Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 21 (1975)

Artikel: Experimentelle Untersuchungen neuer Typen von Stahlbindern und -trägern

Autor: Levitanskij, I.V. / Kalenov, V.V. / Sevrjugin, V.V.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-18778

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: 21.01.2026

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

Experimentelle Untersuchungen neuer Typen von Stahlbindern und -trägern

Experimental Studies of New Types of Steel Trusses and Beams

Etudes expérimentales de nouveaux types de fermes et de poutres métalliques

I.V. LEVITANSKIJ, Kand. d. techn. Wiss.
V.V. KALENOV, Dipl.-Ing.
V.V. SEVRJUGIN, Dipl.-Ing.
Ja.I. KURLJAND, Dipl.-Ing.
Institut ZNIIProjektstal'konstrukcija (ZNIIPSK)
Moskau, UdSSR

In den Jahren 1970 - 74 erfolgten im Institut ZNII Projektstal'konstrukcija experimentelle Untersuchungen an einigen neuen Typen tragender Bauelemente in Fachwerk- und Vollwandbauweise unter statischer Belastung, die für Überdachungen von Produktionsgebäuden mit Spannweiten von 18 - 36 m Verwendung finden. Der Konstruktionswerkstoff besteht aus Baustählen mit einer Fließgrenze von 230 - 450 MPa.

In der Gruppe der Fachwerkkonstruktionen wurden knotenblechlose Dachbinder aus gewalzten Rohren und aus abgekanteten Blechen mittels Schweißung gewonnene dünnwandige Profile mit quadratischem oder rechteckigem Querschnitt (im weiteren als Hohlprofile bezeichnet), punktgeschweißte Dachbinder aus Winkelprofilen, kontaktgeschweißte dreieckförmig unterspannte Pfetten mit einer Spannweite von 12 m u.a. untersucht.

In der Gruppe der Vollwandkonstruktionen waren dünnwandige Dachträger mit I-Querschnitt sowohl ohne Versteifungsrippen als auch mit Quersteifen sowie dünnwandige Dachpfetten ohne Stegblechversteifungen Gegenstand der Betrachtung.

Alle betrachteten Konstruktionen wurden unter der Voraussetzung bemessen, daß die Dacheindeckung aus einem leichten profilierten Stahlblech besteht und auch Dachbinder mit einer anderen Profilierung einsetzbar sind.

Der Entwicklung und experimentellen Untersuchung aller neuen Konstruktionstypen gingen technisch-ökonomische Begründungen voraus, welche im Vergleich zu den traditionellen Analogien deren Effektivität belegten und die auf einer Reduzierung des Stahlverbrauchs (z.B. knotenblechlose Dachbinder) oder den Herstellungsmöglichkeiten auf mechanisierten technologischen Fließstrecken (z.B. vollwandige Trägerkonstruktionen, kontaktgeschweißte Binder und Gitterpfetten) beruhten.

Alle experimentellen Untersuchungen erfolgten an Versuchsmustern in natürlicher Größe, d.h. für Binder und Träger mit Spannweiten von 18 - 24 m und bei Pfetten bis zu 12 m.

Vor der Erprobung der Versuchsmuster in Naturgröße wurden für eine optimale konstruktive Ausbildung des Binders sowie zur Absicherung der geforderten Tragfähigkeit und Steifigkeit, zur Kontrolle und Korrektur der angewendeten Berechnungsmethoden einzelne Baugruppen, Bauteilabschnitte und -fragmente experimentell untersucht.

So erfolgte bei der Entwicklung dünnwandiger Träger und Pfetten eine Untersuchung von Einzelabschnitten, die entweder vorwiegend einer Schub- oder Biegebeanspruchung ausgesetzt wurden sowie auch einer gemeinsamen Schub- und Biegebeanspruchung unterlagen. Dabei konnten die bekannten Berechnungsverfahren präzisiert und berichtigt sowie Grenzwerte für die Schlankheit der Stege festgelegt werden.

Bei der Entwicklung knotenblechloser Dachbinder aus runden und rechteckigen Rohren standen vorrangig im Auflagerbereich der Binder gelegene Knoten im Mittelpunkt der Untersuchung, wobei die Versuchsdurchführung bzw. -auswertung ausreichende Steifigkeit gegen Querbeanspruchungen sowie fertigungs-technologische und konstruktiv bedingte minimal zulässige Außermittigkeiten der Knotenverbindungen berücksichtigen mußte. Ebenso wurde große Aufmerksamkeit den im mittleren Binderteil gelegenen geschweißten Montageverbindungen gewidmet.

Die Hauptaufgabe jeder dieser Untersuchungen von neuartigen Konstruktionen bestand in der Ermittlung des Grades der Übereinstimmung zwischen der im Versuch festgestellten tatsächlichen Tragwirkung der Prüfstücke und der für den beabsichtigten Einsatz im Nutzungszustand erforderlichen Festigkeit und Steifigkeit.

In den meisten Fällen hat sich diese schrittweise Methode zur Entwicklung von Konstruktionen bestätigt und die vorhandenen Untersuchungsergebnisse konnten bei der Ausarbeitung von individuellen oder auch Typenprojekten genutzt werden.

Nachstehend werden als Beispiel die Nutzungsergebnisse für 3 Arten derartiger neuer Konstruktionslösungen dargestellt:

Beispiel I [1] :

Die Ausnutzung der überkritischen Tragreserven von Trägerstegen ermöglicht eine wesentliche Reduzierung der Stegblechstärke und damit des Materialaufwands für Baukonstruktionen. Unter diesem Gesichtspunkt sind Träger mit einer Stegschlankheit von

$$\eta = h/t = 300 - 600$$

(h, t : Höhe und Dicke des Trägerstegs)

wesentlich rationeller nutzbar.

Derartige Vollwandträger, die einen geringen Materialaufwand erfordern und eine einfache Fertigungstechnologie aufweisen, werden im Vergleich zu Fachwerkkonstruktionen konkurrenzfähig und können mit wirtschaftlichem Erfolg als Tragkonstruktionen für Dächer im Industrie- und Gesellschaftsbau mit Spannweiten von 12, 18, 24 und 30 m verwendet werden. Indessen beziehen sich die existierenden Berechnungsverfahren und experimentellen Untersuchungen auf Träger mit einer Stegschlankheit bis 400. Deshalb werden im Institut experimentell-theoretische Untersuchungen an dünnwandigen Trägern für Baukonstruktionen mit Queraussteifungen und einer hohen Stegschlankheit bis 600 durchgeführt.

In Tabelle 1 sind einige Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von einzelnen Trägerabschnitten mit hoher Stegschlankheit hinsichtlich ihres Verhaltens unter reiner Biegebeanspruchung dargestellt.

Tabelle 1

Bereich	Querschnitt		$\frac{h}{t}$	$\frac{b}{h}$	$\sigma_{Fließ}$ [MPa]	$M^{Exp.}_{Grenz}$ [kN·m]	$\frac{M^{Exp}_{Grenz}}{M_{Grenz}}$	Bruchform
	Steg	Gurt						
i 40-20	800x2,0	240x10	400	2,52	249	488	0,99	+
i 40-60	800x2,0	200x 8	400	1,72	252	362	1,08	++
i 50-60	750x1,5	180x 6	500	1,26	266	226	1,01	+
i 50-80	750x1,5	180x 8	500	1,01	252	299	1,07	++
i 60-60	900x1,5	170x 8	600	1,0	252	313	1,0	++
i 60-80	900x1,5	240x 8	600	0,75	252	442	1,01	+

Anmerkung: $M^{Exp.}_{Grenz}$ – experimenteller Wert der Grenztragfähigkeit der untersuchten Bereiche

+ – örtlicher Stabilitätsverlust der gedrückten Gurtflansche

++ – Stabilitätsverlust des gedrückten Gurtes in der Stegebene

Die Analyse der Untersuchungsergebnisse zeigte, daß das Tragverhalten der Trägerabschnitte unter Biegebeanspruchung mit der Beziehung

$$M_{Grenz} = W_{Gurt} \cdot \sigma_{Fließ} \qquad (1)$$

beschrieben werden kann, wobei

W_{Gurt} – auf den Druckgurt bezogenes Widerstandsmoment des effektiv wirksamen Trägerquerschnittes. Als effektiv wirksam wird dabei der Teil des Vollwandträgers angenommen, der sich nach Basler aus dem Zuggurt, dem gezogenen Teil des Steges, dem Druckgurt sowie dem gedrückten Teil des Steges bis zu einer Breite von $30 \cdot t$ zusammensetzt, der dem gedrückten Gurt benachbart ist.

$\sigma_{Fließ}$ – Fließgrenze des Trägermaterials.

Die Gültigkeit der Beziehung (1) ist gegeben, solange die Stabilität des Druckgurtes als gesichert gilt. Es zeigte sich, daß bei der Ermittlung der Stabilität des Druckgurtes in der Stegebene ein Stab mit einem T-Querschnitt der Berechnung zugrunde gelegt werden kann, der an beiden Enden starr eingespannt ist und dessen Querschnitt sich aus dem Druckgurt und der effektiv wirksamen Zone des gedrückten Stegteiles mit einer Breite bis zu $30 \cdot t$ zusammensetzt. Ebenso konnte festgestellt werden, daß die Grenzmaße des Druckgurtes zur Vermeidung örtlicher Stabilitätsverluste einem Verhältnis von Gurtbreite zu Gurtdicke

$$b_{Gurt} \leq 25 \cdot t_{Gurt}$$

entsprechen müssen. Die Stabilität des Druckgurtes gegen seitliches Ausweichen wird durch die Realisierung der in der Projektierungs- und Berechnungsvorschrift SNiP II-V.3-72 enthaltenen diesbezüglichen Festlegungen gewährleistet, die bei der Bemessung gewöhnlicher Trägerkonstruktionen vorgeschrieben sind.

In Tabelle 2 werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von Trägerbereichen mit Queraussteifungen mitgeteilt, die hauptsächlich unter Schubbeanspruchung standen. Die Analyse der vorliegenden Versuchsresultate ermöglichte eine Präzisierung des Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit von dünnwandigen Trägerbereichen unter Schubbeanspruchung. Entsprechend dem zugrundegelegten Berechnungsmodell ergibt sich die Grenztragkraft unter Schubbeanspruchung Q_{Grenz}, die vom Trägerbereich aufgenommen wird, zu:

$$Q_{Grenz} = \tau_{Ki} \cdot h \cdot t + Q_{\sigma} \qquad (2)$$

wobei:

τ_{Ki} = kritische Schubspannung

Q_{σ} = Schubkraft, die durch den diagonalen Zugfeldstreifen des Stegbereiches im überkritischen Stadium seines Tragverhaltens aufgenommen werden kann.

Tabelle 2

Bereich	Querschnitt		$\frac{h}{t}$	$\frac{b}{h}$	ε_g	$\sigma_{Fließ}$		$Q_{gr}^{exp.}$	ZNIIPSK	Rockey/ Skaloud	Basler	Fujii
	Steg	Gurt				Steg	Gurt		Q_{gr}^{exp}/Q_{gr}^{K}	Q_{gr}^{exp}/Q_{gr}^{S}	Q_{gr}^{exp}/Q_{gr}^{B}	Q_{gr}^{exp}/Q_{gr}^{F}
–	[mm]	[mm]	–	–	$n \cdot 10^{-6}$	[MPa]	[MPa]	[kN]	–	–	–	–
PS 1–7	1600x3	300x10	533	1,58	0,45	276	257	222	1,08	3,46	0,62	0,66
B 2–8	750x2,5	240x 8	300	2,0	1,215	261	262	95	1,05	1,74	0,76	0,9
B 0–3	750x1,5	120x 5	500	1,0	1,975	330	285	82	1,07	1,55	0,87	0,88
0–2	750x1,0	120x 4	750	0,8	2,96	304	278	50,5	1,04	1,3	0,62	0,87
B 3–8	750x2,5	240x12	300	2,0	4,12	261	257	117	1,08	1,18	0,88	0,94
B 1–1	750x2,5	320x12	300	2,0	5,35	261	251	121	1,06	1,08	0,94	0,94
0–1	880x2,0	170x 6	440	0,68	7,09	262	266	165	1,26	1,22	0,92	1,09
B 2–1	750x2,5	240x 8	300	1,0	9,73	261	262	175	1,06	1,01	0,89	1,11
0–4	750x1,5	230x 8	500	1,0	15,5	330	291	134	1,05	0,98	1,42	1,22
B 3–1	750x2,5	240x12	300	1,0	33,0	261	257	222	1,06	0,99	1,13	1,25

Anmerkung: Q_{gr}^{K}, Q_{gr}^{S}, Q_{gr}^{B}, Q_{gr}^{F} – theoretische Werte der Grenztragfähigkeit der auf Schub untersuchten Bereiche nach den Berechnungsmethoden von ZNIIPSK (UdSSR), Rockey und Skaloud (GB, CSSR), Fujii (Japan).

Q_{gr}^{exp} – experimentelle Werte der Grenztragfähigkeit der auf Schub untersuchten Bereiche.

Die experimentellen Untersuchungen verdeutlichten, daß die Breite des diagonalen Zugfeldstreifens und folglich der Grenztragfähigkeit des Trägerbereiches im wesentlichen von der Größe der Biegesteifigkeit der Gurte bestimmt wird und durch folgende Beziehung beschrieben werden kann:

$$c = \frac{0{,}5 \cdot \xi + 2{,}4}{16 \cdot \xi} \cdot 2b \cdot \sin\varrho \qquad (3)$$

wobei:

$$\xi = \frac{b_{Gurt} \cdot t^3_{Gurt}}{12 \cdot b^3 \cdot t}$$, Parameter der Biegesteifigkeit des Gurtes

b - Länge des Trägerbereiches (Quersteifenabstand)

ϱ - Neigungswinkel des diagonalen Zugfeldstreifens zum Trägergurt

t - Stegblechdicke

Gleichung (3) ist für dünnwandige Trägerbereiche gerechtfertigt, deren Gurtbiegesteifigkeit sich in der Größenordnung $(0{,}45 \ldots 400) \cdot 10^{-6}$ bewegt.

In Tabelle 2 sind die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen nach den von Rockey/Škaloud sowie Fujii vorgeschlagenen Berechnungsverfahren aufgeführt sowie auch nach einer präzisierten Methode, die im ZNIIPSK erarbeitet wurde. Der Vergleich zeigt, daß das vom ZNIIPSK vorgeschlagene Verfahren die beste Übereinstimmung mit den Versuchswerten ergibt. Dies gilt insbesondere für die Felder mit Gurten von geringer Biegesteifigkeit, was ein Charakteristikum von Stahlträgern im Bauwesen ist.

Zur Kontrolle der Berechnungsmethode und der konstruktiven Lösungen wurde ein Träger in natürlicher Größe mit einer Spannweite von 18 m, einer Höhe von 1600 mm und einer Stegdicke von 3 mm ($\lambda = 533$) bei einem Seitenverhältnis $\alpha = b/h$ der Felder von 1,88 und 1,25 geprüft. Die durchgeführte Erprobung bestätigte völlig das erarbeitete Berechnungsverfahren des Institutes sowie einen möglichen praktischen Einsatz der Träger bis zu einer Stegschlankheit von 600.

Beispiel 2 [2] :

Als Versuchsmuster wurden Binder mit einer Spannweite von 24 m unter einer äquivalenten Belastung von 15,8 kN (Abb. 1) ausgewählt. Einer dieser Binder besaß ein Dreieckfachwerk mit zusätzlichen Pfosten (F1), ein anderer eine fächerförmige Vergitterung (F2).

Der Konstruktionswerkstoff ist ein Stahl der Güte St 23/38, dessen mechanische Eigenschaften und Profilquerschnitte in Tabelle 3 aufgeführt sind. Eine stichprobenartige Vermessung der Materialstärke der Blechrohlinge ergab eine Abweichung von den Nominalgrößen bis zu ± 8 %. Die inneren Biegeradien betrugen 6 - 8 mm.

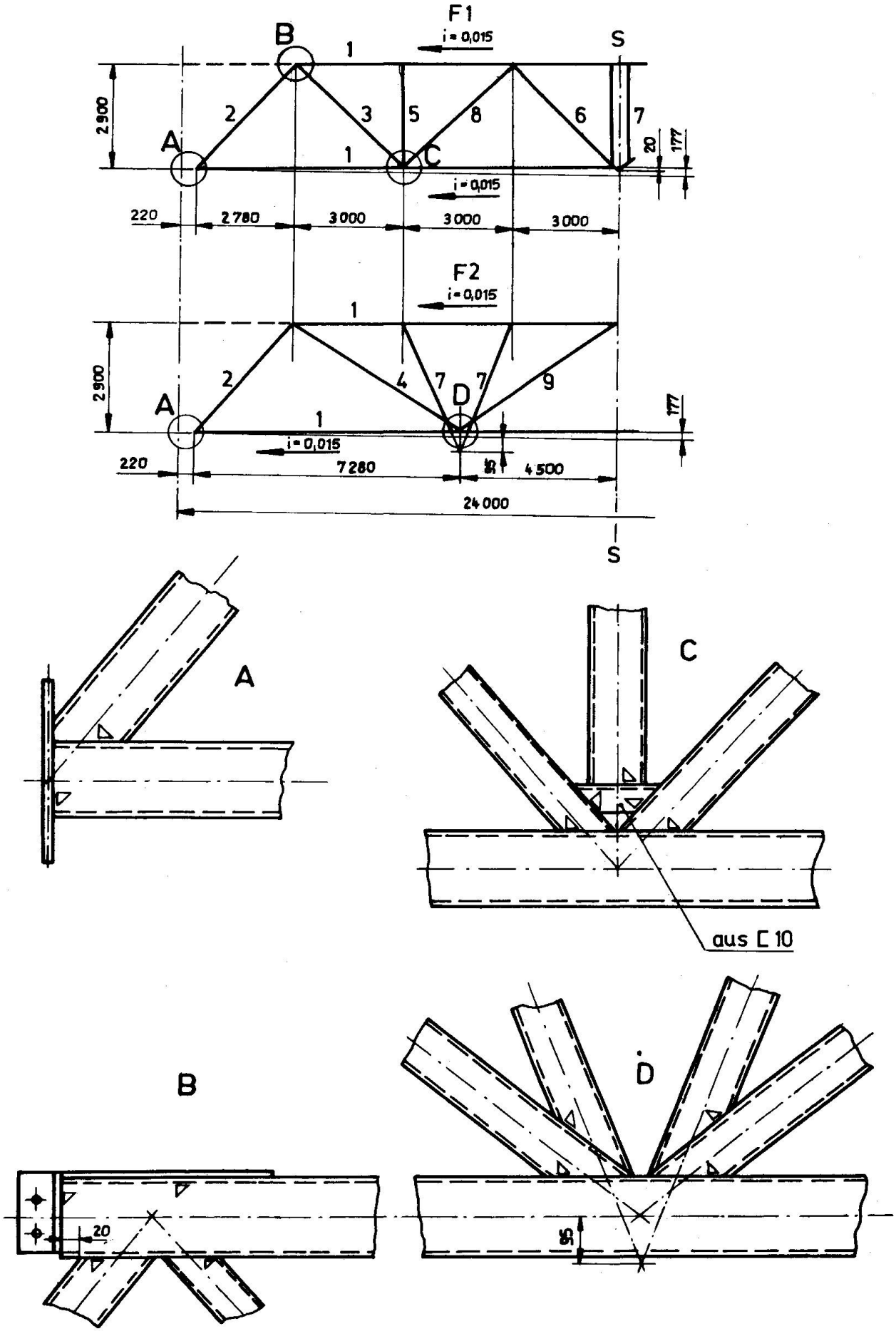

Abb. 1 Geometrische Schemen und Knoten untersuchter Binder aus Hohlprofilen mit rechteckigem Querschnitt

Tabelle 3

Lfd.Nr. der Profile (vgl.Abb.1)	Querschnitt	Werkstoffeigenschaften	
		σ_F MPa	δ %
1	140x140x4	305	26,5
2	125x125x4		
3	125x 63x4		
4	125x 90x4		
5	80x 80x3	370	30,0
6	125x 90x3		
7	100x 70x3		
8	125x 90x5	265	34,0
9	125x90x 6	260	36,0

Die Knotenverbindungen wurden im wesentlichen ohne Verstärkungen, ohne gegenseitige Formschnitte und ohne Exzentrizitäten realisiert. Die Binder setzen sich aus 2 Montageeinheiten zusammen. Die zu verbindenden Obergurtenden wurden mittels Unterlagblechen und die der Untergurte mittels Blechlaschen oder abgekanteter Überwürfe verschweißt.

Die Binder wurden im ganzen getestet, wobei eine Verbandkonstruktion die Seitensteifigkeit gewährleistet. Die Knotenbelastung erfolgte mittels Zugwinden über ein Zugkraftsystem sowie Verteilungsträger nach 2 Prinzipien:

- Prinzip A: Belastung durch gleichgroße Knotenlasten über die gesamte Binderspannweite
- Prinzip B: Belastung des Binders durch Ersatzlasten zur Imitation von Dachaufbauten.

Die Belastung nach Prinzip A erfolgte bis zur Rechenlast und nach Prinzip B bis zur Bruchlast. Die wichtigsten Ergebnisse der experimentellen Erprobung waren folgende:

1. Die Versuche ergaben eine ausreichende Steifigkeit der Binder. Die Durchbiegung der Binder liegt im Verhältnis zur Spannweite unter 80 % der rechnerischen Belastung bei 1/750 bis 1/725. Die restlichen Verformungen bei weiterer Belastung betrugen 10 % der Gesamtdurchbiegung.

2. Die nach einem idealisierten Rechenschema mit gelenkigen Knoten errechneten Normalkräfte und Durchbiegungen zeigten eine gute Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen. In den Pfosten wurde eine Reduzierung der Normalkräfte registriert,

die durch die Nachgiebigkeit ihrer Anschlüsse an die Gurte hervorgerufen wird.

3. Der Momentenverteilung in den Stäben kommt ein Berechnungsschema der Binder mit biegesteifen Knoten (Gurte und Diagonalen) wesentlich näher. Die festgestellte Vergrößerung einiger gemessener Biegemomente gegenüber den nach diesem Schema errechneten wurde durch das Auftreten starker Exzentrizitäten in den Knoten infolge der Ungleichmäßigkeit der gegenseitigen Lagerung hervorgerufen sowie im Obergurt durch die Nachgiebigkeit der Knotenanschlüsse der Pfosten.

4. Die Zerstörung der Binder erfolgte durch einen Stabilitätsverlust der Druckgurte in den am stärksten belasteten Feldern bei einer Belastung, die im Verhältnis zur rechnerischen 130 % betrug, aber unter Berücksichtigung der faktischen Querschnittsgrößen und Stahleigenschaften mit der theoretischen übereinstimmte. Eine Zerstörung der Nähte und Knotenverbindungen wurde nicht festgestellt.

Beispiel 3 [3] :

Das geometrische Schema der erprobten Binder aus Hohlprofilen mit kreisförmigem Querschnitt und deren Knoten ist in Abb. 2 dargestellt, die Stabquerschnitte enthält Tabelle 4.

Tabelle 4

Lfd.Nr. des Binders	Nr. des Stabes gemäß Abb. 2				Fließgrenze d.Zugstabes Nr.1 in MPa
	1	2	3	4	
1	152x5	127x5	102x4	2 [12	310
2	168x7,6	152x5	114x4	2 [12	350

Die Prüfung der Binder erfolgte einzeln in vertikaler Lage auf einem speziellen Versuchsstand. Der Obergurt wurde aus der Binderebene heraus durch belastbare Hebel (Dachpfetten) in einem Abstand von 3 m abgesteift. Eine Aussteifung des Untergurtes aus der Binderebene heraus erfolgte nicht. Jeder Binder wurde nach 2 Belastungsvarianten erprobt. Die erste Variante beinhaltete nur eine Belastung am Obergurt, während die zweite eine zusätzliche Belastung am Untergurt infolge von Laufträgern elektrischer Hängekrane (vgl. Tabelle 5) berücksichtigte.

Bei der Projektierung der Binder wurde nach der Gelenktheorie gerechnet. Eine Berücksichtigung der Biegemomente infolge Knotensteifigkeit sowie Knotenexzentrizitäten erfolgte nicht. Zur Kontrolle dieser rechnerischen Voraussetzungen und zur Bestimmung des gültigen Berechnungsschemas der Konstruktion wurde einer der Binder mit Rohrgurten Ø 152x5 mm auf einer EDV-Anlage nach 12 Berechnungsmodellen durchgerechnet, die man in 2 Gruppen unterteilen kann: mit projektierten Knotenexzentrizitäten und ohne diese.

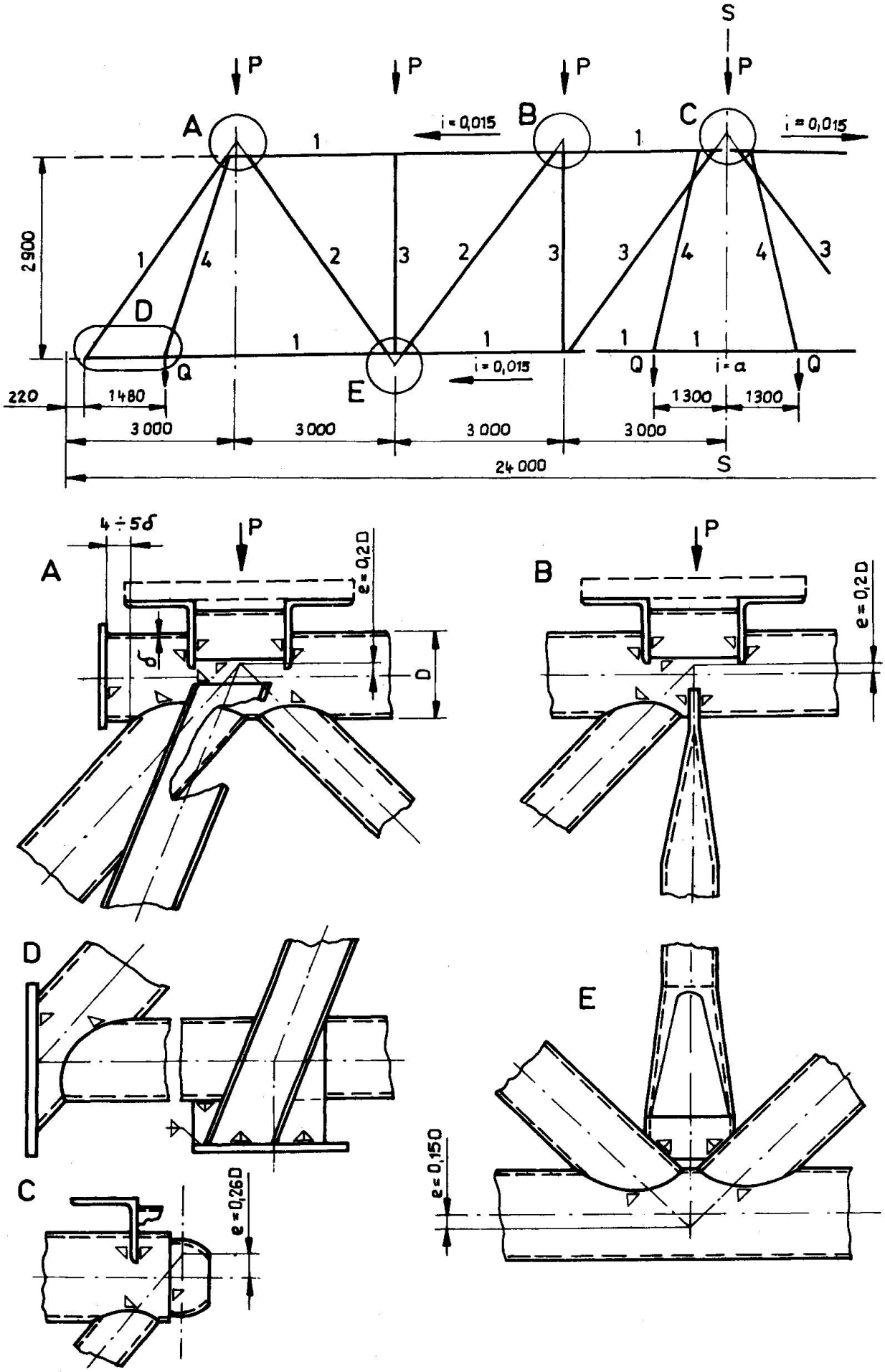

Abb. 2 Geometrisches Schema und Knoten untersuchter Binder aus Hohlprofilen mit rundem Querschnitt

Tabelle 5

Lfd.Nr. des Binders	Errechnete Knotenlasten in [kN]					
	Variante 1			Variante 2		
	P_r	Q_r	Q'_r	P_r	Q_r	Q'_r
1	55,2	0	0	30,3	7	47
2	97,8	0	0	31,6	8	117

Hierzu gehörten auch 2 Modelle mit Exzentrizitäten von e = 0,2D und e = 0,5D in allen Knoten. Ein Vergleich der nach verschiedenen Berechnungsmodellen erhaltenen Rechenergebnisse ergab folgendes. Die theoretische Durchbiegung der Binder ist praktisch gleich und nur nach dem Rechenmodell mit den Exzentrizitäten e = 0,5D erhöhten sie sich um 9 %. Ebenso unterscheiden sich die Normalkräfte bei allen Rechenmodellen wenig voneinander. Der Vergleich der Biegemomente nach den Rechenmodellen mit und ohne projektierte Exzentrizitäten ergab, daß mit einer Erhöhung des Grades der statischen Unbestimmtheit (Vergrößerung der Anzahl der biegesteifen Knoten) sich der Einfluß der Knotenexzentrizität auf die Größe der Biegemomente reduziert.

Die Ergebnisse der Versuchsbinder zeigten folgendes. Die Durchbiegung der Binder unter einer Normativbelastung von 80 % der rechnerischen betrug 1/560 - 1/710 der Spannweite. Das Verhältnis der experimentellen zur nach der Gelenktheorie errechneten theoretischen Durchbiegung unter Normbelastung ergab sich zu ~ 1,05 und bei einer Belastung mit vorangehender Zerstörung zu 1,15. Die experimentellen Stabkräfte entsprachen annähernd den theoretischen Werten.

Das tatsächliche Tragverhalten der Binder wird auf Grund der festgestellten Biegemomente fast annähernd mit folgendem Berechnungsmodell beschrieben. Die Knoten sind biegesteif mit dabei auftretenden Exzentrizitäten bis auf die Pfosten, die an den Stabenden flachgedrückt sind und Anschlußgelenke besitzen. Lediglich in den Diagonalstäben reduzieren sich die Biegemomente ungefähr auf die Hälfte gegenüber den rechnerischen Werten infolge der Nachgiebigkeit des Hohlprofils unter Belastung gegenüber der Beanspruchung im Anschlußelement. Das Verhältnis der experimentellen Randfaserspannungen zu den axialen Spannungen unter rechnerischer Belastung als Maß für die Zusatzbeanspruchung betrug bei Binder 1: 1,1 bis 1,2 sowie bei Binder 2: 1,1 bis 1,3 und entsprach somit auch dem bei den anderen Stahlbindern aus warmgewalzten Winkeln.

Beide Binder wurden übereinstimmend durch den Verlust der allgemeinen Stabilität des am stärksten belasteten Mittelfeldes des Obergurts unter dem 1,5-fachen der rechnerischen Belastung zerstört. Wenn man von den geometrischen und festigkeitsabhängigen Parametern der Binderelemente den Stabilitätsverlust abstrahiert, so beträgt das angegebene Verhältnis 1,09 bis 1,00. Eine Zerstörung der Binderknoten sowie der Schweißnähte bei den allgemeinen Erprobungen konnte nicht festgestellt werden.

Auf diese Weise kann man die Daten der Binder nach der Gelenktheorie berechnen, da die Knotensteifigkeit bei einem Verhältnis der Wandstärken des Hohlprofils zu seinem Durchmesser bis zu 1/30 keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Binders besitzt.

Literatur

[1] Melnikov, N.P.; Levitanskij, I.V.; Kalenov, V.V. "Dünnwandige Stahlträger - effektive Formen von Baukonstruktionen." Industriebau, Nr. 10, 1974

[2] Melnikov, N.P.; Winkler, O.N.; Levitanskij, I.V. "Leichte Metallkonstruktionen aus kaltgebogenen, geschweißten, geschlossenen Profilen." Projektierung von Metallkonstruktionen. Referatesammlung des ZNIIPSK, Ausgabe I(48), 1974

[3] Bachmutskij, V.M.; Kaplun, J.A.; Levitanskij, I.V. u.a. "Anwendung von Stahlrohren in Dachkonstruktionen für Industriegebäude." Mitteilungen der Hochschulen. Bauwesen und Architektur, Nr. 8, 1974

ZUSAMMENFASSUNG

Im Beitrag werden die Ergebnisse von Versuchen an folgenden neuen Typen von Dachkonstruktionen für Industriegebäude unter statischer Belastung behandelt:

- dünnwandige Träger mit einer Spannweite von 18 m und ihre einzelnen Felder sowie
- Binder mit einer Spannweite von 24 m aus Hohlprofilen mit rechteckigem und kreisförmigem Querschnitt.

Es werden präzisierte Formeln zur Berechnung dünnwandiger Träger mit Versteifungsrippen vorgeschlagen und wirklichkeitsnahe Berechnungsmodelle für Binder aus Hohlprofilen formuliert.

SUMMARY

The report presents the results of loading tests for new types of roofs for industrial buildings:

- thin-walled beams with an 18 m span, and their elements, and
- trusses in hollow sections, rectangular and circular, with a 24 m span.

The authors propose formulas which are more precise for the calculation of stiffened thin-walled beams and present models which are more actual, for the calculation of trusses in hollow section.

RESUME

Le rapport présente les résultats d'essais de charges pour de nouveaux types de toitures de bâtiments industriels:

- poutres à parois minces d'une portée de 18 m ainsi que leurs éléments, et
- fermes de 24 m de portée, en profils creux rectangulaires ou circulaires.

Des formules plus précises sont proposées pour le calcul de poutres à parois minces avec raidisseurs et des modèles de calcul plus proches de la réalité sont présentés pour les fermes en profil creux.