ausbetonierter Rahmen | |

Meßpunkte 8 cm ab Außenkante.

¹⁾ C. F. KOLLBRUNNER, «Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen». III. Teil. (Feuersicherheit mit belasteten Stahlrahmen.) Mitteilungen der Technischen Kommission des Schweizer Stahlbauverbandes, Heft 18. Schweizer Stahlbauverband, Zürich, Februar 1959.

hellen Flammen stand und die Raumtemperatur schon nach 4 Minuten teilweise über 800° C betrug, wurde beim Brandversuch II durch die Feuerpolizei der Stadt Zürich der Zündvorgang so festgelegt, daß die Raumtemperatur möglichst der EMPA-Standardkurve für Ofenversuche entsprach (Fig. 1).

Beim Brandversuch I war nach 40 Minuten das Brennmaterial fast restlos verbrannt und die glühenden Reste wurden mit Wasser gelöscht. Auch beim Brandversuch II war das Brennmaterial nach 40 Minuten fast restlos verbrannt; nach 50 Minuten wurden die glühenden Reste mit einem Nebelrohr gelöscht.

Die wichtigsten Resultate der Brandversuche I und II sind in *Tabelle I* zusammengestellt.

Tabelle I

	<i>Brandversuch I</i> (28 kg/m ²) leichter schwerer Rahmen Rahmen		<i>Brandversuch II</i> (25 kg/m ²) leichter schwerer Rahmen Rahmen		<i>Brandversuche I u. II</i> Tot. Durchbiegung. leichter schwerer Rahmen Rahmen	
Stahltemperatu- ren in Riegel- mitte, ob. Seite des Riegelunter- flansches über 450° C während	32 min	10 min	39 min	13 min		
Bleibende Durchbiegung der Riegel	45 mm	8 mm	20 mm	0 mm	65 mm	8 mm
Bemerkungen	Die Betondecke und das Mauerwerk der Umfassungswände sind nicht mehr voll tragfähig.		Die Betondecke ist von zahlreichen Ris- sen durchzogen und ist nicht mehr voll tragfähig. Das Mau- erwerk der Umfas- sungswände mußte mit divers. Schräg- stützen am Zusam- menstürzen verhin- dert werden.			

Trotzdem für moderne Bureaugebäude Feuerbelastungen größer als 25 kg/m² nicht vorkommen, wurde ein Brandversuch III mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m² durchgeführt. Dabei wurde beim leichten Rahmen beim Riegel und bei einer Stütze eine über Streckmetall aufgebrachte Gipsverkleidung von 20 mm angebracht, währenddem eine Stütze vollkommen unverkleidet belas-

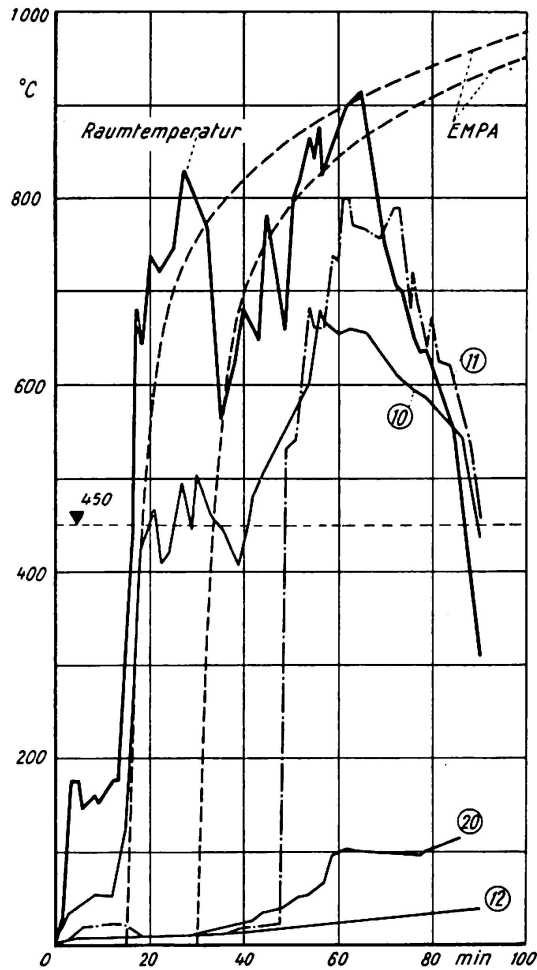


Fig. 2. Brandversuch III

Raumtemperatur = Maximal-Temperatur-Verlauf im Feuerraum, 60 cm unter der Eisenbetondecke.

- | | |
|-----------------------------|---|
| 10: Unterflansch oberseitig | } Mitte des schweren ausbetonierten Riegels. |
| 12: Oberflansch unterseitig | |
| 20: Mitte Steg | |
| 11: Unterflansch oberseitig | } Mitte des leichten, mit Gipsverkleidung versehenen Riegels. |
| | |

Meßpunkte 10, 11, 12 3 cm ab Außenkante.

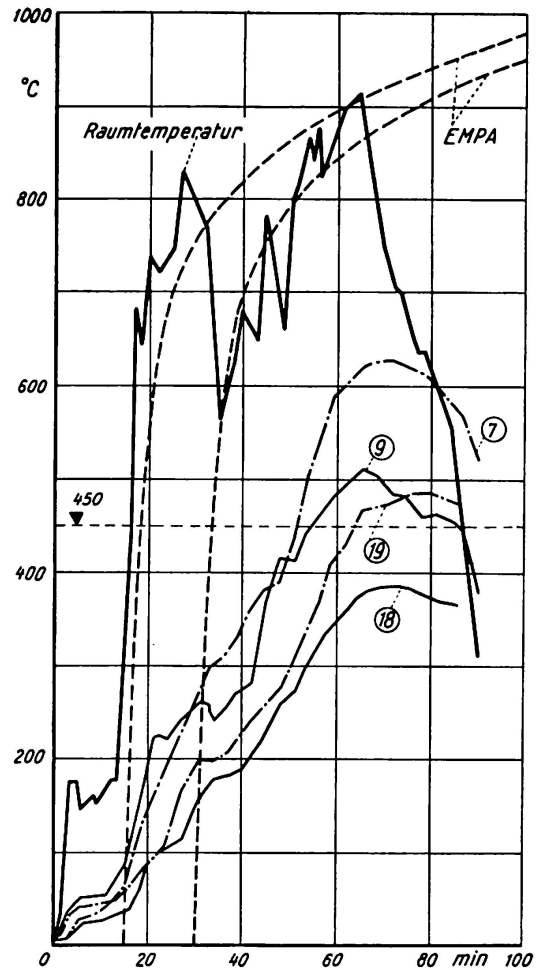


Fig. 3. Brandversuch III

Raumtemperatur = Maximal-Temperatur-Verlauf im Feuerraum, 60 cm unter der Eisenbetondecke.

- 7: Verbindungsstelle DIN 30/DIN 34. (Außenflansch Stütze DIN 30, Höhe Unterkante Riegel DIN 34.)
- 19: Verbindungsstelle DIN 30/DIN 34. (Schweißnaht zwischen DIN 30, Innenflansch innenseitig und DIN 34 Unterflansch oberseitig.)
- 9: Verbindungsstelle DIN 55/DIN 60. (Außenflansch Stütze DIN 55, Höhe Unterkante Riegel DIN 60.)
- 18: Verbindungsstelle DIN 55/DIN 60. (Schweißnaht zwischen DIN 55, Innenflansch innenseitig und DIN 60 Unterflansch oberseitig.)

Meßpunkte 8 cm ab Außenkante.

sen wurde. Der schwere Rahmen war analog den Brandversuchen I und II zwischen den Flanschen betoniert, so daß die Flanschen frei blieben.

Wie beim Brandversuch II wurde auch beim Brandversuch III der Zündvorgang so festgelegt, daß das Anbrennen des Holzes nur langsam erfolgen konnte. Eine Verschiebung der EMPA-Standardkurve um 15, bzw. 30 Minuten zeigt die Angleichung der Raumtemperatur an diese Standardkurven (Fig. 2 und 3).

Die wichtigsten Resultate des Brandversuches III sind in *Tabelle II* zusammengestellt. (Da die Thermoelemente im schweren Rahmen mit Asbest verdämmt und mit Gips überdeckt waren, zeigten sie die der Wirklichkeit entsprechenden Resultate.)

Tabelle II

	<i>Brandversuch III</i> (50 kg/m ²)	
	leichter Rahmen	schwerer Rahmen
Stahltemperatur in Riegelmitte, obere Seite des Riegelunterflansches über 450°C während	42,5 min	60 min
Bleibende Durchbiegung der Riegel gegenüber Brandversuch II	0 mm	0 mm
Bemerkungen	Die Betondecke hat weiter gelitten und ist noch weniger tragfähig als nach dem Brandversuch II. Das Mauerwerk konnte nur durch zahlreiche Absprießungen am Zusammenstürzen verhindert werden	

Der Brand dauerte 85 Minuten, wobei in den letzten 20 Minuten ein beachtliches Absinken der Raumtemperatur festgestellt werden konnte. Nach 85 Minuten wurden die Gluten mit Wasser gelöscht.

III. Brandversuche mit unverkleideten Außenstützen ²⁾

Die im Brandhaus in Winterthur durchgeführten Versuche zeigen, daß Außenstützen, sofern die Außenhaut des Gebäudes feuerbeständig ausgeführt

²⁾ W. GEILINGER, «Bericht über den Brandversuch vom 13. September 1957 in Winterthur». Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Kommission 3 (Feuerschutz), Dezember 1957.

C. F. KOLLBRUNNER, «Bericht über Brandversuche in der Schweiz mit besonderer Berücksichtigung von Feuerversuchen mit belasteten Stahlrahmen». Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Kommission 3 (Feuerschutz), Dezember 1958.

wird, bei modernen Geschäfts- und Wohnhäusern nicht verkleidet werden müssen. Bei einer Feuerbelastung von 25 kg/m^2 sind die Stahltemperaturen an den unverkleideten anliegenden oder vorgesetzten Außenstützen unter der kritischen Grenztemperatur. Auch bei extrem großen Feuerbelastungen von 100 kg/m^2 können die Außenstützen unverkleidet ausgeführt werden, sofern Sprinkleranlagen vorhanden sind, welche bei einem Brandfall die Stahlprofile mit einem dünnen Wasserfilm überziehen, so daß sich der Stahl nicht über die zulässigen Temperaturen erwärmen kann. (Ein Versuch mit 100 kg/m^2 Feuerbelastung hat ergeben, daß die Stahltemperaturen der Außenstützen bis 600°C steigen, daß hingegen durch Berieselung der Stützen die Stahltemperaturen auf 70°C gehalten werden konnten.)

IV. Schlußfolgerungen

Wie schon E. MELAN³⁾ ausdrücklich festhielt, hat beim Großbrand des Warenhauses «ARA» in Prag das Stahlgerippe den Brand in einer Weise überstanden, welche die kühnsten Erwartungen übertraf.

Selbstverständlich wissen die Stahlbauer, daß verschiedene Stahlkonstruktionen bei einem Großbrand einstürzten. Wenn man diese Katastrophenfälle jedoch näher betrachtet, handelte es sich stets um Feuerbelastungen, die nicht hätten zugelassen werden dürfen, und um Stahlkonstruktionen, die diesen Feuerbelastungen nicht Rechnung trugen.

Wir wissen, daß die kritische Stahltemperatur, die über mindestens einen Querschnitt vorhanden sein muß, $400\text{—}450^\circ \text{C}$ beträgt. Aus diesem Grunde wurden auch die Zeiten, während welcher die Stahltemperatur 450° überschritt, in den Tabellen I und II angegeben. Man ersieht aus dieser Zusammenstellung, daß der Stahl dem Feuer einen bedeutend größeren Widerstand entgegengesetzt als bis heute angenommen wurde⁴⁾.

Festgehalten werden soll:

1. Stahlbauten mit Feuerbelastungen bis zu 25 kg/m^2 müssen nicht verkleidet werden, sofern die Gesamtkonstruktion sorgfältig ausgeführt ist. Stahlkonstruktionen moderner Bureaugebäude und Wohnhäuser können somit unverkleidet ausgeführt werden.
2. Für Stahlbauten mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m^2 genügt eine Kern-

³⁾ E. MELAN, «Das Großfeuer in dem Stahlskelettbau des Warenhauses „ARA“ in Prag». Der Bauingenieur, Heft 27, S. 498, 1931.

⁴⁾ Die neueste Publikation konnte, da sie mir am Datum der Abgabe meines Manuskriptes, d. h. am 15. Mai 1959 zugestellt wurde, nicht mehr ausgewertet werden. P. BOUÉ, «Der Feuerschutz im Stahlnhochbau, insbesondere von Stahlstützen». Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 21, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln.

füllung mit Beton oder eine Verkleidung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips (Fig. 4).

3. Bei der Aufstellung neuer Feuerpolizeivorschriften sind die vorhandene Feuerbelastung, die baulich-konstruktiven Verhältnisse und die Feuerbekämpfungsmöglichkeiten sinngemäß zu berücksichtigen. Dabei sollten sämtliche Teile eines Gebäudes hinsichtlich Feuergefährlichkeit den gleichen Sicherheitsgrad aufweisen.

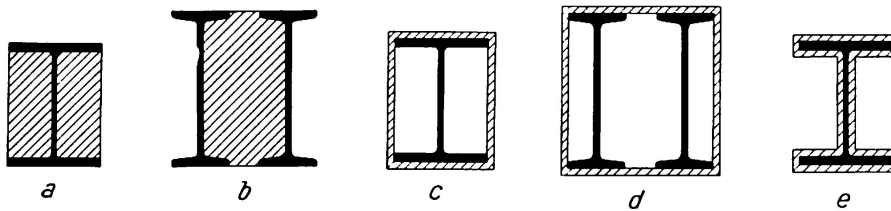


Fig. 4. Verkleidung von Stahlbauten mit ca. 50 kg/m^2 Feuerbelastung.

a und b: Kernfüllung mit Beton; c und d: Kastenförmige Ummantelung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips; e: Anliegende Ummantelung mit 20 mm Asbest, Eternit oder Gips.

Wichtiger als jede Verkleidung von Stahlkonstruktionen ist jedoch stets, daß man darauf achtet, die Feuerbelastung möglichst klein zu halten, was mit den heutigen Baumaterialien möglich ist. Zudem sollte eine rasch einsatzbereite Feuerwehr vorhanden sein, so daß, selbst bei katastrophalen Großbränden, keine Menschenleben zu beklagen sind.

Zusammenfassung

Stahlkonstruktionen für moderne Bureaugebäude und Wohnhäuser müssen nicht verkleidet werden, da die Feuerbelastung maximal 25 kg/m^2 beträgt. Für Stahlkonstruktionen mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m^2 genügt eine Kernfüllung mit Beton, wobei die Flanschen unverkleidet bleiben, oder aber eine Verkleidung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips.

Summary

Steel structures for modern office buildings and residential buildings do not have to be cased, because the fire load does not exceed 25 kg/m^2 . For steel structures with a fire load of 50 kg/m^2 it is sufficient merely to provide a core filling of concrete and to leave the flanges uncased or, alternatively, to provide a 15 mm thick casing of asbestos, eternit or gypsum.

Résumé

Les constructions métalliques modernes à usage de bureaux ou d'habitation ne doivent comporter aucun revêtement, car la surcharge d'incendie atteint au maximum 25 kg/m^2 . Pour les ouvrages métalliques comportant une surcharge d'incendie de 50 kg/m^2 , il suffit d'un remplissage central de béton, les ailes restant sans revêtement; il est néanmoins possible de prévoir un habillage de 15 mm en amiante, Eternit, ou plâtre.

III a 4

The Use of Stability Functions in the Analysis of Rigid Frames

Emploi de fonctions de stabilité pour l'étude des cadres rigides

Die Verwendung von Stabilitätsfunktionen zur Untersuchung von steifen Rahmen

W. MERCHANT

Prof., M. A., S. M., D. Sc., M. I. Struct. E.,
M. I. C. E., A. M. I. Mech. E., Manchester

A. H. SALEM

Dr., M. Sc. Eng. (Alexandria University),
Ph. D. (Manchester University), Lecturer
in Structural Engineering, Ain-Shams
University, Cairo

Stability Functions

It does not yet appear to be generally known that tables of stability functions [1] are available which considerably simplify the elastic stability analysis of rigid frames and even make practicable the solution of frames containing plastic hinges.

JAMES [2] appears to have been the first to extend the Cross method of moment distribution to include the effects of axial loads in members by introducing the ideas of non-dimensional stiffness and carry-over factors (s and c) which are not constant but depend on the axial loads in the members. Thus in fig. 1a

$$M_{AB} = s k \theta \quad \text{and} \quad M_{BA} = c M_{AB},$$

where

$$k = \frac{EI}{l}, \quad P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2},$$

s is the stiffness factor and c the carry-over factor and both s and c are functions of $\frac{P}{P_E}$ as shown in fig. 2.

Values of s and c were tabulated in terms of

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

by JAMES and later by LUNDQUIST and KROLL [3] and with these tables, frames, such as triangulated frames, where the sway of the members is not

important, could be solved by ordinary moment distribution methods. A series of functions, usually known in England as "Berry Functions", related to s and c and from which they can be obtained have also been tabulated [4, 5, 6]. The tables of reference [1] are the first in which $\frac{P}{P_E}$ is taken as the independent variable and also cover a wider range than previous tabulations.

Where sway occurs we have to consider the shear equilibrium of a structure as well as the equilibrium of a joint and if axial load effects are important, the relation between the shear and the end moments is not the same as in the no stability case.

Thus for a simple sway displacement (fig. 1 b)

$$M_{AB} + M_{BA} + Fl + Pl\phi = 0.$$

And

$$M_{AB} = M_{BA} = -s(1+c)k\phi.$$

Therefore

$$Fl = +2s(1+c)k\phi - \pi^2 \rho k\phi,$$

where

$$\rho = \frac{P}{P_E},$$

i.e.

$$Fl = \frac{2s(1+c)k\phi}{m},$$

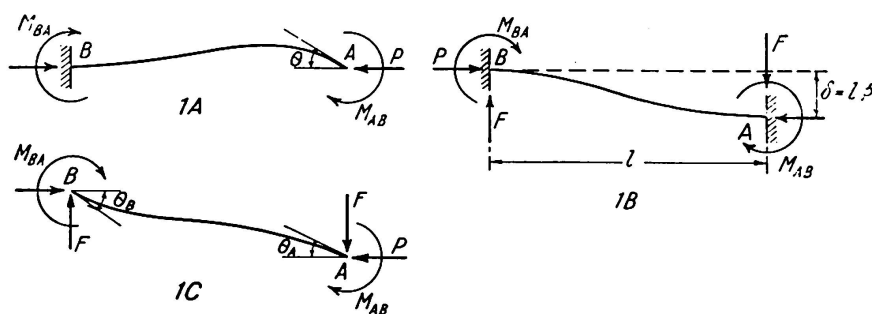


Fig. 1. Clockwise Moments and Rotations are $+V E$.

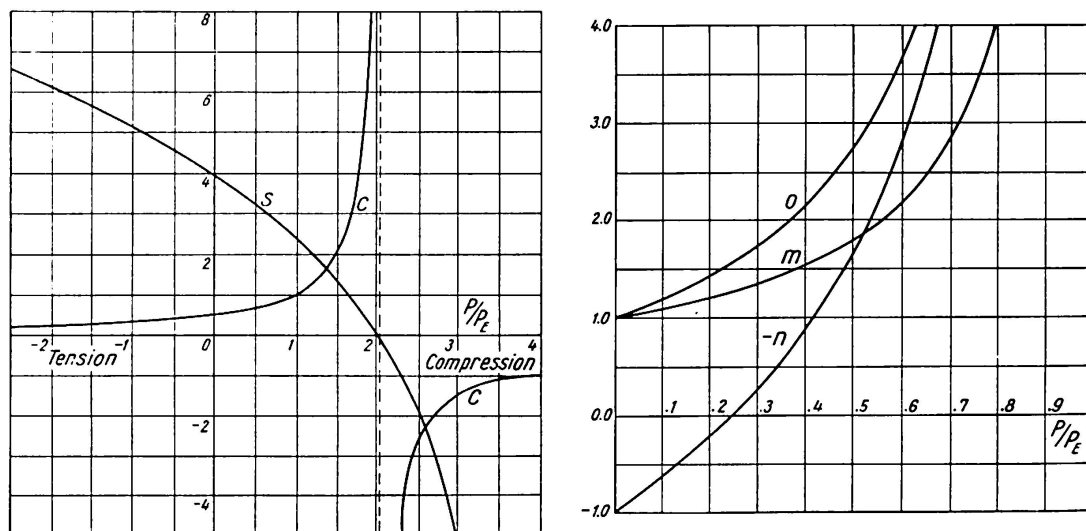


Fig. 2.

where
$$m = \frac{2s(1+c)}{2s(1+c) - \pi^2 \rho}.$$

For a combined displacement as in fig. 1c.

$$\begin{aligned} M_{AB} &= k[s\theta_A + cs\theta_B - s(1+c)\phi], \\ M_{BA} &= k[cs\theta_A + s\theta_B - s(1+c)\phi], \\ Fl &= s(1+c)k\left[\frac{2\phi}{m} - \theta_A - \theta_B\right], \end{aligned} \quad (\text{I})$$

m is a magnification factor of considerable physical significance. For a simple sway ($\theta_A = \theta_B = 0$) $M_{AB} = M_{BA} = -\frac{mFl}{2}$ and thus m indicates directly how much greater the end moments due to a shear force are than when axial forces are neglected.

Of course m like s and c is a function of $\frac{P}{P_E}$. It is difficult in developing a new subject to decide how many functions to name and tabulate. Thus in trigonometry $\sin x$, $\cos x$, $\tan x$ are all treated as separate functions because of the simplicity this brings to manipulations rather than using, for example,

the set $\sin x, \quad \sqrt{1 - \sin^2 x} \quad \text{and} \quad \frac{\sin x}{\sqrt{1 - \sin^2 x}}.$

Two further functions n and o are of considerable use and they can be obtained as follows.

In equations (I) put
$$\phi' = \phi - \frac{m}{2}(\theta_A + \theta_B).$$

Then
$$\begin{aligned} M_{AB} &= k[n\theta_A - o\theta_B] - m\frac{Fl}{2}, \\ M_{BA} &= k[-o\theta_A + n\theta_B] - m\frac{Fl}{2}, \\ Fl &= \frac{2s(1+c)k\phi'}{m} = 2Ak\phi', \end{aligned} \quad (\text{II})$$

where
$$\phi = \phi' + \frac{m}{2}(\theta_A + \theta_B),$$

$$A = \frac{s(1+c)}{m},$$

$$n = s\left[1 - \frac{m}{2}(1+c)\right],$$

$$o = s\left[-c + \frac{m}{2}(1+c)\right].$$

The physical consequence of introducing ϕ' is apparent. It divides the sway angle ϕ into a part ϕ' directly dependent on the shear force and a part due to the end rotations of the member.

n is the appropriate stiffness factor to use when a member can sway freely ($\theta_B = F = 0$). It is arguable that greater simplicity and parallelism of results might have been obtained if another carry-over factor had been defined to give M_{BA} in terms of M_{AB} in this case instead of o which corresponds to $-sc$.

However n and o have the advantage of reducing to unity when stability effects are negligible. Either set of eqs. (I) or (II) may be used depending on the problem. The m , n , o functions were first used in reference [7] and first tabulated in reference [1]. They are also shown in fig. 2.

Use of Stability Functions

Consider the portal shown in fig. 3 where F is so small in comparison with P_1 and P_2 that stability effects in the beam can be neglected. Then

$$\begin{aligned} M_{BA} &= k_1 [s_1 \theta_B - s_1 (1 + c_1) \phi], \\ F_1 l &= 2 A_1 k_1 \phi - s_1 (1 + c_1) k_1 \theta_B, \\ M_{BC} &= k_3 [4 \theta_B + 2 \theta_C] \end{aligned}$$

and similarly for the other leg.

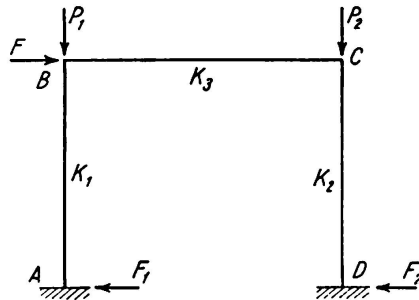


Fig. 3.

We have the two joint equations of equilibrium and the shear equation $F = F_1 + F_2$. Therefore

$$\begin{aligned} 0 &= (s_1 k_1 + 4 k_3) \theta_B + 2 k_3 \theta_C - s_1 (1 + c_1) k_1 \phi, \\ 0 &= 2 k_3 \theta_B + (s_2 k_2 + 4 k_3) \theta_C - s_2 (1 + c_2) k_2 \phi, \\ F l &= -s_1 (1 + c_1) k_1 \theta_B - s_2 (1 + c_2) k_2 \theta_C + 2 (A_1 k_1 + A_2 k_2) \phi. \end{aligned}$$

These equations enable us to solve directly for θ_B , θ_C and ϕ and thus the problem is solved. In particular the critical load of the structure is given by the vanishing of the determinant of the equations. Numerous detailed calculations [8] have shown that the lateral deflections of rigid frames (also therefore sway critical loads) are not at all sensitive to the distribution of the loads on the columns provided that the same total load is taken. It is in fact sufficiently accurate to distribute the total load so that the columns have the same value

of $\frac{P}{P_E}$ and thus the same value of their stability functions. The physical reason for this is that transferring load from say column A to column B increases the stiffness of A at the same time as it reduces the stiffness of B and to a first order causes no change in the overall lateral stiffness.

Calculations for symmetrical bents with equal column loads are more simply carried out by means of eqs. (II). Thus for the two storey portal shown in fig. 4 only the two joint equations of equilibrium are required

$$\begin{aligned} \text{i.e.} \quad 0 &= (n_2 k_2 + 6 k_4) \theta_C - o_2 k_2 \theta_B - m_2 \frac{F l}{4}, \\ 0 &= -o_2 k_2 \theta_C + (n_1 k_1 + n_2 k_2 + 6 k_3) \theta_B - (m_1 + m_2) \frac{F l}{4}. \end{aligned}$$

As before the sway critical load is obtained by putting $F = 0$ and thus the n, o functions are peculiarly suitable for critical load calculations.

References [7, 9, 10, 11] give examples of the use of m, n, o functions for the calculation of critical loads of tall building frames. They can be used for slope deflection or relaxation solutions. An example of the results is given in fig. 5 which is taken from reference [7]. It shows how the sway critical load

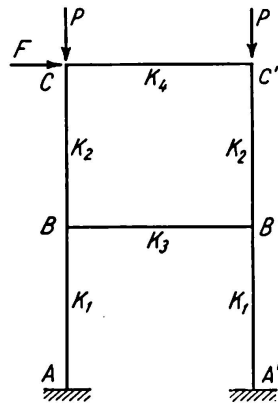


Fig. 4.

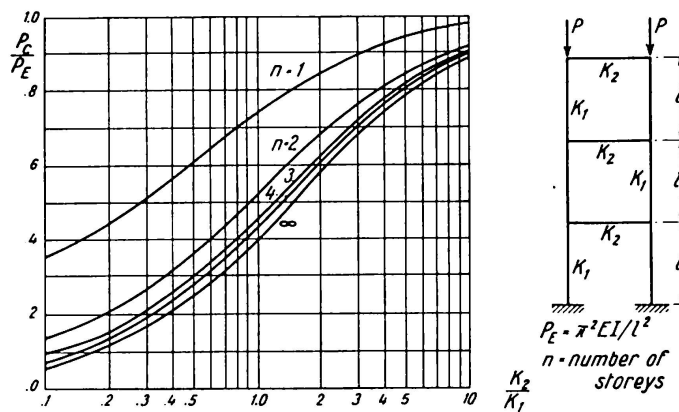


Fig. 5.

of a symmetrical single bay portal depends on the number of storeys. Some useful relations between s, c, m, n, o etc. are given in reference [8].

Members with Plastic Hinges

Suppose that there is a plastic hinge at B so that $|M_{BA}| = M_P$ and is specified. Eqs. (I) become

$$\begin{aligned} M_{AB} - c M_{BA} &= s(1 - c^2)k(\theta_A - \phi), \\ M_{AB} + M_{BA} + Fl &= -\pi^2 \rho k \phi. \end{aligned} \quad (\text{Ia})$$

Eqs. (II) become

$$\begin{aligned} M_{AB} + \frac{o}{n} M_{BA} &= -\frac{\pi^2 \rho}{n} k \theta_A - \frac{Fl}{n}, \\ M_{AB} + M_{BA} + Fl &= -\pi^2 \rho k \phi. \end{aligned} \quad (\text{IIa})$$

As an example of the use of eqs. (II) and (IIa) we will follow through the development of plastic hinges for the simple portal shown in fig. 6 where the

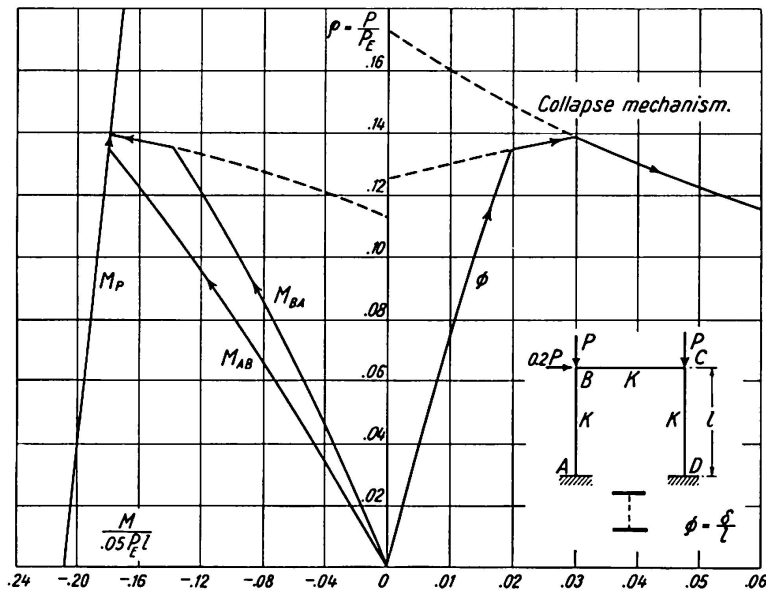


Fig. 6.

members are assumed to remain elastic until a plastic hinge forms. During the elastic range

$$\begin{aligned} M_{BA} &= kn\theta_B - 0.05mPl, \\ M_{BC} &= 6k\theta_B, \\ 0 &= M_{BA} + M_{BC} = k(n+6)\theta_B - 0.05mPl, \\ 0.1Pl &= 2Ak\phi'. \end{aligned}$$

Therefore

$$\frac{M_{BA}}{0.05 P_E l} = \frac{-6 m \rho}{n+6},$$

$$\frac{M_{AB}}{0.05 P_E l} = -m \rho \left[\frac{o}{n+6} + 1 \right],$$

$$\phi = 0.05 \pi^2 \rho \left[\frac{1}{A} + \frac{m}{2(n+6)} \right].$$

These values are shown graphed in fig. 6. During this range the elastic critical load towards which the bending moments and deflections are increasing asymptotically is given by $n+6=0$ i. e. by $\rho=0.748$.

M_{AB} is greater than M_{BA} and therefore the first plastic hinges form at the bases of the columns.

After a hinge forms at A we have $M_{AB} = -M_P$ and so from eqs. (IIa)

$$M_{BA} = \frac{o M_P - \pi^2 \rho k \theta_B - 0.1 P l}{n},$$

$$0 = k(6n - \pi^2 \rho) \theta_B + o M_P - 0.1 P l.$$

Therefore

$$\frac{M_{BA}}{0.05 P_E l} = \left[\frac{o M_P}{0.05 P_E l} - 2 \rho \right] \frac{6}{6n - \pi^2 \rho}.$$

Also

$$\pi^2 \rho k \phi = -M_{BA} + M_P - 0.1 P l.$$

Therefore

$$\phi = \frac{0.05}{\rho} \left[\frac{-M_{BA} + M_P}{0.05 P_E l} \right] - 0.100.$$

During this range the critical load towards which the bending moments and deflections are increasing asymptotically is given by $6n - \pi^2 \rho = 0$ i. e. by $\rho=0.185$.

To plot the moments and deflections during this second stage we require the relation between the plastic moment on the column and the axial load on it. For this example we will take $\frac{M_P}{0.05 P_E l} = 0.21(1 - \rho)$.

The axial yield load of the column P_Y is given by $M_P = 0$ i. e. by $\rho = \frac{P}{P_E} = 1$ so that in fact we are now calculating the example for $P_Y = P_E$. For mild steel with a yield stress of 15.25 tons/sq.in. and $E = 13,400$ tons/sq.in. this corresponds to a value of $\frac{l}{r}$ equal to 93. The numerical constant is that appropriate to an idealised parallel plate section. M_{BA} and ϕ for the second stage can now be calculated and are also shown in fig. 6. Valuable checks on the calculation are that the two graphs for M_{BA} and the two graphs for ϕ both intersect at the value of $\rho = 0.135$ for which $M_{AB} = M_P$.

The value of ϕ for the collapse mechanism with hinges at the top and bottom of the columns is also shown. To determine the mechanism

$$0.1 P l + P l \phi = -(M_{AB} + M_{BA}) = 2 M_P,$$

$$\frac{M_P}{0.05 P_E l} = 0.21(1 - \rho).$$

Therefore
$$\phi = \frac{0.021}{\rho} - 0.121.$$

The final collapse load of the portal is given by the intersection of the second stage with the collapse mechanism i.e. by $\rho = 0.139$. If the second critical load had been lower than the load existing at the formation of the first pair of hinges then the subsequent deflection curve would have had a negative slope and would have represented an unstable condition. In this case the collapse load of the structure would occur at the formation of the first pair of hinges and not at the intersection of the second stage with the collapse mechanism.

The rigid plastic collapse load or limit load P_Y ignoring stability effects is obtained from the collapse mechanism by putting $\phi = 0$ i.e. by $\rho_Y = 0.173$. For this portal the interaction between stability and plasticity effects reduces the failure load to $\rho_F = 0.139$ i.e. to 80% of the rigid plastic collapse load and this for a ratio of limit load to original elastic critical load of

$$\frac{\rho_Y}{\rho_C} = \frac{0.173}{0.748} = 0.232.$$

Fig. 7 taken from ref. [8] shows a more complicated example. The deflections of a two storey frame are shown for three ratios of lateral load. Over three hundred cases of different types of rectangular frames have been solved in order that the general field of the interaction between the failure loads, the limit loads and the critical loads may be studied. The generalised results have also been compared with a series of tests on model frames.

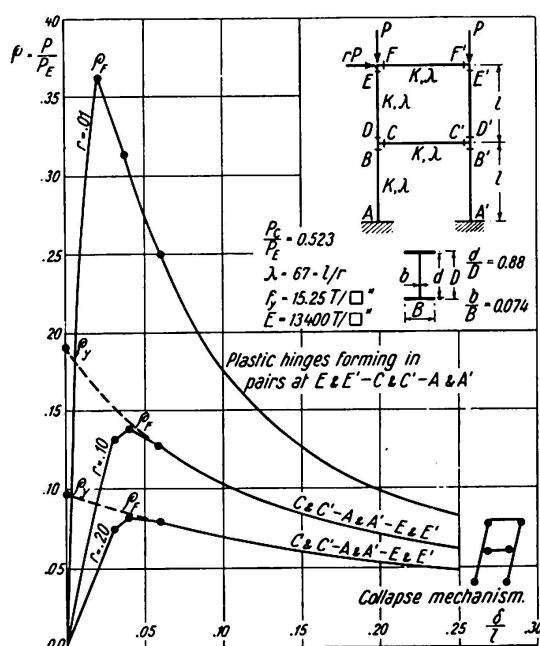


Fig. 7.

Acknowledgment

This paper summarises some of the analytical methods developed for a research project on the combined effects of plasticity and stability on the failure loads of structures, conducted by the Department of Structural Engineering, College of Science and Technology, Manchester, during the last nine years. The authors wish to thank their other colleagues and research students who have assisted in the general programme and thus made this paper possible.

References

1. R. K. LIVESLEY and D. B. CHANDLER, *Stability Functions for Structural Frameworks*. Manchester University Press, 1956.
2. B. W. JAMES, "Principal Effects of Axial Load on Moment Distribution Analysis of Rigid Structures". National Advisory Committee for Aeronautics, T.N. 534, 1935.
3. LUNDQUIST and KROLL, "Extended Tables of Stiffness and Carry-over Factor for Structural Members under Axial Load". National Advisory Committee for Aeronautics, A.R.R. 4 B 24.
4. A. J. S. PIPPARD, J. F. BAKER, *The Analysis of Engineering Structures* Edward Arnold.
5. S. TIMOSHENKO, *Theory of Elastic Stability*. McGraw-Hill Book Co.
6. F. BLEICH, *Buckling Strength of Metal Structures*. McGraw-Hill Book Co.
7. W. MERCHANT, "Critical Loads of Tall Building Frames". *Journal Inst. Struct. Eng.*, March, 1955.
8. A. SALEM, Ph. D. Thesis, Manchester University 1958.
9. R. B. L. SMITH and W. MERCHANT, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part II". *Journal Inst. Struct. Eng.*, August 1956.
10. R. E. BOWLES and W. MERCHANT, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part III". *Journal Inst. Struct. Eng.*, September 1956.
11. R. E. BOWLES and W. MERCHANT, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part IV". *Journal Inst. Struct. Eng.*, June 1958.

Summary

A new tabulation of stability functions for prismatic members was published in 1956¹⁾. The functions tabulated are

s the non-dimensional stiffness
 c the carry over factor

and three new functions m, n, o which are convenient for dealing with cases of sway of members. The independent variable is taken as the ratio of the

¹⁾ *Stability Functions for Structural Frameworks*, R. K. LIVESLEY and D. B. CHANDLER, Manchester University Press, 1956.

axial load in a member to the Euler load of a member. It is not yet generally realised how convenient these functions are for the stability analysis of rigid jointed frames and the paper therefore gives examples of their use. In particular the evaluation of critical loads and the effect of plastic hinges in members are treated.

Résumé

Un nouveau tableau de fonctions de stabilité pour barres prismatiques a été publié en 1956. Dans ce tableau, figurent les fonctions suivantes:

Coefficient de rigidité s (sans dimension)

Facteur de transmission c

ainsi que trois nouvelles fonctions m , n et o , qui peuvent être employées dans les problèmes de déplacement latéral des barres. Le rapport entre l'effort axial de compression et la charge de flambage d'Euler de la barre a été adopté comme variable indépendante. Le caractère pratique de ces fonctions pour les études de stabilité des cadres rigides n'est encore que peu connu. L'auteur en donne donc quelques exemples d'application. Il traite en particulier de la détermination des charges critiques et de l'effet des articulations plastiques dans les barres.

Zusammenfassung

Im Jahre 1956 wurde eine neue Zusammenstellung von Stabilitätsfunktionen für prismatische Stäbe veröffentlicht. Folgende Funktionen sind tabelliert worden:

Die dimensionslose Steifigkeit s

der Übertragungsfaktor c

sowie drei neue Funktionen m , n und o , welche bei seitlichem Ausweichen in Stäben angewendet werden können. Als unabhängige Variable wird das Verhältnis der axialen Druckkraft zur Eulerschen Knicklast des Stabes angenommen. Es ist noch wenig bekannt, wie bequem diese Funktionen bei Stabilitätsuntersuchungen von steifen Rahmen sind. Die Arbeit gibt daher einige Beispiele für den Gebrauch dieser Funktionen. Besonders werden die Bestimmung der kritischen Belastungen und die Wirkung von plastischen Gelenken in Stäben behandelt.

III a 5

Steel Framed Tier Buildings in American Design Practice

Les méthodes américaines d'étude des ossatures métalliques pour bâtiments à étages multiples

Amerikanische Berechnungsmethoden für Stahlskelettbauten

JOHN W. PICKWORTH

Weiskopf & Pickworth, Consulting Engineers, New York, N. Y. (U.S.A.)

Building design is one of the many fields in which a civil engineer may choose to use his talents. The design of tiered building frames in America, commonly referred to as skyscrapers, is an area for endeavor and accomplishment that has peculiarities and requirements worthy of note. There are more and different considerations involved in the tiered frames than there are in the types of buildings from which this class grew. Complexities have multiplied as the demands for enlarged and finer accommodations have increased from year to year. How the structural engineer performs, and how he obtains the desired results of his efforts, is perhaps of interest.

In the United States of America, the organization to perform this work generally follows a pattern which has developed in a clime of an expanding economy and rapid change. Since the introduction of steel construction, there has been a growing tendency boldly to accept new concepts and to disregard or even to discard that which has been done before. The engineer has lived in, and adjusted himself to this atmosphere. He has acquired a flexibility and has participated in, and contributed to, the advances that have marked the age in which we live.

The engineer in the United States usually practises as an independent private professional, often in association with one or more partners. He maintains an office and draughting room where a staff of engineers, technicians and draughtsmen produce the structural plans and specifications for the various projects for which he is responsible. He depends upon professional fees for his expenses and personal income. The plans finally prepared under

his direction are complete and illustrate the whole structural design. These plans are used to obtain a permit to build from the local building department or authority. They also permit competing steel fabricators to estimate and bid for the job of detailing, making and erecting the work.

Design is a creative art. It cannot be taught, for textbooks only give the tools to be used. Each basic concept must originate in the mind of one man, the designing engineer. The art must be learned by those who have aptitude and imagination, and who have acquired technical training coupled with a knowledge of available materials and local builders' capabilities. Of utmost importance, in the field under discussion, is the will on the part of the designers to cooperate with others. The modern big building is a most complicated machine. The support of the structure, although vital, is not the only feature that contributes to the successful functioning of the building.

In a sense, the practice of structural design is the same and has the same basic requirements as any other art. The musician, before he can perform in public, or the painter, before he can produce a good picture, must work to acquire a knowledge of his tools and the technique of their use. If these artists try and fail, they may get popular sympathy but it is not so with the structural engineer. Once charged with the responsibility for a project, he must reach a safe conclusion within a reasonable time. This calls for vision based on experience, and he cannot rely wholly upon what he or someone else has done previously. No two buildings are alike, though some may be similar.

Now, how are the structures under discussion conceived and planned? A team is needed . . . a team of experts who should actively participate in the earliest phases of planning. A period of several months may be allowed for the development of studies. Frequent consultation with the owners must be maintained so that they may be completely satisfied that what is being planned will adequately meet their needs. It must be emphasized that worthwhile ideas can be most advantageously contributed only before too many vital or irrevocable decisions have been made. Belated thinking by the experts is to be avoided.

The captain and coordinator of the team is the Architect who decides the scope, function and appearance desired. The team includes a number of specialists; various mechanical engineers who dictate the organs, nerves and vascular system required, and the structural engineer who must conceive a suitable skeleton. It is somewhat like creating a human body which throughout its life or span of existence must serve, labor and resist the ravages of time and of the elements. It is in the early stages of the coordinated planning that the structural engineer may most successfully show his ingenuity.

The conception that evolves from this preliminary work is the true design and requires the broadest skill and knowledge. It demands the imaginative, creative thinking which would be fruitless as an afterthought when the work of planning has progressed to a more advanced stage.

The structural designer must acquaint himself with the magnitude of the proposed building, the site conditions, the approach to and the exposure of the property. He must also consider the nature of the ground on which the building is to rest and the possibility of obtaining a suitable foundation. Tall towers should have a firm, unyielding base and narrow structures may even require anchorage to prevent overturning due to horizontal forces. Schemes for the framing of typical floor panels must be studied and compared for suitability and cost. The floors not only carry the dead and live loads to the columns, they have to be capable of acting as stiff horizontal diaphragms to distribute the wind or seismic shears to the braced bents. Great care must be used so that all live and dead loads are included in the calculations and that local laws are not violated. He must exercise to a great extent the ability to think in three dimensions. Such ability is a vital characteristic of the real engineer. He must decide the number and position of the supports or columns at the various levels, providing for the large or uninterrupted spaces deemed essential by the Architect. This may involve girder or truss transfers of columns. Often the trusses exceed in magnitude, if not in span length, the heaviest bridge work.

A major consideration in this planning phase is that, simultaneously, the structural engineer must devise and incorporate a system for bracing a high structure to withstand horizontal forces such as wind or earthquake. Except in a very sketchy way, as a sort of mental guide, figures or computations are not involved, but at the same time, the size of the members that will eventually be required must be made clear so that the other experts may make allowances in their planning. The number, speed and heights of elevator banks to service the building must be determined by one of the experts, and provision must be made for the type and space requirements of ventilating or air conditioning ducts and equipment. All this, in the early stages, is done in a freehand manner. An active exchange of ideas must be maintained among members of the team either in meetings or by means of sketches. Herein is demanded a sympathetic cooperation so that all of the ultimate demands of the project are clearly illuminated. The real designer of the steel structure must be sure that he has not neglected any basic factors needed for complete design. He may use some pilot figures, but mainly he and his confreres rely on judgement.

Neglect of a major factor is not to be tolerated. Not too long ago, plans for a high building in a foreign land were issued for bidding by contractors in numerous countries. In all respects they seemed complete, but no provision to withstand the strong winds of the locality had been incorporated. Nor was it possible to add strength and stiffness without utterly preventing the intended use of the building. The plans were useless.

The structural designer must be very intimately aware of what shapes and sizes can reasonably be obtained and handled for each particular job. He must know how they can be connected and to what extent he may employ

riveting, bolting or welding. For high buildings of the class under discussion, welding, as a means of connecting members of the frames together, has not been used to a great extent in the United States. In almost every steel structure, however, some places can be found where welding is employed. Practically all of the work done in the fabricating shop is riveted.

For field connections, ordinary bolts serve only for the minor filling-in pieces. Riveting has long been the most favored method in general use, but for nearly all of the recent projects, the so called high-tension bolts are being substituted for rivets. Properly installed with calibrated power wrenches, they provide a most satisfactory substitution and a saving in cost.

It is well, if in his earlier training, the engineer has had a few years of detailing, making shop drawings of actual pieces and thus learning to solve the small problems that arise with infinite variety on every job.

The growth of the large and high framed building has been most notable in the United States where the unstinting use of steel has been of less economic importance than in other countries. The industry has contributed, over the years, by developing and making available, the desired shapes in a variety of quantities and qualities.

In tiered buildings, the space between ceiling and floor must be kept to a minimum. The depth of the horizontal framing establishes the story heights. The cost of extending stairs, walls, piping, elevators and ducts must be balanced against the cost of using the shallower beams or girders in the floors. The demand for wider and wider open spaces dictates an ever increasing spacing of columns and shallower beams, or the design of beams that can be punctured for the passage of horizontal ventilating ducts and pipes. While this sort of thing often requires what might be by itself regarded as an extravagant use of metal, it effects an overall saving in the building cubage and cost.

As the demand for larger and higher buildings has increased, year by year, the manufacturers have marketed heavier and heavier rollings. Very sizable projects are accomplished today by using plain rolled sections. However, the bigger and more spectacular creations of modern times have required columns with immense load carrying capacity, and of sizes far in excess of even rolled column shapes with ordinary cover plate reinforcement. The design of the heavy columns for the lower parts of multi-story buildings requires study in each case. It is not just a simple matter of getting a cross section of so much area. The scheme of wind bracing is as much a governing consideration as is the load in the design of the cross section of the column. If the plan is of a long narrow building, the wind may be a major problem in one direction only. If the plan is of a tower approximately square, moment connections may be needed to all faces of a column. The magnitude of the maximum moments will require a detail that lends to a grading or modification up through the frame without abrupt change of type. Strength is not the only requirement. Stiffness must be obtained so that tenants are never conscious of sway in slender towers.

The frame should be rigid so that damage is not done to stiff partitions, or to column encasements and fireproofing in the finished building. Knee braces are generally stiffer and more economical than are moment connections, but they are architecturally objectionable as a rule.

For satisfactory results on slender towers, assuming prescribed wind pressure, the sway should be limited to .002 of the height as a maximum. It must be borne in mind that more modern and lighter construction does not contribute the stiffening benefits of the old fashioned, heavier masonry walls and floors. Total dependence for rigidity is upon the steel frame alone and judgement often dictates the use of a drift factor of .0015 in the design computations.

Examples from three monumental buildings nearing simultaneous completion in New York City serve to illustrate various treatments of the problems.

Case I

This is a sixty story office building with forty column shafts for the full height arranged in four lines of ten supports on each line. Obviously, with this rectangular plan, the major wind problem is in the relatively narrow bents

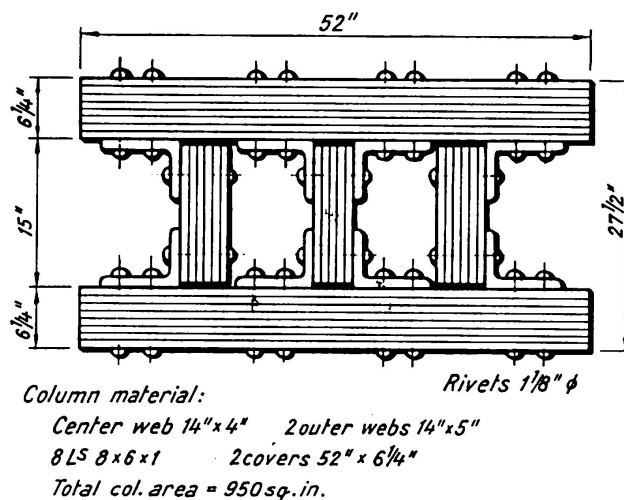


Fig. 1.

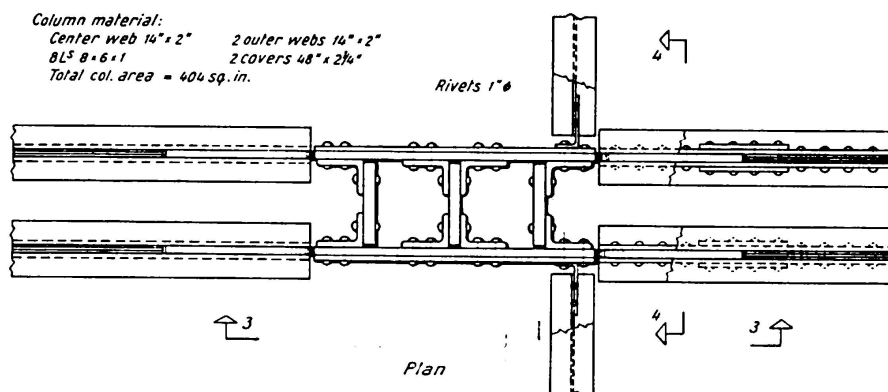


Fig. 2.

of four columns. These bents are twenty-nine feet apart and the columns are spaced from thirty-one to forty-five feet apart. The interior columns carry as much as eleven hundred square feet of floor at each level. Fig. 1 shows the cross section of the maximum column shaft used with an area of 950 square inches of steel. Note that the shape of the column, twice as deep as it is wide, represents an ideal solution for making a compression member to be strong in bending about one axis. Figs. 2, 3 and 4 show a typical detail for moment connections in an upper story. They illustrate how certain of the laminated cover plates were extended as gussets to engage the floor girders which are

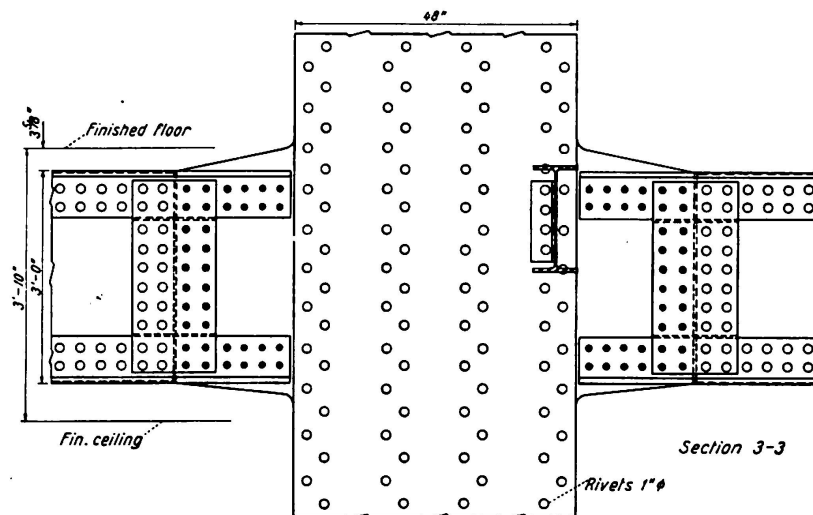


Fig. 3.

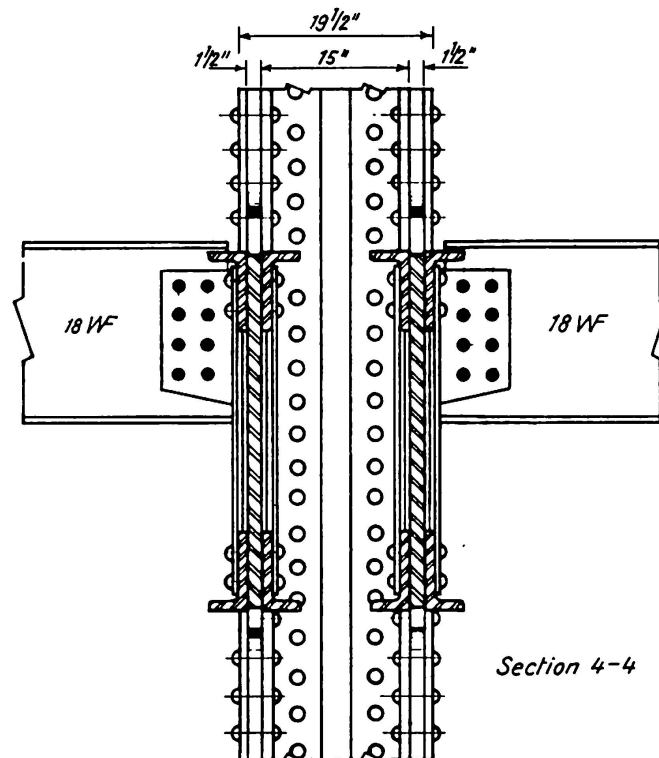


Fig. 4.

36 inches deep for the normal 12'-7" stories and 48 inches deep where the stories are higher.

The lesser wind problem in the long direction of the structure was taken care of by using double angle knee braces along the two interior column lines. This bracing is encased and hidden by the partitions enclosing the elevators, stairs, shafts and utility rooms.

Case II

This is a relatively square fifty three story tower and the wind pressure in each direction is approximately the same. Figs. 5, 6 and 7 show a typical interior condition where moment connections were required on all four faces

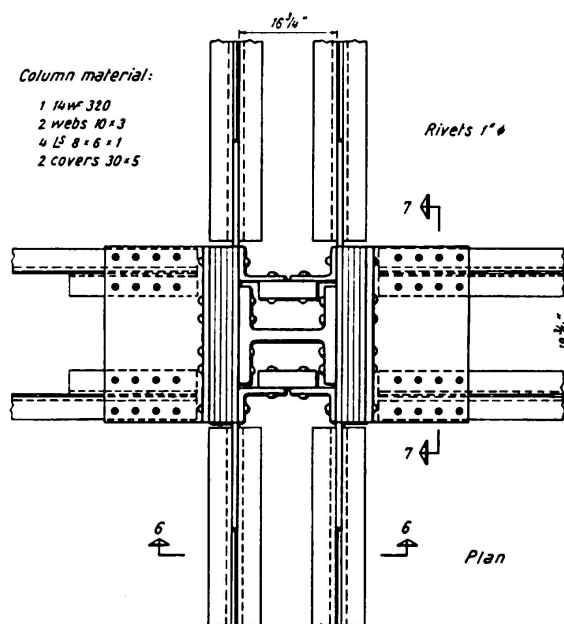


Fig. 5.

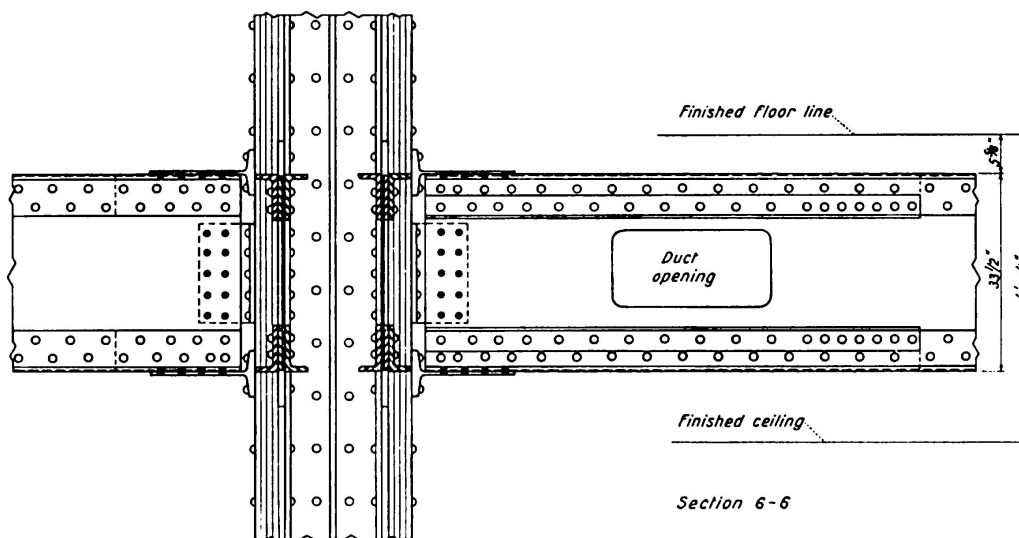


Fig. 6.

of the column. The spans varied from twenty to forty feet and rectangular openings in the girder webs allowed the horizontal ventilating ducts to be kept within the 33 inch depth of steel girders.

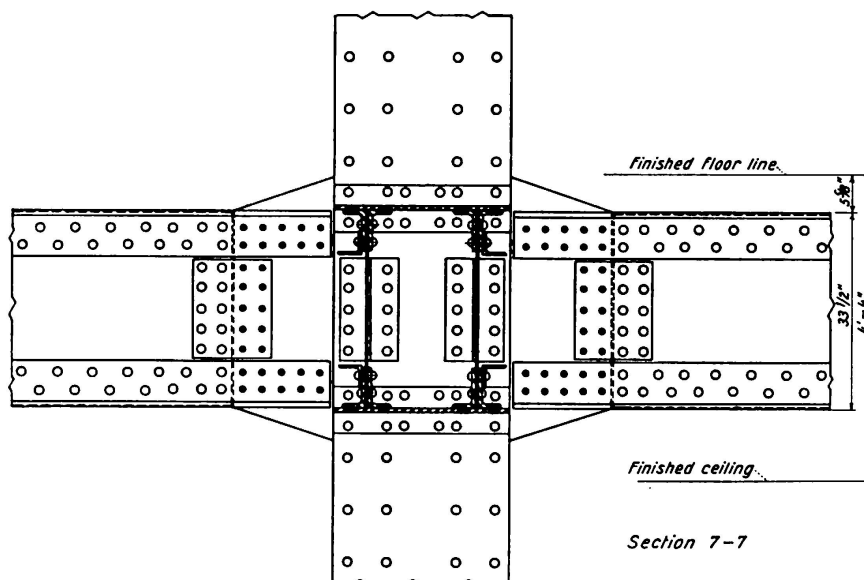


Fig. 7.

Case III

This is a forty-three story tower $167' \times 147'$ in plan. Here the wind treatment is kept entirely within the $42' \times 109'$ central core area and no moment connections of the surrounding office floor framing were required. The core is a braced tower by virtue of a system of interdependent trusses and knee braces in both directions. This bracing is economical of steel and is acceptable architecturally as it is entirely hidden and fireproved by enclosure walls and partitions. The floor area outside of the core is supported by simple beam and girder framing. Since these members were free of any wind stress considerations, filler beams were 16" deep and girders 21" deep on approximately 28 ft. spans. Air conditioning ducts diverge from large vertical distribution shafts in the core and pass under the structural framing to properly located diffusers. A cross section through the typical floor construction would reveal a 1" cement topping on $3\frac{1}{2}"$ lightweight fill; a 5" lightweight concrete mesh reinforced slab supported on structural steel members encased in concrete; 8" deep air conditioning ducts and 3" of ceiling construction. The total dimension from finished floor to finished ceiling is 3'—5". The architects set the clear ceiling height at 8'—10" and a typical story height of 12'—3" resulted.

Fig. 8 shows the typical tower framing plan. Figs. 9 and 10 are cross section diagrams of the tower framing. Fig. 11 is a cut-away perspective of the skeleton of this tower.

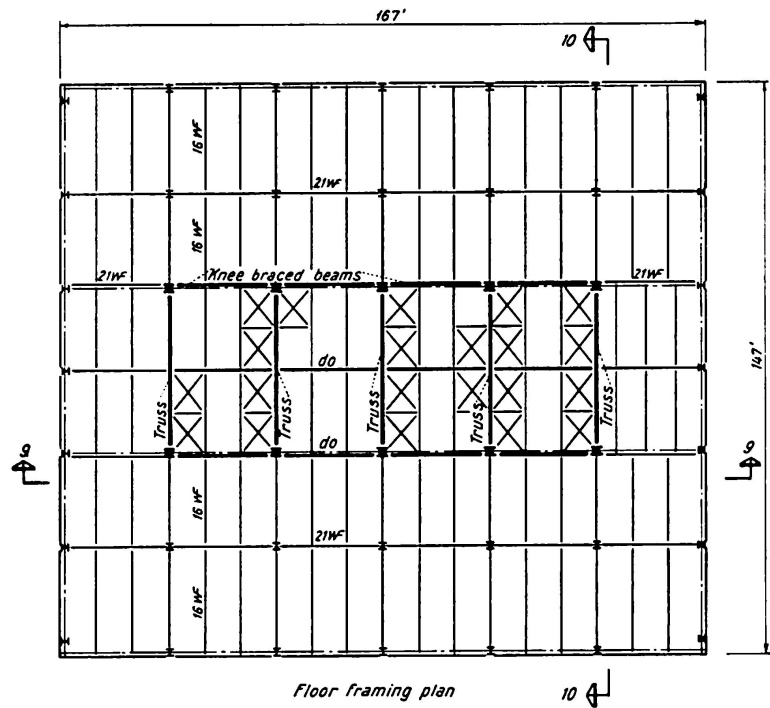


Fig. 8.

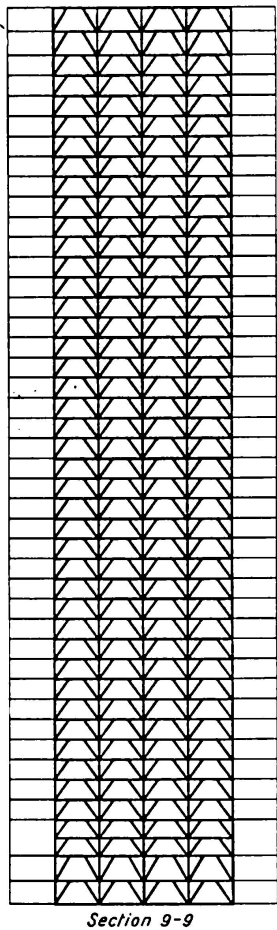


Fig. 9.

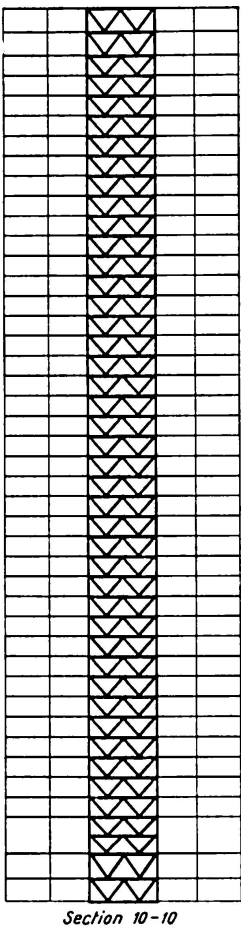


Fig. 10.

These three examples serve to illustrate the variety there is to the solutions that are to be found in answer to problems common to all buildings that tower above the ground; buildings that in a sense are vertical cantilevers that must withstand dynamic horizontal forces. There is no preferable form of wind bracing. The engineer must devise a scheme that he considers best suited for the particular problem at hand. He may decide that only certain selected bents are to withstand the shear. He may decide to use moment connections or cross braced panels or combinations of the two that will be proportioned to act in concert.

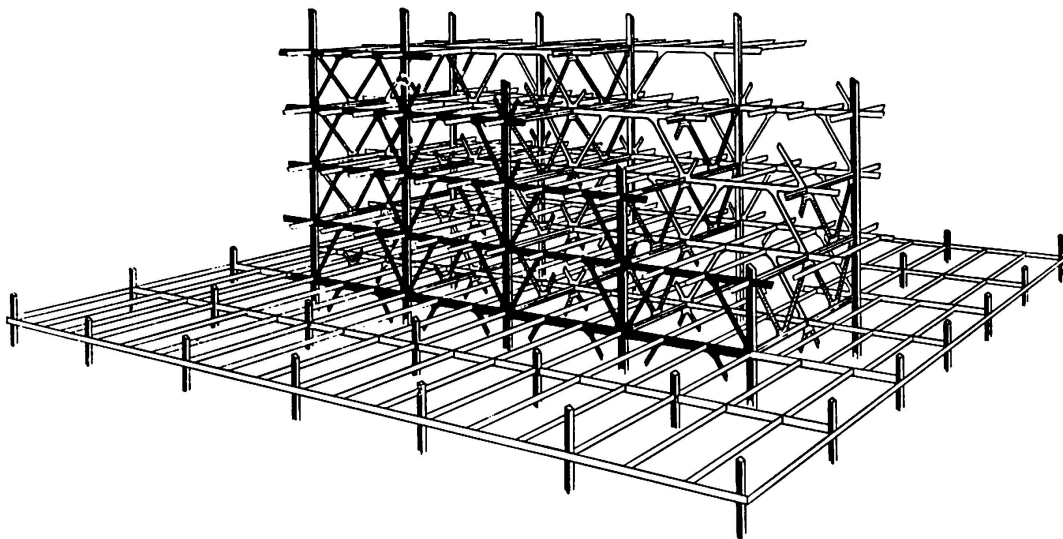


Fig. 11.

Once a project is started, as little time as possible is allowed for exhaustive study or involved comparison of various schemes. A firm sure hand must map the course to be followed. A tiered building is designed from the top down but, of course, will be built from the bottom up. Where high buildings are planned, the land values are likewise high, and the planners are urged to speed their work so that a return on investment will start at the earliest possible date. Usually high towers are planned for areas already congested, and the land selected is being currently put to some commercial use. There is no advantage to starting to excavate before the foundations are designed. The column loads and locations must be determined accurately to permit the commencement of work at the site.

A most important feature of the steel design is the column schedule. It has been found generally most advantageous and economical to splice all columns at every second story in order to reduce the number of pieces and thus the milling and splicing. Every third story has been tried in some few instances, but after consideration, it has been discarded as a practice. It piles too much material on the deck if three tiers of beams are to be sorted after delivery. On the other hand, such considerations as an abrupt increment of load, as an

occasional high story, or exceptionally heavy weight of pieces may dictate the use of one story column shafts. This was the case in the lower stories of the structure cited in Case I, where the lifting capacity of the heaviest derrick equipment obtainable forced the designing engineer to limit the lengths of the shafts to be handled during erection.

It is impossible to describe herein all the items involved in the design of tiered buildings. The engineer must delineate the comprehensive scheme, largely imaginative in the early stages, and this must be followed up by the more detailed work of computing and draughting. Led by the structural engineer, his staff of technicians produce plans and schedules which complete the steel design. The structural steel contractor to whom the fabrication is awarded must then make shop details of every piece, and these details must be submitted to the engineer for his corrections and final approval. This is an important part of the engineers work and needs thoughtful care. Besides being a check upon the accuracy of the contractor's interpretation of the design, it furnishes the engineer a final opportunity to appraise his own work.

Participating in the design of a modern skyscraper is a rewarding experience. Looking up at a completed building, one cannot be but proud of man's accomplishment and especially of the part played by the Engineer in such an achievement.

In 1890, the poet, Rudyard Kipling wrote about the ancient subject of art. One verse referred to the building of the Tower of Babel.

"They builded a tower to shiver the sky and wrench the stars apart,
Till the Devil grunted behind the bricks: 'It's striking, but is it art?'
The stone was dropped by the quarry side, and the idle derrick swung,
While each man talked of the aims of art, and each in an alien tongue."

Thus the first attempt of men to attain a structural height was a failure due to their inability to cooperate. We are learning by experience. May we work together in harmony and with understanding.

Summary

This paper on the Practice of Design in the United States is more philosophic than scientific. The technical aspects of the subject are too well known, varied and intricate to receive more than passing reference. Taking for granted that the readers are schooled in the fundamentals, herein are treated the pertinent points that particularly apply to high buildings and to the role of the engineer in his handling of the problems involved. Engineers are regarded as men who compute. Attention is not generally paid to the extent to which they have first to conceive what they will figure. By generating original ideas and conforming to the laws of nature within the boundaries of economy, the

designer display his genius. The high steel structure requires, in full measure, the best efforts of the profession in the practice of design as an art.

Résumé

Cet article, qui traite de l'étude des immeubles à étages multiples aux Etats-Unis, est plus philosophique que scientifique. Les aspects techniques du sujet sont trop connus, trop variés et trop complexes pour recevoir plus qu'une mention au passage. Les lecteurs, que nous supposons instruits des notions de base, trouveront traitées ici les questions les plus importantes relatives particulièrement aux immeubles élevés et au rôle de l'ingénieur dans la façon de résoudre les problèmes que cela implique. On considère les ingénieurs comme des personnes qui font des calculs. On oublie trop souvent jusqu'à quel point ils doivent concevoir d'abord ce qu'ils calculeront ensuite. C'est en émettant des idées originales et en les conformant aux lois de la nature dans les limites de l'économie que l'auteur d'un projet montre son génie. Les ossatures élevées en acier exigent que l'on applique à leur étude toutes les ressources de la technique et de l'art de l'ingénieur.

Zusammenfassung

Dieser Bericht über statische Berechnungen in den Vereinigten Staaten von Amerika ist mehr philosophisch als wissenschaftlich. Die technischen Aspekte sind zu gut bekannt, zu verschiedenartig und zu kompliziert und können daher nur am Rande erwähnt werden. Unter der Voraussetzung, daß die Leser mit den Grundlagen vertraut sind, werden in diesem Bericht die Schwierigkeiten behandelt, die besonders bei der Berechnung von Hochhäusern auftreten und die Rolle des Ingenieurs bei der Handhabung der verschiedenen Probleme. Ingenieure werden als Männer betrachtet, die Berechnungen aufstellen. Im allgemeinen wird der Tatsache viel zu wenig Aufmerksamkeit gewidmet, wie weit sie zuerst gestalten müssen, was sie anschließend berechnen. Bei der Schöpfung von neuen Ideen und deren Anpassung an die Naturgesetze, in den Grenzen der Wirtschaftlichkeit, zeigt der Entwerfer seinen Genius. Die statischen Berechnungen von Stahlkonstruktionen für Hochhäuser sind zur Kunst geworden und erfordern im höchsten Maße die größten Anstrengungen des Ingenieurberufes.

III a 6

Structural Experiments on a Building of Composite Design

Essais pratiques sur un ouvrage de conception mixte

Versuche am Tragwerk eines Gebäudes in Verbundbauweise

S. R. SPARKES

J. C. CHAPMAN

A. C. CASSELL

Introduction

The major expansion of Imperial College, London, involves the construction of a number of new buildings. Where it seems appropriate the opportunity is being taken to carry out structural experiments on the buildings. Some short-term tests on a minor building have already been described [1], and the present paper describes experiments on part of the new building for Mechanical Engineering.

The building is of rather unusual construction, having castellated steel beams which are designed to act compositely with the floor slabs. The first stage of the building (figs. 1 and 2) will be occupied towards the end of 1959, and consists of a main spine having nine floors, with two six-storey spurs joined by a lower laboratory block. The spine has a reinforced concrete core containing the lifts and staircases, and a single bay steel framework with simply supported composite beams; the laboratory link is of steel portal construction. To ensure composite action between beam and slab, welded stud shear connectors are provided.

In the spine the beam-column connexions were made by clearance bolts to bottom brackets and web cleats. In the portals, site welded joints were made in the beams at about one fifth of their span from the columns. Column splices were site welded.

The investigation was planned to give information on the stresses in selected beams and columns due to erection of the steelwork, during and after the casting of the concrete slabs and encasement, and subsequently during the life of the building. This paper includes measurements made almost

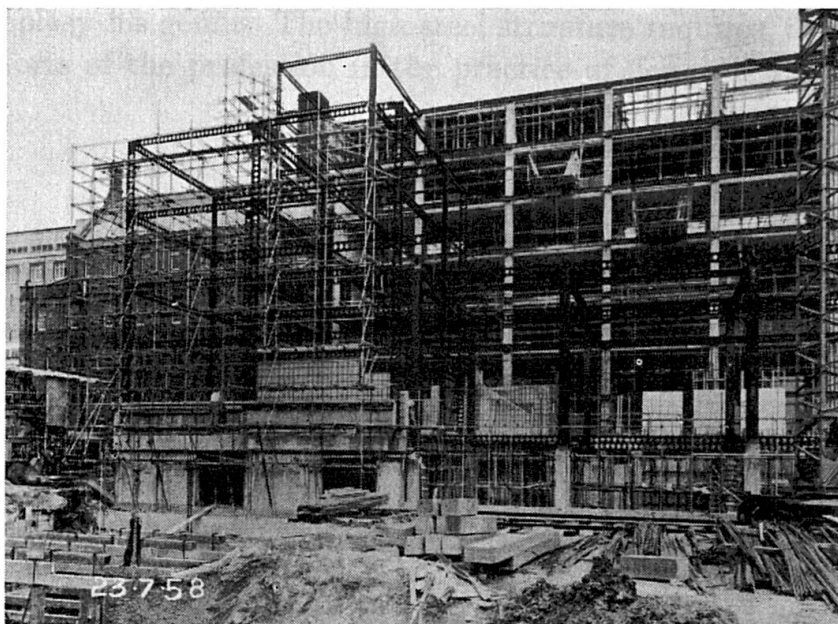


Fig. 1. Mechanical Engineering. Building Stage 1. Imperial College.

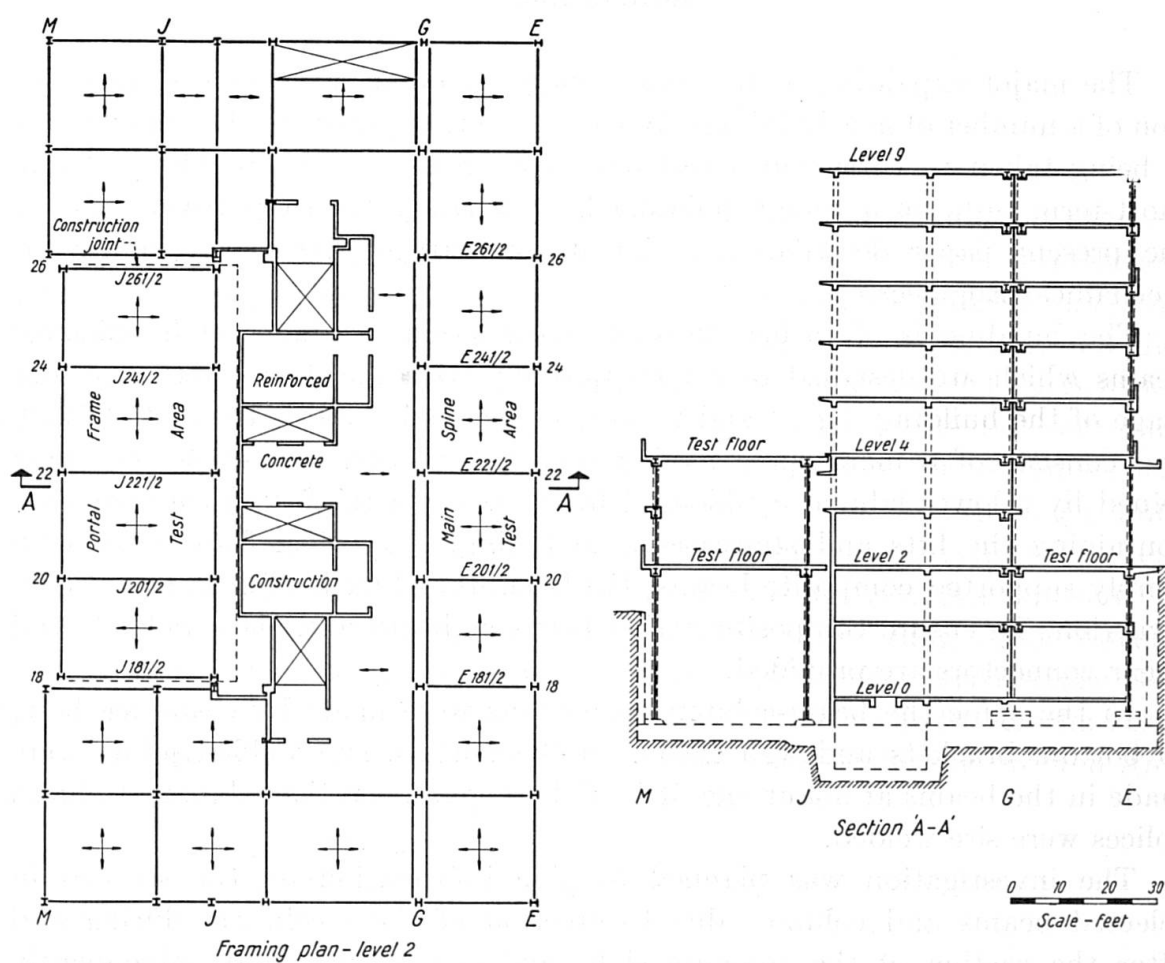


Fig. 2. Mechanical Engineering Building Stage 1. Imperial College.

up to completion of the building. Short-term live loading tests were also made to study beam and slab interaction, and since these tests were necessarily non-destructive, parallel laboratory tests to failure are proceeding, but these are not reported in the present paper.

Instrumentation and Live Loading

Strain gauges were required to be of robust construction and to have long term stability, and for these reasons vibrating wire gauges were chosen. The gauge [2] is shown in fig. 3, and incorporates welded studs for fixing the taut wire, the electro magnet, and the cover. The gauges were fixed to the steel members and sealed in the laboratory before erection, and wire frequencies were recorded with the members in a stressfree condition; this measurement provided the datum to which later strain measurements were referred. Fig. 4 shows gauges mounted on the flanges of a beam, and the disposition of the gauges is shown in fig. 5.

Deflexions of beams and slabs under live loading were measured by dial gauges relative to tensioned wires spanning between columns, contact with the wire being detected electrically. Any settlement of the columns will be measured

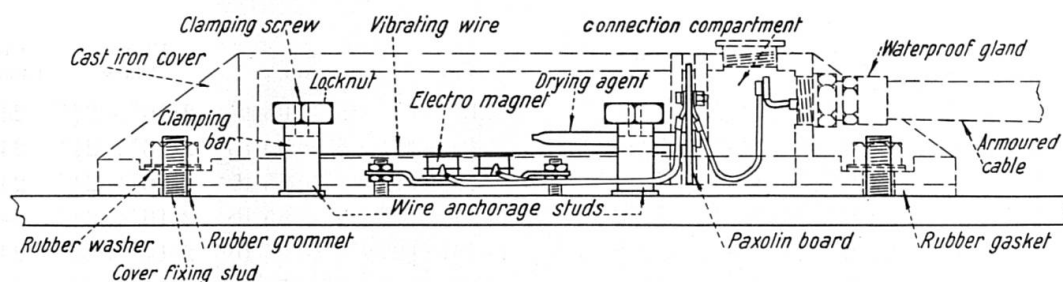


Fig. 3. Strain Gauge Assembly.

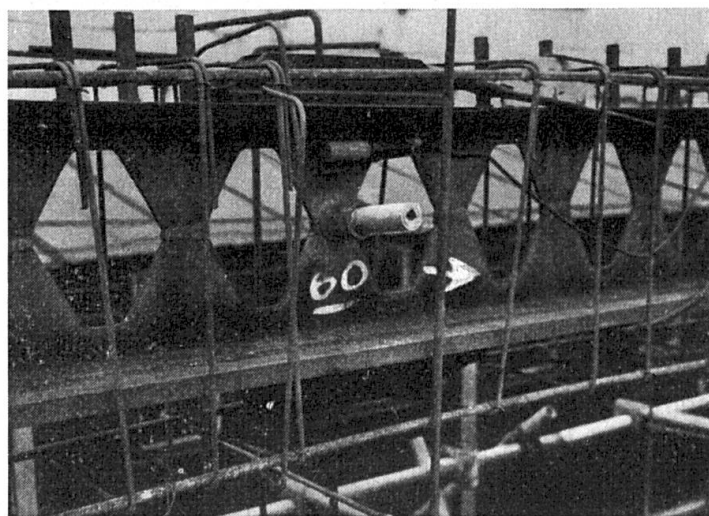
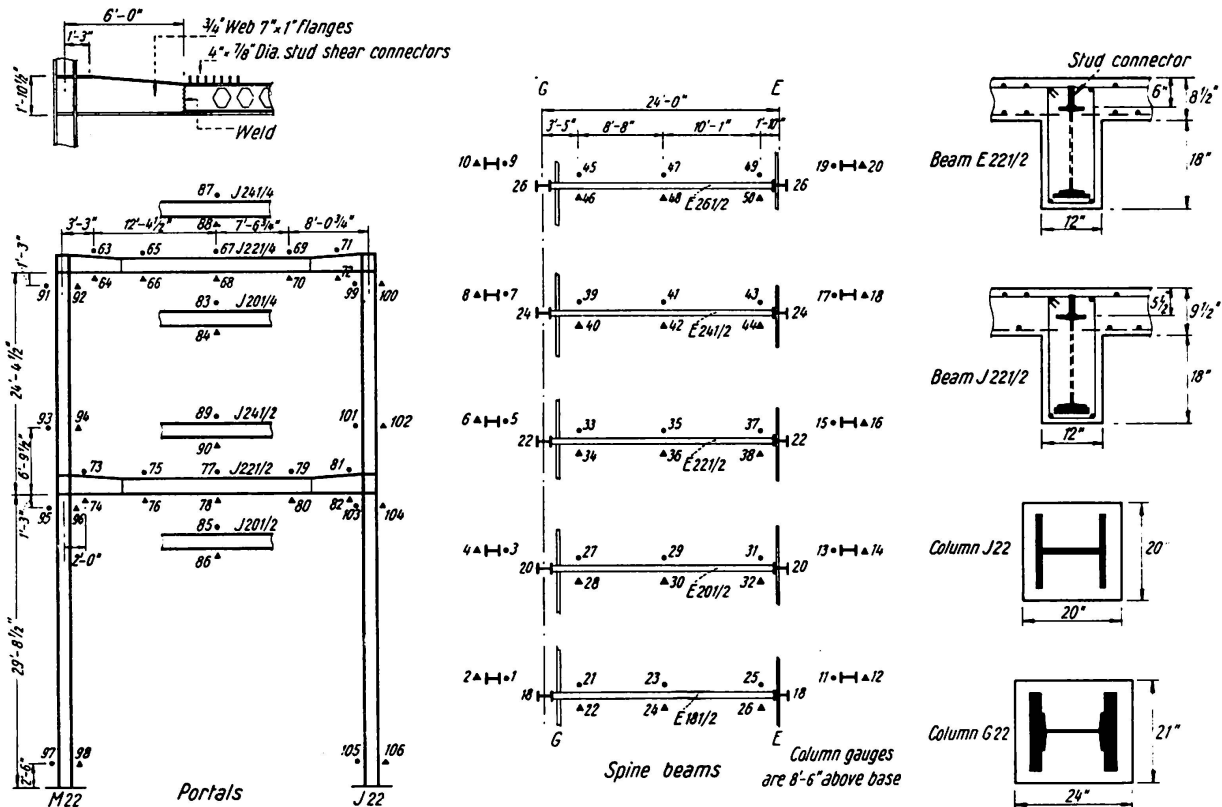


Fig. 4. Castellated Beam with Shear Connectors, Strain Gauges and Resistance Thermometer.



Beam	Section	Flange Plate	Depth below concrete	Column	Section	Flange Plate	Concrete Encasement
E 181/2	18" × 5" × 32 lb C.	1/7" × 3/4"	5 1/2"	G 18	12" × 8" × 65 lb	2/16" × 2 3/4"	24" × 21"
E 201/2	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 3/8"	6"	G 30	12" × 8" × 65 lb	2/16" × 2 3/8"	24" × 21"
E 221/2	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 1/2"	6"	G 22	12" × 8" × 65 lb	2/16" × 2 1/2"	24" × 21"
E 241/2	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 5/8"	6"	G 24	12" × 8" × 65 lb	2/16" × 2 1/8"	24" × 21"
E 261/2	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 5/8"	6"	G 26	12" × 8" × 65 lb	2/16" × 2 3/8"	24" × 21"
G 200/2	12" × 6" × 44 lb	2/8" × 3/4"	2"	E 18	10" × 8" × 55 lb	2/14" × 2"	20" × 20"
E 200/2	12" × 4" × 18 lb C.	1/8" × 1"	6"	E 20	10" × 8" × 55 lb	2/14" × 2"	20" × 20"
J 201/4	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 7/8"	6"	E 22	10" × 8" × 55 lb	2/14" × 2"	20" × 20"
J 221/4	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 7/8"	6"	E 24	10" × 8" × 55 lb	2/14" × 2"	20" × 20"
J 241/4	18" × 5" × 32 lb C.	1/8" × 3/4"	6"	E 26	10" × 8" × 55 lb	2/14" × 2 1/8"	20" × 20"
M 200/4	12" × 4" × 18 lb C.	1/8" × 3/4"	6"	M 22	12" × 5/8" web	2/15" × 1 1/8"	20" × 20"
M 220/4	12" × 4" × 18 lb C.	1/8" × 3/4"	6"	J 22	12" × 5/8" web	2/15" × 1 1/8"	20" × 20"
J 200/4	12" × 4" × 18 lb C.	1/8" × 7/8"	6"				
J 220/4	12" × 4" × 18 lb C.	1/8" × 7/8"	6"				
J 201/2	18" × 6" × 44 lb C.	1/7" × 1"	5 1/2"				
J 221/2	18" × 6" × 44 lb C.	1/7" × 1"	5 1/2"				
J 241/2	18" × 6" × 44 lb C.	1/7" × 1"	5 1/2"				
M 200/2	15" × 4 1/2" × 25 lb C.	1/7" × 5/8"	5 1/2"				
M 220/2	15" × 4 1/2" × 25 lb C.	1/7" × 5/8"	5 1/2"				
J 200/2	15" × 6" × 40 lb C.	1/7" × 1"	5 1/2"				
J 220/2	15" × 6" × 40 lb C.	1/7" × 1"	5 1/2"				

Slabs and Reinforcement

Spine level 2 8 1/2" slab

5/8" dia. bars at 6" c's parallel to E 221/2

3/4" dia. bars at 6" c's parallel to E 220/2

Portals level 4 9 1/2" slab

3/4" dia. bars at 7 1/2" c's parallel to J 221/4

3/4" dia. bars at 6" c's parallel to J 220/4

Portals level 2 9 1/2" slab

3/4" dia. bars at 6" c's parallel to J 221/2

3/4" dia. bars at 4 1/2" c's parallel to J 220/2

Slab reinforced by 4 No. r.c. beams spanning parallel to J 221/2 overall size 25 1/2" × 7" reinforced by 2 No. 1/2" bars.

Fig. 5. Distribution of Gauges; Beam and Column Details.

by precise levelling to a datum sufficiently far from the site to be unaffected by building operations.

Temperatures at ten points in the structure were measured by resistance thermometers embedded in the concrete. As a check on the resistance thermometers, access tubes were provided to enable a tip actuated mercury thermometer to be passed through the concrete encasement to the steelwork.

Live loading consisted of 120 oil drums filled with bricks which were to be used in the building. The drums, which weighed about 0.25 ton each, were placed in position by fork lift trucks. Live loads were applied at level 2 in the spine and at levels 2 and 4 in the portal structure. Fig. 6 shows a bay of the main spine carrying a load of 30 tons.

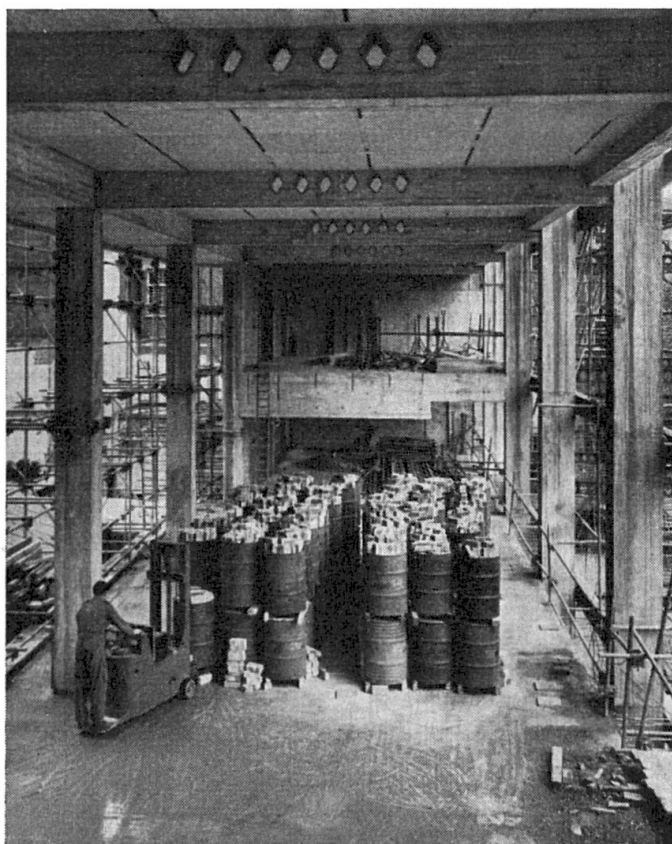


Fig. 6. Test Load 5, Main Spine.

Results

Fig. 7 shows stress histories for the spine columns, the strain being measured on the flange centre lines 8 feet 6 inches above the column bases (fig. 5). The stress plotted at zero time is the stress for the steelwork fully erected and concrete cast up to level 2, whilst the final reading plotted (twelve months later) corresponds to the structure nearing completion. An erection calendar is as follows:

Main Spine

5 December	1957	Gauges 1—20 fixed to columns.
12 December	1957	Gauges 21—62 fixed to beams.
8 January	1958	Steel erected to level 2.
13 January	1958	Steel erected to level 4.
27 January	1958	Steel erected to level 6; columns 22—26 encased to level 1; welding completed to level 4.
18 February	1958	Level 1 floor slab concreted.
11 March	1958	Level 2 floor slab concreted.
11 April	1958	Shutters removed from level 2 slab; level 4 concreted with shutters supported from level 2.
May	1958	Live load tests 1—5.
2 September	1958	Concreting completed to level 9.
25 March	1959	Most walls built; no floor finish.

Portals

10 February	1958	Gauges 63—106 fixed.
14 May	1958	Steel erected and welded.
14 August	1958	Columns encased to level 2.
2 September	1958	Level 2 concreted. Level 4 concreted.
November	1958	Live load tests 6—9.
24 March	1959	Most walls built; no floor finish.

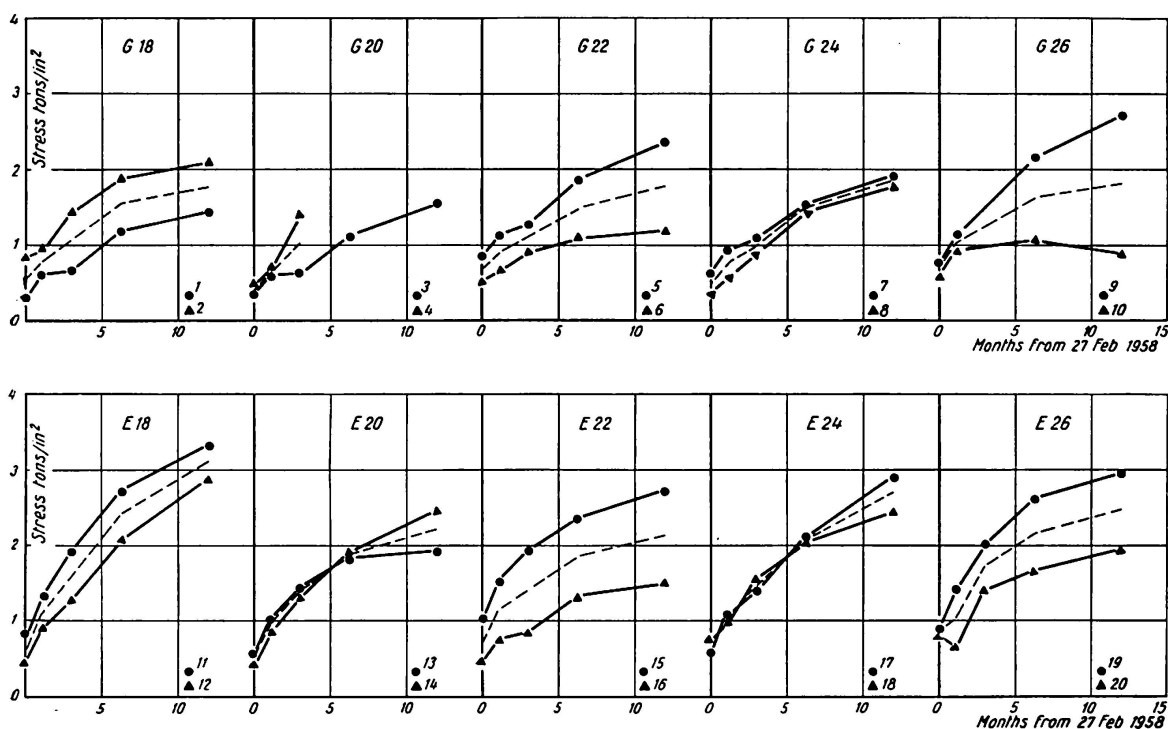


Fig. 7. Stress Histories for Spine Columns.

Note: The Location of Columns and Gauges is given in Fig. 5.

The mean stress increases as the construction proceeds, and in general the bending stress is not large. At 2 September 1958 the dead load acting on each of the columns was about 155 tons. Average steel stresses were calculated on the alternative assumptions that the steel alone carries load and that the steel and concrete act compositely. A comparison between average calculated and measured stresses can then be made:

	E. Columns tons/in ²	G. Columns tons/in ²
Calculated stress for steel only acting	2.15	1.49
Calculated stress for composite action, $m = 15$	1.62	1.19
Measured stress	2.07	1.52

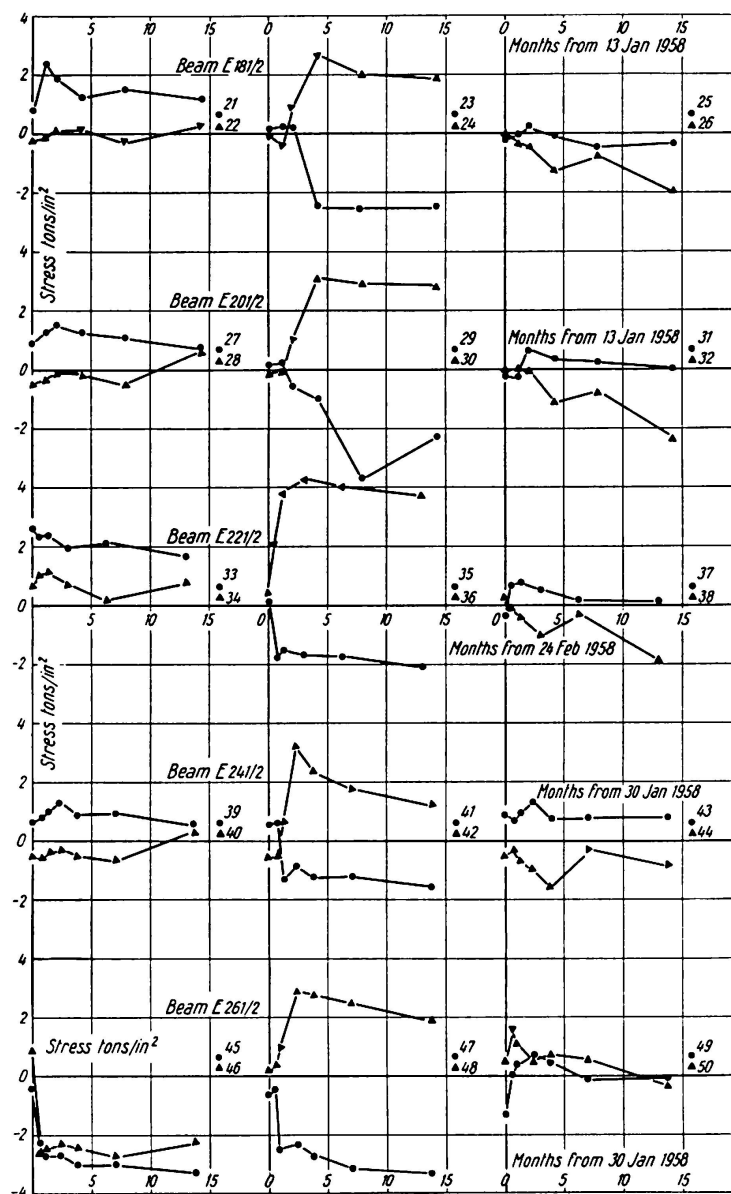


Fig. 8. Stress Histories for Spine Beams.

Note: The Location of Beams and Gauges is given in Fig. 5.

It appears from these measurements that so far the concrete has made no contribution to the direct compressive strength of the column. The gradual increase in measured stress, and the general similarity between the growth of stress in all the columns, gives confidence that the gauges are registering correctly.

Fig. 8 shows stress histories for the beams of the spine. The first readings plotted were taken when the steel frame was erected beyond level 2. Over the next four months readings were taken at different stages during erection. Approximately four months after the first readings were taken, the concrete in the test area had been placed, and the readings at this stage represent the stresses in the steel due to most of the dead load (only the floor finishes and partition walls were to be added later). Over the next ten months, when there is little change in load, there is generally little change in stress, except for a tendency for the compressive stresses in the mid beam section to increase and the tensile stresses to diminish, probably due to shrinkage. Readings near the ends of all beams except E 261/2 indicate some restraining moments, the stresses in the top flange being more tensile than the stresses in the lower flange. In most beams there is a net indicated tension or compression in the steel; gauges 45 and 46 for example indicate net compression, and this cannot be explained in terms of applied loading or shrinkage; nor indeed can it be due to the relief of locked up stresses by site welding because this had been completed before the readings were taken.

The average measured mid span stresses for the six beams due to the dead

<i>Table I</i>	Compression	Tension
	Flange tons/in ²	Flange tons/in ²
<i>Measured stresses</i>	1.9	3.1
<i>Calculated stresses</i>		
1. Steel beam only effective, simply supported ends	11.4	5.8
2. Steel beam only effective, rigidly connected to columns . . .	4.0	2.0
3. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 15$, concrete cracked	0.1	4.3
4. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 15$, concrete cracked	0	1.8
5. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 15$, concrete uncracked	0.4	2.4
6. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 15$, concrete uncracked	0.2	1.1
7. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 100$, concrete cracked	2.6	4.8
8. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 100$, concrete cracked	1.0	1.9
9. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 100$, concrete uncracked	2.6	4.4
10. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 100$, concrete uncracked	1.0	1.8

weight of the concrete slab and encasement are compared with the stresses calculated according to various assumptions in table I.

For the composite beam calculations it has been assumed that the flange breadth is 8 feet (one third of the span). The slab weight has been taken as being distributed according to 45° lines drawn from its corners, with a triangular load distribution on the beams.

Strain measurements taken during and immediately after the pouring of the concrete have shown that the shuttering is not completely effective in carrying the weight of the concrete, and load which is transferred to the beam at this stage will be carried by the steel alone and not by the composite T-beam. On the other hand, if after removal of the shutters the whole dead load were carried by the steel alone, then the compressive stress would be nearly twice as high as the tensile stress, and this is not the case. The behaviour is further complicated by the joint rigidity (which probably increases as the concrete hardens) and by shrinkage (which induces compression in the top flange). In these particular beams the behaviour under dead load is to some extent expressed by assuming an increased value of modular ratio (such as $m = 100$) and some degree of joint rigidity; when the shutters are removed the actual value of m is of course much smaller.

Stress histories for the portal columns and beams are shown in figs. 9 and 10. The average calculated and measured axial stresses in the lower storey of columns M 22 and J 22 are:

	tons/in ²
Calculated stress for steel only acting	1.6
Calculated stress for composite action, $m = 15$	1.1
Measured stress	1.3

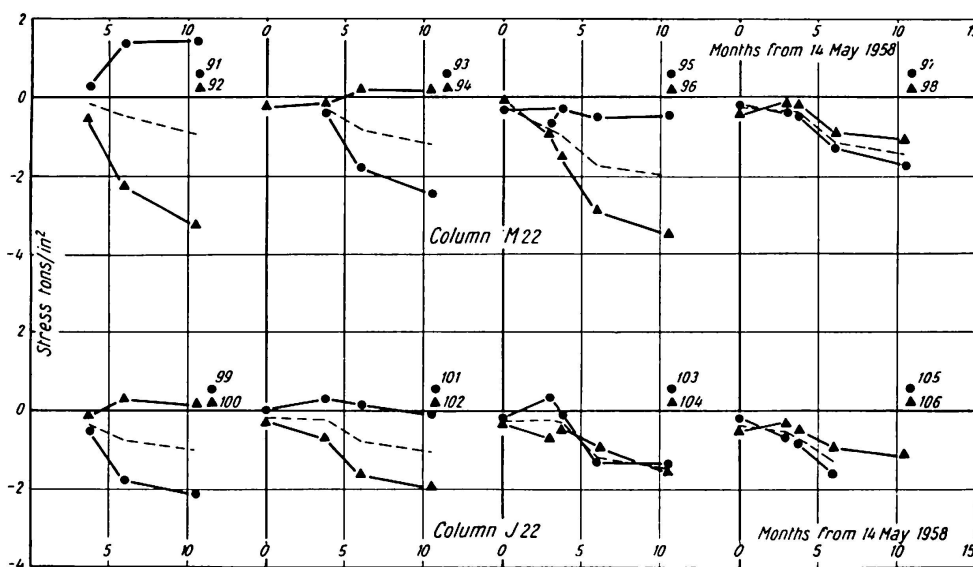


Fig. 9. Stress Histories for Portal Columns.

Note: The Location of Columns and Gauges is given in Fig. 5.

The measured mean stress at gauges 95 and 96 is higher than at 97 and 98, although the applied load is slightly smaller.

A comparison with calculated stresses of the average measured midspan beam stresses due to dead load for the three portals is:

	Compression Flange tons/in ²	Tension Flange tons/in ²
<i>Table II</i>		
<i>Level 4</i>		
<i>Measured stresses</i>	0.1 (tension)	3.9
<i>Calculated stresses</i>		
1. Composite T-beam, $m = 15$, concrete cracked	0.1	3.9
2. Composite T-beam, $m = 15$, concrete uncracked	0.4	2.6
<i>Level 2</i>		
<i>Measured stresses</i>	0.9	3.7
<i>Calculated stresses</i>		
1. Composite T-beam, $m = 15$, concrete cracked	0.3	3.2
2. Composite T-beam, $m = 15$, concrete uncracked	0.3	2.2

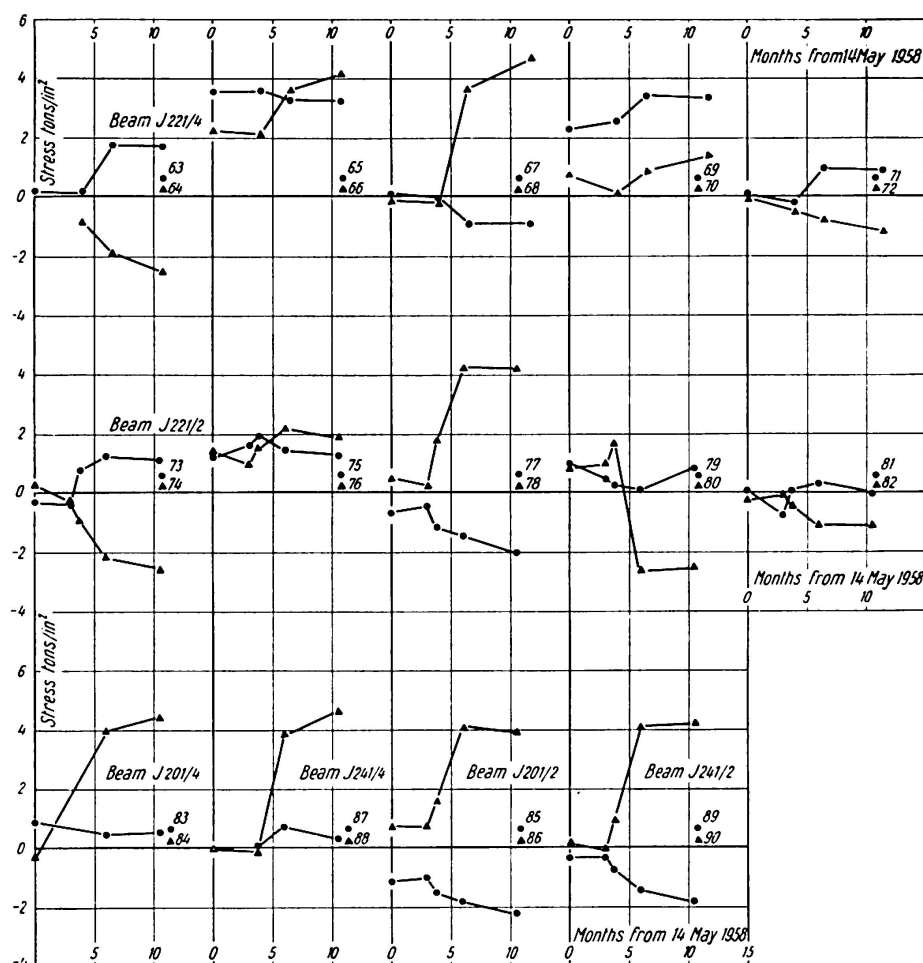


Fig. 10. Stress Histories for Beams in Portal Structure.

Note: The Location of Beams and Gauges is given in Fig. 5.

In the portal beams the compression flange stress is small, indicating that the dead load is carried compositely.

There is little evidence of bending near the feet of the portals (gauges 97, 98, 105 and 106). There is less bending at levels 4 and 2 in column J 22 than in M 22 (compare curves for gauges 99 to 104 with gauges 91 to 96) and there is less restraint at the ends of the beams connected to stanchion J 22 than to stanchion M 22 (compare curves for gauges 71, 72, 81 and 82 with 63, 64, 73 and 74). The reason for this lack of symmetry in behaviour is not apparent.

The first points plotted are for the steelwork erected and welded, but with no concrete placed. It is noticeable that considerable erection and welding stresses can be produced. The stresses at gauges 65, 66 and 69 for example, which occur near site welded connexions, were over 2 tons/in² before any concrete was placed.

The uniformity of the mid span tensile stresses in the six portal beams (gauges 84, 68, 88 and 86, 78 and 90) gives confidence in the measurements taken.

Table III

Main Spine, Live Load Tests

	Tests 1 and 2		Tests 3 and 4		Test 5	
	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins
<i>Measured</i>	0.53	0.014	0.71	0.020	0.80	0.020
<i>Calculated</i>						
1. $m = 15$, concrete cracked	0.53	0.017	0.85	0.024	1.26	0.037
2. $m = 5$, concrete cracked	0.50	0.014	0.80	0.019	1.19	0.029
3. $m = 15$, concrete uncracked	0.32	0.008	0.52	0.012	0.77	0.018
4. $m = 5$, concrete uncracked	0.17	0.006	0.28	0.008	0.42	0.013

Portal Frames, Live Load Tests

	Test 6		Test 7		Test 8		Test 9	
	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins	Tension Flange tons/in ²	Defle- xion ins
<i>Measured</i>	1.29	0.058	2.42	0.084	0.84	0.037	1.32	0.060
<i>Calculated</i>								
1. $m = 15$, concrete cracked	2.81	0.124	4.46	0.200	2.30	0.099	3.65	0.159
2. $m = 5$, concrete cracked	2.46	0.091	3.92	0.148	2.06	0.075	2.99	0.115
3. $m = 15$, concrete uncracked	1.88	0.097	3.00	0.157	1.60	0.080	2.53	0.129
4. $m = 5$, concrete uncracked	1.00	0.049	1.60	0.080	0.88	0.038	1.40	0.068

The distribution of live loading, and the measured deflexions and stresses, are shown in fig. 11. The loads were of the same order as those assumed in design (100 lb/ft² live load plus 50 lb/ft² floor finishes); for example, the load intensity for tests 3 and 4 was 140 lb/ft².

If it is assumed that the measured deflexions and stresses due to loads on

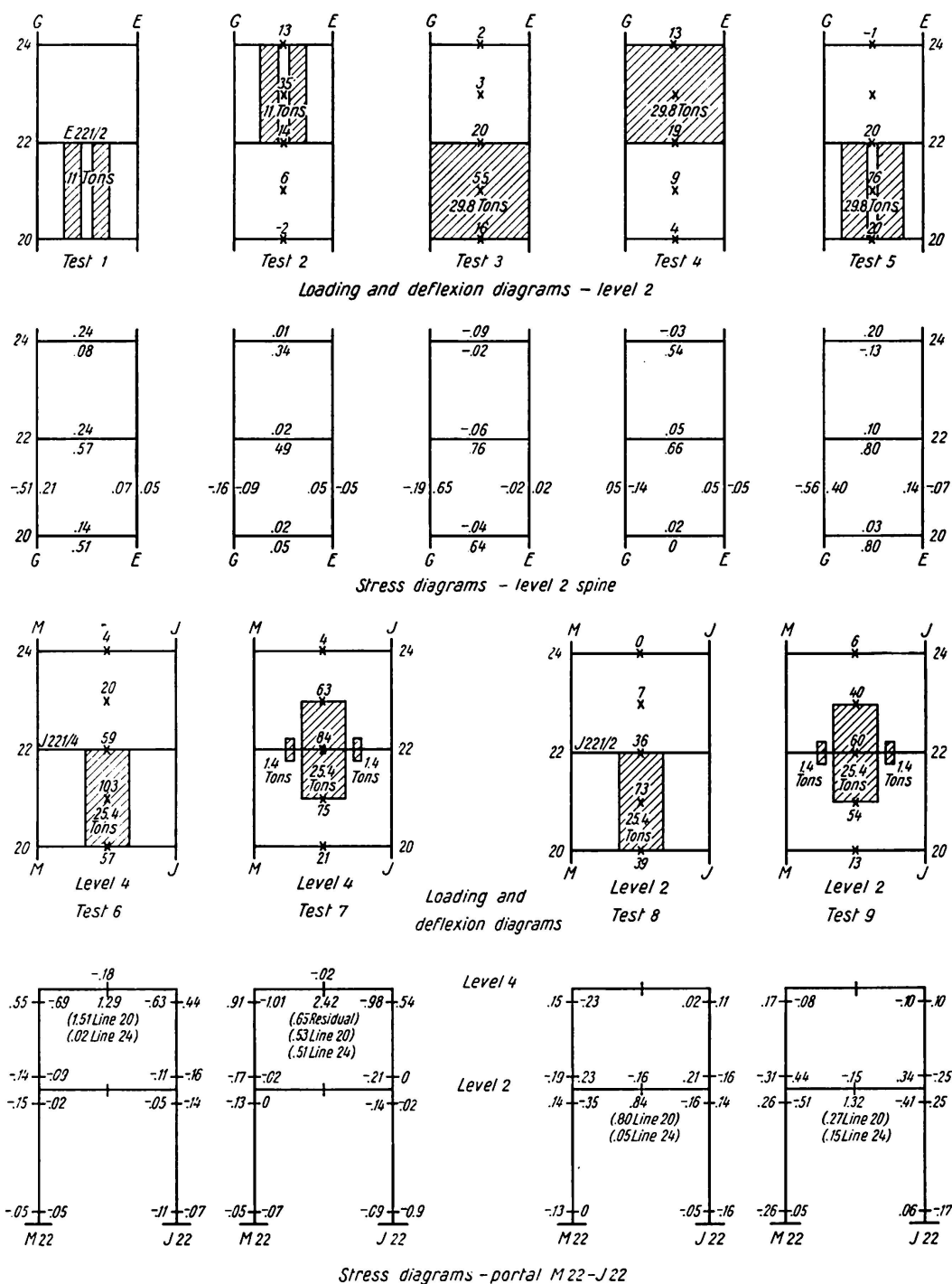


Fig. 11. Live Loading Test Results.

Notes: The Location of Beams and Columns is given in Fig. 5.

Deflexions are Inch $\times 10^{-3}$. Stresses are Ton/Inch².

adjacent panels can be superimposed, and that loads applied on more remote panels would have no effect on the central beam (221), then the measured values can be compared with half the values calculated on the assumption that all beams are loaded (Table III). It has been assumed that composite T-beams are rigidly connected to the columns, the concrete being considered alternatively as resisting tension or as having no tensile strength. For tests 7 and 9, the calculated values have been reduced by 25% to allow for the spread of load to adjacent beams.

In the main spine the measurements are seen to be reasonably interpreted by assuming $m=5$, the concrete having no tensile strength.

In the portals the measured values lie between those calculated assuming m to be 5 and 15, the concrete having tensile strength.

Summary of Results

1. Stresses due to erection and welding up to 3 tons/in² and due to dead loading up to 4 tons/in² were measured.
2. In the main spine columns, where heavy steel sections were used, the dead load stresses were approximately those calculated for the non composite section. In the portals, where the steel sections were lighter, there was evidence of some composite action under dead load.
3. The behaviour of beams in the main spine under dead load indicated that only part of the weight of concrete being placed was taken by the shuttering. In the portals the full dead load was taken by the composite section.
4. In the live load tests on the spine and portals the beams behaved as fully composite sections.

Acknowledgements

The authors are greatly indebted to Mr. H. WILSON, the designer of the building, and to the contractors, Messrs. J. Jarvis & Sons Ltd., for their active co-operation at all stages of the programme. They are particularly grateful to Mr. BRANNAN and Mr. NEALE and to other technicians of the Civil Engineering Department, Imperial College, who were responsible for much of the work connected with the tests.

Finally, they would like to express their thanks to the British Constructional Steelwork Association who greatly encouraged and helped to sponsor the work.

References

1. S. R. SPARKES and J. C. CHAPMAN, "Some recent investigations on building structures". RILEM Symposium, October 1955.
2. J. C. CHAPMAN, "Stud Welded Vibrating Wire Strain Gauge". The Engineer, October 24, 1958.

Summary

Experiments are described on the new Mechanical Engineering Building at Imperial College, London. The building is steel framed, with Castella beams which are designed to act compositely with the floor slabs, interaction being assured by welded stud shear connectors. Strain measurements on the steel-work were made as the construction proceeded and also during live load tests.

Dead load stresses in the columns corresponded to those calculated on the assumption that the concrete encasement was inoperative or partly operative. The action of the beams was partly composite under dead load and wholly composite under live load. Erection and welding stresses up to 3 tons/in² were measured.

Résumé

Les auteurs décrivent les essais qui ont été effectués sur le nouveau bâtiment de Mécanique Industrielle de l'Imperial College, à Londres. Il s'agit d'un ouvrage à charpente métallique, avec poutres à âme découpée projetées comme poutres mixtes. La coopération entre les poutres et les dalles de plancher est assurée par des chevilles soudées travaillant au cisaillement. Des mesures de contrainte ont été effectuées sur cette charpente au fur et à mesure de la construction ainsi qu'au cours des essais en charge.

Les contraintes dues au poids propre dans les poteaux correspondent aux contraintes calculées, dans l'hypothèse d'une inefficacité ou d'une efficacité partielle de l'enrobage en béton. Sous la charge du poids propre les poutres jouent partiellement en poutre mixte tandis que cette action est réalisée entièrement sous la charge de service. Les mesures ont permis de constater des contraintes de montage et de soudage atteignant jusqu'à 4,7 kg/mm².

Zusammenfassung

Dieser Artikel beschreibt die Versuche am neuen Gebäude für Maschineningenieurwesen des Imperial College in London. Dieses Gebäude hat ein Stahlskelett mit durchbrochenen Trägern, die mit den Decken im Verbund arbeiten. Die Verbundwirkung wird durch angeschweißte Dübel gesichert. Während der Ausführung des Baues und bei den Belastungsproben wurden Spannungsmessungen am Stahlskelett durchgeführt.

Bei Annahme, daß die Betonumhüllung nicht oder nur teilweise mitwirkte, entsprachen die Eigengewichtsspannungen in den Stützen den berechneten Werten. Die Träger arbeiteten bei Eigengewicht teilweise auch bei Nutzlast ganz im Verbund. Montage- und Schweißspannungen bis zu 3 to/in² wurden festgestellt.

III a 7

Recent Developments in Welded Multi-Storey Steel Skeletons in Canada

*Progrès récents dans les ouvrages canadiens à ossature métallique soudée
à plusieurs étages*

*Neuere Entwicklungen in geschweißten, mehrstöckigen Stahlskelettbauten
in Kanada*

D. T. WRIGHT

Dr., Professor of Civil Engineering
University of Waterloo, Canada

R. M. GOODERHAM

General Manager, Canadian Welding
Bureau, Toronto

1. Introduction

Welded steel structures can have no claim to novelty now, after some thirty years of experience in both Europe and America with a multitude of examples of successful welded constructions. The recent developments relating to welded rigid-frame multi-storey skeleton structures described in this paper do, however, represent a significant development in the application of welding to steel construction.

The paper traces the development of welded multi-storey steel skeletons in Canada over a period of some ten years during which a full transition from simple flexible construction to butt-welded all-rigid construction has been accomplished. The progress is illustrated by a series of examples representing each significant step forward. It happens that all the examples chosen are of structures in Toronto, though in fact the progress described is typical of that found in all parts of Canada.

This progress has been made in particularly favourable circumstances, since vigorous commercial activity in Canada, particularly in Toronto, has led to the construction of many multi-storey buildings. This stimulating atmosphere, bringing with it great capital expenditures, has not however prevented keen competition in the development of more economic forms of building construction. What is most significant then, perhaps, is that this

development of welded multi-storey building skeletons has been fostered most of all by considerations of overall construction economy.

It should be noted that the discussion is limited strictly to multi-storey skeleton steel frames, and no reference is made to other types of building structures or bridges, etc. Important developments in welded construction have been made in many fields of application during the period of time covered by this paper, but it seems best to limit the present commentary to the single field of simple beam and column structures.

2. The Role of the Canadian Welding Bureau

The progress described in the following section represents the fruit of the efforts of many architects, engineers, designers and fabricators. The key that unlocked the door to this accomplishment was provided by the Canadian Welding Bureau.

Before and during the recent war the need developed for a nationwide authority to develop and control welding activities in order to better ensure safety and satisfaction. With increased commercial activity after the war, it became of urgent importance that Canadian welding codes of national scope, specifically suited to Canadian industry, should be developed. Older industrial nations were already plagued with a multiplicity of standards. It seemed important to forestall and eliminate the possibility of any such development and confusion in Canada. Accordingly, at the request of industry, codes were drafted by representative committees formed by the Canadian Standards Association and the Canadian Welding Bureau itself was established in 1947 as a division of the Association to administer the codes.

The Bureau is a non-profit organization. It is self-sustaining and receives no government funds either directly or indirectly. Furthermore, the Bureau does *not* possess or exercise any legal or mandatory authority. Revenues are derived in part from testing services, from educational fees, and through the support of sustaining corporate members.

The principle duties of the Canadian Welding Bureau are: (1) to test and subsequently to certify those fabricators who are able to meet the applicable C.S.A. Standards, (2) to assist the Canadian Standards Association in providing the necessary codes and standards governing all phases of welding, and (3) to list those fabricators and contractors certified by the Bureau. Other services provided by the Bureau relate to welding standards, testing, training and education, and documentation.

Of greatest interest and importance is the Bureau's role in qualifying fabricators. In this activity the Bureau does not qualify individual welders, but rather an entire fabricating or contracting organization in relation to its complete personnel and equipment. In particular the fabricator or contractor

is required to demonstrate to the Bureau that he employs or retains the services of: (1) engineering personnel competent to design welded fabrications and to specify and control the welding procedure used, (2) supervisory staff capable of directing and maintaining the proper welding procedure and quality, and (3) a staff of qualified welding operators. The fabricator or contractor must also show that he possesses or has access to: (1) plant equipment capable of properly preparing material for welding, etc., (2) welding equipment conforming to C.S.A. Standards, (3) facilities to maintain the welding and auxiliary equipment in good condition, (4) auxiliary equipment necessary for supplementary operations such as chipping, grinding, pre-heating, etc., (5) other auxiliary equipment for heat treatment, X-ray and flaw detection as required, and (6) physical testing equipment suitable for carrying out the tests specified.

It is clear then that the function and responsibility of the Canadian Welding Bureau comprises the approval not only of inanimate objects such as machines and electrodes, but the approval and assessment of the competency of individuals, including operators, supervisors and engineering personnel. Although this might appear at first an impossible assignment, it has proved not too difficult and both in principle and operation has met with a large measure of acceptance and success.

Government departments, owners, engineers, architects and other authorities have been quick to recognize the Bureau's qualification standards as a means of specifying and insuring sound, safe welding and relieving them of duties and responsibilities of which they themselves are not capable. It has led to a degree of confidence that was formerly lacking and has, as a consequence, greatly increased the use of welding not only in the field of structures but in allied fabrications. Owners, users, fabricators and welding equipment and electrode manufacturers have all benefited and are, as a consequence, supporters of the scheme both in principal and financially.

3. Examples

a) Sick Children's Hospital (1949)

The first significant application of welding to multi-storey steel skeleton construction came soon after the establishment of the Canadian Welding Bureau. The Hospital for Sick Children was to be constructed in an area close to existing hospitals and a welded structure was chosen to avoid the distress that would have been otherwise caused by the noise of riveting hammers. In applying welding to this structure no attempt was made to secure continuity in the frame except in resisting wind moments. The structural design was thus in fact identical to that of a riveted frame.

The frame followed the normal pattern for hospital construction consisting of a series of three parallel wings, each comprising up to nine floors, with wards set on either side of a central corridor, the three wings being joined by other similar sections along the main axis of the building. A general view of the completed steel work is shown in fig. 1. The framing was of simple beam and column construction, with the only unusual feature being that many of the beams had spandrel-type connections, with their webs lying in the plane of the column flanges. Beams were supported by means of simple seat and top



Fig. 1. General View of Completed Steel Work for Sick Children's Hospital (1949).

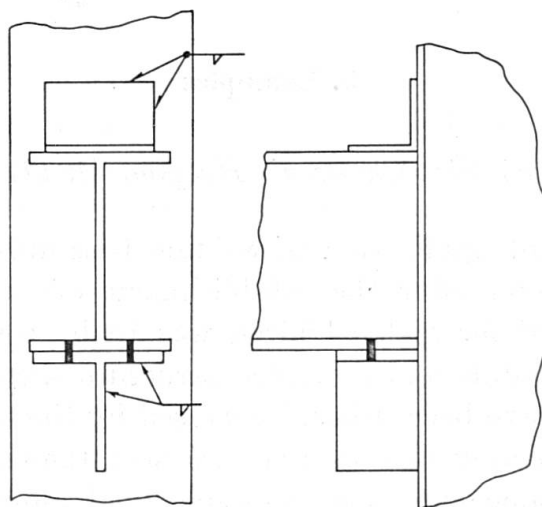


Fig. 2. Detail of Beam-Column Connection for Sick Children's Hospital (1959).

clip connections such as shown in fig. 2. In the case of lighter reactions an unstiffened seat angle was used instead of the tee-section. In most connections then, all welding was done in the shop with field connections completed with erection bolts. Wind connections and column splices were, however, field welded.

Although this structure could not be claimed as an example of ideal welded construction, it did represent good practice and in fact led to considerable economies through such features as the avoidance of holes in many members and the accordingly simplified fabrication. GOVAN and FERGUSON were the architects, and GORDON and WALLACE the engineers. The 2,400 tons of steel in the building were fabricated by a group of seven contractors because of the prevailing severe shortage of steel.

b) Hydro-Electric Engineering Building (1952)

Following the example of welded construction in hospitals, a number of buildings were erected using welding with simple flexible connections. This procedure involved no significant change in the conventional design practices that had been developed for riveted construction and led to certain economies and advantages even without the development of continuity in the frame. The next significant development in the construction of welded skeletons was a fully-rigid structure built for an office building for the Hydro-Electric Power Commission. The use of a rigid welded structure in this instance did not stem from thoughts of economy or experimentation, but rather was employed as a

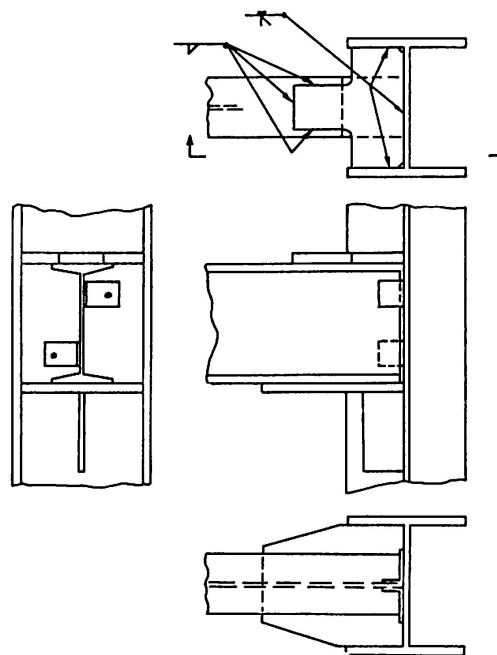


Fig. 3. Detail of Fully Rigid Beam-Column Connection for H.E.P.C. Engineering Building (1952).

result of engineering considerations arising out of unfavourable foundation conditions.

This structure, which was six stories high and 115 feet by 130 feet in plan, was of all-welded construction, with all primary connections designed for full rigidity. Typical connection details are shown in fig. 3, and it should be noted that detail metal is used to transfer load at all connections. ("Detail metal" is a term to describe the plates and angles etc. used to carry primary loads in connections). Such a style of joint of course facilitates fitting up, but obviously increases the cost of welding since in each joint the load must be transferred first into the connection plate and then on to the next member. It should be noted that no other examples of fully-rigid structures in which detail metal is widely used are to be found in the later examples described in this paper. The experience with this structure showed clearly that it was feasible to obtain full rigidity with practical techniques, but that, importantly, the result was not economically attractive.

The building was designed by the staff of the Power Commission, and the steelwork was fabricated and erected by the Dominion Bridge Company Ltd.

c) 484 Avenue Road Apartment Building (1955)

Following first applications of welding in hospital construction, where no continuity was attempted, and with some indication that fully rigid frame-

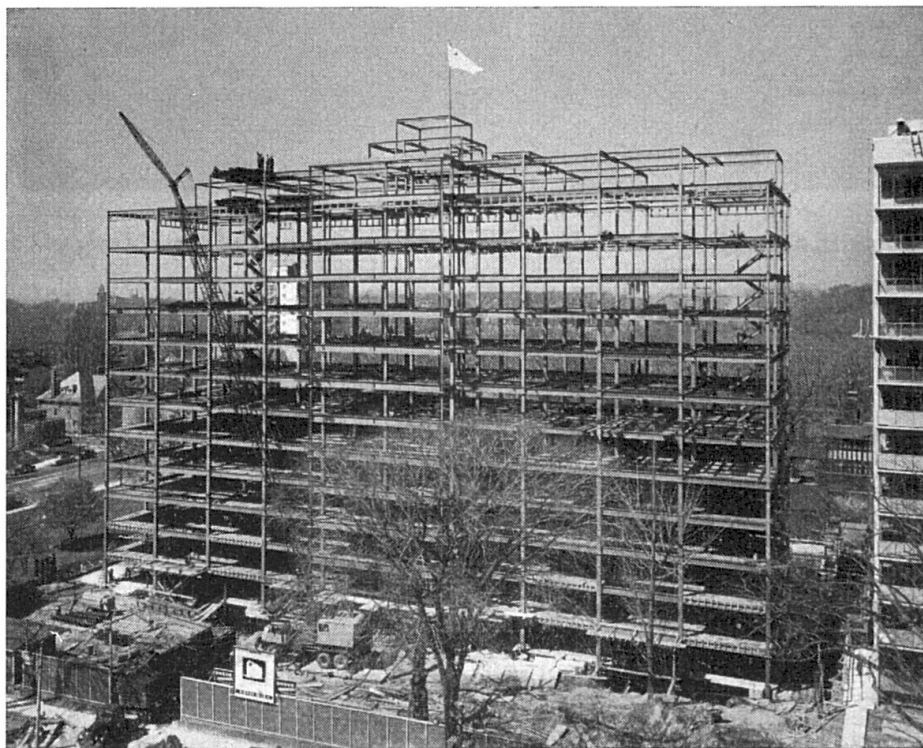


Fig. 4. General View of Completed Steel Work for Apartment Building at 484 Avenue Road, Toronto (1955).

works were not economical, engineers began to take advantage of welding in providing partial continuity in structural frameworks. Commencing about 1952 and carrying on very commonly until about 1956, a large number of semi-rigid structural frames were fabricated in Toronto. The case cited here is a typical example of these structures. This building, fourteen stories high and intended for luxury apartments, has a long and rather slender aspect, as shown in fig. 4.

The semi-rigid connection, accomplished with connecting plates having a section less than that of the flanges of the beams and girders of the main frame (see fig. 5) provides a considerable degree of restraint without the difficulty of a full moment connection. Semi-rigid framing offers significant advantages in reducing bending moments in beams and girders, and obviously illustrates a compromise between the economies offered by continuity and the cost of fully rigid connections.

As may be seen, the connection, though fairly complex on first appearance, is carefully arranged for simple field fabrication with all field welding done in the down-hand position. The loose top plates allow for irregularities in fitting lengths of beams and girders between columns.

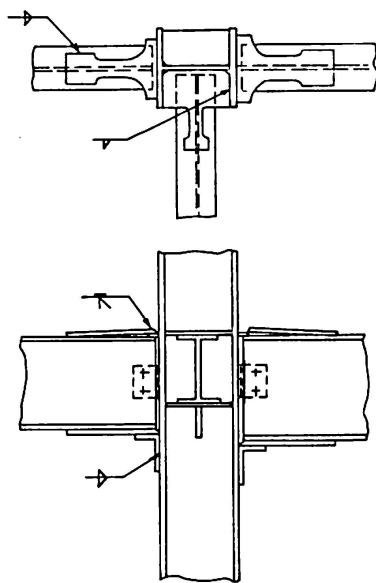


Fig. 5. Detail of Semi-Rigid Beam-Column Connection for Apartment Building at 484 Avenue Road, Toronto (1955).

Structures such as this were first built with the semi-rigid framing in one direction only — to take care of wind moments and provide a degree of continuity in the weak direction of the building. Later, as seen in this case, the semi-rigid connection was applied throughout. For this building the architects were BREGMANN and HAMANN, and the engineers FARKAS and BARRON. The frame was fabricated and erected by the Standard Iron Works Limited.

d) Imperial Oil Building (1955)

By 1955 welding was well established, and as shown in the previous example, was being used with considerable success in multi-storey skeletons with semi-rigid framing. The advantages in fully rigid construction were of course clearly evident by this time, although the difficulties arising in the field with fabrication of large skeletons for full rigidity were still apparently critical. Several significant advances were made in the design and construction of a twenty-storey office block for the Imperial Oil Company Ltd. Most important amongst these advances were the use of direct butt-welded connections between girder flanges and the columns, and the use of heavy boxed columns.

A typical girder-column connection is shown in fig. 6. It should be noted that the flanges of the beams are directly welded to the column using vee-prepared ends on the beam flanges, together with a coping hole at the bottom of the girder web. Web shears are directly accommodated by vertical fillet welds as shown in the sketch, and also seen are the temporary clip angles used during erection. The column, a 16" WF 320 section boxed with two-inch cover plates is also shown in the sketch.

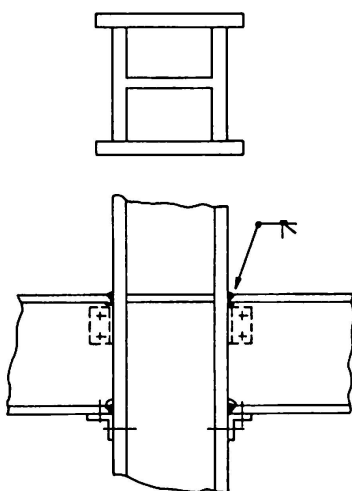


Fig. 6. Detail of Rigid Butt-Welded Beam-Column Connection in Imperial Oil Building (1955).

Rigid connections as described were used in the weak axis of the building, and semi-rigid connections with loose top plates were used in the other direction. The columns comprised heavy broad-flange sections with 2 to 4 inch plates welded across the flange tips. These long welds were accomplished using automatic equipment. It should be noted that column splices were also accomplished by direct butt welding, with two operators working simultaneously on the connection.

The architects were MATHERS and HOLDENBY and the engineers were WALLACE and CARRUTHERS. The steel structure was fabricated by the Bridge and Tank Company Ltd. of Hamilton.

e) Shell Tower (1956)

A special structure provided an opportunity to apply further refinements in fabrication techniques. The Shell Tower, though not a building, is in fact a multi-storey skeleton twelve stories high, one bay deep and three bays wide. It was the first multi-storey skeleton erected with fully rigid framing in both principal directions, yet entirely without "detail metal". The need for a clean simple structure is evident from the view in fig. 7 showing the completed tower with the steel framing entirely exposed.

The relatively small cross-section of the tower simplified the fabricating problem to a certain extent in that errors did not tend to accumulate as would have been the case in a large multi-bay structure. The accomplishment was none the less significant as revealed in the photograph which shows the connections

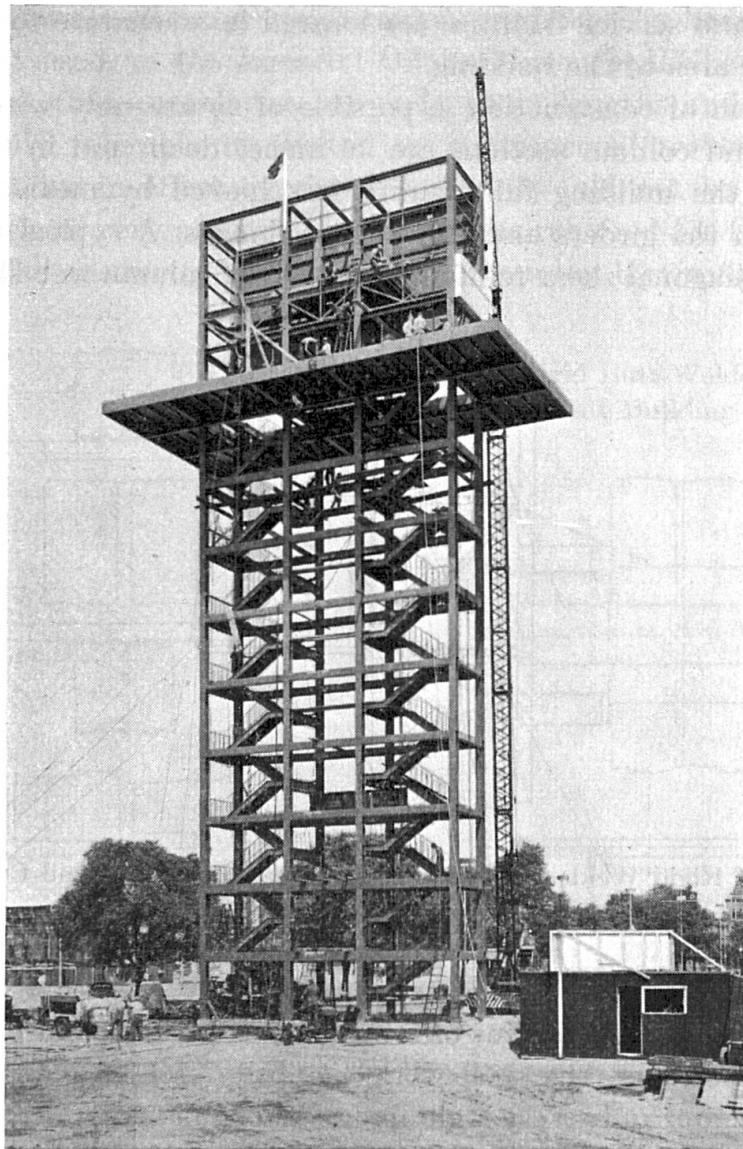


Fig. 7. General View of Completed Steel Work for Shell Oil Tower (1956).

clearly. The great care taken in the fabrication is evidenced by the fact that exposed weld metal was ground flush for the sake of appearance.

The tower, a striking addition to the skyline of the Exhibition Grounds, was designed by G. A. ROBB, and the engineers were WALLACE and CARRUTHERS. The tower was fabricated and created by the Disher Steel Company.

f) Union Carbide Building (1958)

In efforts to develop more usable floor space in tall office buildings, column spaces tend to be opened out, until as in the case of the Union Carbide Building the entire floor is left free of columns. In this building a clear floor area 62 feet by 212 feet is provided by means of rigid frame construction in which the exterior columns stand outside the walls of the building, and the main girders span unsupported from column to column across the full width of the building. All elevators and service facilities are located in a separate tower outside the principal floor area of the building.

Such a form of construction is possible of course only with welding. The main girder and column sections are 36 inches deep, and in the direction of the width of the building full rigidity is achieved by means of direct butt welds between the girders and the column flanges. A typical detail is shown in fig. 8. The diagonal shear reinforcement in the column web should be noted.

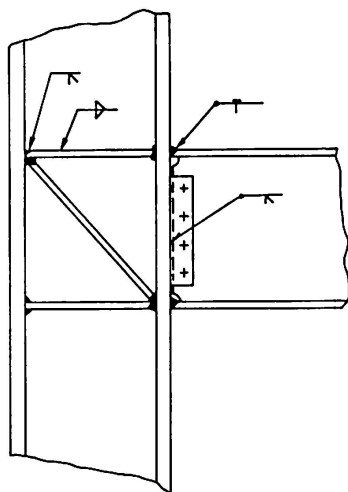


Fig. 8. Detail of Rigid Welded Connection Between 36" Beams and Columns for Union Carbide Building (1958).

In the original design of the structure, rigidity was to be achieved in the longitudinal direction by means of reinforced concrete spandrel girders. In the construction, however, the steel work was fully erected before the spandrels were inserted, and only very light longitudinal flexural members were used for temporary bracing. During a severe storm the framework collapsed, fortunately without injury or loss of life. The structure has since been re-

erected according to the original design, save that shallow steel trusses were used for longitudinal bracing.

SHORE and MOFFAT were architects and engineers, and the Dominion Bridge Company Limited fabricated and erected the steelwork.

g) Sun Life Building (1959)

The final significant step in the development of welded construction that had started ten years before came with the construction of an all-welded all-rigid 17-storey office building. All the benefits of the experience gained before was brought to bear on this structure where full rigidity was achieved with direct butt welds between columns and flexural members, and even secondary floor beams were made continuous.

Typical details are shown in figs. 9 and 10, which illustrate connections to columns, and details of beam splices across girders. The heavy box column section, as first used on the Imperial Oil Building, should be noted. It is of course apparent that cumulative errors in beam lengths and column thicknesses ordinarily tolerable in riveted or conventional welded construction (where connections in effect overlap members) would not be permissible in this building where very accurate fitting-up was required for the butt welded connections. The answer to the problem of accuracy lay in first cutting and

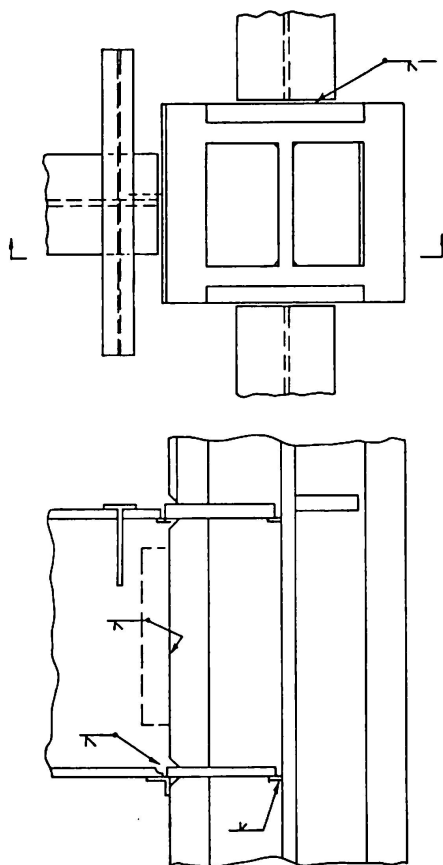


Fig. 9. Detail of Rigid Butt-Welded Beam-Column Connections in Sun Life Building (1959).

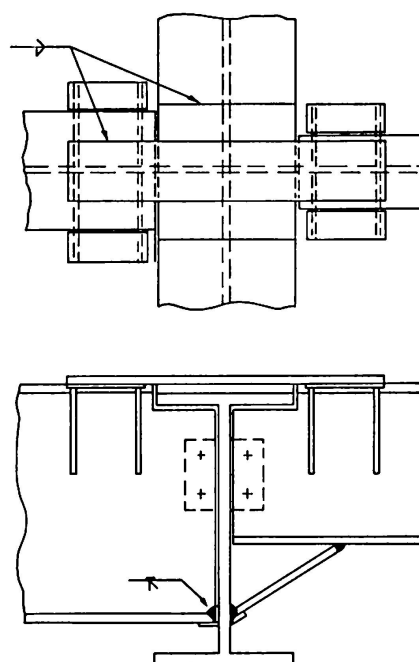


Fig. 10. Detail of Rigid Beam-Girder Connections in Sun Life Building (1959).

then measuring all the column sections for the building. Tolerable mill errors, such as slight longitudinal curvatures, lack of parallelism between flanges, etc. were all carefully determined before any flexural members were fabricated. With this information the beams could be properly dimensioned to fit the actual columns in the building at each connection. This operation, though markedly different from usual fabricating practice, was in fact completed successfully without special difficulty, or lack of economy.

Fig. 15 shows a view of the overall structure. J. B. PARKIN and Associates were architects and engineers, and the 2,200 tons of steel work were fabricated and directed by the Disher Steel Company Limited.

Summary

Starting in 1948 with the provision of adequate codes and specifications, significant progress has been made in Canada in the use of welding in multi-storey steel skeleton buildings. Vigorous commercial activity has led to the construction of many new structures, and has provided opportunity for the application of new techniques and procedures.

The use of welding in steel skeleton construction commenced first with applications to "flexible" connections, similar to those used in riveted construction. Later, semi-rigid connections were employed, using reduced-section top plates, etc. Fully rigid connections were also introduced, though still using detail metal (supplementary plates and angles). Finally fully-rigid direct butt-welded connections were introduced, with direct metal-to-metal stress transfer, avoiding all secondary material save temporary seats.

When first used, semi-rigid and rigid connections were applied only in the weak directions (for wind) of high buildings. Later, rigid connections were applied in both directions, but with detail metal to aid in fitting-up. Latest developments are typified by a seventeen-storey office building, welded fully rigid in both directions, with all joints made as direct butt welds. This accomplishment is the fruit of ten years' efforts and indicates clearly the high level of accomplishment in fabrication and erection operations achieved with welding.

Along with the general development of rigid connections, other innovations have been made. Heavy welded, box-columns, comprising broadflange sections with plates up to four inches thick, have been used. These facilitate the butt-welding of connections to beams and girders, and reduce column dimensions significantly in high buildings. Column splices in multi-storey buildings are made with simple butt-welds, even when such heavy column sections are used. Low-hydrogen electrodes are used almost universally to facilitate the deposition of high quality weld metal. Special control and inspection methods have also been established to assure safety, etc.

It is felt that the advances noted above represent, for multi-storey steel skeleton buildings, some of the most advanced techniques yet used anywhere in the world.

Résumé

Depuis que des normes et des règlements bien adaptés ont été établis en 1948, de notables progrès ont été réalisés au Canada dans l'emploi de la soudure pour la construction des ouvrages à ossature métallique à plusieurs étages. Par suite de l'intense activité économique, on a construit de nombreux bâtiments nouveaux et on a eu ainsi l'occasion d'utiliser des techniques et des procédés nouveaux.

L'application de la soudure aux bâtiments à ossature métallique a débuté avec les assemblages «flexibles», analogues à ceux utilisés dans les constructions rivées. Par la suite, on a réalisé des assemblages semi-rigides, en employant par exemple des semelles de continuité de section réduite. Les assemblages entièrement rigides à la flexion ont été également introduits, mais toujours avec adjonction de pièces de renforcement (couvre-joints et cornières supplémentaires). Enfin, on a exécuté des assemblages entièrement rigides soudés bout à bout, assurant la transmission directe des contraintes, sans aucune pièce intermédiaire d'attache à l'exception des appuis provisoires de montage.

Au début, on a prévu des assemblages semi-rigides et des assemblages rigides uniquement dans la direction la moins sollicitée (pour le vent). Ultérieurement, on a adopté pour les deux directions des assemblages rigides à la flexion, avec pièces additionnelles pour faciliter le montage. Les progrès les plus récents ont été réalisés sur un immeuble de dix-sept étages, à usage de bureaux, dans lequel tous les assemblages, rigides à la flexion, ont été réalisés par soudage direct en bout dans les deux directions. Cette réalisation constitue le fruit de longues années d'efforts et met nettement en évidence le niveau élevé atteint actuellement par la technique du soudage, dans la fabrication en atelier et au montage.

Parallèlement au développement général des assemblages soudés, d'autres innovations ont été introduites. C'est ainsi que l'on a pu réaliser de gros poteaux soudés en caissons, formés de profilés à larges ailes et de semelles d'épaisseur allant jusqu'à 4" (10 cm environ). Cette disposition facilite le soudage en bout des joints des poutres et des cadres et réduit l'encombrement des poteaux, tout particulièrement dans les bâtiments de grande hauteur. Dans les bâtiments à plusieurs étages, les joints des poteaux sont exécutés par simples soudures en bout, même lorsque l'on emploie des poteaux aussi massifs. Les électrodes basiques ont été presque partout adoptées, pour obtenir un métal déposé de haute qualité. Pour assurer une sécurité suffisante, des méthodes spéciales de contrôle et d'essai ont été mises au point.

On peut considérer que les innovations mentionnées ci-dessus ont permis

de réaliser une technique parmi les plus poussées utilisées à l'heure actuelle dans le monde entier pour la construction des ossatures métalliques à étages.

Zusammenfassung

Seit im Jahre 1948 angemessene Normen und Vorschriften aufgestellt wurden, sind in Kanada bedeutende Fortschritte in der Anwendung von Schweißverbindungen beim Bau von mehrstöckigen Stahlskelettbauten gemacht worden. Eine lebhafteste Geschäftstätigkeit führte zur Erstellung vieler neuer Bauten und gab dadurch Gelegenheit, neue Verfahren und Konstruktionen anzuwenden.

Die Verwendung der Schweißtechnik in Stahlskelettbauten begann zuerst mit «flexiblen» Verbindungen, welche in der Ausführung ähnlich denjenigen der genieteten Bauweise waren. Später wurden halbsteife Verbindungen vorgesehen, die zum Beispiel Kopfplatten mit reduziertem Querschnitt verwendeten. Ebenso wurden völlig biegesteife Verbindungen eingeführt, wobei aber immer noch Stoßdeckteile beigezogen wurden (zusätzliche Laschen und Winkel). Endlich kam die Verwendung völlig starrer, mit Stumpfstoßnähten ausgeführter Verbindungen, die direkte Spannungsübertragung gewährleisten und jegliches sekundäre Stoßmaterial, ausgenommen provisorische Setzvorrichtungen, vermeiden.

Als man zur Verwendung geschweißter Verbindungen überging, wurden halbstarre und starre Verbindungen einzig in der weniger beanspruchten Richtung vorgesehen (für Wind). Später wurden für beide Richtungen biegesteife Verbindungen mit Zusatzteilen zur Montagehilfe gebraucht. Die jüngste Entwicklung kann an einem 17-stöckigen Bürogebäude betrachtet werden, wo alle Verbindungen biegesteif mit direkten Stumpfstoßnähten in beiden Richtungen verschweißt wurden. Diese Ausführung ist das Ergebnis zehnjähriger Anstrengungen und zeigt deutlich den hohen Standard, der bei der Herstellung und bei der Montage in der Schweißtechnik erreicht worden ist.

Parallel zur allgemeinen Entwicklung starrer Verbindungen sind auch andere Neuerungen eingeführt worden. Schwere, geschweißte Kastenprofilstützen aus Breitflanschträgern und bis zu 4 Inch starken Lamellen wurden ausgeführt. Dies erleichtert die Stumpfstöße der Träger- und Rahmenanschlüsse und reduziert die Säulenprofile besonders in hohen Gebäuden. Die Stöße der Stützen in mehrstöckigen Bauten werden ebenso mit einfachen Stumpfstoßnähten ausgeführt, sogar wenn solche äußerst starken Profile verwendet wurden. Basische Elektroden wurden fast überall eingesetzt, um das Anbringen hochwertiger Schweißgutes zu ermöglichen. Damit eine genügende Sicherheit erlangt werden konnte, wurden spezielle Kontrollen und Prüfverfahren entwickelt.

Man kann annehmen, daß die obenerwähnten Neuerungen im Bau mehrstöckiger Stahlskelettbauten zu einer der fortschrittlichsten Bauweisen der ganzen Welt geführt haben.