

Traglastbemessung für durchlaufende Verbundträger im Hochbau

Autor(en): **Bode, Helmut / Fichter, Wolfgang**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **48 (1985)**

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-37460>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Traglastbemessung für durchlaufende Verbundträger im Hochbau

Limit State Design for Continuous Composite Beams

Méthodes de dimensionnement des poutres mixtes continues

Helmut BODE

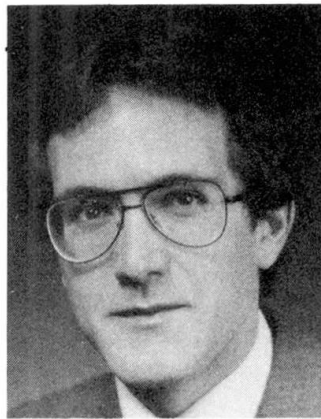
Professor Dr.-Ing.
Universität Kaiserslautern
Kaiserslautern, BR Deutschland



Dr. H. Bode, geboren 1940 in Dresden, studierte an der TH Hannover, war danach einige Jahre in der Praxis tätig und promovierte 1974 an der Ruhr-Universität Bochum. Seit 1980 ist Dr. Bode Professor für Stahlbau an der Universität Kaiserslautern. Einen besonderen Forschungsschwerpunkt unter seiner Leitung stellen Stahlverbundkonstruktionen dar.

Wolfgang FICHTER

Dipl.-Ing.
Universität Kaiserslautern
Kaiserslautern, BR Deutschland



W. Fichter, geboren 1954, studierte an der Universität Stuttgart. Nach einjähriger Tätigkeit in einem Ingenieurbüro wurde er wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Universität Kaiserslautern. Seine wissenschaftlichen Arbeiten betreffen Verbundkonstruktionen, insbesondere durchlaufende Verbundträger für den Hoch- und Industriebau.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag betrifft die Bemessung von durchlaufenden Verbundträgern unter ruhender Belastung. Auf der Basis von Verbundträgerversuchen und genauen Berechnungen werden Ergebnisse zur Traglastberechnung, zum Versagensverhalten sowie zum Gebrauchszustand mitgeteilt. Auf den Eurocode 4 und andere Bemessungshilfen wird Bezug genommen.

SUMMARY

This paper deals with the design of continuous composite girders for buildings under static loading conditions. Based on experimental research and accurate calculations results are presented concerning load carrying capacity, failure mechanism and behaviour under service loadings. The Eurocode 4 and other design aids are taken into regard.

RÉSUMÉ

Cet article traite du dimensionnement des poutres mixtes continues sous charges statiques. Des modèles de calcul simples de l'état ultime de ruine et de l'état limite d'utilisation sont comparés à des résultats d'essais et à des modèles «exacts». Ces méthodes simplifiées sont tirées de l'Eurocode 4 et d'autres règlements.



1. EINLEITUNG

Dieser Beitrag betrifft durchlaufende Verbundträger für den Stahlhoch- und Industriebau unter vorwiegend ruhender Belastung. Die Stahlträgerquerschnitte sollen kompakt sein, so daß ein vorzeitiges örtliches Beulen im Steg oder im Untergurt ausgeschlossen ist.

Die uns bekannten Vorschriften und Empfehlungen, z. B. [1] bis [3], lassen bei der Tragfähigkeitsberechnung grundsätzlich zwei Methoden zu, und zwar

- die elastische Schnittgrößenermittlung (im Zustand I oder II) mit plastischer Querschnittsbemessung, und
- die Fließgelenktheorie (plastic design) als vereinfachtes Traglastverfahren mit voller Momentenumlagerung.

Die Fließgelenktheorie wird dadurch einfach, daß man dem Anwender den Gültigkeitsbereich genau vorschreibt (der Hinweis auf "geeignete Träger" [7], [8] genügt nicht). Zusätzlich sind bestimmte Nachweise im Gebrauchszustand erforderlich (z. B. die Rißbreitenbeschränkung).

Werden die Schnittgrößen mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet, läßt sich die Tragfähigkeit des Verbundträgers in der Regel nicht ausnutzen. Auch können wirtschaftliche Bauweisen, die von der Umlagerung der Momente von der Stütze ins Feld "leben", benachteiligt werden. Aber mit Hilfe der allgemein zur Verfügung stehenden Computer-Programme sind die Nachweise unproblematisch. Sehr weitgehend aufbereitete Bemessungshilfen enthält übrigens [4].

Zu beiden Nachweisarten enthält der folgende Beitrag einige kurze Anmerkungen auf der Basis von Versuchsergebnissen und genauen Vergleichsberechnungen.

2. ZUR FLIESSGELENKTHEORIE

2.1 Plastische Rotation im Feld

Für einen einfachen Zweifeldträger, der im kleineren Feld mit einer konzentrierten Einzellast belastet ist, sind in Bild 1 die Ergebnisse der genauen Traglastberechnung und nach der Fließgelenktheorie dargestellt. Wie man an diesem einfa-

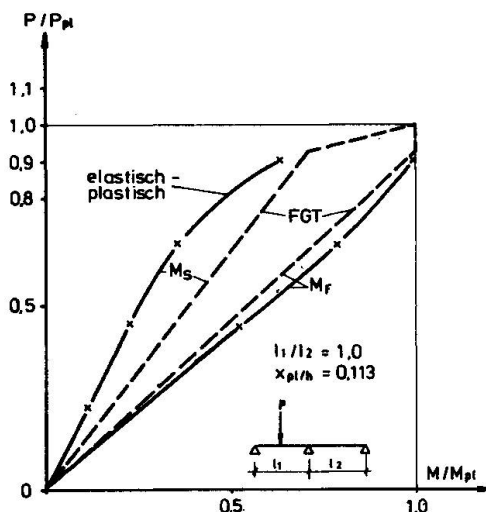


Bild 1: Biegemomente am Zweifeldträger mit Einzellast (Beispiel)

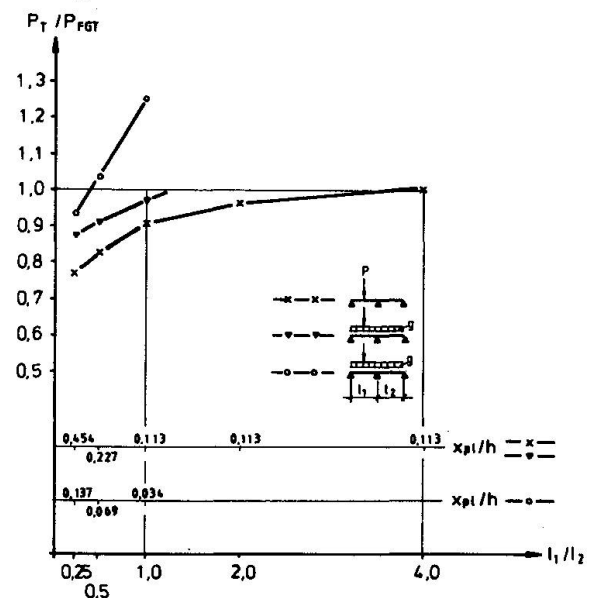


Bild 2: Traglasten für unterschiedliche Werte l_1/l_2 und x_{pl}/h

chen Beispiel leicht erkennt, wird im Feld zwar die Biegetragfähigkeit $M_{p1,F}$ erreicht, aber der Feldbereich ist nicht ausreichend verformbar, um die Resttragfähigkeit an der Stütze ausnutzen zu können: hier liefert die Fließgelenktheorie eine zu optimistische Traglast P_{p1} .

Einen wesentlichen Parameter zur Beurteilung der Rotationskapazität eines Verbundträgers im Bereich positiver Momente stellt die Nulllinienlage x_{p1} im Vergleich zur Gesamthöhe h dar: liegt die Nulllinie hoch genug, ist der Querschnitt duktil. Auf Ansourian [5], [6] geht die Forderung zurück, der Baustahl an der Trägerunterseite soll den Verfestigungsbereich erreichen, bevor der Beton an der Oberkante auf Druck versagt. Mit den Grenzdehnungen $-3,5\%$ und $+20\%$ ergibt sich der Wert $x = 0,15 h$. Diese Nulllinienlage wird in etwa auch von Ansourian genannt und im Eurocode IV [2] zur Berücksichtigung konzentrierter Einzellasten gefordert.

Ansourian stellt allerdings auch fest, daß die Nulllinie zur Erzielung der erforderlichen Rotation für die ungünstigste Kombination von Spannweiten und Lasten etwas höher liegen sollte. Er definiert dazu einen "ductility parameter" χ , der das Verhältnis der mindestens erforderlichen Nulllinienlage zur wirklich vorhandenen wiedergibt, und fordert $\chi \geq 1,3 \div 1,4$. Wir kommen durch folgende einfache Überlegung zu einem ähnlichen Ergebnis:

$$x \leq 0,15 h \quad (1)$$

$$x_{p1} \approx 0,8 x \quad (2)$$

$$x_{p1} \leq 0,12 h \quad (3)$$

Einige typische Verhältnisse haben wir im Bild 2 dargestellt. Sie gelten für das Stahlprofil IPE 400 aus St 37/52 und einen Beton mit $\beta_w = 25/55$. Die mitwirkende Betongurtbreite beträgt $0,8 \cdot \lambda_1 \cdot 1/3$ im Feld und $0,6 \cdot b_{mf}$ an der Stütze. Daher kommt es, daß der an sich konstante Querschnitt mit dem Stützweitenverhältnis λ_1/λ_2 veränderlich ist, so daß sich auch die Lage der Nulllinie ändert. Berücksichtigt man nur Querschnitte, die Bedingung (3) erfüllen, und stellt man zusätzlich zur Einzellast auch das Eigengewicht in Rechnung, so sind die mit der Fließgelenktheorie berechneten Traglasten P_{FGT} ausreichend sicher: gegenüber [1] bis [3] läßt sich der Anwendungsbereich der Fließgelenktheorie damit erweitern.

2.2 Plastische Rotation an der Stütze

Ein einfaches Beispiel für einen Zweifeld-Verbundträger, bei dem das erste Fließgelenk an der Innenstütze auftritt, enthält Bild 3. Wenn die Verformbarkeit des Stützquerschnitts weder durch örtliche Instabilität noch durch eine Dehnung der oberen Bewehrung begrenzt ist, ist eine vollständige Momentenumlagerung ins Feld möglich: die Fließgelenktheorie liefert sichere Ergebnisse. Die Traglast im Versuch sowie nach der genauen Berechnung liefert sogar etwa 10 % höhere Werte, da die Stahlträgerdehnungen den Verfestigungsbereich erreichen (was im Versuch auftritt und in der genauen elastisch-plastischen Berechnung daher berücksichtigt wird).

Traglasten für Gleichlast, aber für unterschiedliche Feldweiten und damit unterschiedliche Nulllinienlagen x_{p1}/h enthält Bild 4. Die obere Kurve (gerechnet für 8 % Dehnungsbegrenzung, d. h. praktisch ohne) läßt erkennen, daß die Fließgelenktheorie in allen Fällen sichere Ergebnisse liefert. Da über der Stütze eine geringe obere Bewehrung vorhanden ist und mitgerechnet wird, wird die plastische Rotation an der Stütze alternativ auf die Dehnung von 10 % in der Bewehrungsfaser begrenzt. Die so berechnete zweite Kurve im Bild 4 liegt viel niedriger (bei etwa 90 %) und läßt erkennen, daß die Dehnungsbegrenzung keine volle Momentenumlagerung in das Feld zuläßt. Ein höherer Bewehrungsgrad würde diese Traglasten q_T zwar anheben, die volle Umlagerung wäre aber ebenso wenig möglich.

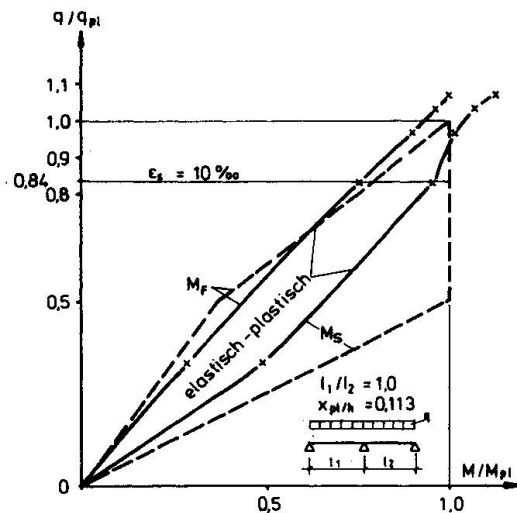


Bild 3: Biegemomente am Zweifeldträger mit Gleichlast (Beispiel)

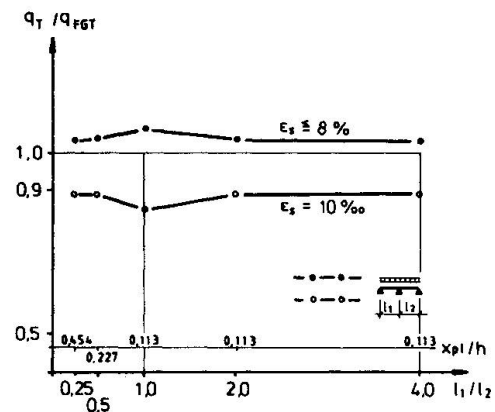


Bild 4: Traglasten für unterschiedliche Werte l_1/l_2 und x_{pl}/h

Bei unseren Versuchen haben wir häufig das Reißen der Bewehrungsstäbe erlebt, und zwar insbesondere bei niedrigen Bewehrungsgraden und bei Verwendung von Betonstahlmatten (mit geringer Bruchdehnung). Mit abnehmender Tragfähigkeit fiel dann auch die Prüflast plötzlich ab, aber der Querschnitt konnte weiter verformt werden. Daraus läßt sich ableiten, daß die Bewehrung bei Systemen, die nach der Fließgelenktheorie bemessen werden und die eine plastische Rotation des Stützquerschnitts erfordern, nicht in Rechnung gestellt werden darf (siehe Bild 5 links). Das gilt nicht für den Fall, daß sich das Fließgelenk über der Innensstütze als letztes bildet (siehe Bild 5 rechts).

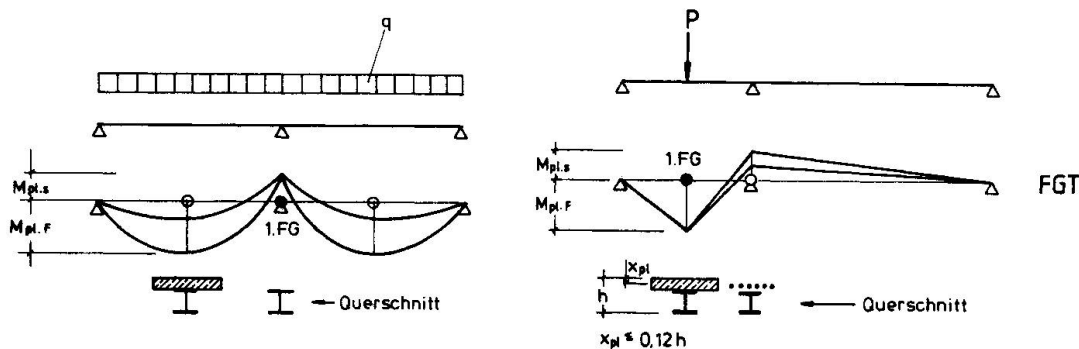


Bild 5: Anforderungen an die Querschnitte bei der Fließgelenktheorie

2.3 Durchbrüche in der Betondecke

Gerade im Industriebau wird es häufig erforderlich, in den Decken, die als Verbundträger-Obergurte mitwirken, größere Öffnungen oder Durchbrüche vorzusehen. Diese schränken die Betongurtbreite örtlich ein, was im Hinblick auf die Fließgelenktheorie insbesondere dann von Nachteil ist, wenn sich das erste Fließgelenk im Feld im Bereich der Öffnung bildet. In diesem Bereich kann dann die plastische Rotation begrenzt sein. Die Nachbarbereiche sind außerdem relativ niedrig beansprucht, so daß die Verformungen insgesamt klein sind (was eine noch größere plastische Rotation erfordert).

Bild 6 zeigt den Einfluß einer Deckenöffnung im Feld 1 auf die Traglast eines Zweifeldträgers. Die Einhaltung der Bedingung nach Gl. (3) ergibt aber nur beim Träger mit Gleichlast sichere Ergebnisse nach der Fließgelenktheorie. Bei Einzellast in einem Feld fällt die tatsächliche Traglast gegenüber der Last nach der Fließgelenktheorie mit abnehmenden l_1/l_2 bis auf ca. 80 % ab. Die Fließgelenktheorie liefert dann Ergebnisse auf der unsicheren Seite.

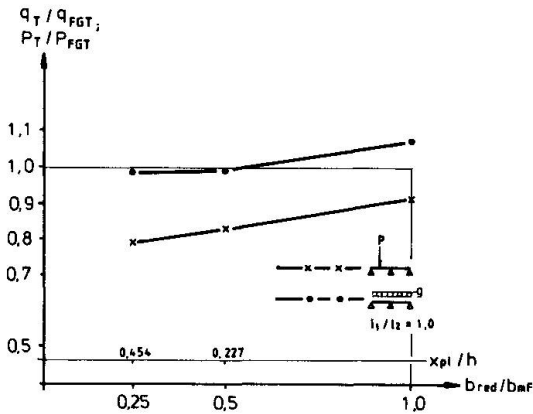


Bild 6: Einfluß von Durchbrücken (Deckenöffnungen)

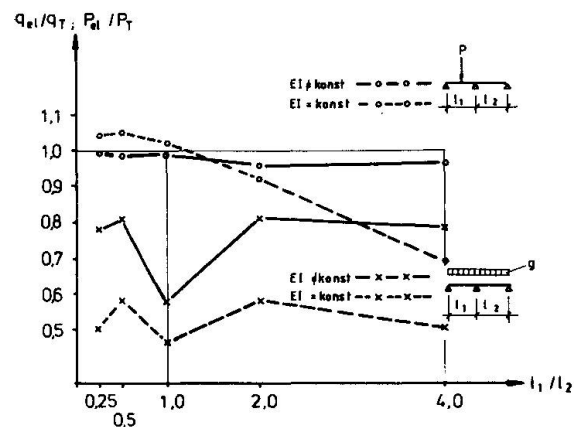


Bild 7: Über elastische Schnittgrößen berechnete Traglasten

3. ZUR ELASTISCHEN SCHNITTGRÖSSENERMITTLUNG

Wir gehen davon aus, daß der entwerfende Ingenieur eine Schnittgrößenberechnung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie mit Hilfe vorhandener Computerprogramme durchführt (vergl. aber auch [4]). Es ist dann kein Problem, mit unterschiedlichen Steifigkeiten zu rechnen, die sich daraus ergeben, daß die mitwirkenden Breiten im Feld und an der Stütze ungleich sind, und daß der Betongurt im negativen Momentenbereich gerissen ist. Im Zugbereich wirkt der Beton nur noch zum Teil, einfacher gar nicht mit, und gerade diese Rißbildung im Zustand II liefert die in der Regel gewünschten, reduzierten Stützmomente. Denn anders als im Betonbau tritt diese Steifigkeitseinbuße nur im Bereich der negativen Momente ein.

Bild 7 enthält einige Ergebnisse sowohl für Gleichstreckenlast als auch für Einzellast in einem Feld. Bei Gleichstreckenlast wird die Tragfähigkeit begrenzt durch das aufnehmbare Stützmoment. Ohne Umlagerung liefert die Berechnung mit ungerissenem Beton ($EJ = \text{konst.}$) 50 ÷ 60 %, mit gerissenem Beton ($EJ \neq \text{konst.}$) im Zustand II 60 ÷ 80 % der genau berechneten Traglast. In diesem Rahmen liegen die möglichen willkürlichen Umlagerungen, auch die des Eurocodes IV mit 20 %. Doch muß man auch hier stärker zwischen Gleichlasten und konzentrierten Einzellasten unterscheiden, wie Bild 7 deutlich zeigt. Denn die genauen Traglasten werden bei konzentrierten Einzellasten erreicht und überschritten, so daß man in aller Regel keine willkürlichen Umlagerungen zulassen darf.

Ein großer Vorteil der elastischen Schnittgrößenermittlung liegt natürlich darin, daß man verschiedene Lastfälle superponieren kann (etwas eingeschränkt im Zustand II), und daß die Tragfähigkeit und Gebrauchszustände am selben System untersucht werden können.

4. STAHLTRÄGER MIT BETONUMMANTELUNG

In den letzten Jahren sind in Deutschland aus Brandschutzgründen häufiger Verbundträger eingesetzt worden, bei denen das Stahlprofil entweder nur zwischen

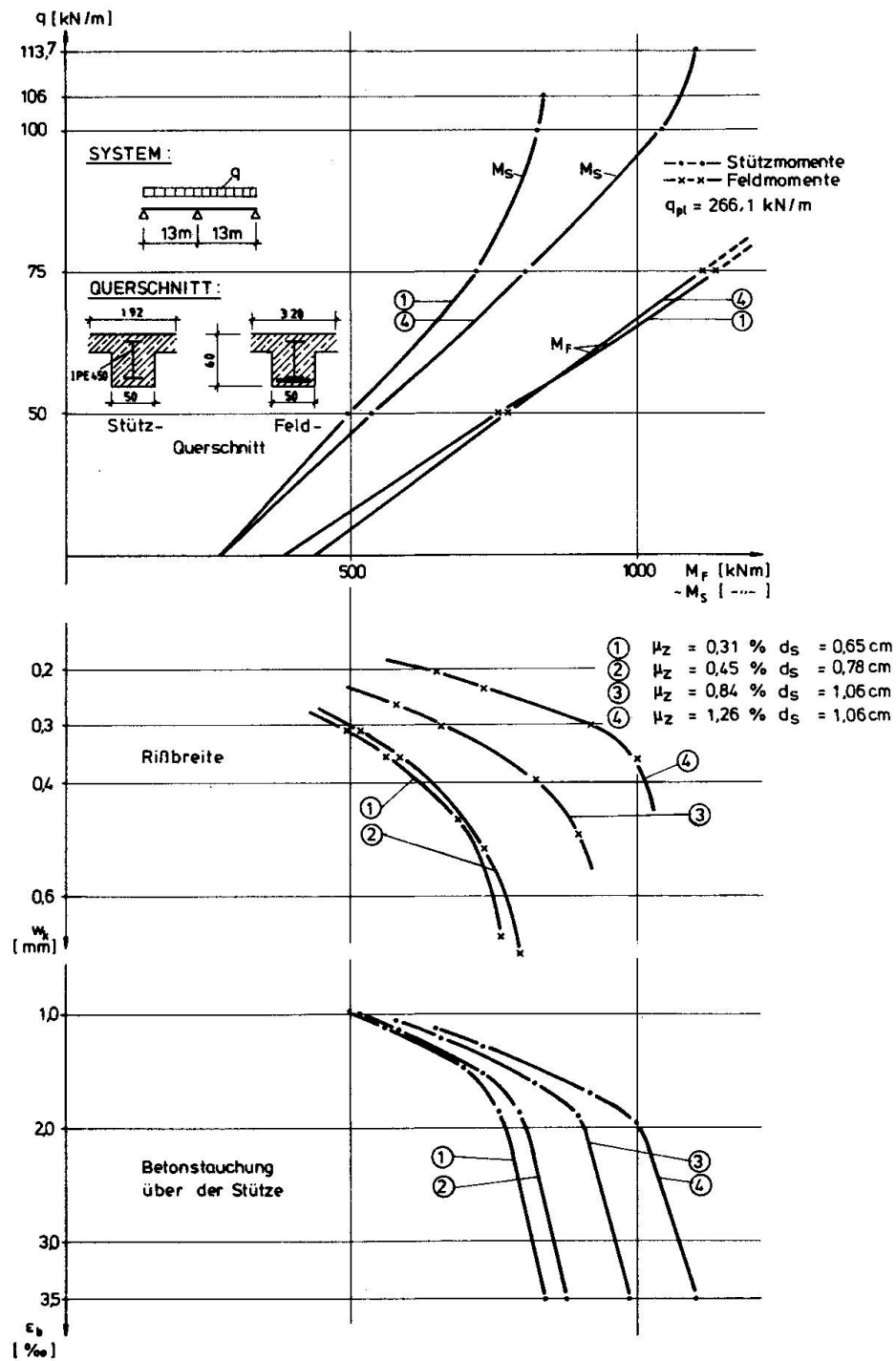


Bild 8: Bemessungsdiagramm für einbetonierten Träger

den Trägerflanschen (in den Kammern) ausbetoniert oder ganz einbetoniert war. Wir haben auch mit solchen Trägern eine Reihe von Versuchen durchgeführt [11].

Auf diese Träger läßt sich die Fließgelenktheorie genauso anwenden, allerdings mit Zusatznachweisen im Gebrauchszustand (vergl. Bild 8). Insbesondere die vollständig einbetonierten Träger können höher belastet werden als die nicht einbetonierten, "nackten" Verbundträger, da die Vertikalkraft vom Stahlbetonmantel aufgenommen werden kann, so daß die Biegetragfähigkeit M_{pl} nicht auf $M_{pl,Q}$ abzumindern ist. Außerdem ist örtliches Beulen verhindert, und Kippaussteifungen sind nicht erforderlich.

Die Traglast der Versuche läßt sich mit voller Momentenumlagerung nach der Fließgelenktheorie sehr genau berechnen. Das gilt auch für ungünstige Systeme wie das in Bild 8 dargestellte und berechnete, bei dem der Feldquerschnitt nicht nur wie üblich tragfähiger ist als der Querschnitt über der Stütze, sondern durch eine weitere Untergurtlamelle verstärkt ist. Das erfordert eine besonders große plastische Rotation im negativen Momentenbereich, so daß die dort vorhandene Bewehrung nicht berücksichtigt wird (vergl. Bild 5 links). Auch der Betonmantel, der zwar bewehrt, aber nicht mit dem Stahlträger verdübelt ist, wird im Traglastzustand nicht berücksichtigt, so daß der Querschnitt über der Innenstütze allein aus dem Stahlträger besteht, der gegen Instabilwerden ausreichend ausgesteift ist.

Die Schnittgrößen weichen im Gebrauchszustand jedoch so stark von der Verteilung nach der Fließgelenktheorie ab, daß weitere Nachweise im Gebrauch erforderlich sind, und zwar der Nachweis der Betonstauchung an der Trägerunterkante über der Innenstütze sowie die Rißbreitenbeschränkung (siehe Bild 8). Wir fordern in Deutschland das Einhalten der kritischen Rißbreite von 0,4 mm unter dem dauernd wirkenden Lastanteil (in der Regel 70 % der Gebrauchslast), wenn nicht zusätzliche Anforderungen gestellt werden. Was die Betonstauchung betrifft, schlagen wir vor, die kritische Stauchung von 3 % nicht zu überschreiten. Der Mantelbeton wird zwar nicht für die Tragsicherheit gebraucht, aber er soll die Dauerhaftigkeit und Funktionstüchtigkeit im Gebrauch sicherstellen. Im Gebrauch ist infolge der hohen Druckstauchungen bis 3 % zwar mit Rißbildung zu rechnen, aber unsere Versuche sowie weitere in Bochum unter der Leitung von Roik [9] haben gezeigt, daß diese Stauchung ohne Abplatzungen ertragen wird. Hierzu und zur besseren Einleitung der konzentrierten Auflagerkraft sollte die Bügelbewehrung im Fließgelenk über der Innenstütze verstärkt werden; dadurch wird der Beton duktiler. Das Bemessungsdiagramm in Bild 8 ist gut geeignet, den Gebrauchszustand in dieser Hinsicht zu überprüfen und die zulässige Last gegebenenfalls abzumindern.

5. SCHLUSSBETRACHTUNGEN

Wir sind auf das örtliche Beulen des Stahlträgers und auf das seitliche Ausweichen des Druckgurtes nicht eingegangen, zum einen aus Platz- und Zeitgründen, zum anderen deshalb, weil die Untersuchungen in Kaiserslautern zu diesen Themen noch nicht abgeschlossen sind. Hier haben vor allem Johnson und seine Mitarbeiter wertvolle Beiträge geleistet. Leider fehlen aber gerade im Eurocode IV [2] Hinweise darauf, welche Rotationskapazität bei Verbundträgern tatsächlich angenommen werden kann. Für alle genauen elasto-plastischen Berechnungen wären Krümmungsgrenzwerte κ/κ_{pl} wünschenswert; die b/t -Verhältnisse sind da nicht aussagefähig genug.

Was die Fließgelenktheorie betrifft, so zeigt sich, daß der Anwendungsbereich in der Tat erweitert werden kann. Das liegt zum einen an der zusätzlichen Anforderung an den Feldquerschnitt gemäß Gl. (3) und Bild 5 (rechts), zum anderen aber auch daran, daß in den genauen Berechnungen die Verfestigung des Baustahls rechnerisch berücksichtigt wird (sie tritt in den Versuchen ebenfalls auf), und zwar realistischer, als es im Eurocode III vorgesehen ist.



Auch das in der Schweiz unter der Leitung von Badoux neu bearbeitete, vorzügliche Buch [4] enthält für die Fließgelenktheorie noch einen Gültigkeitsbereich, der die Anwendung auf Gleichstreckenlasten (oder ähnliche) beschränkt.

Wir haben die Fließgelenktheorie auch auf einbetonierte Verbundträger angewendet, die weder im Eurocode IV [2] noch in den deutschen Verbundträger-Richtlinien [1] enthalten sind, aber häufig eingesetzt werden. Hier sind die beschriebenen Zusatznachweise und konstruktiven Maßnahmen für den Gebrauchszustand erforderlich.

LITERATURVERZEICHNIS

1. Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Ausgabe März 1981. Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien. Fassung März 1984.
2. Eurocode IV (Entwurf). Oktober 1984.
3. SIA-Norm 161: Stahlbauten. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, 1979.
4. BUCHELI, P., CRISINEL, M., Verbundträger im Hochbau. Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau (SZS), Zürich, 1982.
5. ANSOURIAN, P., Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern. Bauingenieur (59) 1984, S. 267-272.
6. ANSOURIAN, P., On the Design of Continuous Composite Beams. Vortrag auf "Joint US-Japan Seminar on Composite Construction", Seattle, July 1984.
7. BODE, H., Verbundträger im Hochbau. Merkblatt 267, Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, 1980.
8. ROIK, K., Verbundkonstruktionen. Stahlbau-Handbuch Band 1, Kapitel 11, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1982.
9. ROIK, K., BREIT, M., Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Projekt 51, Düsseldorf, 1984.
10. JOHNSON, R. P., Composite Structures of Steel and Concrete, Vol. 1, Crosby Lockwood Staples, London, 1975.
11. BODE, H., FICHTER, W., Untersuchung einbetonierter Stahl-Verbundträger für den Hochbau. Versuchsbericht, Universität Kaiserslautern, 1984 (unveröffentlicht).

Abschließend möchten die Autoren der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl sowie der AIF (Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen) einen herzlichen Dank sagen; ihre Unterstützung und Förderung hat diese Forschungsarbeiten erst ermöglicht.