

Aussteifung von Stahlprofilen im Lasteinleitungsbereich mittels Nadelholz

T 1238

T 1238

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

T 1238: Aussteifung von Stahlprofilen im Lasteinleitungsbereich
mittels Nadelholz.

AUSSTEIFUNG VON STAHLPROFILEN IM
LASTEINLEITUNGSBEREICH MITTELS NADELHOLZ

Untersuchungen
durchgeführt im Auftrag des Instituts für
Bautechnik Berlin

von
K. Möhler und R. Freiseis
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
Universität Karlsruhe (TH)
1983

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Einleitung - Ziel des Forschungsvorhabens	1
1. Literaturlauswertung	2
2. Berechnung der Traglast und Bemessungsvorschlag unausgesteifter und mit Nadelholz ausgesteifter Walzprofile	4
3. Vorversuche mit Walzprofilen IPB 140 und 220 ohne und mit Aussteifung	7
4. Hauptversuche	10
4.1 Schwellenversuche mit IPE 140 und IPB1 220 ohne und mit Aussteifungen	10
4.1.1 Lastangriff mit beidseitigem Überstand in Profillängsrichtung bei verschiedener Feuchte und Länge der Aussteifungshölzer	11
4.1.2 Lastangriff am Profilende bei verschiedener Länge der Aussteifungshölzer	13
4.2 Biegeversuche mit IPE 140 und IPB1 220 - kurze Stützweite	14
4.3 Biegeversuche mit Zweifeldträgern, Profil IPB1 220	17
4.4 Versuche mit verschiedener Befestigung der Aussteifungshölzer und Lagerung bei Wechselklima	21
4.5 Schwellversuche mit ausgesteiften Walzprofilen IPB1 220	23
5. Auswertung der Versuche	24
5.1 Tragsicherheiten bei den Profilen ohne Aussteifung	24
5.2 Tragsicherheiten bei Aussteifung durch Nadelholz	25
5.3 Verhalten verschiedener Einbauarten der Aussteifungshölzer	26
6. Vorschlag für Bemessung und Ausführung der Aussteifung von Walzprofilen mit Nadelholz	27
7. Literaturangabe	30
Anlagen	

Einleitung - Ziel des Forschungsvorhabens

Im Rahmen der Beratung des Arbeitsausschusses DIN 4421, "Traggerüste" wurde auch die in der Praxis des Gerüstbaues oft angewandte Aussteifung von I-Walzstahlprofilen an den Lasteinleitungsstellen durch Nadelholz besprochen. Diese sicherlich behelfsmäßige Bauart, die der Forscher und Antragsteller im Versuchswesen schon jahrelang angewendet und ihre Wirksamkeit durch einfache Vergleichsversuche getestet hat, wurde von einzelnen Ausschußmitgliedern aber im Hinblick auf die Unsicherheiten bei den in der Praxis vorliegenden Ausführungsverhältnissen skeptisch beurteilt. Es sollte daher in einem Forschungsvorhaben eingehender die Wirksamkeit von Holzsteifen, deren Bemessung und konstruktive Ausbildung überprüft und festgelegt werden.

Ziel des Forschungsvorhabens war es daher, die Tragkraft und das Verformungsverhalten von mit Nadelholz ausgesteiften I-Walzstahlprofilen bei Einwirkung von Einzellasten, wie sie im Gerüstbau vorkommen, zu ermitteln. Dabei handelt es sich vorwiegend um auf Schwellenträgern mit kontinuierlicher Lagerung aufgesetzte Pfostenlasten, aber auch um Auflager- und Einzellasten von Biegeträgern, deren vorübergehende Verwendung im Gerüstbau das Einschweißen von Stahlsteifen sowohl wirtschaftlich als auch arbeitstechnisch (Bauteilschweißung) nur in Ausnahmefällen rechtfertigen würde. Aufgrund von theoretischen Arbeiten und der Versuchsergebnisse war ein Berechnungsverfahren festzulegen und Hinweise auf die konstruktive Ausbildung und die Herstellung der Aussteifungen zu geben, um gegebenenfalls diese Aussteifungsart in gleicher Weise wie eingeschweißte Steg-aussteifungen in die Norm aufnehmen zu können. Im Hinblick auf die vorwiegend im Freien zur Anwendung kommenden, hochbelasteten Traggerüste mußten auch der Einfluß der Holzfeuchtigkeit und von Klimawechseln sowie die Art der Belastung (Dauerstands- und Schwelllast) untersucht werden.

1. Literaturlauswertung

Das Lasteinleitungsproblem bei steifenlosen Konstruktionen wurde im Stahlbau schon mehrfach untersucht. Als Ergebnis wurden in Übereinstimmung mit den von der Europäischen Konvention für Stahlbau (EKS) 1977 veröffentlichten Empfehlungen zur Berechnung und Konstruktion steifenloser Stahlskeletttragwerke [1] in einem von DStV/DAST herausgegebenen Ringbuch [2] Berechnungshilfen für die Ermittlung der Tragfähigkeit veröffentlicht. Für die nach EURONORM 53 - 62 genormten Profile der Reihen (HE - A, HE - B, HE - M) sowie IPE- und I-Profilreihen sind in [2] Tabellen angegeben, mit deren Hilfe anhand einfacher Berechnungsformeln die Tragfähigkeit einer steifenlosen Konstruktion schnell und einfach ermittelt werden kann. Die Berechnungsformeln wurden aufgrund der allgemeinen Erkenntnisse aus den theoretischen Überlegungen über das Tragverhalten sowie aus Traglastversuchen an unausgesteiften Lasteinleitungsstellen von I-Walzprofilen und geschweißten I-Querschnitten entwickelt.

Nach [3] werden bei der Einleitung von Einzelkräften in unausgesteifte Walzprofile drei verschiedene Versagensformen unterschieden, die auch für das Versagen des Trägersteges einer ausgesteiften Lasteinleitungsstelle zu beachten sind.

Dies sind:

- (1) Stegquetschen,
- (2) elastisches Stegkrüppeln,
- (3) elastisches Stegbeulen.

Die Versagensformen (2) und (3) treten bei Walzträgern nachweislich nicht oder erst in hochplastiziertem Zustand auf. Das Stegquetschen beginnt mit dem erstmaligen Erreichen der Fließgrenze im Steg, und zwar unterhalb der Ausrundung unmittelbar unter der Krafteinleitungsstelle. Bei weiterer Laststeigerung setzt sich die Plastizierung des Steges jedoch in Profillängsrichtung wesentlich schneller fort als in der Lastrichtung wie Untersuchungen zur

Ermittlung der Tragfähigkeit rippenloser Endauflager von Walzträgern mit Feststellung der Verformungen im Auflagerbereich über Dehnungsmeßstreifen deutlich gezeigt haben [4].

Die traditionelle Berechnungsweise zur Bestimmung der Traglast einer unausgesteiften Lasteinleitungsstelle im Stahlhochbau verwendet zur Berechnung des Lastausbreitungsbereiches unter der Einzellast die Theorie des elastisch gebetteten Balkens und verknüpft sie mit der Bedingung, daß die Stahlspannungen im Steg unter der Krafteinleitungsstelle die Fließgrenze nicht überschreiten dürfen (elastische Bemessung). Durch die Einführung plastischer Bemessungsmethoden im Stahlhochbau (DAST-Richtlinie 008, "Richtlinien zur Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau" 1973) können jedoch die Fließspannungen auch über einen größeren Bereich (hier in der kritischen Stegfuge) erreicht werden, ohne daß ein Versagen der Konstruktion eintritt. Dies gilt allerdings nur bei vorwiegend ruhend beanspruchten Konstruktionen und wenn die Verformungen im Nutzlastbereich in elastischen Größenordnungen bleiben. Aufgrund des Studiums auch der übrigen im Literaturverzeichnis aufgeführten einschlägigen Veröffentlichungen standen Berechnungsformeln zur Verfügung, die es ermöglichten, bei Kenntnis der Profilabmessungen, der Lasteintragslängen und der Fließgrenze des Stahles die zu erwartenden Traglasten der unausgesteiften Walzprofile zu berechnen. Analoge Überlegungen über den verstärkenden Einfluß von Holzaussteifungen führten zu dem Ergebnis, daß dieser Beitrag durch die Abmessungen und die Festigkeitseigenschaften der Aussteifungshölzer abzuschätzen war, soweit ein gewisses Zusammenwirken von Stahl und Holz angenommen werden konnte. Diese Annahme sollte durch die Auswertung der durchzuführenden Versuche überprüft werden.

2. Berechnung der Traglast und Bemessungsvorschlag unausgesteifter und mit Nadelholz ausgesteifter Walzprofile

Zur Berechnung der Traglast einer unausgesteiften Lasteinleitungsstelle nach Bild 2.1 wird nach [3] ein Tragmodell zugrunde gelegt, welches die plastischen Reserven der kritischen Stegfuge berücksichtigt und ausgehend vom Verformungsmechanismus des Trägergurtes und der Lastausbreitung unter der Lastverteilplatte mit der Länge a zu einer einfachen Berechnungsmethode führt. Dabei wird beidseits der Lastplatte eine Lastverteilung unter der Neigung $1 : 2,5$ angenommen, welche sich bis zur Tiefe $t_f + r$ in den Trägersteg erstreckt. Damit ergibt sich die maßgebende Querschnittsfläche $t_w \cdot \ell$ und die Traglast F_u wird bei Walzprofilen rechnerisch erreicht, wenn im Übergangsbereich Steg - Flansch (kritische Stegfuge) auf der ganzen Länge $\ell = a + 2 \cdot 2,5 (t_f + r)$ die Fließgrenze des Steges überschritten ist. Das Einsenken der Lastplatte in den Steg und das Plastizieren in diesem Bereich ist eigentlich mit einer Fließgelenkbildung im Flansch verbunden. Diese Tatsache ist bei der Annahme einer Lastausbreitung mit einer Neigung $1 : 2,5$ unter Vernachlässigung eines Anteils der plastischen Gurtmomente mitberücksichtigt. Somit kann für Walzprofile näherungsweise die empirische Formel:

$$F_u^0 = \sigma_y \cdot t_w \cdot |a + 5 (t_f + r)| \quad \text{Gl. (1a)}$$

zur Berechnung der Traglast einer unausgesteiften Lasteinleitungsstelle in einem vom Trägerende und von einer benachbarten Lasteinleitungsstelle weit genug entfernten Bereich angewendet werden.

Hierin bedeuten:

- σ_y = Fließgrenze des Stahles
- t_w = Dicke des Steges
- t_f = Dicke des Flansches
- r = Ausrundungsradius.

Bei Lasteinleitung am Trägerende kann die Lastausbreitung nur nach einer Seite hin erfolgen und die Traglast errechnet sich zu:

$$F_u^0 = \sigma_y \cdot t_w \cdot |a + 2,5 (t_f + r)| \quad \text{Gl. (1b)}$$

Für die rechnerischen Traglasten der unausgesteiften Versuchskörper wurden die F_u -Lasten mit den aus Zugversuchen an aus dem Steg herausgearbeiteten Probestäben ermittelten Fließgrenzen und den Profilwerten t_w , t_f und r berechnet. Bei Lasteinleitungen zwischen den Endauflagern von Biegeträgern ist infolge der vorhandenen Schnittgrößen Biegemoment und Querkraft bei zusätzlichen örtlichen Beanspruchungen, wie sie die Lasteinleitung darstellt, das Interaktionsverhalten bei der Berechnung des Traglastanteils des unausgesteiften Stahlprofils F_u^0 zu berücksichtigen und entsprechend der im Flansch aus Biegemomentbeanspruchung vorhandenen Biegenormalspannung dieser Anteil nach [1] abzumindern. Durch Versuche an gedrunenen Walzträgern und an Zweifeldträgern sollte überprüft werden, welchen Einfluß die Gurtnormalspannungen und die Stegschubspannungen auf die Traglast nehmen und ob in diesem Falle eine Beeinträchtigung der Lasterhöhung durch Nadelholzsteifen eintritt.

Es ist noch darauf hinzuweisen, daß bei indirekter Lasteintragung, z.B. bei Trägerkreuzungen zweier unausgesteifter Walzprofile, die wirksame Verteilbreite nicht nach den vorstehenden Festlegungen berechnet werden kann. Rechtwinklige Trägerkreuzungen sind ebenfalls in [2] behandelt. Mit den dort tabellierten Werten für die anzunehmenden Lastverteilungslängen kann eine Berechnung von F_u^0 in analoger Weise erfolgen.

Im Hinblick auf den Verlauf der σ/ε -Linie von prismatischen Druckkörpern aus Nadelholz, bei denen kein Ausknicken zu befürchten ist und Kraft- und Faserrichtung zusammenfallen, kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, daß bei ausgesteiften Lasteinleitungsstellen das Holz sich entsprechend der Druckfestigkeit an der Lastaufnahme beteiligt.

Für die Berechnung des Traglastanteils der Aussteifungshölzer F_H ist die Druckfläche A_H der Hölzer maßgebend. Dieser berechnet sich zu $F_H = \beta_{D||} \cdot A_H$. Dabei ist für die Druckfläche A_H der Hölzer der Anteil der Gesamtquerschnittsfläche einzusetzen, der sich unmittelbar an der Kraftaufnahme beteiligt. In Profillängsrichtung gilt für Aussteifungslängen $\ell_H > a$, daß die Hölzer bis zur Länge ℓ des unausgesteiften Profils (siehe Gl. (1a) und (1b)) als voll mittragend angesetzt werden können. Bei noch größeren Aussteifungslängen ℓ_H ist die aussteifende Wirkung auf die Länge ℓ begrenzt, weil es durch die Bildung der Fließgelenke im Trägerflansch nicht zu einer vollständigen Pressung der Hölzer kommt. In Querrichtung ist bei seitlich überstehenden Aussteifungshölzern die Kontaktfläche begrenzt durch die Außenkanten der Stahlprofilflansche. Soweit die Hölzer auf der Innenseite nicht eingepaßt werden, ist dies bei der Druckfläche zu berücksichtigen.

Die Traglast der ausgesteiften Lasteinleitungsstelle ergibt sich damit zu

$$F_U^a = F_U^0 + F_H \quad (2)$$

Für die Bemessung sind die zulässigen Werte von F_U^0 und F_U^a maßgebend. Diese berechnen sich mit den zulässigen Spannungen zu $\sigma_{\text{Stahl}} = 160 \text{ N/mm}^2$ und zu $\sigma_D^H = 8,5 \text{ N/mm}^2$ mit den vorstehend angegebenen Querschnittsflächen. Die Versuche sollten klären, welche Bruchsicherheiten gegenüber den so berechneten zulässigen Lasten erreicht werden.

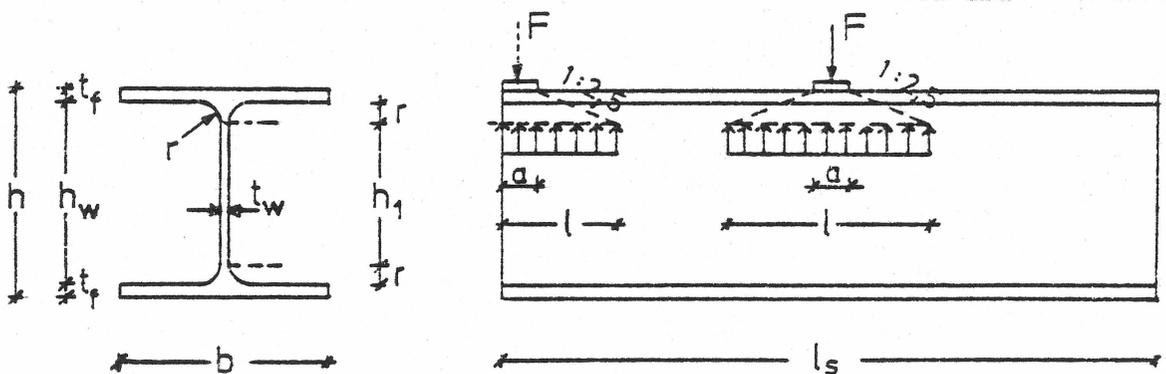


Bild 2.1: Walzprofil unausgesteift. Einleitungslänge l bei Lastangriff am Profilende und im mittleren Bereich.

3. Vorversuche mit Walzprofilen IPB 140 und 220 ohne und mit Aussteifung.

Um einen Einblick in das Verformungs- und Tragverhalten von an der Last-einleitungsstelle unausgesteiften und mittels Nadelholz ausgesteiften Walzprofilen zu erhalten, wurden Belastungsversuche mit je 2 Profilen IPB 140 und IPB 220 von ca. 700 mm Länge durchgeführt, wobei jeweils 1 Profil unausgesteift und 1 Profil mit Nadelhölzern (Brettschichtholz) unter der Lastangriffsstelle ausgesteift war. Die Belastungs- und Meßanordnung der Versuche und die Abmessungen der Aussteifungshölzer gehen aus Bild 3.1 hervor.

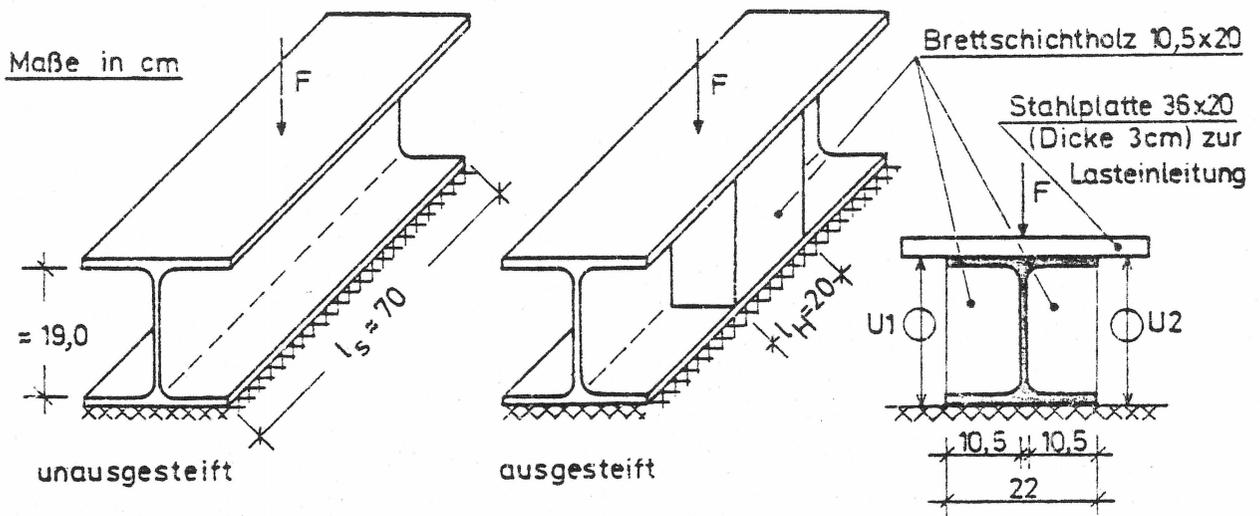


Bild 3.1: Versuchsanordnung und Abmessungen bei den Belastungsversuchen

Während der stufenweisen Steigerung der Last F wurden die Verkürzungen Δh der Meßstrecken U_1 und U_2 mittels Meßuhren und die aufgenommene Höchstlast F_u festgestellt. Die erhaltenen Werte sind nachstehend zusammengestellt.

	unausgesteift	ausgesteift
<u>IPB 140:</u>	$F_u = 803 \text{ kN}$	$F_u = 2162 \text{ kN}$
(bei F_u)	$\Delta h = 1,69 \text{ mm}$	$\Delta h = 2,70 \text{ mm}$
<u>IPB 220:</u>	$F_u = 1280 \text{ kN}$	$F_u = 3290 \text{ kN}$
	$\Delta h = 1,75 \text{ mm}$	$\Delta h = 3,85 \text{ mm}$

Die Last-Zusammendrückungslinien sind in Bild 3.2 aufgetragen. Die beiden Vorversuche haben gezeigt, daß durch die Aussteifung mittels Nadelholz die Traglasten gegenüber dem unausgesteiften Profil um 59 bzw. 52 % gesteigert wurden. Die Last-Zusammendrückungslinien lassen erkennen, daß die Verformungen auch in ausgesteiftem Zustand bis zu einer gewissen Lasthöhe praktisch geradlinig verlaufen und mit etwas erhöhtem Verformungsanstieg noch weiter nahezu linear ansteigen. Die Zusammendrückung von ca. 1/100 der Profilhöhe wird erst bei verhältnismäßig hoher Last erreicht.

Vergleicht man die erhaltenen Versuchshöchstlasten der unausgesteiften Profile mit den nach Abschnitt 2 zu erwartenden Werten, wobei aufgrund späterer Feststellungen für den Steg der Walzprofile eine Fließgrenze von 280 N/mm² angenommen wird, so erhält man mit

$$F_u^0 = \sigma_y \cdot t_w \cdot |a + 5 (t_f + r)|$$

für IPB 140, unausgesteift, die rechnerische Fließlast zu:

$$F_u^0 = 280 \cdot 7 \cdot |200 + 5 (12 + 12)| = 627,2 \text{ kN} \quad \text{und für}$$

$$\text{IPB 220,} \quad F_u^0 = 280 \cdot 9,5 \cdot |200 + 5 (16 + 18)| = 984,2 \text{ kN.}$$

Die Versuchshöchstlasten lagen mit 803 kN bei IPB 140 um 28 %, und mit 1280 kN bei IPB 220 um 30 % höher als die rechnerische Fließlast.

Im ausgesteiften Zustand hätte rechnerisch eine Erhöhung von F_u um den jeweils von den Hölzern aufnehmbaren Betrag von etwa

$$F_u^{\text{Holz}} = A_{\text{Holz}} \cdot \beta_{D||}$$

wirksam werden können. Dieser Anteil ergibt sich mit $\beta_{D||} = 3,5 \cdot \text{zul } \sigma_{D||}$ (Gk1 I)

für den Versuch mit IPB 140 zu $F_u^{\text{Holz}} = 200 \cdot (140 - 7) \cdot 3,5 \cdot 11 = 1024 \text{ kN}$

und für IPB 220 zu $F_u^{\text{Holz}} = 200 \cdot (220 - 9,5) \cdot 3,5 \cdot 11 = 1621 \text{ kN.}$

Die erreichten Höchstlasten lagen im ausgesteiften Zustand bei beiden Profilen höher als die Summe der rechnerischen Werte, was neben der festgestellten höheren Tragfähigkeit der unausgesteiften Profile auf eine Druckfestigkeit der Aussteifungshölzer von mehr als $3,5 \cdot 11 = 38,5 \text{ N/mm}^2$ hindeutet.

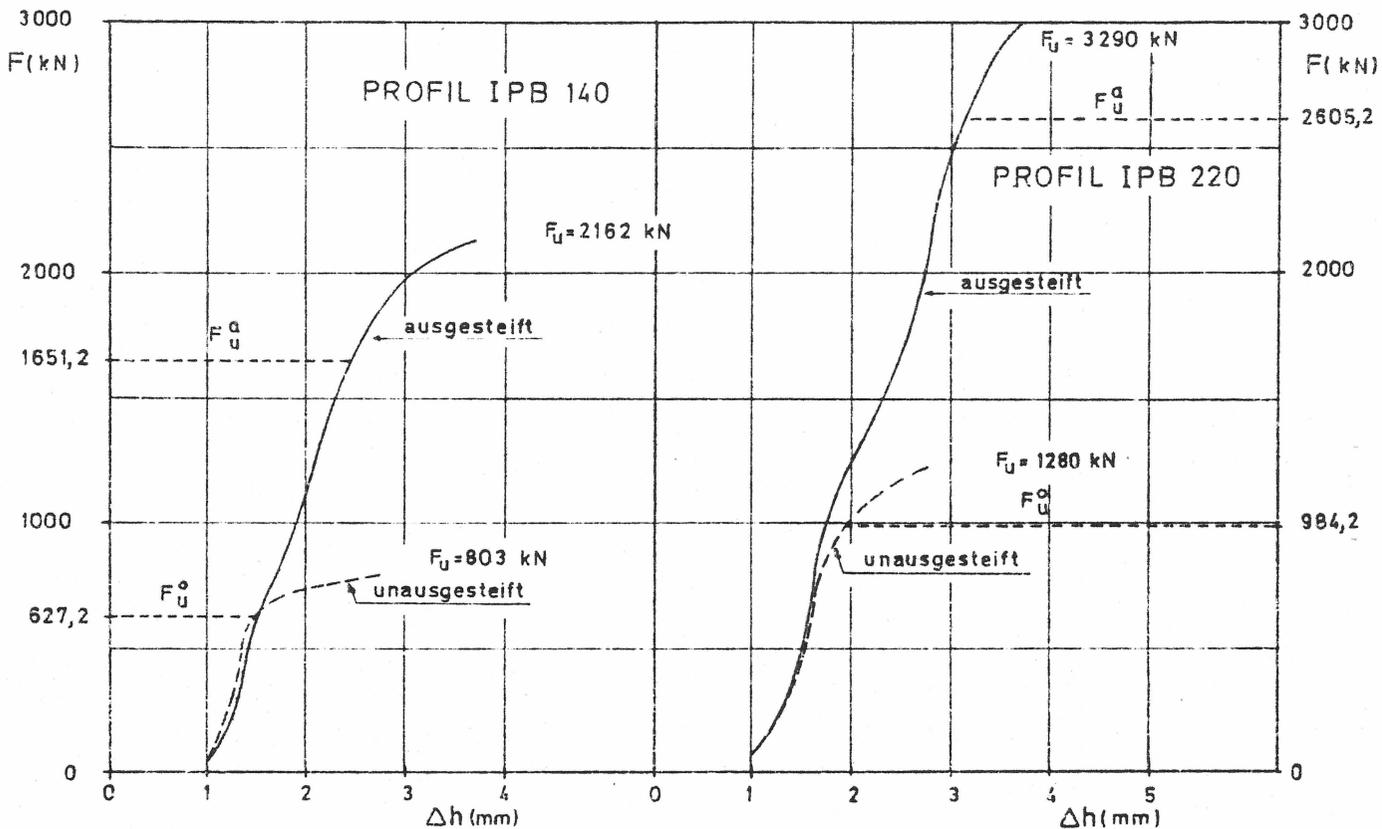


Bild 3.2: Last-Zusammendrückungslinien für die beiden Walzprofile bei Schwellenbelastung ohne und mit Aussteifung durch Nadelholz.

Die beiden Vorversuche haben gezeigt, daß durch die Aussteifung der Lasteinleitungsbereiche von I-Walzprofilen mittels Nadelholz eine merkliche Erhöhung der Belastbarkeit gegenüber dem unausgesteiften Zustand festzustellen ist und die Gesamttragfähigkeit rechnerisch mit guter Näherung, die auf der sicheren Seite liegt, erfaßt werden kann.

Der Bruchzustand der Probekörper IPB 220 geht aus den Bildern 3.3 und 3.4 (Anlage 1) hervor.

4. Hauptversuche

Im Rahmen der Hauptversuche wurden zusätzlich zu den ursprünglich vorgesehenen Schwellenversuchen, bei denen die Profile wie bei den unter 3. beschriebenen Vorversuchen flächig auf die ganze Länge und Breite auf einer ebenen und unnachgiebigen Unterlage auflagen, auch Biegeversuche durchgeführt, bei denen Einfeld- und Zweifeldträger an den Lastangriffspunkten bzw. den Trägenerauflagern mit Holz ausgesteift waren. Es sollte so vor allem geprüft werden, ob bei gleichzeitigem Vorliegen größerer Biege- und Schubspannungen eine praktische Beeinflussung der Traglast der ausgesteiften Bereiche auftritt.

4.1 Schwellenversuche mit IPE 140 und IPB1 220 ohne und mit Aussteifungen

Für die Hauptversuche wurden auch die Profilhöhen 140 und 220 mm gewählt, aber im Gegensatz zu den Vorversuchen bei $h = 140$ mm das Profil der IPE-Reihe und bei $h = 220$ mm das Profil der IPB1-Reihe, da bei diesen Reihen die Steg- und Flanschdicken geringer als bei der PB-Reihe waren. Es war daher damit zu rechnen, daß die Wirkung der Aussteifungen aus Nadelholz hier besonders deutlich in Erscheinung tritt. Die Ausführung der Holz aussteifung war in der Regel bei allen Versuchen gleich, das heißt, die Hölzer wurden in Faserrichtung auf den genauen lichten Abstand der Flanschinnenflächen abgelängt und wegen der Stegaurundungen abgefast oder ohne Abfasung soweit als möglich an die Stegflächen ohne besondere Lagesicherungen herangebracht. Ausführungen mit verschiedenen Befestigungen wurden im Rahmen der Wechselklimaversuche erprobt. Die Länge der Lasteintragung auf der Profiloberseite betrug in der Regel 10 cm, während die Länge λ_H der Aussteifungshölzer variiert wurde.

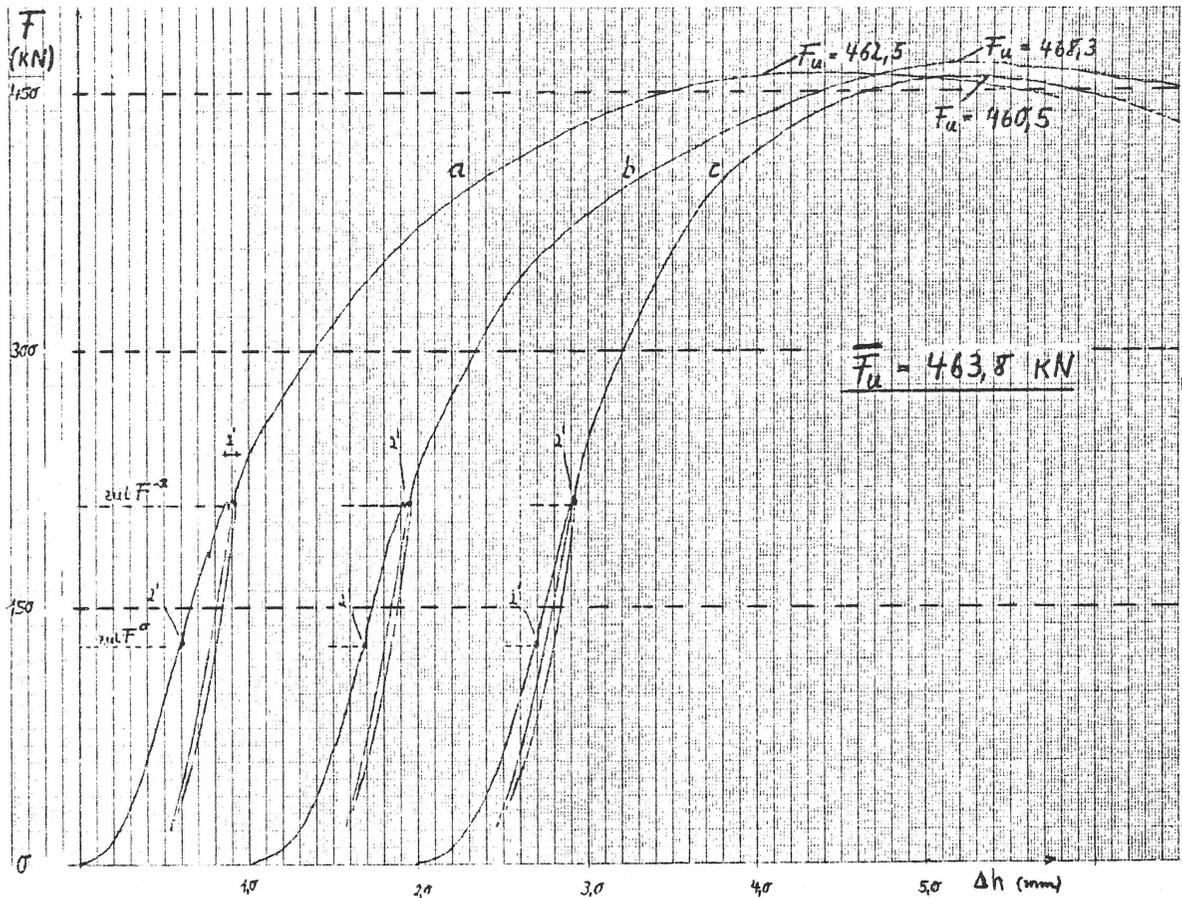


Bild 4.2: Typische Last-Zusammendrückungslinien.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 1 (Anlage 2) zusammengestellt, die auch die nach Abschnitt 2 berechneten zulässigen Belastungen zu F^0 , zu F_H und zu F^a enthält. Der auf die Holzverstärkung entfallende Anteil zu F_H wurde mit zu $\sigma_{D||} = 8,5 \text{ N/mm}^2$ (NH Gkl. II) berechnet und für die Kombination: frisch eingebaut / frisch geprüft auf 2/3 abgemindert. Da die Versuche mit halbtrockenem Holz bei allen Holzlängen die geringsten Traglasten ergaben, wurde für diese Kombination zu F_H auch noch mit einer Abminderung von 1/6 berücksichtigt (Klammerwerte). Schließlich sind die erreichten Sicherheitswerte $v = \bar{F}_u / \text{zul } F$ angegeben, die eine vergleichende Beurteilung der einzelnen Ausführungen - auch im Vergleich zu dem unausgesteiften Profil - ermöglichen. Die nach Abschluß der Versuche aus den Hölzern entnommenen Druckproben ergaben nach Lagerung im Normklima Druckfestigkeiten $\beta_{D||}$, die zwischen 26 und 38 N/mm^2 betragen. Die Streckgrenze des Steges wurde an Zugstäben zu $\sigma_F = 280 \text{ N/mm}^2$ festgestellt.

Zum Vergleich wurden Schwellenversuche mit IPB1 220 Profilen ohne und mit Aussteifungshölzer durchgeführt, die einmal trocken und einmal frisch eingebaut und im gleichen Feuchtezustand auch geprüft wurden. Die aus den gleichen Kanthölzern stammenden Aussteifungshölzer besaßen wiederum nur eine Dicke von 6 cm, ihre Länge l_H betrug 16 cm. Die Hölzer wurden ohne Abfasung eingebaut, so daß sie praktisch um den Betrag des Ausrundungshalbmessers von den Stegflächen abstanden und den Flansch nicht auf die ganze freie Breite abstützten. Die Lasteinleitungslänge a wurde beim unausgesteiften Versuch zu 10 cm, bei den ausgesteiften Versuchen zu 5 cm gewählt. In diesem Falle betrug die Länge l somit 195 mm. Die Messung der Zusammendrückung Δh entsprach den Schwellenversuchen mit IPE 140. Die Ergebnisse der Versuche sind einschließlich des Versuches am unausgesteiften Profil in Tabelle 2 (Anlage 3) zusammengestellt.

4.1.2 Lastangriff am Profilende bei verschiedener Länge der Aussteifungshölzer

Die Versuche mit Lasteinleitung am Profilende ohne und mit Aussteifung wurden an Trägerabschnitten IPE 140 und IPB1 220 durchgeführt. Hierbei wurden für IPE 140 je 3 Versuche mit den Aussteifungslängen $l_H = 10$ cm, 16 cm und 20 cm durchgeführt, die Hölzer waren beim Einbau und bei der Prüfung trocken. Belastung, Lasteinleitung und Messung der Zusammendrückungen Δh entsprach den vorstehend beschriebenen Versuchen. Die Lasteinleitungslänge a wurde mit $a = 10$ cm wie bei den Versuchen mit beidseitigem Überstand beibehalten. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Tabelle 1 enthalten, so daß der Vergleich mit den Höchstlasten bei mittiger Belastung unmittelbar möglich ist.

././.

Bei den Endbelastungsversuchen mit Profil IPBI 220 wurden die Aussteifungshölzer bei 4 Versuchen trocken eingebaut und trocken geprüft, 1 Versuch wurde mit frischen Hölzern durchgeführt. Die Lasteinleitungslänge a betrug stets $a = 10$ cm, ℓ_H war 3 mal 16 cm und 2 mal 10 cm. Die Ergebnisse der Versuche sind ebenfalls in Tabelle 2 aufgenommen.

4.2 Biegeversuche mit IPE 140 und IPBI 220 - kurze Stützweite

Die Versuchsanordnung und die Abmessungen der Lasteinleitungsbereiche sowie der Aussteifungshölzer gehen aus Bild 4.3 hervor. Die Aussteifungshölzer

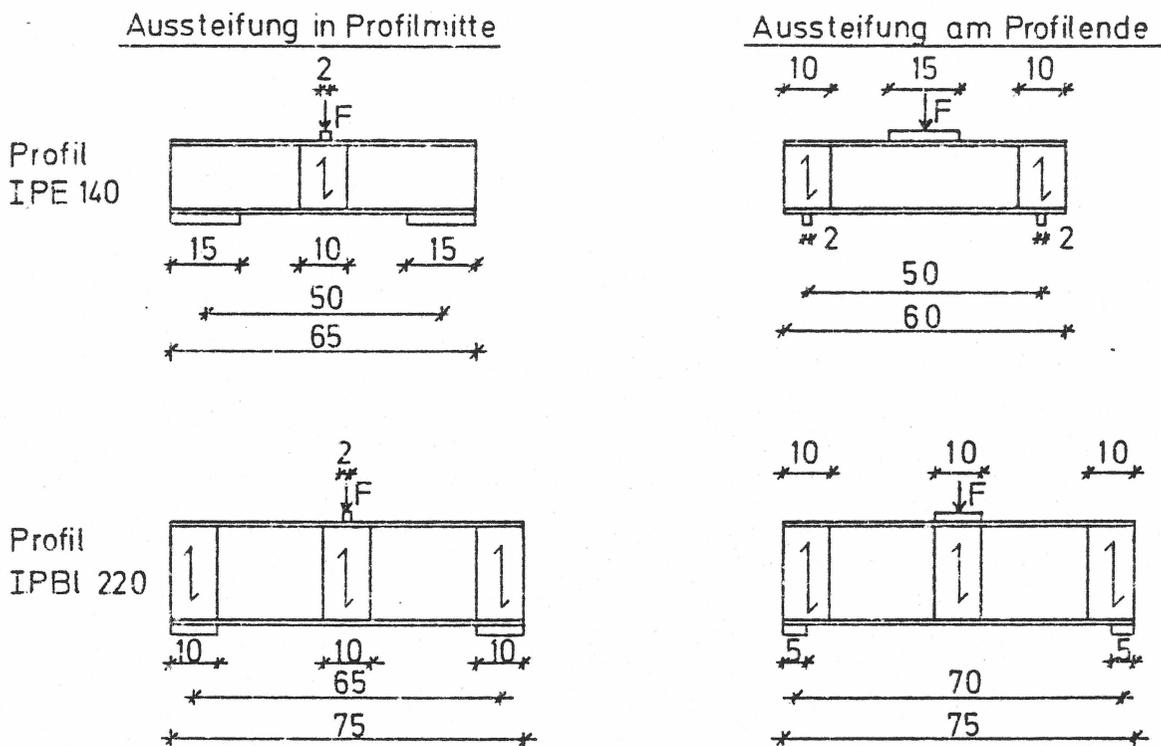


Bild 4.3: Versuchsanordnung und Abmessungen

waren beim Einbau und bei der Belastung trocken und bei allen Versuchen betrug $\ell_H = 10$ cm. Die Belastungsgeschwindigkeit bei der Prüfung wurde wie bei den Schwellenversuchen zu 2 mm/min gewählt und die Zusammendrückungen wurden wie bei den Schwellenversuchen gemessen. In Bild 4.4 sind typische $F/\Delta h$ -Linien für 3 Versuche wiedergegeben.

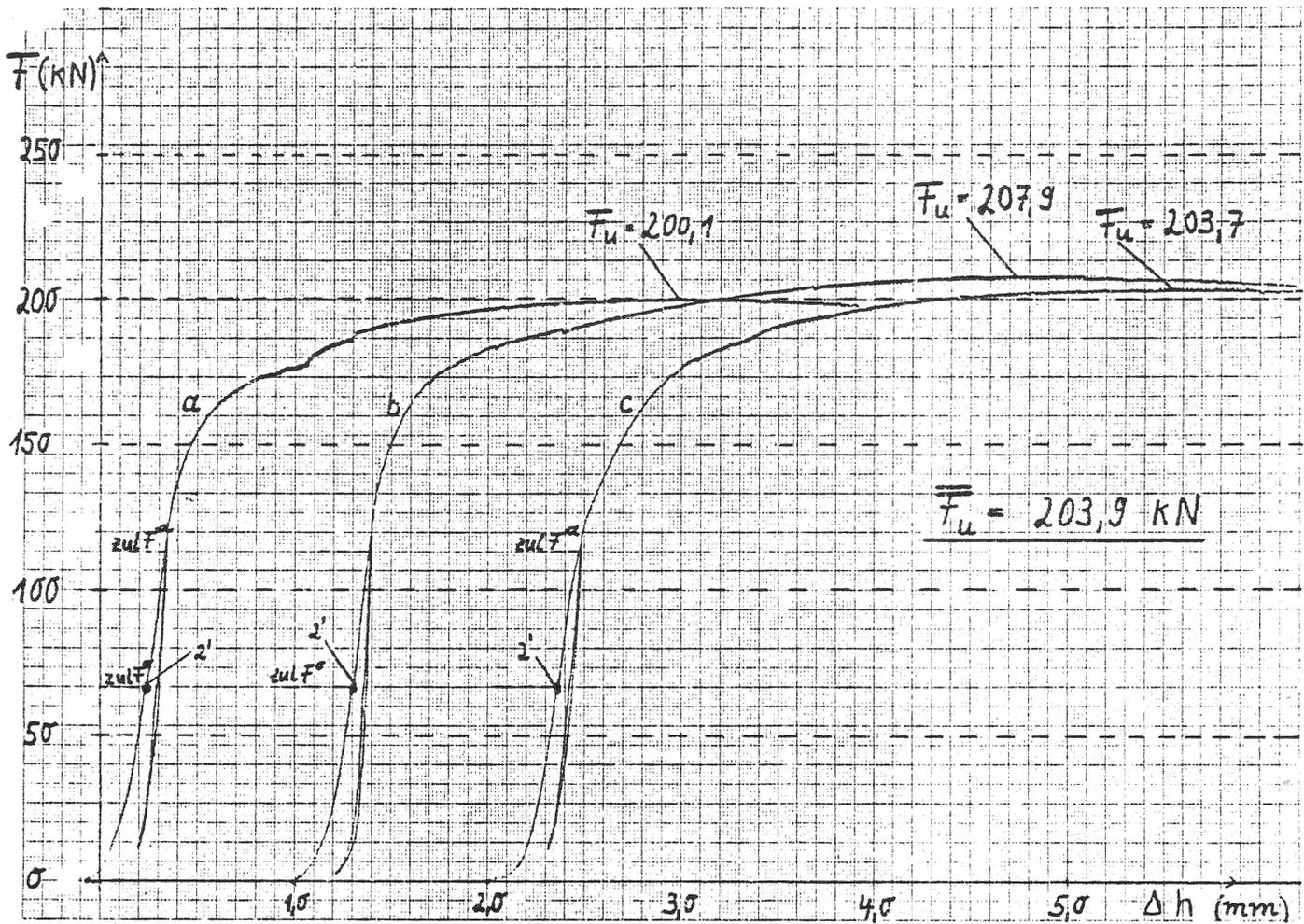


Bild 4.4: $F/\Delta h$ -Linien, Lasteinleitungsstelle ausgesteift.

In Tabelle 3 (Anlage 4) sind die bei den einzelnen Versuchen vorhandenen Abmessungen l_H und a , sowie die nach Gl. 1a und 1b errechneten zulässigen Lastwerte $zul F^0$ (ohne Berücksichtigung der an der Lasteinleitungsstelle aus der Trägerwirkung vorliegende Biege- und Schubbeanspruchung), die $zul F_H$ -Werte der Aussteifungshölzer und $zul F^a$ des ausgesteiften Lasteinleitungsgebietes sowie die im Versuch erreichten Höchstlasten F_u ange-

././.

geben. Hieraus wurden die Sicherheiten $\nu = F_U / \text{zul } F^0$ bzw. $F_U / \text{zul } F^a$ berechnet. Ein Vergleich der Sicherheitswerte ν der unausgesteiften und ausgesteiften Profile aus dem Biegeversuch mit den ν -Werten aus dem entsprechenden Schwellenversuch geht aus nachstehender Gegenüberstellung hervor:

	<u>unausgesteift</u>	Schwellenversuch		Biegeversuch	
		Mitte	Ende	Mitte	Ende
	IPE 140:	$\nu = 1,95$	1,75	2,50	> 1,06
	IPB1 220:	$\nu = 1,99$	(1,43)	2,46	> 1,99
	<u>ausgesteift</u> (Holz trocken)				
	IPE 140 ($l_H = 10\text{cm}$)	$\nu = 2,40$	2,18	1,81	> 1,37
	IPB1 220 ($l_H = 10\text{cm}$)	$\nu = 2,03$	1,96	2,10	> 1,25

Da bei den mit > angegebenen Sicherheiten im zu prüfenden Lasteinleitungsbereich keine oder keine eindeutigen Versagenserscheinungen beobachtet werden konnten, wurde überprüft, ob die zulässigen Werte für das Stahlprofil nicht infolge der aufgetretenen maximalen Biegespannungen nach |1| abzumindern waren oder ob Schub- und Biegespannungen im ungünstigsten Trägerquerschnitt das Versagen des Probekörpers praktisch allein verursacht haben könnten (Vergleichsspannung σ_V). In Tabelle 4 (Anlage 5) sind die bei Erreichen der Höchstlast aufgetretenen rechnerischen Biege-, Schub- und Vergleichsspannungen für die einzelnen Versuche aufgenommen und die zulässige Belastung des unausgesteiften Stahlprofils nach |1| bei maximalen Biegespannungen $\max \sigma_B$ größer $0,5 \cdot \sigma_y = 0,5 \cdot 280$ mit dem Faktor $r = 1,25 - 0,50 \max \sigma_B / \sigma_y \leq 1,0$ abgemindert. Mit der hieraus berechneten Last $\text{zul } F_r^a$ ergeben sich nunmehr neue Sicherheitswerte ν_r für die Versuche MO, M 1.1 und M 4.1. Für den Versuch M 1.1 wird dadurch der Sicherheitswert von 1.81 auf 2.12 angehoben. Die schon über der Streckgrenze liegenden

..//.

rechnerischen Biegespannungen von ca. 330 N/mm^2 lassen vermuten, daß bei diesen 3 Versuchen die Belastbarkeit des Trägers an und für sich schon erschöpft war, wie auch die hohen Werte für die Vergleichsspannung σ_v zeigen.

Für die Versuche zur Prüfung des Trägerendes kann selbst bei den vorliegenden verhältnismäßig hohen Schubspannungen in Stegmitte bzw. am Flanschansatz rechnerisch keine Abminderung von $z_{1 F^0}$ angegeben werden, da nach [1] hierfür keine Abminderung wegen ev. Spannungsumlagerung vorgesehen ist. Es lassen aber die hohen $\max \tau$ und $\max \sigma_v$ -Werte vermuten, daß das Versagen des Trägers durch diese schon vor Erreichen der Höchstlasten vorhandenen hohen Materialbeanspruchungen ausgelöst wurde. Hieraus könnte man den Schluß ziehen, daß bei auf Biegung beanspruchten Trägern eine Aussteifung der Lasteinleitungsstelle nur dann sinnvoll wäre, wenn nicht die Biege- und Schubbeanspruchungen bei der jeweils vorliegenden Lastanordnung bereits als ausschlaggebend angesehen werden müssen. In den meisten Fällen wird sich aber wegen der gerade bei Gerüsten oft vorliegenden Ungenauigkeiten einer zur Stegebene symmetrischen Lasteinleitung die Anordnung von Aussteifungen aus Nadelholz trotzdem empfehlen, die - wie die Versuche gezeigt haben - auf jeden Fall auch bei den Trägerenden zu einer Erhöhung der Belastbarkeit führen, selbst wenn sie zahlenmäßig nicht in Rechnung gestellt werden können.

4.3 Biegeversuche mit Zweifeldträgern, Profil IPB1 220

Da bei den Biegeversuchen mit den Einfeldträgern nicht zuletzt wegen der mit Rücksicht auf die entstehenden Biege- und Schubspannungen gewählten kurzen Stützweiten das Versagen der Aussteifungsbereiche nicht immer eindeutig festgestellt werden konnte, wurden Zweifeldträgerversuche durchgeführt,

bei denen bei einer Feldweite von $1,25 \text{ m} = 5,68 \times \text{Trägerhöhe}$ eindeutiger Versagenserscheinungen des Lasteinleitungsbereiches über dem Zwischenauflager, in das die größte Einzelkraft eingeleitet werden mußte, zu erwarten waren.

Insgesamt wurden 5 Versuche durchgeführt, deren Belastungs- und Aussteifungsanordnung aus Bild 4.5 (Anlage 6) hervorgehen. Beim Versuch Nr. 1 war das Walzprofil über dem Zwischenauflager B mit Hölzern $6/16 \text{ cm}$ ausgesteift. Da bei diesem Versuch unter den 4 Einzellasten von $P = 292,9 \text{ kN}$, entsprechend $B = 781,2 \text{ kN}$, verschiedene Versagenserscheinungen auch außerhalb des Querschnitts über dem Zwischenauflager B auftraten, wurde der Versuchsträger nach Entlastung zusätzlich über den Endlagern A und C mit Hölzern $6/10 \text{ cm}$ ausgesteift und beim 2. Versuch die Belastung erneut stufenweise bis zur Höchstlast von $4 \times 314,7 \text{ kN}$, entsprechend $B = 839,3 \text{ kN}$, gesteigert. Dabei trat vorwiegend das Versagen durch Bruch der Aussteifungshölzer und Verformen des unteren Trägerflansches bei B auf. Gleichzeitig wurden aber auch örtliche Verformungen des Trägers unter den Angriffspunkten der Einzellasten P beobachtet und der ganze Träger begann zu kippen.

Um diese Gefahr bei den nächsten Versuchen zu vermeiden, wurde beim 3. Versuch der neue Träger über dem Auflager B nur mit Hölzern $6/8 \text{ cm}$ ausgesteift und unter den Lastangriffspunkten und den Endauflagern Holzsteifen $6/10 \text{ cm}$ angeordnet. Dieser Versuch ergab eine Höchstlast von $B_u = 802,0 \text{ kN}$, die Einzellasten betragen $4 \times 300,7 \text{ kN}$. Der 4. Versuch mit praktisch der gleichen Anordnung der Aussteifungshölzer brachte mit $B_u = 800,9 \text{ kN}$ ($4 \times 300,3 \text{ kN}$) nahezu das gleiche Ergebnis. Der 5. Versuch (Nullversuch) wurde ohne Aussteifungshölzer bei B und den Endauflagern A und C durchgeführt. Hier waren lediglich unter den Lasteinleitungsstellen Hölzer $6/10 \text{ cm}$ angeordnet. Das

Versagen trat durch Plastizieren des I -Querschnitts über B bei $B_u = 683,8$ kN ein. Bei den letzten 3 Versuchen war die Tragfähigkeit jeweils durch plastisches Verformen über dem Zwischenauflager erreicht, wobei auch in den beiden anschließenden Feldern größere bleibende Durchbiegungen auftraten. Die Fotos (Anlage 7) zeigen einige Versuchsträger nach Erschöpfung der Tragkraft im entlasteten Zustand. In nachstehender Tabelle sind die zulässigen Lasten $zul B^0$, $zul B_H$ und $zul B^a = zul B^0 + zul B^H$, die erreichten Höchstlasten und die hieraus berechneten Sicherheiten zusammengestellt.

Tabelle 5: Ergebnisse der Versuche mit den Zweifeld-Biegeträgern.

Versuch Nr.	Anordnung Bild 4.5	zul B^0 kN	zul B^H kN	zul B^a kN	Höchstlast B_u (kN)	$v = \frac{B_u}{zul B^a}$
1	a	218,4	163,2	381,6	781,2	2,05 (2,27)
2	b	218,4	163,2	381,6	839,3	2,20 (2,49)
3	c	218,4	81,6	300,0	802,0	2,67 (3,09)
4	d	218,4	81,6	300,0	800,9	2,67 (3,09)
5	e	218,4	-	-	683,8	3,13 (3,58)

././.

Da bei allen Versuchen bei Erreichen der Höchstlast bereits Biegespannungen im Querschnitt über dem Auflager B von 210 N/mm^2 beim Nullversuch und 237 bis 255 N/mm^2 bei den übrigen Versuchen auftraten, wurde die Abminderung von $\text{zul } B^0$ nach [1] mit $r = 1,25 - 0,50 \sigma_B / \sigma_y$ berechnet und die sich hieraus ergebenden Sicherheitswerte bestimmt. Diese sind in der Tabelle 5 angegeben (Klammerwerte).

Die Versuche mit den Zweifeldträgern ergaben somit ohne und mit Aussteifung mittels Nadelholz ausreichend hohe Bruchsicherheiten, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß die zusätzliche Verstärkung durch die beidseitigen Holzaussteifungen nicht in gleichem Maße wirksam war wie bei den Schwellenversuchen. Dies dürfte vor allem auf die verhältnismäßig starke Verkrümmung des Untergurtes in Trägerlängsrichtung und des Obergurtflansches in Querichtung unmittelbar über der Auflagermitte bei B zurückzuführen sein, die hohe örtliche Pressungen der Hölzer zur Folge hatte, wodurch deren Wirksamkeit abgemindert wurde. Bei Versuch Nr. 1, bei dem nur der Stützenquerschnitt ausgesteift war, hat sich gezeigt, daß bei an den Trägerenden und den Lasteinleitungsstellen fehlenden Aussteifungshölzern ein frühzeitigeres Versagen durch örtliche Fließerscheinungen und Kippgefahr auftreten kann. Ähnliche Feststellungen wurden, wenn auch bei etwas höheren Lasten, beim Versuch Nr. 2 gemacht, bei dem zusätzlich nur die Trägerquerschnitte über den Endauflagern ausgesteift waren. Daraus folgt, wie bereits bei 4.2 erwähnt, daß in derartigen Belastungsfällen alle Lasteinleitungsstellen ausgesteift werden sollten, damit örtliche, unplanmäßige Imperfektionen im Bereich der Einleitung von Einzellasten und gerade im Gerüstbau unvermeidliche Ausmittigkeiten sich nicht ungünstig auswirken können.

4.4 Versuche mit verschiedener Befestigung der Aussteifungshölzer und Lagerung bei Wechselklima

Zur Überprüfung des Einflusses von Klimawechseln auf das Verhalten und die Tragsicherheit der ausgesteiften Lasteinleitungsbereiche von IPE 140 wurden Versuche mit verschiedenen Befestigungsarten der Aussteifungshölzer mit einer vierwöchigen Lagerung in einem Wechselklima durchgeführt. Dabei wurden vier Klimazyklen mit je vier Tagen bei +20° und 85 % relativer Luftfeuchtigkeit und je 3 Tagen bei +40° und 40 % relativer Luftfeuchtigkeit durchlaufen. Entsprechend den im Abschnitt 4.1 beschriebenen Schwellenversuchen wurden an den ausgesteiften Lasteinleitungsstellen i.d.R. trockene Hölzer 6/16 cm eingebracht. Die Versuchskörper (Bild 4.6, Anl.8) wurden stets mit einer Lasteinleitungsbreite von $a = 10$ cm dem abschließenden Bruchversuch unterworfen, wobei die ausgesteiften Lasteinleitungsstellen entweder mit beidseitigem Überstand der Stahlprofile oder an den Enden der ca. 60 cm langen Versuchskörper angeordnet waren. Dabei wurde das Verhalten dreier verschiedener Ausführungsarten der Befestigung der Aussteifungshölzer zwischen den Flanschen bei Wechselklimalagerung überprüft und im anschließenden Versuch analog den vorausgegangenen Schwellenversuchen die Höchstlasten der verschiedenen ausgesteiften Lasteinleitungsstellen festgestellt.

Wie aus Bild 4.6 hervorgeht, wurden als Befestigungen der Aussteifungshölzer einmal Hartholzdoppelkeile mit einer Neigung von ca. 1:10 verwendet, welche am Unterflansch eingeschlagen wurden und so die ca. 100 mm hohen Aussteifungshölzer fest am Oberflansch andrückten. Als weitere Befestigungsart wurden Bolzen M 12 mit Unterlegscheiben ($d_a = 58$ mm) eingebaut. Jeweils 1 Bolzen wurde in der Profilachse senkrecht zur Faserrichtung der Aussteifungshölzer angeordnet. Dazu wurden sowohl die Hölzer als auch die Stahlprofile mit dem Nenndurchmesser der Schraubenbolzen vorgebohrt. Als dritte Ausführungsart wurde

die in Abschnitt 4.1 beschriebene Einbaumethode der Aussteifungshölzer untersucht, wobei keine zusätzliche Befestigung der Aussteifungshölzer erfolgte, jedoch die Hölzer außer trocken auch im nassen (wassergesättigten) Zustand eingebaut wurden, um gegebenenfalls eine etwaige Lockerung der Hölzer und eine Änderung der Traglast durch die Wechselklimabeanspruchung feststellen zu können. Zum Vergleich wurden gleichzeitig hergestellte Schwellenversuchskörper mit trocken eingebauten Aussteifungshölzern ohne besondere Befestigungsmittel und ohne Lagerung im Wechselklima dem Belastungsversuch unterworfen. Die Belastung und die Messung der Zusammendrückungen an den Lasteinleitungsstellen erfolgte bei allen Versuchen wie bei den früher durchgeführten Schwellenversuchen, wobei auch die Lastzusammendrückungslinien $F/\Delta h$ aufgezeichnet wurden. Die Ergebnisse der mit Wechselklimabeanspruchung durchgeführten Versuche sowie der Vergleichsversuche MS V und ES V sind in Tabelle 6 (Anlage 9) zusammengestellt.

Nach Abschluß der Wechselklimalagerung waren bei den mit Doppelkeilen versehenen End-Aussteifungen Spaltbreiten zwischen dem oberen Gurtflansch und einem Aussteifungsholz von 0,15 - 0,50 und 0,70 mm aufgetreten. Bei den beiden letzten Werten wurden die Doppelkeile wieder angezogen. Trotzdem trat bei den beiden Traglastversuchen KES 1.1 b und c ein Verkrümmen und seitliches Ausweichen des Profilsteiges auf und die erreichten Höchstlasten lagen mit 176,1 und 221,4 kN wesentlich unter dem bei KES 1.1 a mit 315,6 kN erreichten Wert. Bei den Mittel-Aussteifungen KMS 1.1, die ebenfalls mit Doppelkeilen gesichert waren, traten durch die Wechselklimalagerung ebenfalls geringe Spaltbreiten von 0,28 - 0,25 und 0 mm auf, wobei sich die zugehörigen Höchstlasten mit 408,6 - 429,6 und 461,1 kN (Mittelwert 433,1 kN) doch noch deutlich unterschieden. Bei den mit Bolzen oder ohne zusätzliche Befestigung eingebauten Aussteifungen konnten praktisch keine Veränderungen infolge der Wechselklimalagerung festgestellt werden. Wie bereits früher festgestellt, brachten die Körper mit naß eingebauten Hölzern bei Belastung in trockenem Zustand die höchsten Traglasten. Die

Vergleichskörper ohne Wechsellagerung lagen sowohl bei mittigen als auch bei Endaussteifung um ca. 7 % über den dem Wechselklima unterworfenen gleichartigen Versuchskörpern. Die Sicherung durch 1 Bolzen scheint auf jeden Fall einen günstigen Einfluß auszuüben, vor allem bei Verstärkung am Profilen-ende.

4.5 Schwellversuche mit ausgesteiften Walzprofilen IPBI 220

Um stichprobenweise zu überprüfen, ob eine Schwellbelastung zwischen $0,1 \cdot P_0$ und $1,0 \cdot P_0$ mit $P_0 \cong 1,20 \cdot F^a$ u.U. zu einem Lösen oder Verschieben der Aussteifungshölzer führt oder die Tragfähigkeit bei Steigerung der Belastung am Ende von 10 000 Lastwechseln beeinträchtigt, wurde jeweils 1 Schwellversuch mit mittiger und Endaussteifung eines IPBI 220-Walzprofils durchgeführt. Dabei war das ausgesteifte Profil als Schwelle wie in 4.1.1 kontinuierlich gelagert und die Aussteifungshölzer trocken eingebaut. Die Versuche wurden bei Normalklima durchgeführt.

Versuch mit mittiger Aussteifung:

$l_H = 16 \text{ cm}$, $a = 5 \text{ cm}$, zu $F^0 = 218,4 \text{ kN}$, zu $F_H = 163,2 \text{ kN}$, zu $F^a = 381,6 \text{ kN}$.

Nach 10 000 Lastwechseln mit $P_0 = 1,19 \cdot F^a = 454 \text{ kN}$ waren keine Veränderungen der Aussteifungshölzer und des Profils festzustellen. Der abschließende Traglastversuch ergab:

$F_u = 903 \text{ kN}$, $v = 903 : 381,6 = 2,37$

Versuch mit Endaussteifung:

$l_H = 10 \text{ cm}$, $a = 10 \text{ cm}$, zu $F^0 = 193,2 \text{ kN}$, zu $F_H = 102,0 \text{ kN}$,
zu $F^a = 295,2 \text{ kN}$.

Nach 10 000 Lastwechseln mit $P_0 = 1,12 \cdot$ zu $F^a = 330 \text{ kN}$ waren keine Veränderungen der Aussteifungshölzer und des Profils festzustellen. Der abschließende Traglastversuch ergab:

$F_u = 768,3 \text{ kN}$, $\nu = 768,3 : 295,2 = 2,60$.

In beiden Fällen waren die erreichten Traglasten höher als die entsprechenden Werte der Tabelle 2, was auf eine eher günstige Wirkung der Schwellbelastung schließen läßt.

5. Auswertung der Versuche

5.1 Tragsicherheiten bei den Profilen ohne Aussteifung

Bei den Schwellenversuchen ergaben sich bei Lasteinleitung mit beidseitigem Überstand Tragsicherheiten ν von 1,95 für IPE 140 und $\nu=1,99$ für IPB1 220 gegenüber den rechnerischen zulässigen Lasten mit zu $\sigma_D^{St} = 160 \text{ N/mm}^2$. Bei den Endbelastungen konnte für das Profil IPE 140 das Versagen durch Stegquetschen festgestellt werden, wobei mit $\nu = 1,75$ gerade die Fließlast erreicht wurde. Für IPB1 220 trat das Versagen durch Schrägstellen und Verkanten des Profils auf.

Bei den Biegeversuchen lagen die ν -Werte mit 2,50 und 2,46 bei mittlerer Lasteinleitung praktisch für beide Profile gleich hoch, während für die Endbelastung ein vorzeitiges Biegeversagen beim IPE 140 ($\nu = 1,06$) eintrat, und beim IPB1 220 die Traglast bei $\nu = 1,99$ auch durch das Biegeversagen in $l/2$ beeinflusst

war. Eine verhältnismäßig hohe Belastbarkeit des unausgesteiften Profils IPB1 220 wurde beim Zweifeld-Biegeversuch erhalten, wo die zulässige Last um das 3,13 fache überschritten wurde; bei Berücksichtigung der gleichzeitig über dem Zwischenauflager vorhandenen Biegerandspannung in den Flanschen erhöht sich die Sicherheit sogar auf 3,58. Die Versuchsergebnisse haben weitgehend die Richtigkeit der Bemessungsgrundlagen nach Abschnitt 2 bestätigt [3] .

5.2 Tragsicherheiten bei Aussteifung durch Nadelholz

Gegenüber der zulässigen Gesamtbelastung zu F^a , die sich aus der Summe der zulässigen Belastungen des unausgesteiften Stahlprofils zu F^0 und der zulässigen Belastung zu F_H der beiden Aussteifungshölzer mit zu $\sigma_D^H = 8,5 \text{ N/mm}^2$ ergibt, wurden Tragsicherheiten erreicht, die im allgemeinen über den Werten der unausgesteiften Profile lagen. Die umfangreichsten Versuchsreihen der Tabelle 1 (Schwellenversuche mit IPE 140) ergaben ν -Werte von 2,05 bis 2,58 bei Lasteinleitung mit Überstand, wobei die geringsten Werte bei halbtrockenem Holz (Einbau und Prüfung) und die höchsten Werte bei frischem Holz (Einbau und Prüfung) festgestellt wurden. Dabei wurden aber entsprechend DIN 1052 die zulässigen Druckspannungen auf 5/6 bzw. 2/3 abgemindert. Bei den Versuchen mit Lasteinleitung an den Profilenden wurden ebenfalls ν -Werte von 2,18 bis 2,57 erhalten.

Die Versuche haben auch gezeigt, daß die Länge der Aussteifungshölzer bis zur wirksamen Länge ℓ des Stahlprofils $\ell = a + 5 \cdot (t_f + r)$ bzw. $\ell = a + 2,5(t_f + r)$ als wirksam in Rechnung gestellt werden kann. Bei den Schwellenversuchen mit IPB1 220 (Tabelle 2) wurden nahezu die gleichen Sicherheiten erreicht (siehe auch Abschnitt 3: Vorversuche), wobei wieder bei frischem Holz die höchsten Werte auftraten.

Bei den Biegeversuchen mit Lasteinleitung und Aussteifung in $\lambda/2$ ergaben sich ausreichend hohe Werte, wenn nach [1] der Einfluß einer über 50 % der Fließgrenze liegenden Biegerandspannung berücksichtigt wird, was vor allem bei den Zweifeld-Biegeversuchen deutlich festzustellen war.

Eine Beeinträchtigung der Traglast durch eine vorausgegangene Wechselklima-lagerung oder eine Schwellbeanspruchung mit 10 000 Lastspielen mit P_0 von 1,12 bzw. 1,19·zul F^a konnte nicht festgestellt werden.

Eine zusätzliche Auswertung der Versuche mit mittiger Lasteinleitung bezüglich der allein für die Holzaussteifung sich ergebenden Bruchsicherheit

v_H :

$$v_H = F_u^H / \text{zul } F_H \text{ mit } F_u^H = F_u - F_u^0$$

wobei die Traglast des unausgesteiften Walzprofils F_u^0 mit einer Fließgrenze von 280 N/mm² berechnet wurde, ergab mittlere v_H -Werte für die einzelnen Versuchsreihen von 3,1 bis 4,3. Hieraus geht hervor, daß bei Zugrundelegung der für Nadelholz der Güteklasse II zulässigen Druckspannung parallel der Faser von 8,5 N/mm² das Holz praktisch der zu erwartenden Druckfestigkeit entsprechend zur Traglasterrhöhung des unausgesteiften Profils beigetragen hat. Die gleiche Feststellung gilt auch für die Versuche mit Endbelastung, soweit das Versagen nicht schon frühzeitig durch andere Einflüsse aufgetreten ist.

5.3 Verhalten verschiedener Einbauarten der Aussteifungshölzer

In der Regel waren die Hölzer passend für den im einzelnen vorliegenden lichten Abstand der Flansche zugeschnitten und eingesetzt worden. Dieses Vorgehen hat sich auch in den Fällen bewährt, in denen zwischen Einbau und Prüfung eine

längere Zeitspanne lag, in der die Holzfeuchtigkeit abnahm (Einbau frisch, Prüfung trocken) oder in welcher bei Wechselklimalagerung oder Schwellbelastung das Holz gewissen Formänderungen unterworfen wurde.

Eine Befestigung mit Doppelkeilen aus Hartholz, bei welcher ein passender Zuschnitt der Aussteifungshölzer nicht erforderlich ist, hat sich dagegen bei längerer Lagerung der Probekörper im Wechselklima nicht bewährt, da dadurch eine Lockerung der Hölzer eintrat, die in erster Linie durch das Arbeiten der Hartholzkeile bedingt war. Diese Bauart käme daher nur für solche Gerüste infrage, bei denen das Nachschlagen der Keile vor der Lastaufbringung möglich ist und die Last selbst nur wenige Tage auf die Konstruktion einwirkt (z.B. Schalungs- und Lehrgerüste).

Eine Sicherung der "eingepaßten" Aussteifungshölzer durch einen Schraubenbolzen hat sich gut bewährt und dürfte vor allem bei Endaussteifungen angebracht sein, da dadurch ein Schrägstellen des Profils und eine ungleichmäßige Verformung der beiden symmetrisch zur Stegebene angeordneten Hölzer vermieden wird. Die Bolzensicherung sollte vor allem bei Gerüsten mit längerer Standdauer oder wenn mit Erschütterungen oder zeitlich veränderlichen Lasteinwirkungen zu rechnen ist, vorgesehen werden.

6. Vorschlag für Bemessung und Ausführung der Aussteifung von Walzprofilen mit Nadelholz

Die zulässige Belastung $zul F^a$ einer mit Nadelholz ausgesteiften Lasteinleitungsstelle nach Bild 6.1 läßt sich aus dem Anteil des unausgesteiften Stahlprofils und dem Anteil der wirksamen Holzquerschnitte wie folgt berechnen:

$$zul F^a = zul \sigma_D^{St} \cdot t_w \cdot I_w^{St} + zul \sigma_D^H \parallel \cdot 2 b_w^H \cdot I_w^H \quad (N)$$

Darin bedeuten:

zul σ_D^{St} = zulässige Druckspannung des Stahles für den Lastfall H in N/mm²

t_w = Stegdicke des auszusteienden Profils in mm

l_w^{St} = wirksame Länge des Steges in mm ($a + 5(t+r)$ bzw. $a + 2,5(t+r)$)

mit a = Lasteinleitungslänge in mm

t = Flanschdicke in mm

r = Ausrundungsradius in mm

zul $\sigma_{D||}^H$ = zul. Druckspannung für Nadelholz GKL.II (8,5 N/mm²)

b_w^H = wirksame Breite der Aussteifungshölzer in mm

l_w^H = wirksame Länge der Aussteifungshölzer $\leq l_w^{St}$ in mm

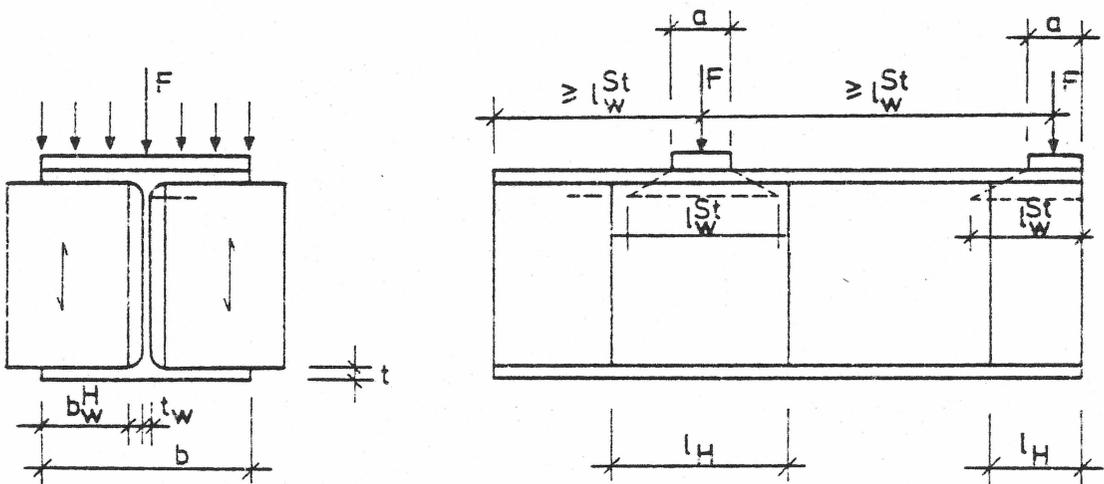


Bild 6.1 Abmessungen für Profilaussteifungen mit Nadelholz
(mit zweiseitigem und einseitigem Überstand)

Die Hölzer dürfen nur bis zu der durch die Profilbreite begrenzten Breite b_w^H und einer Länge $l_w^H \leq l_w^{St}$ in Rechnung gestellt werden. Bei der Verwendung frischen Holzes ist zul $\sigma_{D||}^H$ auf 2/3, bei halbtrockenem Holz und Gerüsten,

die im Freien stehen, auf 5/6 abzumindern. Der Anteil zu $F^{St} =$
zu $\sigma_D^{St} \cdot t_w \cdot l_w^{St}$ ist bei Biegeträgern mit $r = 1,25 - 0,50 \cdot \text{vorh } \sigma_B / \sigma_F$
 $\leq 1,0$ abzumindern.

Die Hölzer können entweder passend eingebaut oder mittels Doppelkeilen aus Hartholz zwischen den Gurtinnenflächen verspannt werden, wobei der Paßsitz bzw. die Keilverspannung vor Lastaufbringung zu überprüfen ist. Bei Gerüsten, die längere Zeit (mehr als 7 Tage) der Witterung ausgesetzt sind oder bei denen mit Erschütterungen oder dgl. zu rechnen ist, sollten die Hölzer durch einen Klemmbolzen gesichert werden. Diese Sicherungsart ist auch vor allem bei Lasteinleitungsstellen (z.B. Auflager) am Profilende vorteilhaft, da dadurch ein frühzeitiges Versagen durch Verdrehen oder seitliches Ausweichen des Endquerschnitts verhindert wird.

Literaturangabe

- |1| Reinitzhuber, F. u.a.: Steifenlose Stahlskeletttragwerke und dünnwandige Vollwandträger. Europäische Konvention für Stahlbau (EKS), Europäische Empfehlungen, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1977.
- |2| DStV/DAST: Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau. Ringbuch 2. Aufl., Stahlbau Verlags-GmbH 1978, Köln.
- |3| Valtinat, G.: Steifenlose Konstruktionen im Stahlhochbau. Vorträge zur Fachsitzung II, Deutscher Stahlbautag Stuttgart 1976, Deutscher Stahlbau-Verband 1977, Köln.
- |4| Schulte, W.: Die Tragfähigkeit rippenloser Endauflager von Walzträgern. Der Stahlbau 47 (1978), Heft 10, S. 307 - 313.
- |5| Tschemmerneegg, F.: Steifenlose Konstruktionen im Stahlhochbau. Vortrag zur Fachsitzung II (Wandlungen in Entwurf und Konstruktion) des Deutschen Stahlbautages, Stuttgart 1976, Deutscher Stahlbau-Verband 1977.
- |6| Tschemmerneegg, F.: Zur Entwicklung der steifenlosen Stahlbauweise. Der Stahlbau 51 (1982), Heft 7, S. 201 - 206.
- |7| Steinhardt, O. und U. Schulz: Zur örtlichen Stegbeanspruchung zentrisch belasteter Kranbahnträger bei Verwendung elastisch gebetteter Kranschienen. Der Bauingenieur 44 (1969), Heft 8, S. 293 - 296.
- |8| Lindner, J.: Stabilität von Rähmträgern. VDI-Bericht 245 "Probleme des Traggerüstbaus" S. 105 - 110, aus VDI Tagung 1975 in Heidelberg, VDI-Verlag Düsseldorf.
- |9| Tschemmerneegg, F.: Steifenlose Bauweise - Berechnung von ebenen Rahmen. Stahlbau-Rundschau 61 (1983), S. 24 - 27.

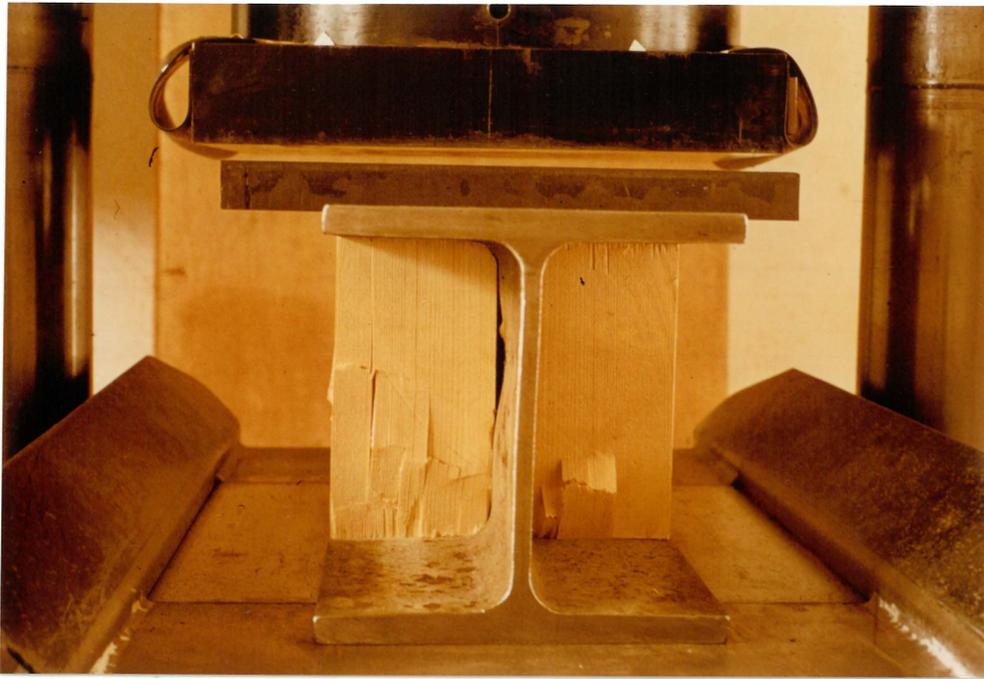


Bild 3.3 Ausgesteifte Lasteinleitungsstelle beim Versuch nach Erreichen der Höchstlast



Bild 3.4 Ausgesteifte und unausgesteifte Lasteinleitungsstelle nach dem Versagen

Versuch Nr.	Anzahl n der Versuche	Holzfeuchte		l_H (cm)	zul F^0 (kN)	zul F_H (kN)	zul F^a (kN)	\bar{F}_u (kN)	$v = \frac{\bar{F}_u}{zul F}$
		Einbau	Prüfung						
MS 0	2	-	-	-	127,5	-	-	248,6	1,95
MS 1.1	3	tr	tr	10	127,5	51,0	178,5	429,1	2,40
MS 1.2	3	htr	htr	10	127,5	51,0 (42,5)*	178,5 (170,0)	370,5	2,08 (2,18)
MS 1.3	3	f	f	10	127,5	34,0	161,5	399,3	2,47
MS 1.4	3	f	tr	10	127,5	51,0	178,5	461,3	2,58
MS 2.1	3	tr	tr	16	127,5	81,6	209,1	468,0	2,24
MS 2.2	3	htr	htr	16	127,5	81,6 (68,0)	209,1 (195,5)	401,1	1,92 (2,05)
MS 2.3	3	f	f	16	127,5	54,4	181,9	433,3	2,38
MS 2.4	3	f	tr	16	127,5	81,6	209,1	463,8	2,22
MS 3.1	3	tr	tr	20	127,5	86,4	213,9	503,3	2,35
MS 3.2	3	htr	htr	20	127,5	86,4 (72,0)	213,9 (199,5)	448,2	2,10 (2,25)
MS 3.3	3	f	f	20	127,5	57,6	185,1	450,0	2,43
MS 3.4	3	f	tr	20	127,5	86,4	213,9	477,3	2,23
ES 0	1	-	-	-	101,3	-	-	177,3	1,75
ES 1.1	3	tr	tr	10	101,3	51,0	152,3	331,8	2,18
ES 2.1	3	tr	tr	16	101,3	68,7	170,0	435,0	2,56
ES 3.1	3	tr	tr	20	101,3	68,7	170,0	437,7	2,57

*) Klammerwerte mit $5/6 \cdot zul \sigma_D$ ermittelt (Holzfeuchte $25 \% \leq u \leq 30 \%$)

Tabelle 1: Ergebnisse der Schwellenversuche mit IPE-140 ohne und mit Aussteifungen.

Versuch Nr.	Anzahl n der Versuche	Holzfeuchte		l_H (cm)	a (cm)	zul F^0 (kN)	zul F_H (kN)	zul F^a (kN)	\bar{F}_u (kN)	$v = \frac{\bar{F}_u}{zul F}$
		Einbau	Prüfung							
MS 0	1	-	-	-	10	274,4	-	-	545,1	1,99
MS 4.1	2	tr	tr	16	5	218,4	163,2	381,6	814,5 737,5	2,13 1,93
MS 4.2	1	f	f	16	5	218,4	108,8	327,2	831,6	2,54
ES 0	1	-	-	-	10	193,2	-	-	276,9 ¹⁾	(1,43)
ES 4.1	3	tr	tr	16	10	193,2	163,2	356,4	584,2 ²⁾	(1,64)
ES 4.2	1	f	f	10	10	193,2	68,0	261,2	506,4	1,94
ES 4.3	1	tr	tr	10	10	193,2	102,0	295,2	579,6	1,96

1) seitliches Ausweichen des Trägers

2) vorzeitiges Beulen des Steges

Tabelle 2: Ergebnisse der Schwellenversuche mit IPB1 220 ohne und mit Aussteifungen.

	Versuch Nr.	Anzahl n der Versuche	l_H (cm)	a (cm)	zul F^0 (kN)	zul F_H (kN)	zul F^a (kN)	F_u (kN)	$v = \frac{F_u}{zul F}$	Brucherscheinungen ^{*)}
Profil IPE 140	M 0	1	-	2	67,3	-	-	168,3	2,50	Q,
	M 1.1	3	10	2	67,3	45,6	112,9	200,1 207,9 203,7	1,77 1,84 1,80	Q, B, H,
	E 0 E 1.1	1 2	- 10	2 2	67,3 67,3	- 45,6	- 112,9	71,4 154,5	1,06 1,37	B, B, S,
Profil IPB1 220	M 0	1	-	2	184,8	-	-	454,5	2,46	Q,
	M 4.1	2	10	2	184,8	102	286,8	580,5 625,5	2,02 2,18	B, B,
	E 0 E 4.1	2 2	- 10	5 5	137,2 137,2	- 102	- 239,2	272,4 299,6	1,99 1,25	A, B

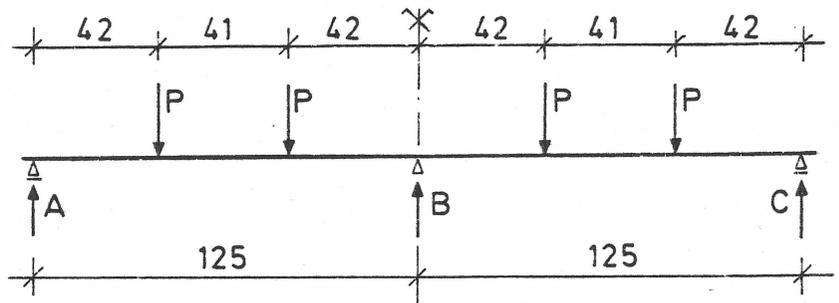
- *) Erläuterung: Q = Stegquetschen unter der Lasteinleitungsstelle;
 B = Biegeversagen des Trägers
 S = Schubversagen des Trägers (Ausbildung von Schubbeulen)
 H = Spaltrisse im Aussteifungsholz
 A = seitliches Ausweichen des Trägersteges

Tabelle 3: Ergebnisse der Biegeversuche mit IPE 140 und IPB1 220, kurze Stützweite

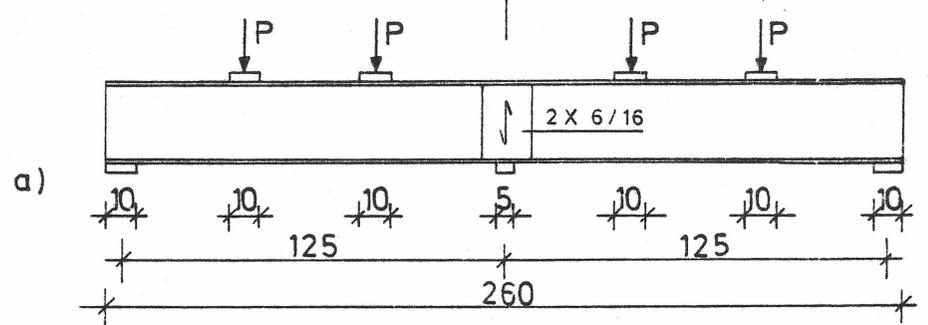
	Versuch Nr.	Anzahl n der Versuche	F_u (kN)	$\max \sigma_B$ (N/mm ²)	$\max \tau$ (N/mm ²)	σ_v (N/mm ²)	r · zul F^0 (kN)	zul F_H (kN)	zul F_r^a (kN)	$v_r = \frac{F_u}{\text{zul } F_r}$
Profil IPE 140	M 0	1	168,3	272,2	146,3	297,0	50,5	-	-	3,33
	M 1.1	3	200,1	323,6	173,9	353,1	50,5	45,6	96,1	2,08
			207,9	336,2	180,7	366,8				2,16
			203,7	329,4	177,1	359,4				2,12
	E 0	1	> 71,4	196,3	124,1	220,8	67,3	-	-	> 1,06
E 1.1	2	> 154,5	424,7	268,6	477,8	67,3	45,6	112,9	> 1,37	
Profil IPB1 220	M 0	1	454,5	143,4	170,4	292,2	184,8	-	-	2,46
	M 4.1	2	580,5	183,2	217,7	373,2	170,0	102	272,0	3,41
			625,5	197,4	234,5	402,2	166,3	102	268,3	3,76
	E 0	2	> 272,4	171,9	204,3	348,4	137,2	-	-	> 1,99
	E 4.1	2	> 299,5	189,0	224,6	383,1	137,2	102	239,2	> 1,25

Tabelle 4: Reduzierte zul F^0 und v_r -Werte und Maximalspannungen bei F_u

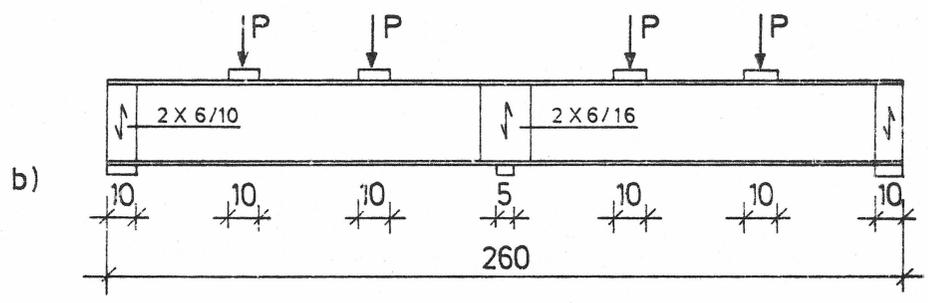
Belastungsanordnung:



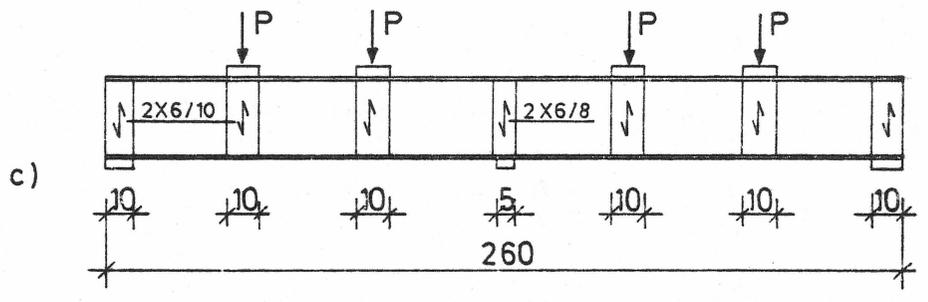
Versuch Nr. 1



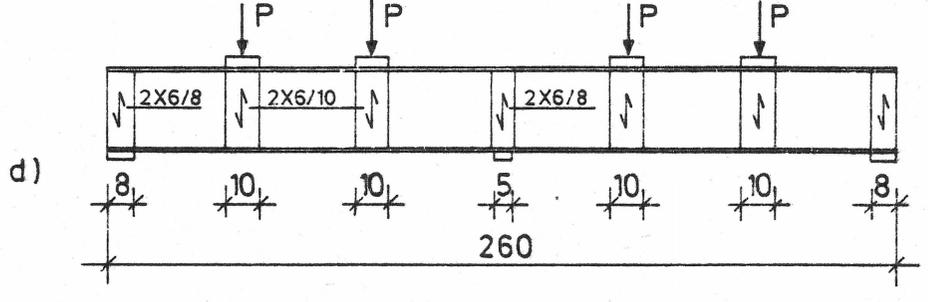
Versuch Nr. 2



Versuch Nr. 3



Versuch Nr. 4



Versuch Nr. 5
(Nullversuch)

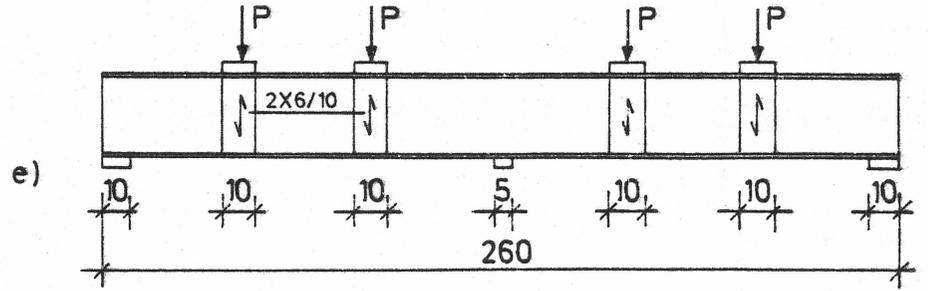


Bild 4.5: Belastungsanordnung sowie Länge l_H und Lage der Aussteifungshölzer bei den Zweifeldträgerversuchen

Anlage 7

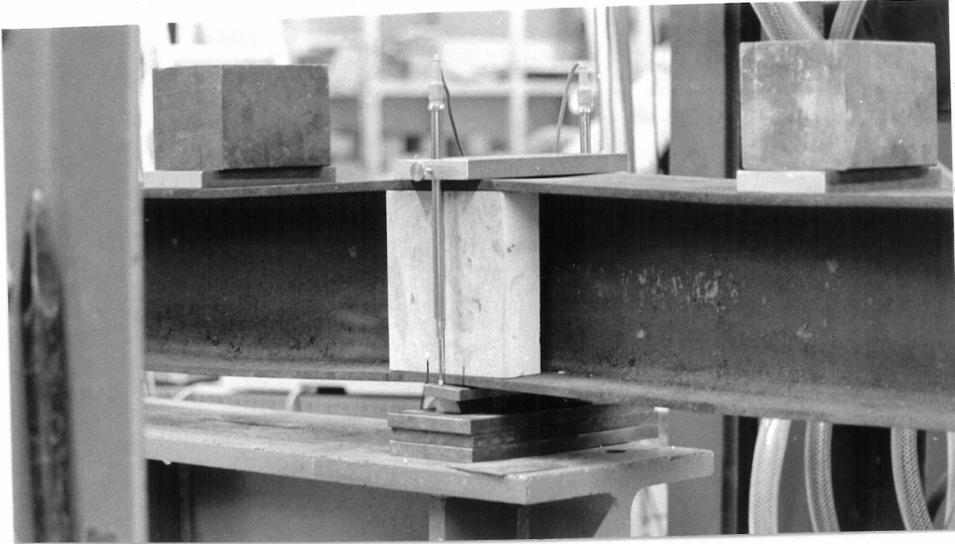


Foto Nr. 1:
Versuch Nr. 1
Zwischenaufleger B
 $B_u = 781,2 \text{ kN}$

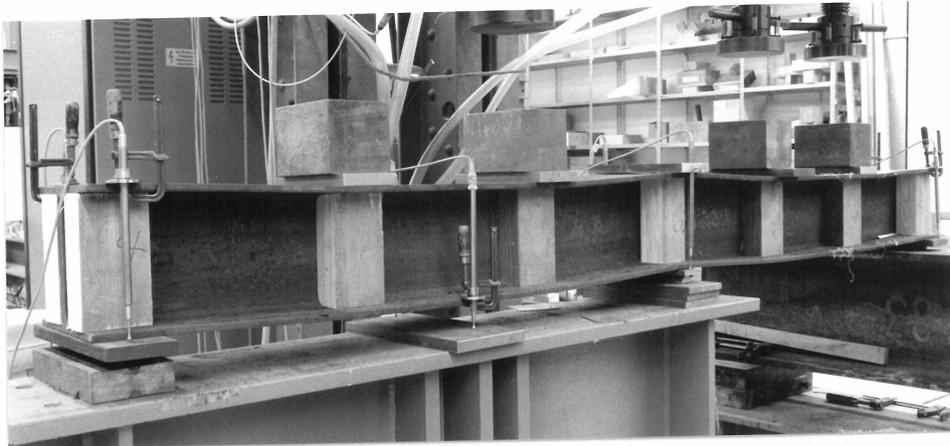


Foto Nr. 2:
Versuch Nr. 3
Ansicht des Trägers
 $B_u = 802,0 \text{ kN}$

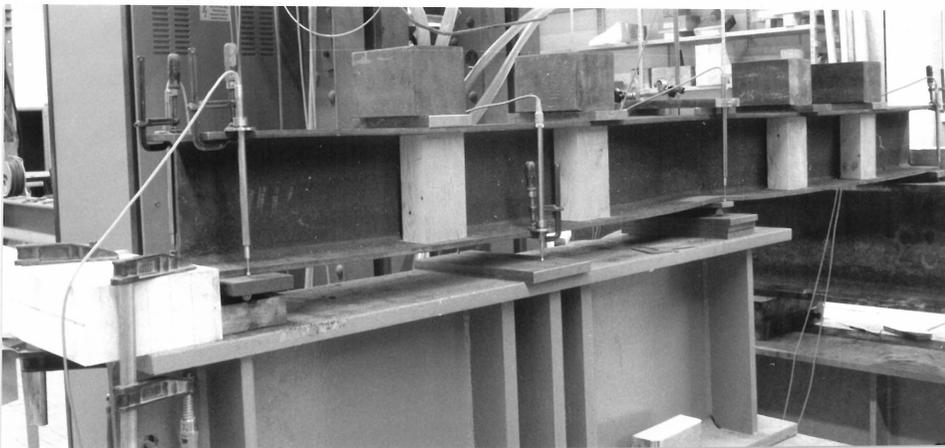


Foto Nr. 3
Versuch Nr. 5
Ansicht des Trägers
nach dem Bruchver-
such

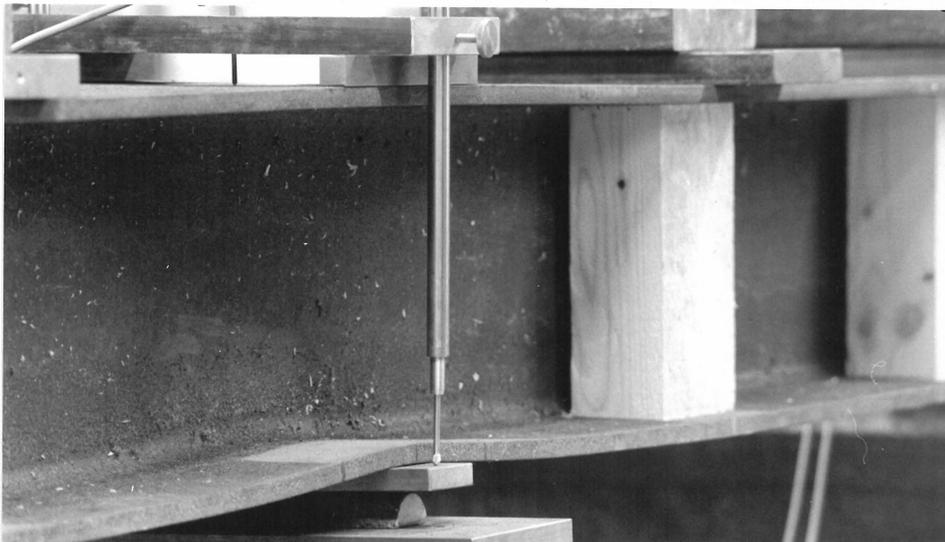
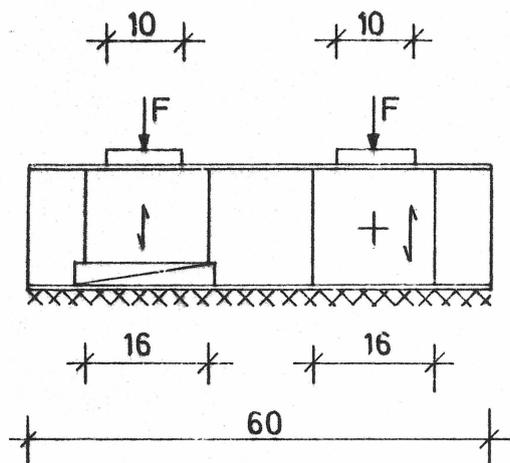


Foto Nr. 4:
Versuch Nr. 5
Verformung des
Trägers im
Bereich B
 $B_u = 683,8 \text{ kN}$

Aussteifung in Profilmitte

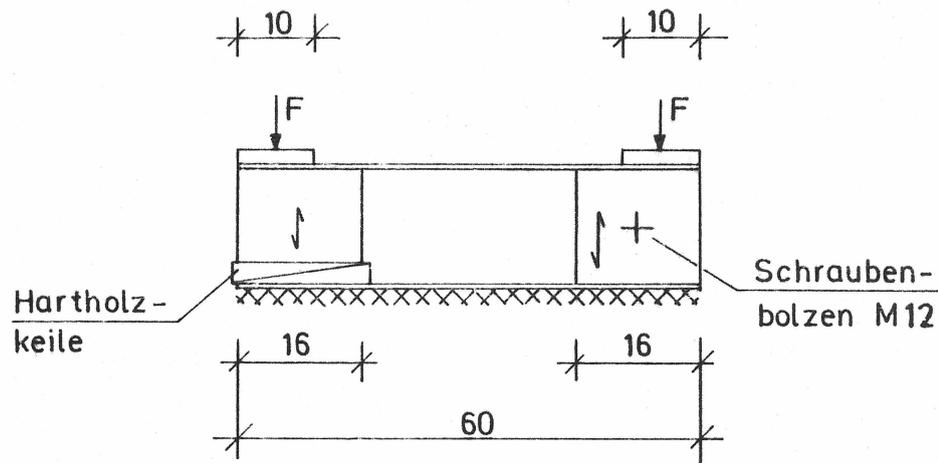


Versuch Nr:

KMS 1.1

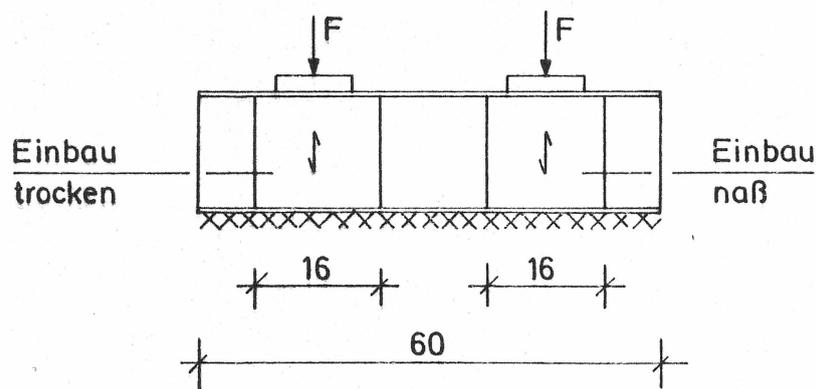
KMS 1.2

Aussteifung am Profilende



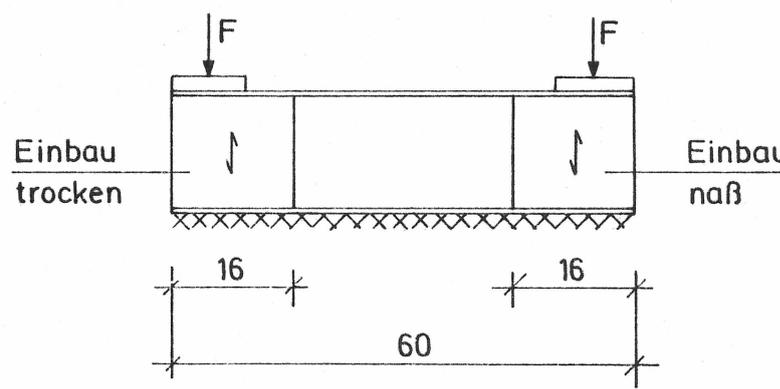
KES 1.1

KES 1.2



Versuch Nr:

KMS 1.3



KES 1.3

Bild 4.6: Versuchskörper (mit Versuchsanordnung) die einer Wechselklima-beanspruchung ausgesetzt waren

Versuch Nr.	Anzahl n der Versuche	Holzfeuchte		Befestigungsart	zul F° (kN)	zul F _H (kN)	zul F ^a (kN)	F _u (kN)	v = $\frac{F_u}{zul F}$
		Einbau	Prüfung						
KMS 1.1	3	tr	tr	Keile	127,5	81,6	209,1	433,1	2,07
KMS 1.2	3	tr	tr	Bolzen	127,5	81,6	209,1	528,8	2,53
KMS 1.3	2	tr*	tr	-	127,5	81,6	209,1	488,7	2,34
		f	tr		127,5	54,4	181,9	518,1	2,85
MS V	2	tr	tr	-	127,5	81,6	209,1	522,0	2,50
KES 1.1	3	tr	tr	Keile	101,3	81,6	182,9	315,6 ^{*)}	1,73
KES 1.2	3	tr	tr	Bolzen	101,3	81,6	182,9	426,4	2,33
KES 1.3	2	tr	tr	-	101,3	81,6	182,9	288,9	1,58
		f	tr		101,3	54,4	155,7	387,9	2,49
ES V	2	tr	tr	-	101,3	81,6	182,9	309,0	1,69

*) Höchstlast für Versuch Nr. KES 1.1 a; bei Versuchen KES 1.1 b und c seitliches Ausweichen des Steges.

Tabelle 6: Ergebnisse der Versuche mit Wechselklimabeanspruchung