

Kriterien für die Beurteilung des Sicherheitsniveaus tragender Stützen bei Brandbeanspruchung

T 1896

T 1896

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

KRITERIEN FÜR DIE BEURTEILUNG DES SICHERHEITSNIVEAUS
TRAGENDER STÜTZEN BEI BRANDBEANSPRUCHUNG

Forschungsbericht

von

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch
Dr.-Ing. Marita Kersken-Bradley
Dr.-Ing. Horst Witte

Durchgeführt mit finanzieller Unterstützung durch:

IfBt	(IV 1-5-451/85)
DBV	(P 85/05)
DGfH	(E 86/8)
DSTV	(A 08/84)

1987

Der mit vorliegendem Bericht abgeschlossene Forschungsauftrag wurde als kooperatives Projekt bearbeitet von

- Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch, Bergische Universität Wuppertal (Projektleitung)
- Dr.-Ing. Marita Kersken-Bradley, München
- Dr.-Ing. Horst Witte, Wiesbaden.

Die Federführung für die Bearbeitung der einzelnen Kapitel lag bei Dr. Witte für Kapitel 1, Dr. Kersken-Bradley für Kapitel 2, Prof. Dr. Klingsch für Kapitel 3.

Wegen der Bedeutung dieses Vorhabens für die brandschutztechnische Prüfung und Beurteilung von Stützen wurde die vom Institut für Bautechnik, Berlin, dankenswerterweise ermöglichte Förderung ergänzt durch

- Deutscher Betonverein, Wiesbaden
- Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, München
- Deutscher Stahlbauverband, Köln.

Die Autoren danken allen Förderern für die Unterstützung.

Die Bearbeitung des Forschungsauftrags wurde von einem Arbeitskreis begleitet, dem folgende Herren angehörten:

- Für das IfBt - Prof. Dr.-Ing. König, Dipl.-Ing. Hell, Dipl.-Ing. Becker
- Für den DBV - Dr. -Ing. Graßhoff, Dipl.-Ing. Holz
- Für die DGfH - Dipl.-Ing. Cyron
- Für den DSTV - Prof. Dr.-Ing. Boué, Dipl.-Ing. Muess

Die Herren Dr.-Ing. Meyer-Ottens und Dr.-Ing. Haß wurden auf Wunsch der Autoren zusätzlich in den Beraterkreis eingebunden. Die Autoren sagen allen vorstehend genannten Herren des Beraterkreises Dank für die Unterstützung bei der Durchführung der Arbeit.

I N H A L T:

- Zusammenfassung
- Kapitel 1 : Bestandsaufnahme
- Kapitel 2 : Modellannahmen
- Kapitel 3 : Numerische Untersuchungen

0. Zusammenfassung

Bei der Prüfung des Brandverhaltens von Stützen nach DIN 4102,2 fehlten bislang definierte Aussagen zu den Lagerungsbedingungen. Dies führte in der Vergangenheit zur Festlegung von Prüf-Kriterien den jeweiligen Stützenarten individuell zugeordnet. Hierdurch war eine einheitliche und vergleichbare Beurteilungsbasis zur brandschutztechnischen Klassifizierung von Stützen nicht mehr gegeben. Zusätzlich wurde auf der Basis von experimentellen und numerischen Untersuchungen festgestellt, daß die Ist-Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton-Stützen deutlich unter den entsprechenden Soll-Werten liegen kann, sofern keine ausreichend abgesicherte einheitliche Beurteilungsbasis geschaffen wird.

In dieser Forschungsarbeit wurden einheitliche, probabilistisch abgesicherte Beurteilungskriterien für die brandschutztechnische Klassifizierung von Stützen bauartunabhängig formuliert.

Das erarbeitete Beurteilungskonzept bestätigt das gute reale Brandverhalten von Stahlbetonstützen und ermöglicht bei anderen Stützen eine graduelle Verbesserung bei der brandschutztechnischen Klassifizierung.

Das Ergebnis der Untersuchungen wird in einem Vorschlag für die brandschutztechnische Prüfung tragender Stützen nach DIN 4102 und für deren rechnerische Beurteilung zusammengefaßt.

SUMMARY

German standard DIN 4102,2 for ISO-fire testing of load bearing columns has no clear regulations for supporting conditions. In the past this lead to testing regulations different for different column types. An equivalent and comparable basis for fire safety classifications of columns was possible only with restrictions.

This research project formulates homogeneous criteria on a probabilistic basis for fire testing and classification of columns and summarizes the results in a suggestion for a harmonized testing procedure for load bearing columns and their numerical analysis.

RESUME

La norme allemande DIN 4102 concernant des essais de comportement au feu de poteaux ne contient pas de définition exacte des conditions aux extrémités. Par conséquent, il y avait dans le passé une diversité de critères lors des essais des différents types de poteaux.

Il était donc très difficile de pouvoir comparer les résultats obtenus.

Ce travail de recherche présente, à partir d'une base probabiliste, des critères homogènes pour les essais de comportement au feu et pour la classification de poteaux. Il résume les résultats dans une proposition utilisable pour harmoniser les conditions d'essai de poteaux soumis à des charges et des analyses numériques, qui peuvent être nécessaires.

KAPITEL 1 Bestandsaufnahme

- 1.1 Ausgangssituation
- 1.2 Nachweis der Feuerwiderstandsdauer
 - 1.2.1 Versuche nach DIN 4102, Teil 2
 - 1.2.2 Klassifizierung nach DIN 4102, Teil 4
 - 1.2.3 Rechnerische Nachweise
- 1.3 Praxisgerechte Lagerung
- 1.4 Einflußparameter
 - 1.4.1 Schlankheit, Lagerungsbedingungen
 - 1.4.2 Imperfektionen, Exzentrizität
 - 1.4.3 Materialeigenschaften
 - 1.4.4 Belastung, Ausnutzungsgrad
 - 1.4.5 Andere Parameter
- 1.5 Zusammenfassung
- 1.6 Literatur zu Kapitel 1

1.1 Ausgangssituation

Stützen werden in der Regel zuerst für den Normalfall ohne Berücksichtigung einer Brandeinwirkung bemessen. Dies wird im folgenden kurz mit "kalter Zustand" oder "Kaltbemessung" bezeichnet. Dabei spielen neben der Belastung in der Regel die Stützenlänge und die Lagerungsbedingungen eine ausschlaggebende Rolle. Beide Parameter können zusammengefaßt werden zu der Systembezeichnung "Knicklänge". Auch Einflüsse aus der Theorie II.Ordnung können über den Ersatzstab auf den Parameter der Knicklänge zurückgeführt werden /1.1/. Die vier Grundtypen der Lagerung eines einfachen Stabes sind als die Eulerfälle I bis IV bekannt. Sie werden ergänzt ergänzt nach Petersen /1.2/ (Bild 1.1).

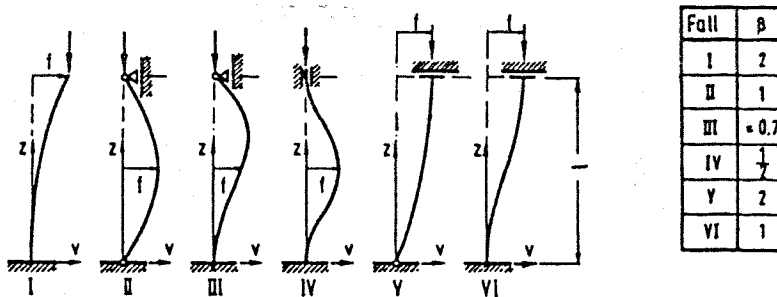


Bild 1.1 Eulerfälle für den einfachen Druckstab

Das Stabilitätsverhalten von Stützen in ein- oder mehrgeschossigen Rahmentragwerken kann berechnet werden. Die Knicklänge wird dann in der Regel mit einem Faktor beschrieben, mit welchem die Systemlänge der Stütze zu multiplizieren ist. In diesem Bericht werden Stützen von unverschieblichen Rahmen behandelt.

Der Nachweis der Brandsicherheit erfolgt normalerweise nach der Bemessung des kalten Zustandes. Der Nachweis erfolgt dann durch Brandversuche nach DIN 4102, Teil 2 /1.3/. Danach erfolgt eine Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse. Der Nachweis kann auch

mit Hilfe der DIN 4102, Teil 4 /1.4/ erfolgen. Dort sind Bauteile in verschiedenen Ausführungsarten klassifiziert. Eine dritte Art des Nachweises ist die Berechnung des Feuerwiderstandes. Hierfür gibt es bereits verschiedene Rechenverfahren und Modelle, die allerdings nach der maßgebenden Norm DIN 4102 nicht bauaufsichtlich zugelassen sind. Es ist jedoch möglich und zulässig, Ergebnisse aus Prüfungen nach DIN 4102, Teil 2 rechnerisch zu interpolieren und u.U. auch zu extrapolieren, wenn diese Rechnungen von einer anerkannten Stelle begutachtet werden. Außerdem haben diese Rechenverfahren für die Forschung eine große Bedeutung.

Bei allen Nachweisen wird als Brandraumtemperatur die Einheits-temperaturzeitkurve nach DIN 4102, Teil 2 zugrundegelegt. Der natürliche Brand bringt bekanntlich andere Temperaturen als diese ETK, doch ist die ETK die vereinbarte Bezugsgröße für die Klassifizierung F 30, F 60, F 90 usw.

1.2 Nachweis der Feuerwiderstandsdauer

1.2.1 Versuche nach DIN 4102, Teil 2

Die DIN 4102 fordert für die Feuerwiderstandsklasse F X : Während einer Prüfdauer von mindestens x Minuten dürfen tragende Bauteile unter ihrer rechnerisch zulässigen Gebrauchslast nicht zusammenbrechen. In der Regel wird unter "rechnerisch zulässig" die Last unter zul. Sigma oder die Grenztraglast P_0 / γ verstanden. Die Vorschrift läßt aber auch einen gezielt geringeren Ausnutzungsgrad zu.

Die Prüfkörper müssen in ihren Abmessungen, ihrem Werkstoff, ihrer Ausführungsart, ihrer Einbauart der praktischen Anwendung

entsprechen. Tragende Bauteile sind unter Last zu prüfen und so in den Prüfstand einzubauen, daß sie sich entsprechend dem statischen System verformen können. Das bedeutet, daß eine Stütze mit den Lagerungsbedingungen und Abmessungen, d.h. mit derjenigen Knicklänge geprüft werden muß, welche dem wirklichen Bauteil im Tragsystem entspricht. Auch die Werkstoffeigenschaften müssen mit dem wirklichen Bauteil übereinstimmen. Dies gilt für alle Baustoffe, d.h. für Stahl, Stahlbeton und Holz.

In den DIN-Mitteilungen 63.1984, Nr.3 /1.5/ werden neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bekanntgegeben. Genau betrachtet sind dies Prüfvorschriften für bekleidete Stahlstützen, d.h. eigentlich Prüfvorschriften für die Bekleidung, denn im Gegensatz zu DIN 4102, Teil 2 werden hier unabhängig vom wirklichen statischen System und unabhängig von den wirklichen Profilabmessungen die Stützenlänge, die Knicklänge (Lagerungsbedingungen) und das Profil festgelegt : Stützenlänge $l = 3,60 \text{ m bis } 3,85 \text{ m}$ (abhängig von der Prüfstelle), Ausmitte $e = 1/500$, Eulerfall III, Profil IPB 180.

Für die Streckgrenze ist jedoch nicht der Nennwert, sondern der wirkliche, nach dem Versuch gemessene Wert zugrunde zu legen.

DIN 4102, Teil 2 schreibt zur Klassifizierung 2 Versuche vor. Über die Zulässigkeit von 1 Versuch und zu anderen Fragen der Versuchsdurchführung nimmt Haß Stellung /1.6/.

1.2.2 Klassifizierung nach DIN 4102, Teil 4

Stahlbetonstützen

Hierfür gelten Tabelle 33 und 34 sowie B.2 der DIN 4102, Teil 4. Hierin sind entsprechend den Feuerwiderstandsklassen die Min-

destmaße festgelegt und zwar die Querschnittsabmessungen $b * d$, die Betondeckungen u und die Putzdicken, sofern bekleidete Stützen vorliegen. Knicklängen werden nicht berücksichtigt.

Holzstützen

Hierfür gelten die Tabellen 66 bis 71 der DIN 4102. Dort sind die Mindestmaße geregelt für die Querschnittsabmessungen $b * d$ in Abhängigkeit von den Knickspannungen, der Holzart; bei bekleideten Stützen die Dicke und Art der Bekleidung. Die Art der Lagerung wird unterschieden nach den Eulerfällen I/II und II/IV. Auflager mit Kontaktstößen nach DIN 1052 /1.7/, Absatz 7.5 werden brandschutztechnisch als Einspannung beurteilt (Holz Brandschutzhandbuch /1.8/, S.177).

Stahlstützen

Hierfür gelten die Tabellen 78, 79 und 80 der DIN 4102, Teil 4, welche die Dicke und Beschaffenheit von Bekleidungen regeln, außerdem Tabelle C.2. Knicklängen werden hier nicht berücksichtigt.

Stahlverbundstützen

Stahlverbundstützen sind in die Klassifizierungsnorm noch nicht aufgenommen worden.

1.2.3 Rechnerische Nachweise

Wie bereits erwähnt und wie auch Haß /1.6/ feststellt, können aus

Versuchsergebnissen nach DIN 4102, Teil 2 rechnerisch auch andere Fälle normentsprechend umgerechnet werden, wenn eine Begutachtung durch eine Prüf Stelle erfolgt.

Hierfür gibt es Rechenverfahren und Programme, z.B.

für Stahlbeton : Klingsch /1.9/,

für Holz : Holz Brandschutzhandbuch /1.8/, S. 174 ff. ,

für Stahl : European Recommendations for the Fire Safety
of Steel Structures (ohne Bezug auf DIN 4102)

für Stahlverbund : CEFICOSS /1.10/,

allgemein (Stahl-

beton, Verbund) : STABA-F /1.11/.

1.3 Praxisgerechte Lagerung

Sowohl für die Versuche nach DIN 4102, Teil 2 als auch für die Klassifizierung nach DIN 4102, Teil 4 und die rechnerischen Nachweise auf der Basis der Rechengrößen aus Versuchen nach DIN 4102, Teil 2 ist die Definition der "praxisgerechten Lagerung" notwendig.

Stahlbetonstützen

Hier wird in der Regel bei der Kaltbemessung von Geschosßbaustützen der Eulerfall II zugrunde gelegt. Im Brandversuch wird ebenfalls Eulerfall II angewandt. Die Werte der DIN 4102, Teil 4 berücksichtigen jedoch eine geringere Knicklänge (vgl. Haß /1.6/, Bild 4.2 und Klingsch /1.18/).

Holzstützen

In DIN 4102, Teil 4 wird im Brandfall unterschieden nach den Eulerfällen I/II und II/IV.

Stahlstützen

Die Kaltbemessung erfolgt in der Regel nach der wirklichen

Knicklänge des Stockwerkrahmens. Für den Brandfall wird eine nach Eulerfall III geprüfte Bekleidung vorgesehen. Das gilt sowohl für den Einzelfall als auch für die Klassifizierung nach DIN 4102, Teil 4.

Stahlverbundstützen

In einem Forschungsvorhaben /1.12/ wurden Verbundstützen für den kalten Zustand nach Eulerfall II bemessen und für den Brandfall nach Eulerfall III geprüft.

1.4 Einflußparameter

1.4.1 Schlankheit, Lagerungsbedingungen

Stahlbeton

Den Einfluß der Schlankheit bei Stahlbetonstützen zeigt Bild 1.2.

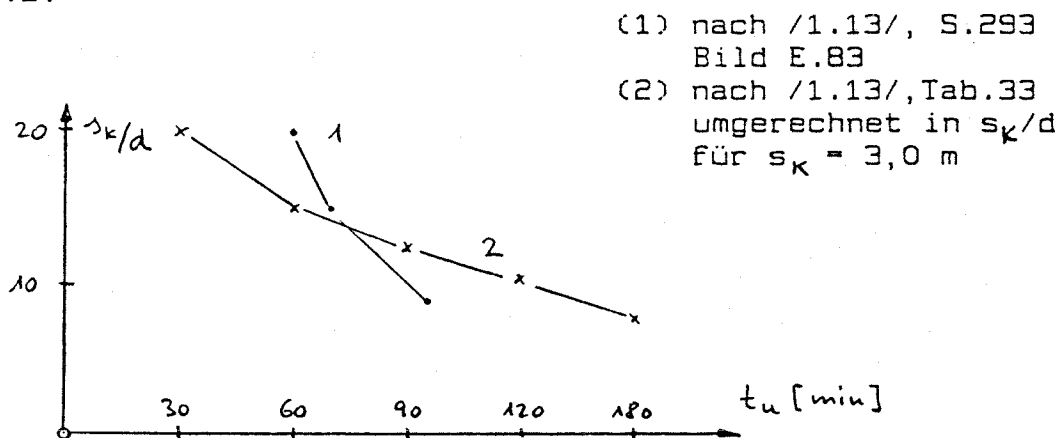


Bild 1.2 Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer von der Schlankheit s_k/d

Ein größerer Querschnitt verzögert die Aufwärmung des Querschnitts und liefert somit eine größere Feuerwiderstandsdauer.

Für eine Stütze 24*24 cm mit einer Höhe von 3,70 m steigert sich die Feuerwiderstandsdauer von Eulerfall II auf Eulerfall III um 20 Minuten, von Eulerfall III auf Eulerfall IV um 25 Minuten.

Holzstützen

Im Brand verändert sich die Schlankheit durch den Abbrand des Querschnitts. Die Feuerwiderstandsdauer einer Holzstütze 22 * 22 cm mit einer Länge von 4,0 m verändert sich von Eulerfall II auf Eulerfall III von 45 auf 50 Minuten.

Bild 1.3 zeigt die gegenseitige Beeinflussung von d und λ bei F 60 nach dem Holzbrandschutzhandbuch /1.8/, Bild E.100 und E.101.

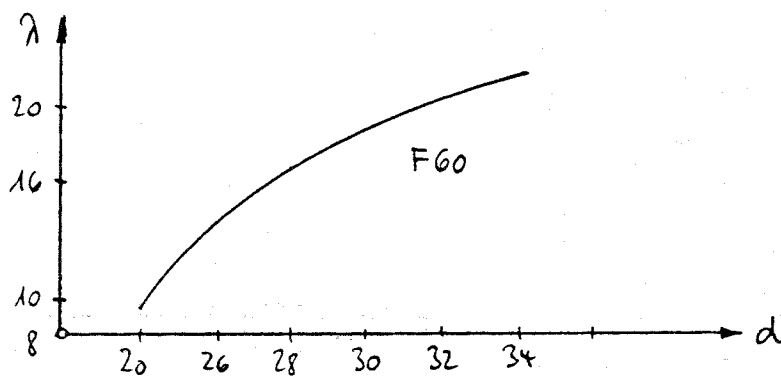
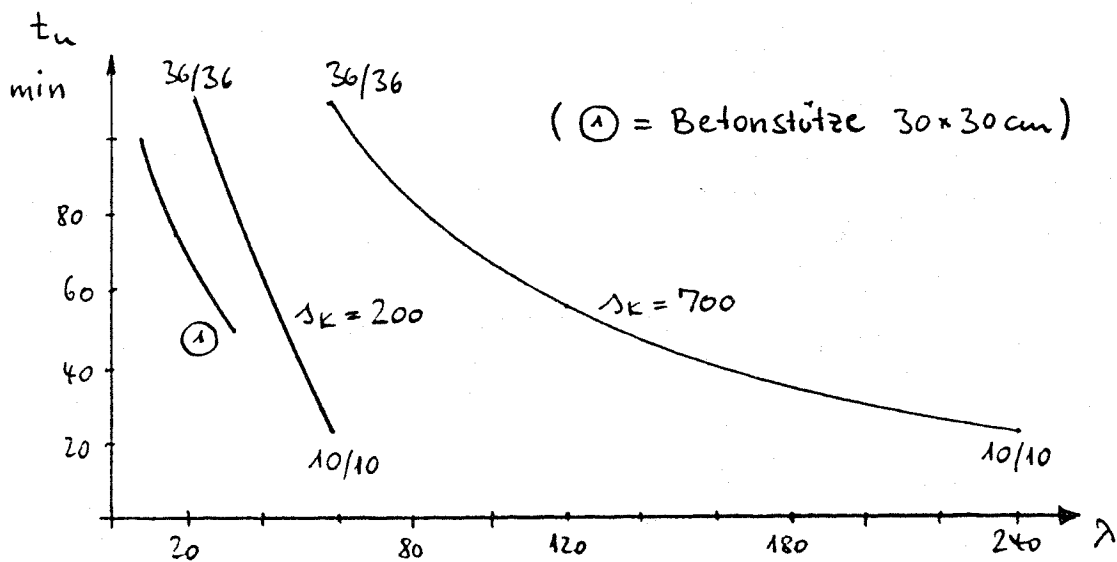


Bild 1.3 Funktion $\lambda = f(d)$ bei Holzstützen F 60

Bild 1.4 zeigt eine Interpretation des Traglastdiagramms E.98 aus /1.8/.



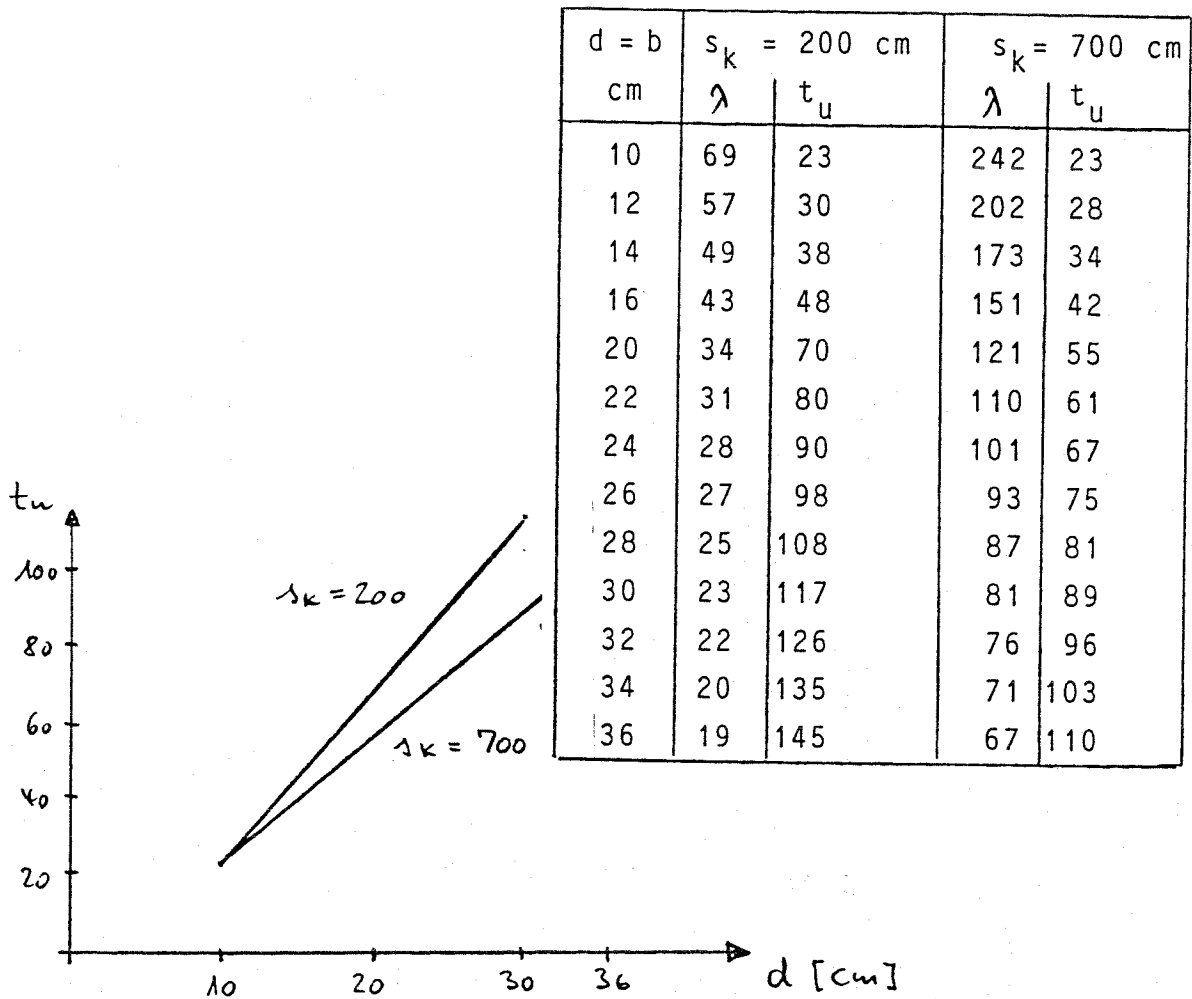


Bild 1.4 Parameterstudie für Holzstützen

Stahlstützen

Den Einfluß der Schlankheit zeigt beispielhaft Bild 1.5 aus /1.5/.

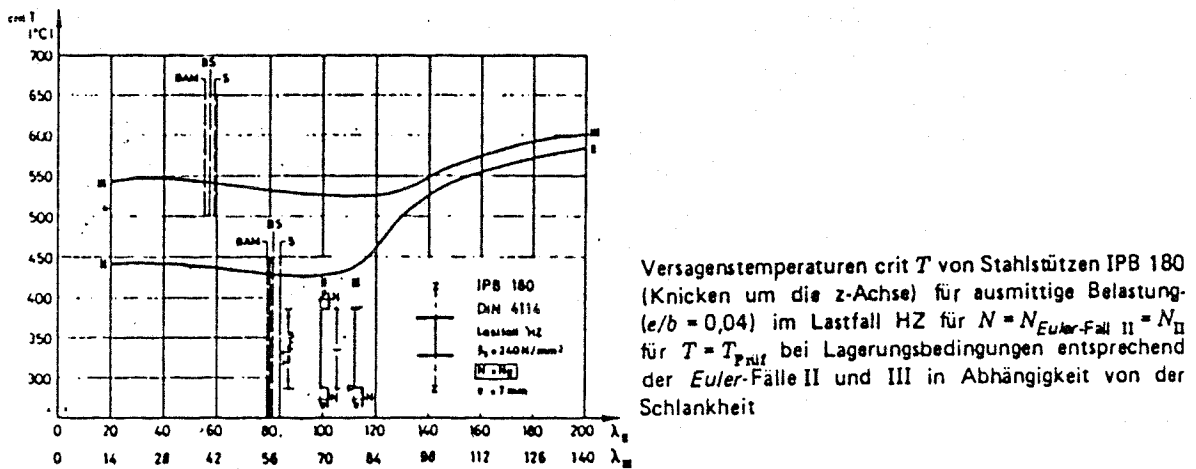


Bild 1.5 Einfluß der Schlankheit auf die Versagenstemperatur

Bei Stahlstützen ist es zweckmäßig, die Versagenstemperatur als Bezugsgröße zu wählen. Die Versagensdauer kann dann über die ETK, die Wärmeübergangsbedingungen und die Wärmedämmeigenschaften der Bekleidung bestimmt werden.

Bei Stahlstützen gibt es in der Funktion $t_u = f(\lambda)$ ein Minimum im Bereich mittlerer Schlankheiten ($60 < \lambda < 100$). Bild 1.5 zeigt beispielhaft die Senke von $\text{crit.}T$ in diesem Bereich, wobei $\text{crit.}T$ und die Feuerwiderstandsdauer sich im gleichen Sinne verhalten. Der Kurvenverlauf ist abhängig von der Bemessung im kalten Zustand, hier nach DIN 4114 durchgeführt. Bei einer Bemessung nach DIN 18800, Teil 2 ist die Erscheinung noch deutlicher.

Qualitativ läßt sich das Phänomen wie folgt erklären :

Ausgangsparameter sind die bei höherer Temperatur fallenden Werkstoffkennwerte : Streckgrenze und E-Modul. Bei kleineren Schlankheiten, d.h. ohne Knickgefahr ist die Streckgrenze maßgebend.

$$P = \beta_S \cdot A .$$

Bei großen Schlankheiten ist die ideelle Knicklast

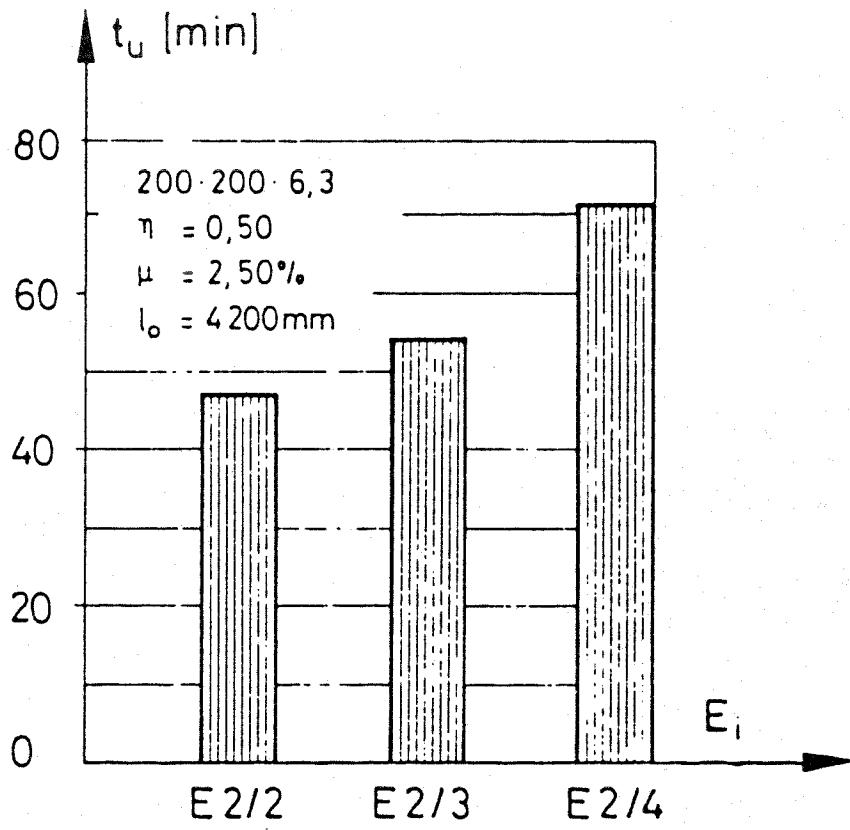
$$P = EJ/s_K^2$$

maßgebend, also der E-Modul.

Im mittleren Bereich haben sowohl die Streckgrenze $\beta_S(T)$ als auch der E-Modul $E(T)$ einen Einfluß auf die Grenztraglast $P(T)$. Die in /1.3/ zugrunde gelegten Werkstoffdaten und die Ergebnisse sind noch zu überprüfen (vgl. Rubert/Schaumann /1.14/).

Stahlverbundstützen

Den Einfluß der Lagerungsbedingungen zeigt Bild 1.6 als Beispiel. Hierin bedeuten E : Eulerfall, die erste Zahl im kalten Zustand, die zweite im Brandfall.



ausbetonierte
Hohlprofile

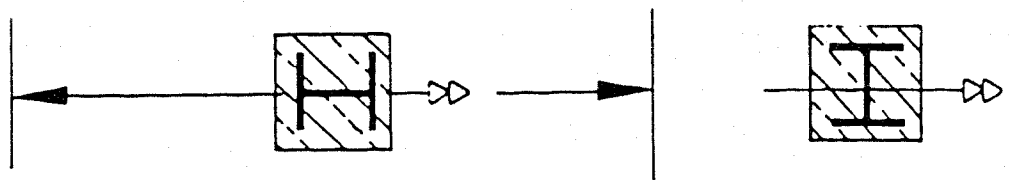
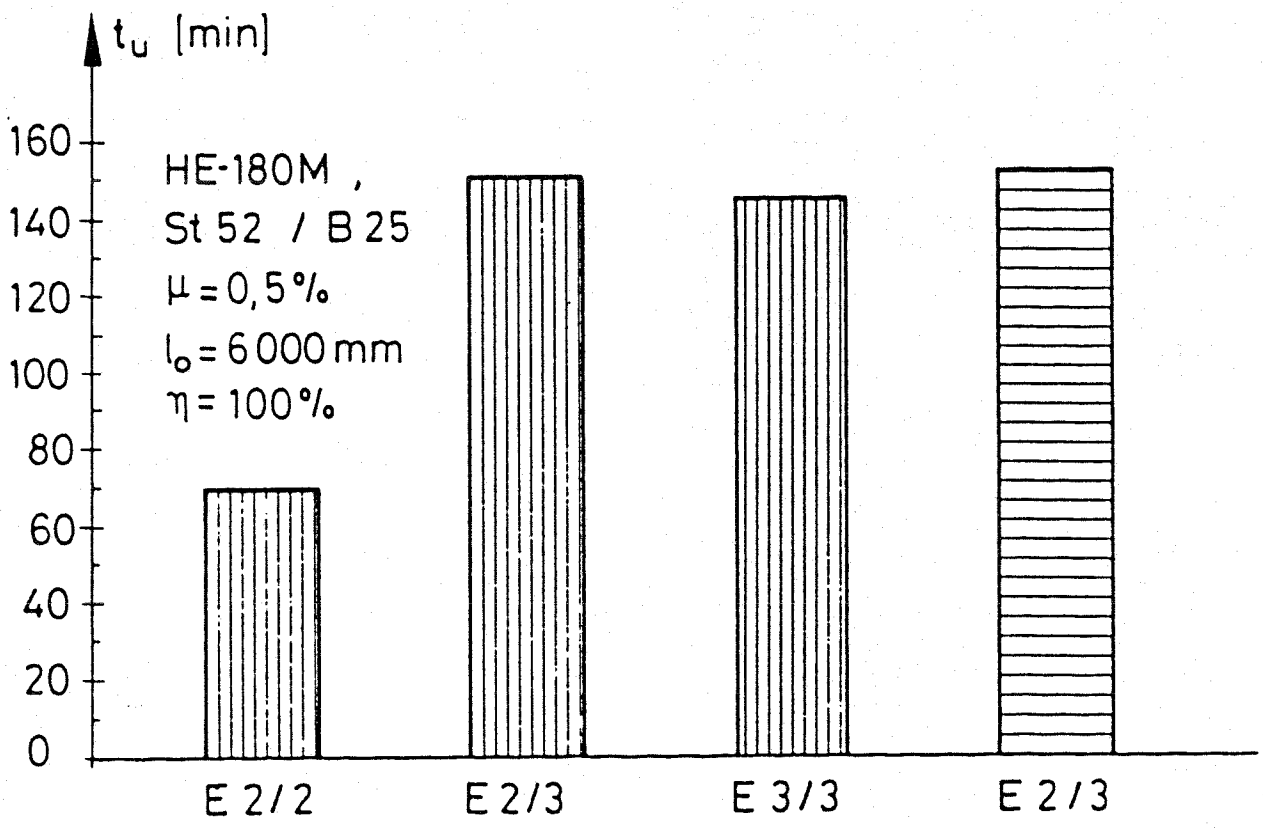


Bild 1.6 Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die Versagenszeit von Stahlverbundstützen

1.4.2 Imperfektionen, Exzentrizitäten

Die anzusetzenden Werte sind in Kapitel 2 aufgeführt.

Stahlbetonstützen

Den Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer gibt Klingsch an /1.13/.

Eine Auswertung von Bild 18 aus /1.13/ für $s_k/d = 10$ ($\lambda = 35$) gibt Bild 1.7.

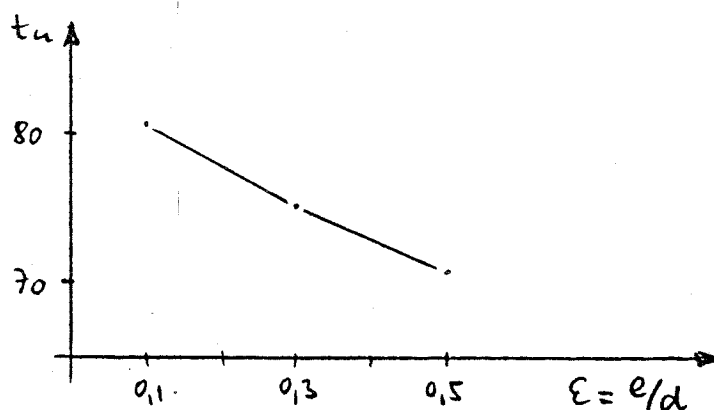


Bild 1.7 Einfluß der Exzentrizität auf die Versagenszeit von Stahlbetonstützen

Holzstützen

Ausmitten von $\epsilon = e/k < 0,5$ mit der Kernweite k haben keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit im Brand /1.8, S.178/.

Bei größeren Exzentrizitäten erfolgt die Bemessung auf Längskraft mit Biegung.

Stahlstützen

Den Einfluß von 4 verschiedenen Exzentrizitäten auf die Versagenszeit zeigt Bild 1.8 aus /1.5/, eine Auswertung für $\lambda = 100$ Bild 1.9.

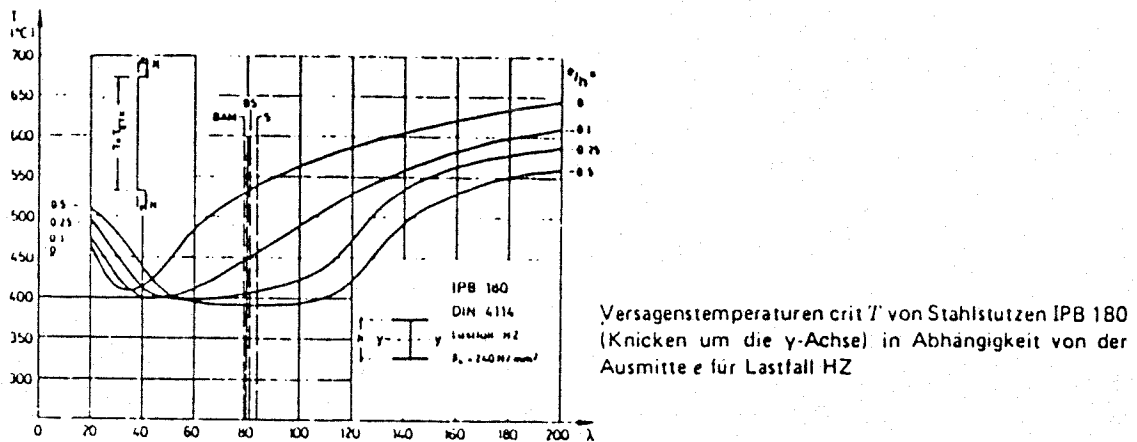


Bild 1.8 Versagenstemperaturen T_{crit} in Abhängigkeit von λ Ausmitten e

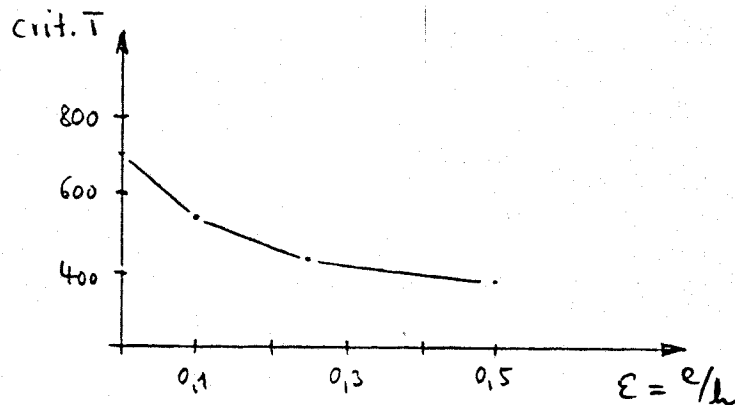


Bild 1.9 Auswertung von Bild 1.8 für $\lambda = 100$

Stahlverbundstützen

Bei ausbetonierten Hohlprofilen ist schon bei kleinen Exzentrizitäten eine Bewehrung notwendig. Im übrigen hat die Ausmitte nur geringen Einfluß auf die Versagenszeit. Bei einbetonierten I-Profilen ergeben sich bei Lastexzentrizitäten größere Versagenszeiten (Bild 1.11)

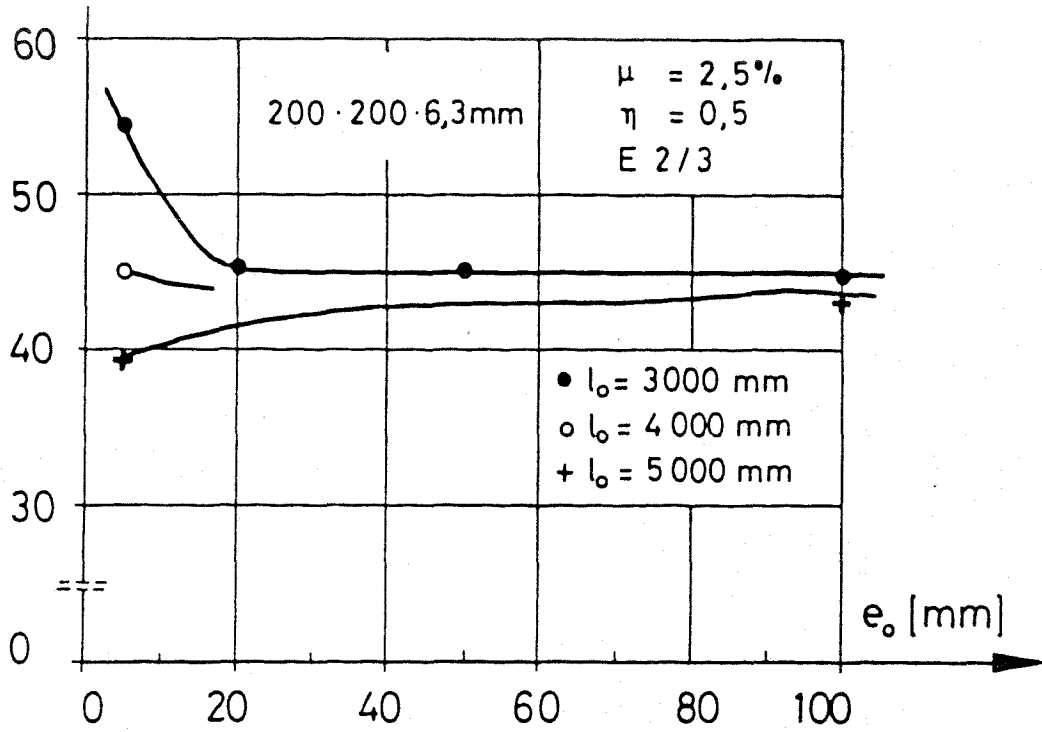


Bild 1.10 Einfluß der Exzentrizitäten auf die Versagenszeit von ausbetonierten Hohlprofilen

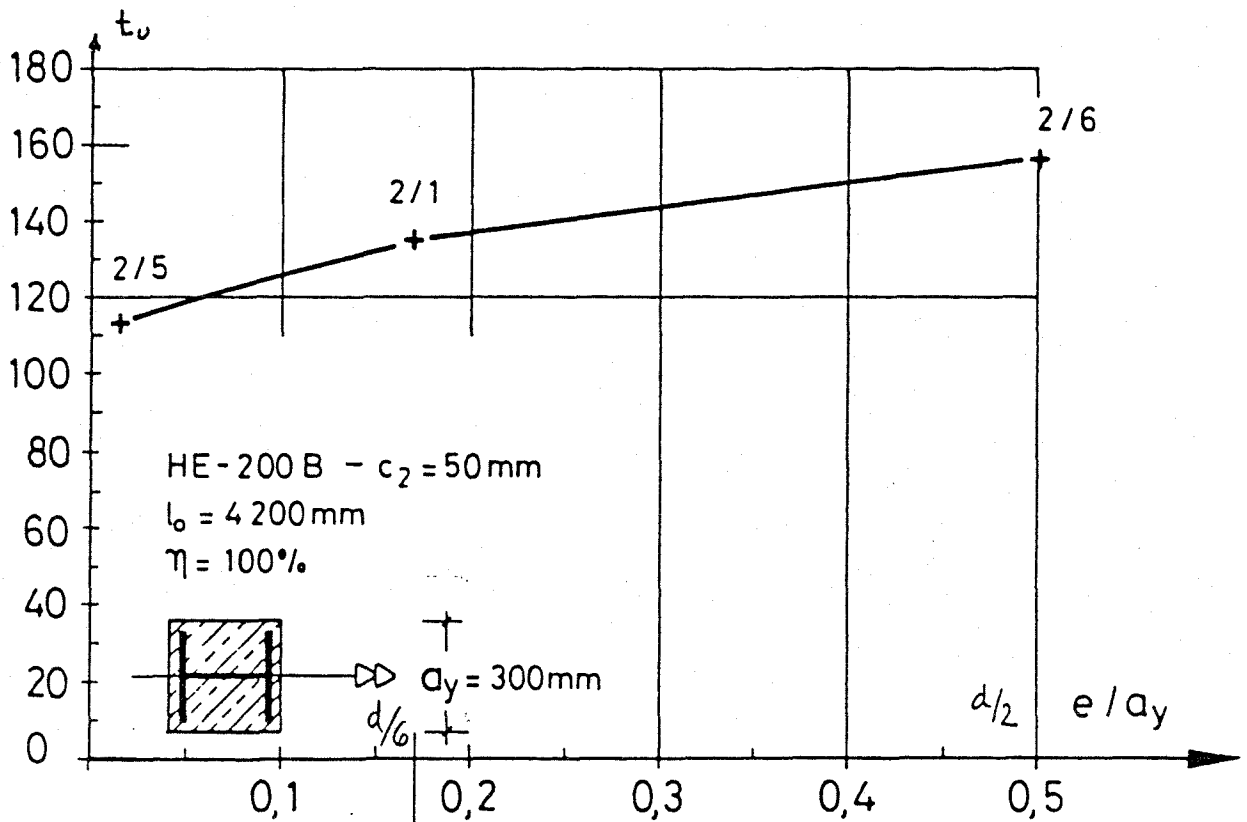


Bild 1.11 Einfluß der Exzentrizität auf die Versagenszeit von Verbundstützen für einbetonierte I-Profile

1.4.3 Materialeigenschaften

Stahlbetonstützen

Nach dem Betonbrandschutzhandbuch /1.15/ ist der Einfluß der Werkstoffeigenschaften wie folgt :

E. 7 Wie aus Bild E81 hervorgeht, wird die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen auch von den Baustoffeigenschaften wie Beton- und Stahlgüte beeinflusst. Die Angaben in DIN 4102 Teil 4 sind naturgemäß auf die garantierten Baustoff-Mindestfestigkeiten abgestimmt, wobei aus Gründen der Vereinfachung jedoch keine Abhängigkeiten von den Betonfestigkeitsklassen angegeben werden – d.h. die Mindestwerte der Tabellen 33 und B.2 gelten für alle Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045 bei Verwendung von Betonstahl mit $\text{crit } T \geq 500 \text{ }^\circ\text{C}$.

Die Verwendung von Betonstählen, die eine höhere Festigkeit als die garantierte besitzen, und die Herstellung von Beton, der eine höhere Festigkeit als die erforderliche aufweist, sowie die Nacherhärtung des Betons erhöhen die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen. Es ergeben sich kleine, „stille“ Reserven, die in den Normbestimmungen nicht nutzbar gemacht wurden, die in Einzelfällen der Beurteilung jedoch von Bedeutung sein können. Eine Abschätzung der Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer ist beispielhaft in Tabelle E14 angegeben. Die hier ermittelten Feuerwiderstandszeiten [156] können jedoch systemabhängig erheblich schwanken: Für große Verhältniswerte e/d wird der Stahl zunehmend aktiviert – bei kleinen Verhältniswerten e/d resultiert die Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer in erster Linie aus einer höheren Betonfestigkeit.

Tabelle E14: Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer durch Veränderung der Baustoff-Festigkeiten

Feuerwiderstandsdauer für die Mindestwerte β_S des Betonstahls und β_{WN} des Betons	Erhöhung der Baustoff-Festigkeit beim	Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer
Gemäß Bild E 84 z. B. 72 min ($d = b = 300 \text{ mm}$, $s_k/d = 15$ $e/d = 0,3$, $\mu = 2\%$)	Stahl: +12% Beton: +30%	2 min 5 min

Holzstützen

Die Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit von der Temperatur sind in /1.8/ angegeben (Bild 1.12/).

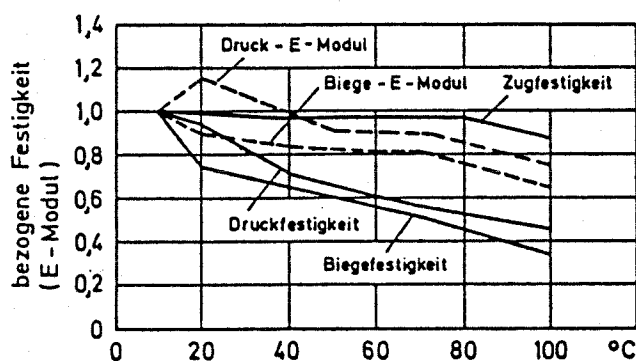


Bild 1.12 Festigkeit und E-Modul von Nadelholz in Abhängigkeit von der Temperatur nach Dedeon.

Nach /1.8/ erhöht die Steigerung der Druckfestigkeit um 20% die Feuerwiderstandsdauer um 10%.

Stahlstützen

Die Temperaturabhängigkeit der Streckgrenze wird beschrieben in DIN 4102, Teil 4, Anhang C und nach neueren Versuchen in /1.15/. Da die Werkstoffgesetze in bezogener Darstellung für die gebräuchlichen Baustähle St 37 und St 52 nahezu gleich sind, besteht kein wesentlicher Unterschied im Brandverhalten zwischen St 37 und St 52, wenn die Kaltbemesung zugrunde gelegt wird. Der Einfluß des Ausnutzungsgrades wird in Abschnitt 1.4.4 behandelt.

1.4.4 Belastung, Ausnutzungsgrad

Eine Verminderung des Ausnutzungsgrades wirkt sich im allgemeinen positiv auf die Feuerwiderstandsdauer aus.

Stahlbetonstützen

Bild 1.13 zeigt die Veränderung der Feuerwiderstandsdauer durch Veränderung des Ausnutzungsgrades nach /1.15/.

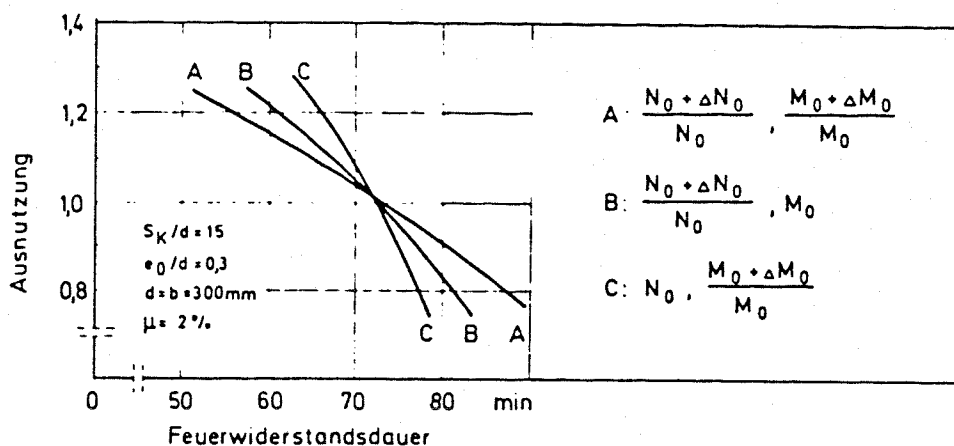


Bild 1.13 Feuerwiderstandsdauer und Ausnutzungsgrad

Holzstützen

Bei Holzstützen wirkt sich eine Überdimensionierung (geringerer Ausnutzungsgrad) im wesentlichen über das Abbrandverhalten, weniger über die Festigkeit aus.

Stahlstützen

In Bild 1.14 ist die Temperaturabhängigkeit der Streckgrenze dargestellt. Bei einem Ausnutzungsgrad von 80% beträgt die kritische Versagenstemperatur $T = 480^{\circ} \text{C}$, bei einem Ausnutzungsgrad von 20% ist crit.t theoretisch $T = 700^{\circ} \text{C}$. Bei $U/A = 100 \text{ m}^{-1}$ ist für $T = 480^{\circ}$ die Versagensdauer $t = 13$ Minuten, für $T = 700$ ist $t = 23$ Minuten (s./1.16/).

Entsprechend ist auch eine Prüfung nach Lastfall H2 schärfer als die Prüfung nach Lastfall H (vgl. hierzu Haß /1.6/).

1.4.5 Andere Parameter

Weitere Parameter sind abhängig vom Baustoff oder Bauweise. Dazu gehören :

Die Betonüberdeckung des Bewehrungsstahles : Je größer die Überdeckung ist, umso mehr verzögert sich die Aufheizung des Stahles und umso größer ist die Feuerwiderstandsdauer.

Die "Massigkeit" von Stahlprofilen. Die Massigkeit wird ausgedrückt durch U/A in m^{-1} . Je kleiner U/A ist, umso größer ist die Massigkeit und umso mehr wird das Aufwärmen verzögert.

Die Querschnittsgeometrie von Holzstützen ist von Einfluß auf das Abbrandverhalten. Massive Quadratprofile haben einen geringeren Abbrand als gegliederte Profile mit Kreuz- oder T-Querschnitt und somit eine längere Feuerwiderstandsdauer.

Quantifizierung des Einflusses einzelner Parameter

Betonüberdeckung u

$\Delta u = 10 \text{ mm}$ bei $F = 90$ ----> $\Delta t = 10 \text{ Min.}$

$\Delta u = 10 \text{ mm}$ bei $F = 180$ ----> $\Delta t = 30 \text{ Min.}$

Massigkeit bei Stahlprofilen

$U/A = 300 \text{ m}^{-1}$ zu $U/A = 100 \text{ m}^{-1}$ bei $\text{crit. } T = 500^\circ$

von 7 auf 14 Min.

----> $\Delta t = 7 \text{ Min.}$

$U/A = 300 \text{ m}^{-1}$ zu $U/A = 10 \text{ m}^{-1}$

----> $\Delta t = 11 \text{ Min.}$

Dicke bei Holz

$\Delta d = 10 \text{ cm}$ (von 20 auf 30 cm) bei $s_k = 700 \text{ cm}$ ----> $\Delta t = 17 \text{ Min.}$

bei $s_k = 200 \text{ cm}$ ----> $\Delta t = 22 \text{ Min.}$

1.5 Zusammenfassung

Das Brandverhalten und somit die Feuerwiderstandsdauer werden von einer größeren Zahl von Parametern beeinflusst. Einige Parameter sind baustoff- und bauweisenabhängig. Diese Parameter haben auch schon bei der Kaltbemessung einen entscheidenden Einfluß. Bei allen Baustoffen und Bauweisen sind die Parameter

- Lagerungsbedingungen (Schlankheit) und
- Auslastungsgrad (Belastung)

von ausschlaggebender Bedeutung.

In der Prüfung und Beurteilung bestehen jedoch wesentliche Unterschiede, die größtenteils im Laufe der Entwicklung entstanden sind. Es ist deshalb zweckmäßig, dort gemeinsame, einheitliche Kriterien zu formulieren, wo eine Gemeinsamkeit vorhanden ist. Das bezieht sich auf die werkstoffunabhängigen "statischen Bedingungen", nämlich die Lagerung und die Belastung.

Hier wird auch noch einmal auf Klingsch /1.18/ verwiesen.

Literatur zu Kapitel 1

- /1.1/ Roik, K., Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren - Tragsicherheitsnachweis für Stabwerke bei einachsiger Biegung und Normalkraft; Der Stahlbau 51(1982), S.137-145
- /1.2/ Petersen, Ch.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen; Fr. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden 1980
- /1.3/ DIN 4102, Teil 2, Ausgabe 1977
- /1.4/ DIN 4102, Teil 4, Ausgabe 1981
- /1.5/ Hoffend, F., Kordina, K., Meyer-Ottens, C.G.: Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102, 2; DIN Mitt. 63/1984, Nr.3
- /1.6/ Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton; Dissertation TU Braunschweig, 1986
- /1.7/ DIN 1052, Blatt 1, Ausgabe 1969
- /1.8/ Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Holz Brandschutzhandbuch; DGFH, München 1983
- /1.9/ Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung; Dissertation Braunschweig 1976
- /1.10/ ARBED: Computer Engineering of the Fire resistance for Composite and Steel Structures (CEFICOSS), Luxemburg 1985
- /1.11/ Quast, U., Haß, R., Rudolph, K.: STABA-F, Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff; IBMB Braunschweig, 1984
- /1.12/ Kordina, K., Klingsch, W.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton; Studiengesellschaft für Anwendungstechnik, Proj. P 35, EGKS (7210 SA/108), Düsseldorf 1983

- /1.13/ Klingsch,W.: Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bauteile; Forschungsbeiträge für die Praxis (Kordina-Festschrift) Ernst&Sohn, Berlin 1979
- /1.14/ Rubert,A.,Schaumann,P.: Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustahl bei Brandbeanspruchung; Der Stahlbau 54(1985), H.3
- /1.15/ Kordina,K.,Meyer-Ottens,C.: Beton Brandschutzhandbuch; Beton Verlag, Düsseldorf 1981
- /1.16/ Witte,H.,Klingsch,W.: Lastkombinationen für den Trag sicherheitsnachweis im Brandfall; Bauphysik 8 (1986), S. 20-22
- /1.17/ EGH : Feuerhemmende Holzbauteile; Informationsdienst Holz München 1983
- /1.18/ Klingsch,W.: Kriterien für die Beurteilung des Sicherheitsniveaus tragender Stützen bei Brandbeanspruchung; Begründung für einen Forschungsantrag, 1984

KAPITEL 2 MODELLANNAHMEN

- 2.1 Festlegen von Modellannahmen
- 2.2 Temperatur-Einwirkung
- 2.3 Statische Systeme
- 2.4 Imperfektionen
- 2.5 Materialeigenschaften
- 2.6 Mechanische Einwirkungen
- 2.7 Literaturverweise in Kapitel 2

2.1 FESTLEGEN VON MODELLANNAHMEN

2.1.1 Grundgedanken zur physikalischen Modellbildung

Um die Auswirkung notwendigerweise vereinfachender Prüfvorschriften und baupraktischer Rechenverfahren auf das Sicherheitsniveau von Stützen unter Brandbeanspruchung zu erfassen, müssen Vereinbarungen zu den verwendeten Modellen getroffen werden. Solche Vereinbarungen betreffen zunächst die Annahmen im Rahmen physikalischer/mechanischer Modelle. Diese Rechenmodelle sollen das Tragverhalten von Stützen unter Brandbeanspruchung in Abhängigkeit der maßgebenden Einflußgrößen beschreiben.

Hinsichtlich ihrer möglichen Aussage ist zu unterscheiden nach der rechnerischen Vorhersage des Tragverhaltens von Stützen

- a) als Einzelbauteile unter Versuchsbedingungen oder
- b) als Bestandteile von Tragwerken unter Bedingungen, die
 - * möglichst analog zu den unter a) genannten Versuchsbedingungen sind, oder
 - * bei einem natürlichen Brand zu erwarten sind.

Abhängig von der beabsichtigten Aussage sind insbesondere die Beschreibung der Temperatureinwirkung und der mechanischen Randbedingungen.

Für eine numerische Überprüfung rechnerischer Modelle steht naturgemäß nur der Vergleich mit Versuchsergebnissen zur Verfügung. Hierfür ist die Beschreibung der Temperatur-Einwirkung und der mechanischen Randbedingungen so vorzunehmen, daß der Brandversuch so genau wie möglich simuliert wird. So wäre z.B. eine Temperaturverteilung über die Höhe des Brandraumes bzw. über die Stützenlänge in Anlehnung an /2.1/ und keine Dilatationsbehinderung anzunehmen. Die anzusetzenden Werte für Materialeigenschaften und geometrische Größen werden durch Messung vor und/oder nach dem Versuch bestimmt. Mit diesen Größen wird das rechnerische Tragverhalten ermittelt, das dem im Versuch beobachteten

Tragverhalten anhand geeigneter Vergleichsgrößen (i.a. die Versagenszeiten) gegenübergestellt wird. Aufgrund dieses Vergleichs ist das rechnerische Modell ggf. dergestalt zu korrigieren, daß Versuchsergebnisse IM MITTEL zutreffend vorhergesagt werden.

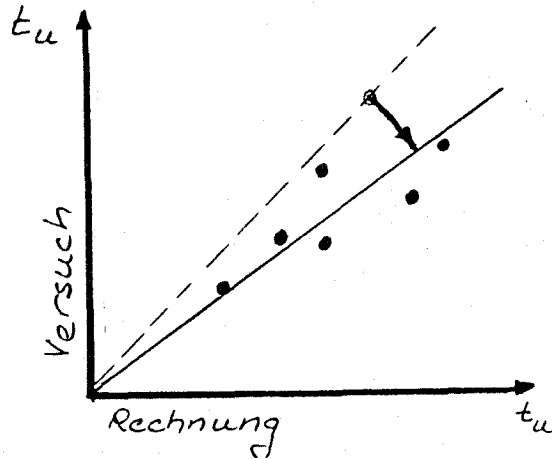


Bild 2.1.1 Mittelwertkorrektur zur erwartungstreuen Vorhersage von Versuchsergebnissen

Im Rahmen dieser Untersuchung kann angenommen werden, daß die derzeit verfügbaren Rechenmodelle gemäß obiger Ausführung überprüft sind, so daß sie Versuchsergebnisse an Bauteilen erwartungstreu vorhersagen. Darüberhinaus wird in /2.3c/ eine Methode aufgezeigt, wie künftig Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung von Rechenmodellen ausgewertet werden können; diese Methode dient gleichzeitig der weiteren, sukzessiven Verbesserung von Rechenmodellen.

Hinsichtlich der Vorhersage des Tragverhaltens von Stützen als Bestandteil des Tragwerks (vgl. b)) besteht nun die Option, entweder

- einen fiktiven Versuch an Teiltragwerken
- oder einen natürlichen Brand in Teilen des Gebäudes (oder im gesamten Gebäude) nachzubilden.

Dabei ist zu berücksichtigen, daß dieses Vorhaben primär zum Ziel hat, vergleichbare Prüfbedingungen für Einzel-Bauteile - unter Berücksichtigung etwaiger Tragwerksinteraktionen - abzuleiten. Dabei gilt es jedoch gleichzeitig Modellannahmen so festzulegen, daß Kompatibilität von experimentellen Nachweisen mit künftig vielleicht zugelassenen rechnerischen Nachweisen hergestellt werden kann. Unter diesen Gesichtspunkten werden in diesem Teil 2 des Berichtes Modell-Annahmen vorgeschlagen, die als Diskussionsgrundlage für künftige Vereinbarungen gedacht sind.

2.1.2 Sicherheitsniveau - Bezugssituation

Bekanntlich können Sicherheitsniveaus (noch) nicht theoretisch aufgrund von Optimierungsrechnungen oder einer Risikoakzeptanz abgeleitet werden. Es besteht nur die Möglichkeit anhand allgemein anerkannter Bemessungen ein akzeptables Niveau zu definieren und andere Bemessungen/Bauarten anhand dieses Niveaus vergleichend zu beurteilen.

Die umfassendste Erfahrung bei Stützen, auch hinsichtlich des Tragverhaltens unter tatsächlicher Brandeinwirkung, liegt für Stahlbetonstützen vor. Ungeachtet der exakten Versagenszeit in Minuten unter Versuchsbedingungen, wird wohl allgemein die Auffassung geteilt, daß eine Stahlbetonstütze nach Bild 2.1.2 - zumindest im üblichen Geschoßbau als "feuerbeständig" klassifiziert werden kann.

Ohne den Stahlbetonbau bevorzugen zu wollen wird vorgeschlagen, diese Klassifizierung als Eich-Niveau zu definieren, so daß andere Ausführungen und Bauarten im Vergleich hierzu beurteilt werden.

In der technischen Umsetzung ist diese Klassifizierung gleichbedeutend mit einer Versagenszeit von 90 Minuten unter Versuchsbedingungen, wie sie in DIN 4102 Teil 2 hinsichtlich wesentlicher Kriterien (wenn auch nicht vollständig) beschrieben sind.

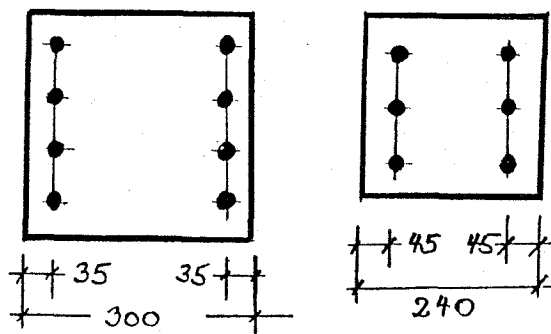


Bild 2.1.2 Als F90 klassifizierte Stützenquerschnitte /2.12/

2.1.3 Grenzzustandsbedingungen

Im Hinblick auf die gleichzeitige Verwendung rechnerischer und experimenteller Nachweise können natürliche Brände nicht unmittelbar verfolgt werden. Es besteht nur die Möglichkeit Grenzzustände für die Bemessung anhand

- einer äquivalenten Branddauer (t_e)

$$t_u - t_e = 0 \quad (2.1)$$

- oder der bauaufsichtlich vorgeschriebenen Feuerwiderstandsdauer ($t_{,soll}$)

$$t_u - t_{,soll} = 0 \quad (2.2)$$

zu formulieren, wobei es sich im zweiten Fall eigentlich nur um einen, zum Zwecke der Klassifizierung vereinbarten Grenzzustand handelt. Bezüglich der äquivalenten Branddauer t_e sei angemerkt, daß t_e hier nicht notwendigerweise aufgrund der sehr vereinfachenden Modellbildung - wie sie z.B. in /2.5/ für die praktische Anwendung vorgesehen ist - bestimmt sein muß, sondern auch aus vergleichenden Wärmebilanzrechnungen (Normbrand gegenüber natürlichem Brand) ermittelt werden kann.

Die Versagenszeit t_u ist offensichtlich abhängig vom zugrundegelegten Versagenskriterium. Hier wird t_u bestimmt aus dem letzten stabilen Zeitschritt-Intervall in der Berechnung und entspricht somit jenem Zeitpunkt zu dem gerade noch ein Verformungszustand (θ) existiert, für den

$$R(t, T, \theta) \geq S(t, T, \theta) \quad t = t_u \quad (2.3)$$

wobei $R(\dots)$ die zeit- und temperaturabhängige Beanspruchbarkeit und $S(\dots)$ die zugehörige Beanspruchung kennzeichnet.

2.1.4 Wahrscheinlichkeiten und Statistik

a) Äquivalente Branddauer

Für die Grenzzustandsbedingung (2.1) sind in /2.2/ je nach Auftretenshäufigkeit "schwerer Brände" Versagenswahrscheinlichkeiten in der Größenordnung von

$$\begin{aligned} P(Vb) &= \text{zul } P(V)/P(b) = 5 \cdot 10^{-5} / 2.5 \cdot 10^{-3} \\ &= 2 \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

(z.B. für eine Bezugsfläche von 2 500 m² bei etwa 10⁻⁶ schweren Bränden je m² und Jahr) eingeführt worden, was etwa einem Sicherheitsindex $\beta(b) = 2.0$ entspricht.

Anhand eines solchen Bezugswertes können die verschiedenen Einflußgrößen, in Abhängigkeit ihrer Streuungseinflüsse anhand der Empfindlichkeitsbeiwerte α /2.3/ wie folgt gewichtet werden:

Mit den in /2.2/ vorgeschlagenen Variationskoeffizienten (V):

$$V_{tu} = 0.2 \quad \text{und} \quad V_{te} = 0.25$$

erhält man die folgenden Empfindlichkeitsbeiwerte, wobei nur das Verhältnis der Streumaße (nicht die Absolutwerte) von Bedeutung sind:

$$\alpha_{tu} = 0.63 \quad \text{und} \quad \alpha_{te} = 0.78$$

Als Fraktile des Bemessungswertes von t_u erhält man für $\beta = 2.0$ näherungsweise eine 10 % -Fraktile:

$$\begin{aligned} (V_{tu} \cdot \beta) &= 1.28 \\ \Phi(\alpha_{tu} \cdot \beta) &= 0.10 \end{aligned}$$

Bei einer analogen Aufteilung der Bemessungswert-Fraktile von t_u auf die mechanische Beanspruchung (S) und die Beanspruchbarkeit (R), wobei wiederum ein Verhältnis der Streumaße von 0.2/0.25 unterstellt wird, erhält man folgende Empfindlichkeitsbeiwerte

$$\begin{aligned} \alpha_R &= 0.63 \cdot 0.63 \quad \text{und} \quad \alpha_S = 0.63 \cdot 0.78 \\ &\cong 0.4 \quad \quad \quad \cong 0.5 \end{aligned}$$

Die zugehörigen Bemessungswerte entsprechen dann näherungsweise der 20% bzw. 15% Fraktile:

$$\begin{aligned} (V_R \cdot \beta) &= 0.79 \quad \text{und} \quad (\alpha_S \cdot \beta) = 1.0 \\ \Phi(\alpha_R \cdot \beta) &\cong 0.20 \quad \quad \Phi(\alpha_S \cdot \beta) \cong 0.15 \end{aligned}$$

Diese Aufteilung diene zunächst nur dazu, ein mögliches Schema für die Zuordnung von Streuungseinflüssen aufzuzeigen (s. B 2.1.3). An entsprechender Stelle wird noch auf die jeweils einschlägigen Untersuchungen hierzu eingegangen.

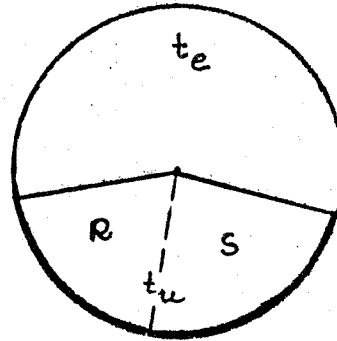


Bild 2.1.3 Schematische Zuordnung von Streuungseinflüssen

b) Vorgeschriebene Feuerwiderstandsdauern

In der Grenzzustandsbedingung (2.2) entspricht die erforderliche Feuerwiderstandsdauer (t_{soll}) einem - nicht-streuenden - Nennwert, so daß die entsprechende Wahrscheinlichkeit sich allein aus der Streuung der Feuerwiderstandsdauer ergibt. In /2.4/ wird auf den Zusammenhang zwischen Klassifizierungskriterium und Verteilung der (experimentell bestimmten) Feuerwiderstandsdauer eingegangen. Unter der theoretischen Voraussetzung repräsentativer Versuchskörper (s. hierzu auch /2.3c/) gelten folgende Zuordnungen:

- wird die Feuerwiderstandsdauer anhand eines einzelnen Versuches bestimmt, erhält man einen Schätzwert für den Mittelwert von t_u
- wird der Kleinstwert von 2 Versuchen der Feuerwiderstandsdauer zugrundegelegt, erhält man einen Schätzwert für die 24 %-Fraktile
- die jeweilige untere Klassengrenze entspricht, u.B. der Verteilung der Feuerwiderstandsdauern in der jeweiligen Klasse, näherungsweise einer 10%-Fraktile.

Sofern Kompatibilität zwischen Versuchsergebnissen und Rechnung für spezielle Anwendungen erzielt werden soll, ist demnach die Feuerwiderstandsdauer

- A. bei der Nachrechnung eines einzelnen Versuchsergebnisses als Mittelwert
- B. bei der Nachrechnung eines aufgrund von zwei Versuchsergebnissen bestimmten Nennwertes als 24%-Fraktilwert zu bestimmen.

Die vorgenannten Zuordnungen beschränken sich jedoch auf den Fall, daß die mechanischen Einwirkungen mit festen Nennwerten, d.h. nicht-streuend, in Rechnung gestellt werden.

Betrachtet man nur den Fall B, d.h. es soll der Nennwert aus zwei Versuchsergebnissen nachgerechnet werden, so wird die die Versagenszeit t_u als p%-Fraktilwert bestimmt, indem (für die deterministische Beanspruchung (S)) die Beanspruchbarkeit (R) als p%-Fraktilwert eingeführt wird.

Vergleicht man die Fraktile, die erforderlich ist um Kompatibilität von Versuch und Rechnung zu erzielen ($p=0.24$) und jene, die in grober Näherung abgeleitet wurde um eine vorgegebene Zuverlässigkeit zu erzielen ($p=0.2$), so bestätigt sich eigentlich das bisherige Klassifizierungskriterium (Kleinstwert aus 2 Versuchen) hinsichtlich des damit erzielten Sicherheitsniveaus.

Sofern detaillierte probabilistische Untersuchungen über Empfindlichkeitswerte nicht vorliegen, wird daher vorgeschlagen, bei rechnerischen Nachweisen den Bemessungswert der Beanspruchbarkeit als 20%-FRAKTILWERT zu bestimmen, da somit gleichzeitig

- Kompatibilität Versuch und Rechnung näherungsweise gegeben ist
- der Streuungseinfluß der Beanspruchbarkeit ($\alpha_R=0.4$) bei natürlichen Bränden, die anhand der äquivalenten Branddauer darstellbar sind, in grober Näherung erfaßt wird - mittlere Auftretenswahrscheinlichkeit von Bränden voraussetzend.

$$r,d = r_{20\%} \quad \text{----->} \quad t_{u,d} = t_{u,20\%}$$

für determ. S

2.2 TEMPERATUREINWIRKUNG

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2.1.1. genannten Zielsetzung wird die Temperatureinwirkung wie folgt angesetzt:

- a) es wird die Bemessungssituation "Vollbrand im Brand-(bekämpfung)abschnitt" unterstellt. Dabei wird ein Temperatur-Zeit-Verlauf gemäß ETK zugrunde gelegt.
- b) Die Untersuchungen beschränken sich auf Stützen im Brandabschnitt; es wird von einer 4-seitigen Beflammung ausgegangen, bei einer über den Umfang homogenen Temperaturverteilung.

zu a): Andere Temperatur-Zeit-Verläufe für beispielsweise brennbare Baustoffe werden aus den folgenden Gründen nicht betrachtet:

- a1) Die gesamte Versuchserfahrung beschränkt sich fast ausschließlich auf eine Einwirkung nach ETK. Somit sind auch Rechenmodelle vorzugsweise für eine Einwirkung nach ETK überprüft.
- a2) Die Auswirkung der Brandlast auf das Brandverhalten kann einfacher anhand z.B. der äquivalenten Branddauer erfaßt werden. Sofern die bisherigen Ansätze die Auswirkung nicht hinreichend zutreffend erfassen, wäre das Berechnungsverfahren der äquivalenten Branddauer um entsprechende Korrekturen zu ergänzen.

zu b): Nicht selbstverständlich sind die zutreffenden Annahmen über die Temperaturverteilung entlang der Stützenachse. Dabei kann - vgl. Bild 2.2.1

- b1) das bei Brandversuchen entstehende Temperaturprofil
 - b2) das bei Brandversuchen eigentlich angestrebte Temperaturprofil, d.h. eine homogene Temperaturverteilung auch entlang der Stützenlängsachse
 - b3) ein Temperaturprofil wie es im natürlichen Brand erwartet wird
- angesetzt werden.

Dabei ist noch zwischen dem Raum-Temperaturprofil und dem Bauteil-Temperaturprofil zu unterscheiden, wobei letzteres auch noch die Wärmeableitung in die angrenzenden kühleren Bauteile beinhaltet.

Für die Nachrechnung von Versuchsergebnissen wäre eigentlich ein T-Profil gemäß b1) anzusetzen; allerdings kann sich das im Versuch realisierte T-Profil, insbesondere das Bauteil-Temperaturprofil von Brandhaus zu Brandhaus ändern. Umfassende Daten von der verschiedenen Prüfstellen liegen nicht vor. Sofern der Einfluß unterschiedlicher T-Profile aufgrund entsprechender Vorberechnungen sich nicht als vernachlässigbar erweist, müßte der Einfluß durch Ringversuche mit zugehörigen Kalibrationsrechnungen quantifiziert und bei der Versuchsauswertung berücksichtigt werden.

Für eine realistische Erfassung des Brandverhaltens wäre ein T-Profil gemäß b3) anzusetzen. Dieses wird jedoch nicht nur von der - durch die Stützenlänge erfaßten - Raumhöhe sondern auch z.B. von den speziellen Ventilationsbedingungen abhängen, so daß man ein repräsentatives Profil (und auch dessen zeitabhängige Veränderungen) vereinbaren müßte.

Hinsichtlich der Empfindlichkeit des Tragverhaltens gegenüber dem angesetzten T-Profil ist allerdings auch die vorgesehene Lagerung zu berücksichtigen. Für Lagerungsbedingungen gemäß Eulerfall 3 (einseitig rotationsbehindert) oder Eulerfall 4 (beidseitig rotationsbehindert) dürfte sich die freie Knicklänge i.d.R. im Bereich näherungsweise konstanter Temperaturverteilung befinden.

In Verbindung mit den in Abschnitt 2.3 vorgeschlagenen Vereinbarungen, wird hier daher von einer konstanten Temperaturverteilung entlang der Stützenachse ausgegangen.

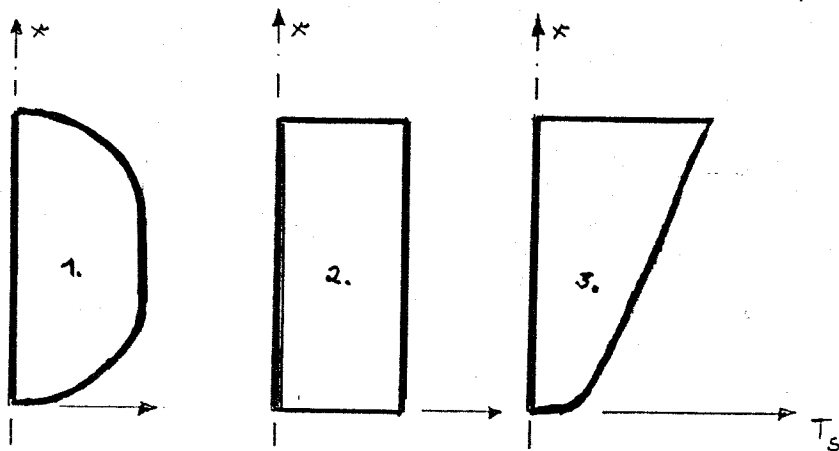


Bild 2.2.1 Mögliche Annahmen bezüglich des Temperaturprofils $T(x)$ über die Stützenlängsachse (Bauteil-Profil)

2.3 STATISCHE SYSTEME

2.3.1 Voraussetzungen

Die folgenden Überlegungen beschränken sich schwerpunktmäßig auf den Geschosßbau. Desweiteren wird davon ausgegangen daß

1. aussteifende Kerne oder Verbände alle Horizontalkräfte aufnehmen, d.h. die Stützen sind Bestandteile unverschieblicher Tragsysteme;
2. jedes Geschoß einen eigenen (abgeschlossenen) Brandbekämpfungsabschnitt bildet;
3. im Falle eines Brandes sich das Feuer zwar auf den Brandbekämpfungsabschnitt beschränkt, diesen aber voll erfaßt, d.h. es wird ein VOLLBRAND IM BRANDABSCHNITT unterstellt.

So können die Lagerungsbedingungen von Geschosßstützen als Einzelbauteile durch folgende Elemente beschrieben werden:

- Grad der Dilatationsbehinderung
- Grad der Rotationsbehinderung

wobei zusätzlich die Auswirkung einer Dilatation der Geschosßdecken zu berücksichtigen ist (hierbei handelt es sich strenggenommen nicht um eine Lagerungsbedingung, sondern um die Folge von Lagerungsbedingungen).

2.3.2 Dilatationsbehinderung

Sofern eine homogene Temperaturverteilung im Brandabschnitt unterstellt wird, ist bei gleicher "Dilatationskapazität" aller vertikalen Bauteile eine Dehnungsbehinderung der Stützen offenbar nicht gegeben: alle vertikalen Bauteile dehnen sich gleichmäßig aus. Gegenüber einer solchen Idealisierung werden jedoch i.d.R. ungleichmäßige Dehnungen auftreten und zu Zwangsbeanspruchungen der Bauteile führen und zwar aufgrund unterschiedlicher Bauteileigenschaften (Kern, Stützen) und/oder aufgrund ungleichmäßiger Temperaturbeanspruchung (Außenstützen, lokale Brände).

Punktuell durchgeführte Untersuchungen zum Einfluß einer Dehnungsbehinderung auf die Feuerwiderstandsdauer /2.6, 2.7/ lassen darauf schließen, daß der negative Einfluß von Verformungsbehinderungen infolge eines lokal begrenzten Brandes bei Annahme praxisnaher Steifigkeiten i.a. nicht dominierend ist. Dabei ist die Annahme eines über den gesamten Brandverlauf, lokal begrenzten Brandes mit entsprechend hohen Temperaturen nur dann realistisch, wenn innerhalb des Geschosses ein brandschutztechnisch wirksamer Raumabschluß vorhanden ist.

Andernfalls - so bei Geschossen, die für sich einen Brandbekämpfungsabschnitt bilden, ohne weitere wirksame Unterteilung - ist die Annahme eines lokal begrenzten Brandes (mit Temperatureinwirkung nach der ETK) im Hinblick auf eine etwaige Dilatationsbehinderung eine konservative Annahme.

Im Rahmen dieser Untersuchung wird, in Übereinstimmung mit der bisherigen Versuchspraxis und den üblichen Beurteilungskriterien der Einfluß einer etwaigen Dehnungsbehinderung vernachlässigt.

Im Rahmen weiterer Festlegungen kann ggf. berücksichtigt werden, daß bei reinen Holztragwerken wegen geringer thermischer Dehnungen mit geringeren Dilatationen als bei Stahl- und Stahlbetontragwerken und somit kleinerer Zwangsbeanspruchung zu rechnen ist. Desweiteren bestünde auch die Möglichkeit zwischen Tragwerken mit großer Biegesteifigkeit und solchen mit geringer Biegesteifigkeit horizontaler Bauteile zu unterscheiden.

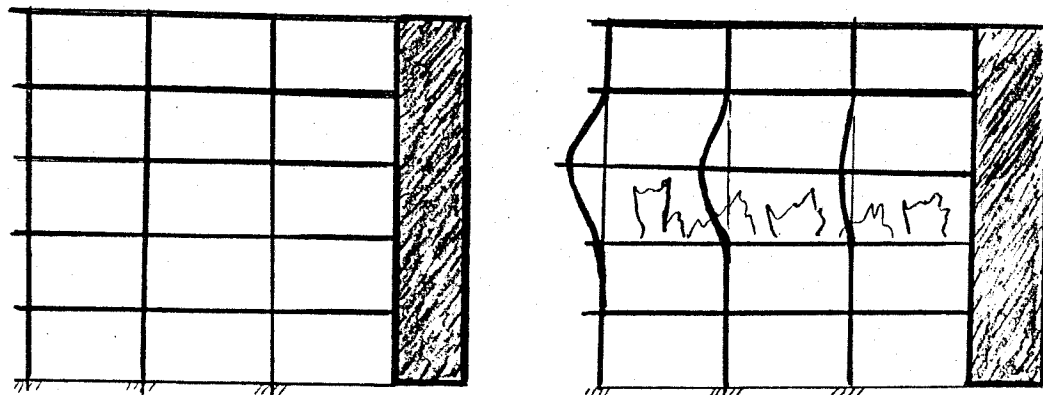


Bild 2.3.1 Idealisieretes Geschoßmodell

2.3.3 Rotationsbehinderung

Bei der Rotationsbehinderung ist bekanntlich zu unterscheiden zwischen

- der Drehfedersteifigkeit des Anschlusses Stütze - Riegel/Decke (mit den Grenzfallen gelenkig und biegesteif) und
- der Drehsteifigkeit des Teiltragwerks Stütze - Riegel/Decke (wobei näherungsweise biegesteife Anschlüsse vorausgesetzt werden, so daß das entsprechende Steifigkeitsverhältnis den Grad der Rotationsbehinderung kennzeichnet)

Nimmt man wiederum Bezug auf unverschiebliche Tragsysteme des Geschoßbaus, so erfolgt i.a. die Kaltbemessung von Stützen für eine Knicklänge, die näherungsweise gleich der Geschoßhöhe ist. Neuere Regelwerke erlauben eine Abminderung bis auf 85% (EC 2) oder eine Knicklängenbestimmung in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse von Riegel zu Stiel (EC 3) - biegesteife Anschlüsse voraussetzend.

Im Zuge einer Temperaturbeanspruchung kann sich der Grad der Rotationsbehinderung ändern und zwar aufgrund

- ungleichmäßiger Temperatureinwirkung entlang der Stützenachse im natürlichen Brand (Unterschied zwischen Stützenfuß und Stützenkopf)
- von Stützendilatation, die bei Knirsch-Auflagerung zu einer Erhöhung der Rotationsbehinderung führen kann, oder
- unterschiedlicher Temperaturbeanspruchung von Riegeln/Decken und Stütze mit entsprechender Änderung der Steifigkeitsverhältnisse

Gemäß den Vereinbarungen von Abschnitt 2.2 zum Temperatureinwirkungsmodell, wird eine ungleichmäßige Temperaturbeanspruchung entlang der Stützenachse nicht verfolgt.

Sofern die ungünstige Auswirkung einer behinderten Stützendilatation nicht berücksichtigt wird, wäre es eigentlich nicht konsequent, eine etwaige GÜNSTIGE Wirkung einer Stützendilatation anzusetzen. Allerdings kann bei o.g. Knirsch-Auflagerung die

günstige Auswirkung der Stützendilatation gegenüber der ungünstigen Auswirkung der behinderten Dilatation dominieren.

Die genannte Änderung der Steifigkeitsverhältnisse wird sich - bei im kalten Zustand schon näherungsweise biegesteifen Anschlüssen - i.d.R. zu einer Erhöhung der Rotationsbehinderung führen.

Somit würden sich - betrachtet man ausschließlich die Rotationsbehinderung - die Lagerungsbedingungen bei Temperatureinwirkung gegenüber dem kalten Zustand zunächst günstig verändern:

- die Rotationsfreiheit idealisierter gelenkiger Anschlüsse wird vermindert
- die Rotationsbehinderung (bei biegesteifen Anschlüssen) wird erhöht.

Folglich könnten, gegenüber der Regelbemessung, die maßgebenden Knicklängen verringert werden.

2.3.4 Decken/Riegeldilatation

Im Rahmen des vorgeschlagenen Modells zur Beschreibung der Temperatureinwirkung (Vollbrand im Brandbekämpfungsabschnitt (=Geschoß)) werden insbesondere die Stützen in den Außenbereichen des Abschnittes durch eine Decken- bzw. Riegeldilatation beansprucht. Bei den bisherigen Untersuchungen an Rahmensystemen gemäß Bild 2.3.2 /2.8/ und den zugehörigen Versuchen an Teiltragwerken nach Bild 2.3.3 werden nachfolgende Folgerungen angegeben:

- schlanke Stützen: bei vollständiger Rotationsbehinderung bewirkte eine Stützenkopfverschiebung zwar eine anfängliche Vergrößerung der Knicklänge auf beinahe $1.0 \cdot l$; unter der ab ca. 30 min. fast konstant gehaltenen Verschiebung entwickelte sich eine Verformungsfigur, die näherungsweise wieder eine Knicklänge von $0.5 \cdot l$ - also die Ausgangsknicklänge - aufwies. Für schlanke Außenstützen mit BIEGESTEIFEN Anschlüssen wird in /2.8/ empfohlen, die erwartete Stützenkopfverdrehung und -verschiebung durch Annahme einer Knicklänge von $0.7 \cdot l$ abzudecken.

- gedrungene Stützen: auch bei vollständiger Rotationsbehinderung dominierte die Zwangsbeanspruchung aus Stützenkopfverschiebung. Es werden nur Versagenszeiten erreicht, die "deutlich über jenen von beidseitig gelenkig gelagerten Stützen lagen".

Somit wäre eine ursprüngliche Knicklänge von $0.5 \cdot l$ auf ca. $0.7 \dots 1.0 \cdot l$ zu erhöhen.

Unter der Voraussetzung daß

- die Auswirkung von praxisnahen Imperfektionen auf die Verformungsfigur vernachlässigbar ist
- der größte Teil der Stützenkopfverschiebung auch im natürlichen Brand bereits weit vor dem möglichen Versagenszeitpunkt stattfindet

kann somit für schlanke Stützen der Einfluß einer Stützenkopfverschiebung aufgrund von Deckendilatation vernachlässigt werden. (Nicht vernachlässigbar ist der Einfluß einer Stützenkopfverdrehung).

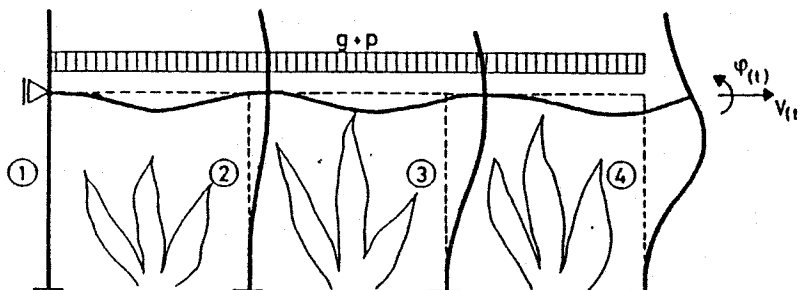


Bild 2.3.2 Untersuchungen zum Einfluß einer Riegeldilatation /2.8/

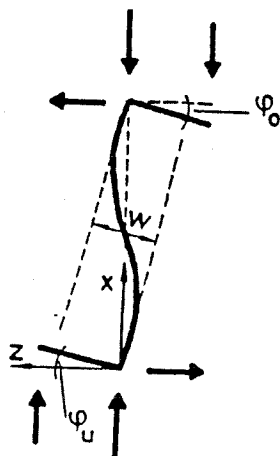


Bild 2.3.2 Untersuchtes Teiltragwerk in /2.8/

2.3.5 Mögliche Vereinbarungen

Aufgrund der bisherigen Ausführungen dieses Abschnitts kann gefolgert werden, daß nur im Fall schlanker, VOLLSTÄNDIG ROTATIONSBEHINDERTER Stützen, (in unverschieblichen Tragsystemen) Lagerungsbedingungen gemäß "Eulerfall 4" eine zutreffende Abschätzung der freien Knicklänge zum Versagenszeitpunkt ergeben.

Aufgrund dessen werden folgende Vereinbarungen für die Beurteilung von Stützen

- aufgrund von Versuchsergebnissen und/oder
 - mithilfe rechnerischer Nachweise
- vorgeschlagen:

1. Die ungünstige Auswirkung einer etwaigen Dilatationsbehinderung von Stützen in üblichen Tragwerken des Geschößbaues wird zunächst nicht verfolgt;
2. Die i.a. geringere Rotationsbehinderung von Außenstützen wird zunächst vernachlässigt, d.h. Außenstützen dürfen wie Innenstützen beurteilt werden;
3. Die ungünstige Auswirkung einer Decken-/Riegeldilatation darf vernachlässigt werden, wenn Rotationsbehinderungen gemäß 4. angesetzt werden (und Dehnungsfugen gemäß den Konstruktionsregeln angeordnet sind);
4. Es ist grundsätzlich jene Rotationsbehinderung anzusetzen, die der Kaltbemessung zugrunde liegt. Für unverschiebliche Tragsysteme darf ungeachtet der Annahmen bei der Kaltbemessung eine Rotationsbehinderung angenommen werden, die äquivalent zu den Lagerungsbedingungen für "Eulerfall 3" ist.
5. Die versuchsmäßige Bestimmung erfolgt im Regelfall für Lagerungsbedingungen gemäß "Eulerfall 3" und für eine gemäß "Eulerfall 2" bestimmte Gebrauchslast.
6. Prüfzeugnisse und implizit auch /2.12/ nehmen Bezug auf den unter Punkt 5 genannten Regelfall. Desweiteren bedarf es einfacher Regeln für ungünstigere Verhältnisse, d.h.
 - für unverschiebliche Tragwerke mit höheren Gebrauchslasten als bei Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung
 - für verschiebliche Tragwerke.

2.3.6 Weitere Anmerkungen

Zu den vorgeschlagenen Vereinbarungen, seien noch folgende Erläuterungen angeführt:

Frühere experimentelle Ermittlungen der Feuerwiderstandsdauer erfolgten i.a. unter der Annahme planmäßig beidseitig gelenkig gelagerter Stützen, z.B./2.9/. Aufgrund der damals bestehenden Möglichkeiten der Versuchsdurchführung wurden seinerzeit Stahlbetonstützen üblicher Ausführung als F 90 klassifiziert, insbesondere weil die planmäßigen Lagerungsbedingungen nicht realisiert werden konnten. Wie schon in der Bestandsaufnahme von Teil 1 dieses Berichtes angesprochen und bei den Rechenergebnissen im Teil 3 dargestellt, erreichen F 90-Stahlbetonstützen nach /2.12/ mit beidseitiger gelenkiger Lagerung keine F 90 Klassifizierung. Dies widerspricht jedoch der allgemeinen Erfahrung aus Schadensfeuern. Um die begründete Charakterisierung dieser Bauteile als "feuerbestandig" aufrechtzuerhalten, ist man bemüht, durch eine genauere Modellbildung die Lagerungsbedingungen betreffend, eine F 90-Klassifizierung zu erzielen. Diese Modellbildung ist schließlich für eine Beurteilung von Stützen im Allgemeinen, d.h. bauartunabhängig, zugrundezulegen.

Nach Auffassung der Autoren wäre die, wenn auch versuchstechnisch nicht realisierbare Annahme der beidseitig gelenkigen Lagerung vorzuziehen:

- a) sie entspricht (bei unverschieblichen Tragwerken) den vereinfachend angenommenen Lagerungsbedingungen bei der Kaltbemessung
- b) sie liegt im Sinne eines vereinfachenden Nachweises auf der sicheren Seite und erlaubt bei genaueren Nachweisen i.d.R. eine wirtschaftliche Bemessung.

Über die in Abschnitt 2.3.5 vorgeschlagenen Vereinbarungen hinausgehend, wird derzeit in Fachkreisen auch die Auffassung vertreten, Versuche zwar mit Lagerungsbedingungen gemäß "Eulerfall 3" durchzuführen, die Versuchsergebnisse dann jedoch (mittels rechnerischer Modelle) auf Lagerungsbedingungen gemäß "Eulerfall 4" (beidseitig rotationsbehindert) umzurechnen. Dieses

modifizierte Ergebnis soll dann der Beurteilung zugrunde liegen. In Anbetracht der, bei vereinfachenden Nachweisen (sinnvollerweise) vernachlässigten, i.d.R. ungünstigen Interaktion der Einzelstütze mit dem Gesamtsystem, erscheint die Annahme einer beidseitigen Einspannung zumindest nicht in Übereinstimmung mit der üblichen Gepflogenheiten im Bauwesen, nämlich vereinfachende Nachweise

- auf der sicheren Seite liegend oder zumindest
- erwartungstreu

zu führen.

Anzumerken ist auch, daß eine solche Umrechnung der Ergebnisse von "Eulerfall 3" auf "Eulerfall 4" wegen fehlender Einheitlichkeit der rechnerischen Verfahren und ihrer nur begrenzten Verfügbarkeit problematisch ist.

Um eine Charaktisierung vorgenannter Stahlbetonstützen als "feuerbeständig" zu erlauben, bestehen folgende Möglichkeiten:

- * Ansatz von Lagerungsbedingungen, wie sie nur im allergünstigsten Fall realisiert werden können
- * Ansatz von Lagerungsbedingungen,
 - wie sie am häufigsten zu erwarten sind oder
 - die auf der sicheren Seite liegenwobei mithilfe anderer Variablen die zur Charakterisierung "feuerbeständig" notwendige Feuerwiderstandsdauer erreicht wird.

Zu den vorgenannten anderen Variablen seien folgende Möglichkeiten genannt, auf die in den anderen Abschnitten noch eingegangen wird

- Imperfektionsannahmen
- anzusetzende Gebrauchslasthöhe
- charakteristische Werte der Materialeigenschaften bzw. Klassifizierungskriterium (Kleinstwert aus 2 Versuchen).

2.4 IMPERFEKTIONEN

2.4.1 Allgemeines

Bei Bezug auf unverschiebliche Tragsysteme genügt es, nur Abweichungen von der planmäßigen Stützenachse zwischen den Knotenpunkten des Systems zu erfassen, da die Auswirkung einer Schiefstellung des Gesamttragwerks den aussteifenden Teiltragwerken zugeordnet werden kann.

Bekanntlich ist zwischen

- geometrischen und
- strukturellen Imperfektionen

zu unterscheiden, wobei beide als "geometrische Ersatzimperfektion" für die praktische Bemessung zusammengefaßt werden.

Im Rahmen experimenteller Nachweise genügt es, nur geometrische Imperfektionen zu simulieren, da bei hinreichend repräsentativ ausgewählten/hergestellten Bauteilen strukturelle Imperfektionen in repräsentativer Ausprägung als vorhanden unterstellt werden können.

Im Rahmen rechnerischer Nachweis der Feuerwiderstandsdauer sind - wie bei der Kaltbemessung - geometrische Ersatzimperfektionen anzusetzen.

2.4.2 Bemessungswerte

Die derzeitigen Imperfektionsansätze für die Kaltbemessung sind je nach Bauart unterschiedlich, ohne daß bislang im Detail untersucht wurde, ob die jeweiligen Ansätze zu einem vergleichbaren Sicherheitsniveau bei der Kaltbemessung führen. Eine solche Studie kann nicht Aufgabe dieses Vorhabens sein, so daß die Annahmen der Kaltbemessung zunächst als zutreffend unterstellt werden.

Obgleich keine große Empfindlichkeit des Brandverhaltens gegenüber den Imperfektionsannahmen in den derzeit üblichen Größenordnungen besteht (siehe z.B. /2.10/ aber auch Teil 3 dieses Berichts) wird vorgeschlagen, Bemessungswerte für Imperfektionsansätze wie folgt zu differenzieren:

BAUART	ERSATZIMPERFEKTION \bar{e}_0		
	Kaltbemessung		Brandverhalten
	DIN/EC-Regelung	rechnerisch	experimentell
Stahlbeton	1/300	$a \cdot 1/300$	$a \cdot 1/450$
Stahl	1/500 (1/250)	$a \cdot 1/500$ ($a \cdot 1/250$)	$a \cdot 1/1000$
Verbund	1/500	$a \cdot 1/500$	$a \cdot 1/1000$
Holz	$(0.1 + \epsilon/125)k$	$a \cdot (0.1 + \epsilon/125)k$	$a \cdot (\epsilon/125)k$

Tabelle 4.1 Bemessungswerte für Imperfektionen

Die Werte für den experimentellen Nachweis, d.h. geometrische Imperfektion allein, wurden für Stahl und Beton der deutschen Stellungnahme zu EC 2 und 3 entnommen /2.11/. Darin wird allerdings eine geometrische Ersatzimperfektion für Stahl von 1/250 vorgeschlagen. Übernommen wurde der grundsätzliche Bezug auf die Systemlänge anstelle der Knicklänge.

Der Abminderungsfaktor a für den Bemessungswert der Imperfektion beim Brandverhalten berücksichtigt

- den geringeren Sicherheitsindex β , der für außergewöhnliche Situationen anzusetzen ist
- und ggf. einen geringeren Streuungseinfluß der Imperfektion u.B. der zusätzlichen streuenden Einflußgrößen, die beim brandschutztechnischen Nachweis zu berücksichtigen sind.

Der Faktor a kann wie folgt abgeschätzt werden, wobei anzumerken ist, daß der Faktor seiner Art nach ein Kombinationsbeiwert ist,

$$a = \frac{\alpha_{eb} * \beta_b}{\alpha_e * \beta} = 0.45 \dots 0.6$$

wobei $\beta = (4.7 \text{ bzw. } 3.83)$ für Bezugszeitraum $T = (1 \text{ bzw. } 50 \text{ Jahren})$

$\alpha_e = 0.4 \dots 0.5$ bei Annahme daß der Bemessungswert e etwa der 1.64-sigma Grenze entspricht:

$$(\alpha_e * \beta) = 1.64$$

$$\beta_b = 2.0$$

je nach Auftretenswahrscheinlichkeit schwerer Brände

$$\alpha_{eb} = 0.3 \dots 0.4$$

Vorgeschlagen wird: $a = 0.5$

2.5 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die nachfolgend diskutierten Grundannahmen zur Festlegung der Kenngrößen der betrachteten Bau- bzw. Werkstoffe wurden als Rechenannahmen für die Untersuchungen nach Teil 3 dieses Berichtes eingeführt.

Gleichzeitig wird mit diesen Angaben ein Vorschlag für mögliche Vereinbarungen genereller Art unterbreitet.

2.5.1 Ermittlung der Gebrauchslast

Für die Ermittlung der Gebrauchslast werden die Materialeigenschaften entsprechend den jeweiligen Bemessungsnormen angesetzt. Dies betrifft sowohl die Kraft-Verformungs-Beziehungen als auch die zulässigen Werte aller Kenngrößen.

2.5.2 Ausgangs-Kenngrößen der Bau-/Werkstoffe

2.5.2.1 Beton

Beibehalten wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1045.

Hinsichtlich der Maximalspannung wäre es zunächst konsequent, ebenfalls den Rechenwert β_{WN} der Betondruckfestigkeit als charakteristischen Wert anzusetzen.

Sofern man jedoch um Kompatibilität von Versuch und Rechnung bemüht ist, kann zunächst eine Abminderung der Druckfestigkeit aufgrund dauernd einwirkender Belastung nicht angesetzt werden da in der Regel "neue" Versuchsbauteile geprüft werden. D.h. es genügt, einen Rechenwert von $0.8 \beta_{WN}$ (für $B_n \leq B_n 25$) anzusetzen. Dies wurde schon in /2.12/ berücksichtigt und ist auch im CEB-FIP Entwurf /2.13/ enthalten.

Aus der Sicht strikter Kompatibilität zwischen Versuch und Rechnung wäre eine weitere Festigkeitserhöhung erforderlich, um zu berücksichtigen, daß Versuchsbauteile nur selten Festigkeiten aufweisen, die der 5 % Fraktile entsprechen (siehe Abschnitt 2.1). Dieser Aspekt sollte aber folgerichtiger beim Bemessungswert - und nicht beim charakteristischen Wert - erfaßt werden.

Hinsichtlich des Bemessungswertes sei darauf hingewiesen, daß im CEB-FIP Entwurf /2.13/ ein Teilsicherheitsbeiwert GAMMA C = 1.2 vorgesehen ist. Demgegenüber wird in der deutschen Stellungnahme zum EC 2 darauf hingewiesen, daß - für normale Bemessungssituationen - ein Beiwert von GAMMA C = 1.2 für STABILITÄTSnachweise genügt (anstelle von GAMMA C = 1.5) sofern Imperfektionen richtig angesetzt werden. Aufgrund der bisherigen probabilistischen Arbeiten, insbesondere /2.14, 2.15/ wird bestätigt, daß der Streuungseinfluß der Betonfestigkeit - zumindest bei Bewehrungsanteilen > 4% /2.15/ - auf die Versagenszeit von Stahlbetonstützen gering ist: Beim natürlichen Brand ist der Empfindlichkeitsbeiwert v_{β} etwa Null und bei Brandeinwirkung nach ETK liegt v_{β} in der Größenordnung von 0.4 (abhängig von Exzentrizität, Schlankheit, etc /2.15/). Somit wäre ein GAMMA C - Wert von etwa

$$\begin{aligned} \text{GAMMA C} &= \exp((\alpha_{\beta} \beta - k) * v_{\beta}) = \exp((0.4 * 2.0 - 1.64) * 0.15) \quad (2.5) \\ &= 0.86 \end{aligned}$$

anzusetzen, d.h. der Bemessungswert für die Betonfestigkeit entspricht etwa der 20%-Fraktile und beträgt:

$$f_{c,d} = 0.8 * \beta_{wN} / \text{GAMMA C} = 0.9 * \beta_{wN}$$

v_{β} wurde /2.16/ entnommen; für größere Variationskoeffizienten verringert sich GAMMA C entsprechend.

Interessant ist, daß diese überschlägigen statistischen Betrachtungen näherungsweise jenen Bemessungswert bestätigen, der aufgrund der bisherigen Klassifizierungskriterien (Kleinstwert aus zwei Versuchen) ermittelt wurde (s. auch Abschn. 2.1.4)

Hinzuweisen wäre aber noch auf einen einen kleinen Mangel: die Versagenszeit wird somit (günstigerweise) aufgrund der Kurzzeit-Festigkeit bestimmt, die Gebrauchslast (ebenfalls günstigerweise) aufgrund der Langzeit-Festigkeit. Logischer wäre es, in beiden Fällen auf die gleiche Festigkeits-Kenngröße bezugzunehmen, und die erforderliche Kalibration durch eine weitere Reduktion der Gebrauchslast zu erreichen.

2.5.2.2 Betonstahl

Es wird von der Spannungsdehnungsbeziehung nach DIN 1045 ausgegangen.

Da die Stahlkenngrößen der Bemessungsnormen Langzeit-Einflüsse nicht explizit abdecken, ist eine Erhöhung der Festigkeitskenngrößen der Argumentation nach Abschnitt 2.5.2.1 folgend nicht möglich.

Hinsichtlich der Bemessungswerte für die Streckgrenze geben die vorgenannten probabilistischen Untersuchungen folgende Anknüpfungspunkte: Gemäß /2.14/ sind die stahlbezogenen Empfindlichkeitsbeiwerte (Streckgrenze, Bewehrungslage) stark abhängig von der Branddauer. Als hinreichend genau erweist sich aber die Annahme eines konstanten Empfindlichkeitsbeiwerts von $\alpha_s = 0.6$ mit dem sich (für natürliche Brände) ein Teilsicherheitsbeiwert von etwa

$$\begin{aligned} \text{GAMMA S} &= \exp((\alpha_s \beta - k) * V_s) = \exp((0.6 * 2.0 - 1.64) * 0.06) \\ &= 0.97 \end{aligned}$$

errechnet. Diese Größenordnung des Empfindlichkeitsbeiwerts wird durch die Berechnungen /2.15/ bestätigt, wenn man die Empfindlichkeitsbeiwerte aller bewehrungsbezogenen Einflußgrößen zusammenfaßt.

Unter dem Aspekt der Kalibration Versuch - Rechnung erhielte man für einen Bemessungswert der in der Größenordnung einer 20% - Fraktile liegt, einen etwas geringeren Teilsicherheitsbeiwert:

$$\text{GAMMA S} = \exp((0.4 * 2.0 - 1.64) * 0.06) = 0.95$$

In Anbetracht der rechnerisch nicht erfaßten Unsicherheiten (Abplatzungen, lokales Versagen der Bewehrungsstäbe) wird diese mögliche Erhöhung nicht verfolgt.

2.5.2.3 Profilstahl

Es werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach DIN 18 800 zugrundegelegt.

Hinsichtlich der Langzeit-Einflüsse, gelten die Anmerkungen zum Bewehrungsstahl von Abschnitt 2.5.2.2.

Nimmt man hinsichtlich der statistischen Interpretation von Nennwerten der Streckgrenze Bezug auf EC 3, so wird der Nennwert dort als $(m - 2\sigma)$ -Grenze definiert (als untere Grenze, siehe Abschnitt 2.5 von EC 3).

Für einen Empfindlichkeitsbeiwert von 0.4 erhält man hierfür

$$\text{GAMMA S} = \exp((0.4 \cdot 2.0 - 2.0) \cdot 0.05) = 0.94$$

Dieser Beiwert entspricht auch näherungsweise jenem Beiwert der erforderlich ist um materialseitig Kompatibilität zwischen Versuch und Rechnung zu erreichen.

Da die Versagenszeit von Stahlstützen und Verbundstützen maßgeblich von der Bekleidung bzw. von der Ummantelung bestimmt wird, bringt diese Erhöhung der Festigkeitskenngrößen keine nennenswerte Erhöhung der Versagenszeit; sie wurde daher in den Beispielen des Teiles 3 nicht verfolgt.

2.5.2.4 Holz

Es wird eine linear-elastische Spannungsdehnungsbeziehung, wie sie DIN 1052 zugrundeliegt, eingeführt.

Hinsichtlich des Langzeitverhaltens gelten die gleichen Überlegungen wie bei Beton (vgl. Abschnitt 2.5.2.1). Mit Bezug auf z.B. den CIB Code /2.17/ kann zunächst die Abminderung von Festigkeitskenngrößen (einschließlich E-Modul) um den Faktor 0.8 entfallen.

Hinsichtlich der statistischen Parameter von Druck- (Quetsch-) festigkeit und E-Modul sei auf /2.18/ verwiesen; darin werden für Brettschichtholz angegeben:

SIGMA D: Mittelwert 39.8 N/mm²

Variationskoeffizient: 0.256

E-MODUL: Mittelwert 12400 N/mm²

Variationskoeffizient: 0.229

U.B. o.g. Langzeitfaktors ergäbe sich ein charakteristischer Wert von ca. 21 N/mm² (s.auch /2.19/) und ein - aus der zulässigen Spannung rückgerechneter Bemessungswert für die Kaltbemessung von:

$$f_{c,d} = 21.0 / \text{GAMMA M} = 8.5 * \text{GAMMA f} = 12.2 \text{ N/mm}^2$$

für GAMMA f = 1.43

Bei probabilistischen Untersuchungen zum Brandverhalten von Holzstützen /2.20/ wurden

- unter ETK Beanspruchung Empfindlichkeitsbeiwerte für SIGMA D ermittelt, die stark von der Schlankheit und vom Zeitverlauf abhängig sind; zum Versagenszeitpunkt ist der Beiwert für SIGMA D fast Null; beim E-Modul liegt der Empfindlichkeitsbeiwert zwischen 0.3 ... 0.45.
- im natürlichen Brand sind die Empfindlichkeitsbeiwerte für beide Kenngrößen näherungsweise Null.

Beschränkt man sich auf die ETK-Einwirkung und setzt für beide Kenngrößen $\alpha = 0.4$ an, schätzt man somit (für $\beta = 2.0$) die 20%-Fraktile, die aus schon vorgenannter Kompatibilität zwischen Versuch und Rechnung zweckmäßig ist; damit erhält man die folgenden Bemessungswerte, die in die brandschutztechnische Berechnung einzuführen sind

$$f_{c,d} = 39.8 * \exp(-0.4 * 2.0 * 0.256) = 32.4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{,d} = 12\,400 * \exp(-0.4 * 2.0 * 0.229) = 10\,320 \text{ N/mm}^2$$

2.5.3 Temperaturabhängigkeit der mechanischen und thermischen Kenngrößen

2.5.3.1 Allgemeines

Die im Folgenden aufgeführten Beziehungen zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der verschiedenen Kenngrößen seien näherungsweise invariant von der jeweils aktuellen Ausgangskenngröße (d.h. sie gelten unabhängig davon ob z.B. der Ausgangswert der Betonfestigkeit bei 17 oder 20 oder 23 MN/m² liegt)

Bei den thermischen Kenngrößen wird davon ausgegangen, daß sie näherungsweise als Mittelwertfunktionen bestimmt wurden.

2.5.3.2 Beton

Die Temperaturabhängigkeit von von Druckfestigkeit, E-Modul und Dehnungskenngrößen von Beton wird nach /2.22/ gemäß Bild 2.5.1 angenommen. Die Eignung ist durch eine Vielzahl von Versuchsnachrechnungen belegt /2.21/.

Die Kenngrößen zur Bestimmung der Temperaturverteilung sind in Bild 2.5.2 dargestellt und sind in Übereinstimmung mit /2.22, 2.23/. Dies gilt auch für die thermischen Dehnungen nach Bild 2.5.5.

2.5.3.3 Betonstahl

Für Betonstahl wird nach /2.24/ die in Bild 2.5.3 wiedergegebene Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit, Streckgrenze, des E-Moduls und der Dehnungskenngrößen der Traglastberechnung zugrunde gelegt. Die Eignung ist ebenfalls durch Versuchsnachrechnungen belegt /2.21/.

Die thermischen Kenngrößen sind entsprechend den Formulierungen nach /2.22/ in den Bildern 2.5.4 und 2.5.5 dargestellt /2.22, 2.23/.

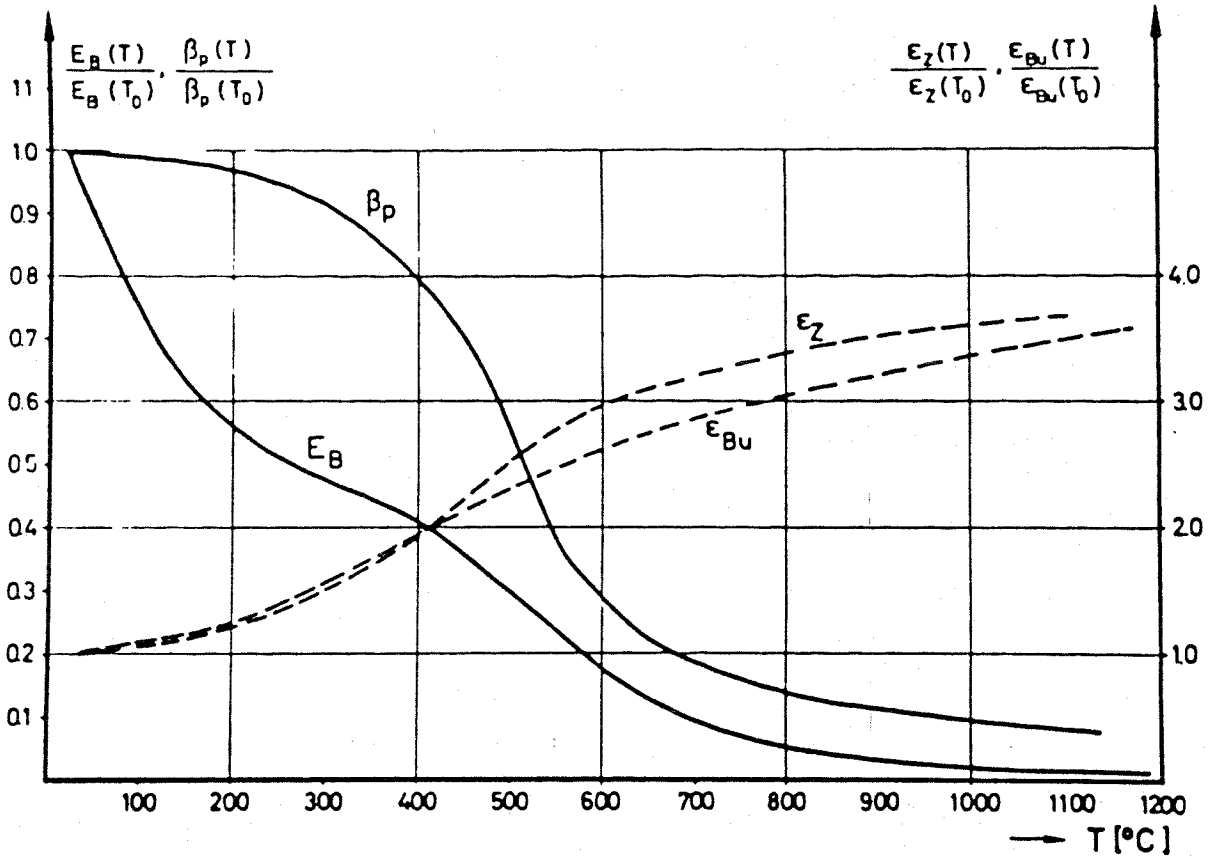


Bild 2.5.1 Temperaturabhängigkeit mechanischer Kenngrößen von Beton /2.22/

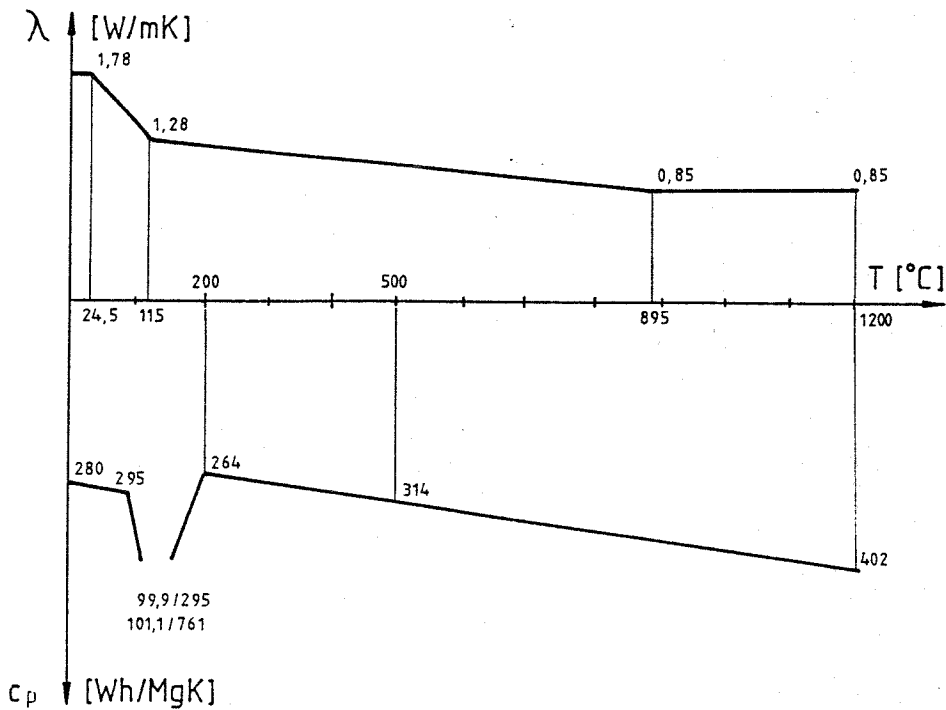


Bild 2.5.2 Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität von Beton /2.22, 2.23/

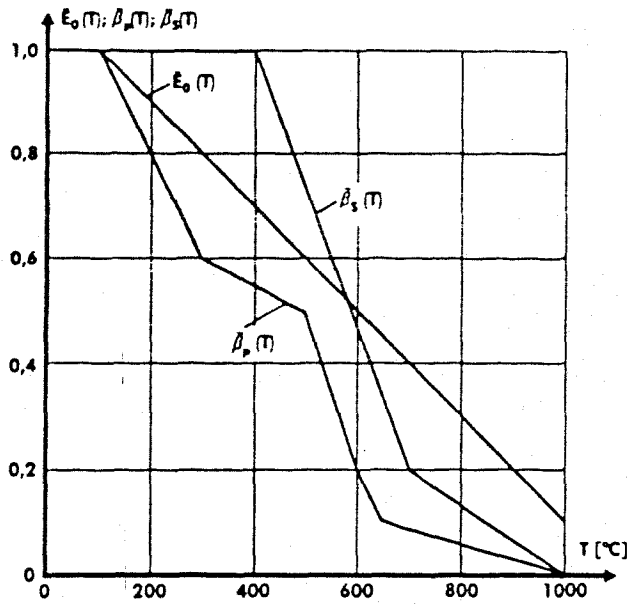


Bild 2.5.3 Temperaturabhängigkeit mechanischer Kenngrößen von Stahl /2.24/

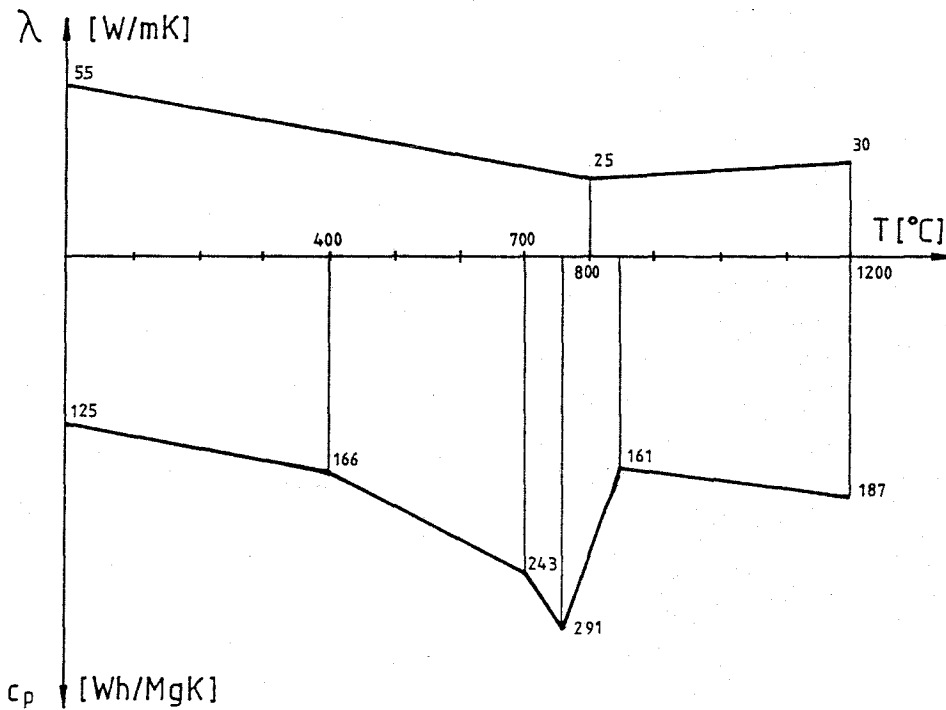


Bild 2.5.4 Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität von Stahl /2.22, 2.23/

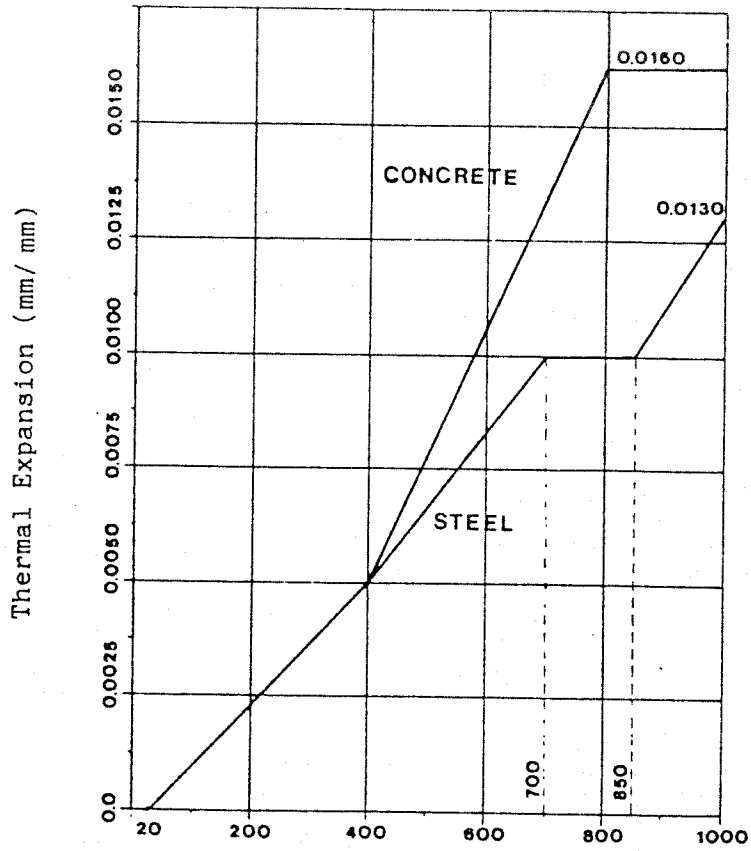


Bild 2.5.5 Thermische Dehnungen von Beton und Stahl /2.22, 2.23/

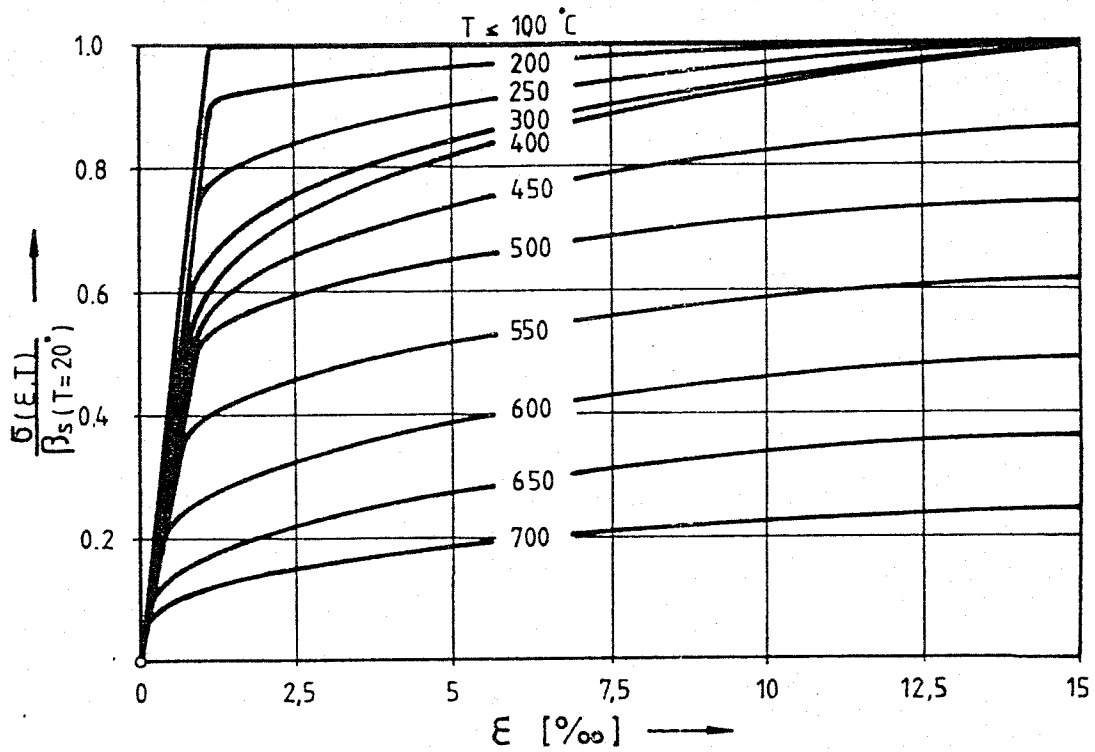


Bild 2.5.6 Auf $T = 20$ C bezogene Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Baustahl St 37

2.5.3.4 Profilstahl

Die Temperaturabhängigkeit von Streckgrenze, Proportionalitätsgrenze und E-Modul von Baustahl wird nach /2.24/ gemäß Bild 2.5.3 wie für Betonstahl angenommen; eine zusätzliche Differenzierung ergibt keine verifizierbaren Verbesserungen der Rechenergebnisse. Bild 2.5.6 zeigt exemplarisch die auf $\beta(T=20\text{ C})$ bezogenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen.

Die Kennwerte nach den Bildern 2.5.4 und 2.5.5 gelten gleichermaßen für das thermische Verhalten von Profilstahl.

2.5.3.5 Holz

Die Temperaturabhängigkeit von Festigkeit und E-Modul von Bauholz wird nach /2.25/ entsprechend Bild 2.5.7 angesetzt.

Die Abbrandgeschwindigkeit wird zu 0.7 mm/min gesetzt und dem Prinzip des Berechnungsverfahrens von /2.10/ folgend, wird für den Restquerschnitt eine mittlere Bauteiltemperatur anhand der Grenzdicke eines fiktiven Querschnittes bestimmt.

Nicht untersucht wurden die erforderlichen Eingangsgrößen für die Anwendung baupraktischer Berechnungsverfahren wie sie z.B. in /2.19/ vorgeschlagen werden.

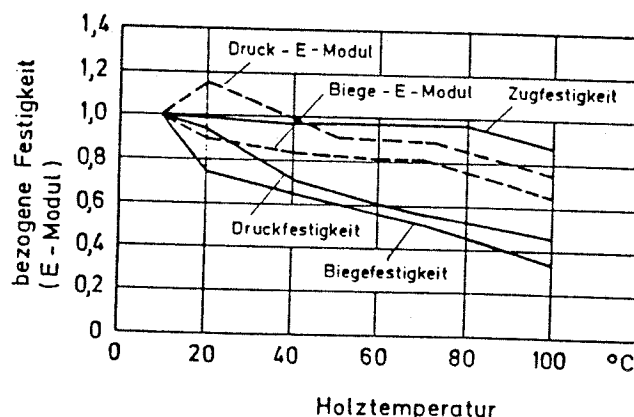


Bild 2.5.7 Temperaturabhängigkeit mechanischer Kenngrößen von Nadelholz /2.25/

2.6 MECHANISCHE EINWIRKUNGEN

2.6.1 Allgemeines

Sofern man bei den Lagerungsbedingungen um realistischere Berechnungsannahmen bemüht ist, sollte dies auch bei den mechanischen Einwirkungen verfolgt werden.

Ein Zwangspunkt liegt in der, wie schon zuvor erwähnten - sicherlich zutreffenden Charakterisierung von Stahlbetonstützen als feuerbeständig. Die Überlegungen des Abschnittes 2.5 zielten darauf hin, Versuch und Rechnung kompatibel zu gestalten.

In diesem Abschnitt geht es darum, das Belastungsniveau so festzulegen, daß das bisherige Sicherheitniveau beibehalten werden kann. Darüber hinaus gilt es zu prüfen, ob ein solches Belastungsniveau auch im Rahmen der neuerlichen Normungskonzepte sicherheitstheoretisch begründbar ist und damit als Vereinbarung genereller Art vorgeschlagen werden kann.

2.6.2 Bisheriges Sicherheitsniveau

Es zeigt sich, daß für den vorgeschlagenen "Eulerfall 3" für die brandschutztechnische Beurteilung, u.B. der entsprechend erhöhten Bemessungswerte für die Festigkeitskenngrößen, F_{90} für Stahlbetonstützen nur erreicht werden kann, wenn die Gebrauchslast in Versuch und Rechnung entsprechend abgemindert wird.

Die erforderliche Abminderung - selbst bei Ansatz von "Eulerfall 2" zur Ermittlung der GEBRAUCHSLAST N_0 liegt in der Größenordnung von 0.7 N_0 .

2.6.3 Probabilistische Untersuchungen und Normenentwürfe

Die schon genannte Arbeit /2.16/ ermittelt für natürliche Brände mit $\alpha_c = 0.36$ einen Teilsicherheitsbeiwert für (veränderliche) Nutzlasten von $\text{GAMMA P} = 0.4$.

Für ein Verhältnis $g/p = 1.0$ würde dies eine Abminderung der Gebrauchslast auf $(0.4 + 1.0)/2$, d.h. auf $0.7 * N_0$ erlauben. Dabei wird stillschweigend vorausgesetzt, daß den Lastannahmen entsprechende Fraktilewerte zugeordnet sind /2.3/.

Mit den Kombinationsregeln

- für die Grundkombination, aber mit GAMMA F = 1.0
- für außergewöhnliche Situationen

erhielte man, wiederum für $g/p = 1$ mit Nutzlasten als einzige veränderliche Einwirkung:

	Regel für Grundkombination		außergewöhnliche Kombination	
	/2.3a/ EC-Entwürfe	/2.3a/ EC-Entwürfe	/2.3a/ EC-Entwürfe	/2.3a/ EC-Entwürfe
für Wohngebäude	0.8 * No	0.8 * No	0.8 * No	0.7* No
für Bürogebäude	0.8 * No	0.8 * No	0.8 * No	0.8 * No
für Dächer ohne Nutzlasten ($g/s = 1.0$)	0.85* No	0.85* No	0.65* No	0.6* No

Dagegen sieht der CEB-FIP-Entwurf /2.13/ vor, die volle Gebrauchslast anzusetzen, wobei dann zwangsläufig ein Stützenquerschnitt gemäß Bild 2.1.2 als F 90 gilt, wenn die Stütze "is constructed without hinged ends".

Der Ansatz der vollen Gebrauchslast bedeutet bei statistischer Interpretation, daß den mechanischen Lasten ein Empfindlichkeitsbeiwert von etwa

$$(\alpha_s * \beta) = 1.64 \quad \text{----} \rightarrow \alpha_s = 0.82$$

zugeordnet wird, wobei diese Zuordnung eindeutig vom jeweiligen Sicherheitsindex abhängt (hier: $\beta=2.0$). Bei der Kaltbemessung wird für die mechanischen Beanspruchungen ein Beiwert von 0.7 angenommen /2.3/, so daß für $\beta < 2.35$ den mechanischen Beanspruchungen im Brandfall ein größerer Streuungseinfluß zugeordnet wäre als bei der Kaltbemessung. Dies erscheint nicht plausibel.

Anhand dieser Überlegungen läßt sich feststellen, daß eine Abminderung der Bemessungswerte der Lasten aufgrund

- geringerer Zuverlässigkeitsanforderungen
- geringerer Streuungseinflüsse der mechanischen Beanspruchung gerechtfertigt ist. Eine Abminderung bis unterhalb der Gebrauchslast ist abhängig von der jeweiligen Bemessungssituation

und insbesondere von den jeweiligen Annahmen. Die erforderliche Abminderung zu Erzielung von F 90 bei Stahlbetonstützen ist in ihrer Größenordnung durch obige Verweise abgedeckt.

Es wird daher vorgeschlagen, $0.8 \cdot N_0$, d.h. 80% der Gebrauchslast anzusetzen, sofern keine genaueren Nachweise geführt werden.

Diese Abminderung dürfte auch - zumindest weitgehend - genügen, um die bislang sehr hoch angesetzte Holzfestigkeit /2.10/ durch statistisch begründbare Annahmen (vgl. Abschnitt 2.5.2) zu ersetzen.

2.7 LITERATURVERWEISE in Kapitel 2

- /2.1/ F. Hoffend, K. Kordina, C. Mayer-Ottens, Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 T.2 DIN-Mitt. 63, 1984, Nr.3

- /2.2a/ NaBau, Baulicher Brandschutz im Industriebau; Empfehlungen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen im konstruktiven baulichen Brandschutz, Beuth Verlag, Berlin, Köln, 1981

- /2.2b/ H. Bub, D. Hosser, M. Kersken-Bradley, U. Schneider, Eine Auslegungssystematik für den baulichen Brandschutz, BRABA H.4, Erich Schmidt Verlag, 1983

- /2.3a/ NaBau, Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth Verlag, Berlin, Köln, 1981

- /2.3b/ G. König, D. Hosser, W. Schobbe, Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NaBAU - Eine Erläuterung; Bauingenieur 57/82

- /2.3c/ Institut für Bautechnik, Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen und Zulassungsverfahren. Berlin 1986

- /2.4a/ CIB W14, Design Guide Structural Fire Safety, Fire Safety Journal, Volume X, 1986

- /2.4b/ CIB W14, A Conceptual Approach towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety, Fire Safety Journal, Volume 6, 1983

- /2.5/ DIN 18 230 Vornorm, Baulicher Brandschutz im Industriebau, Beuth Verlag Berlin, Köln, 1986

- /2.6/ W. Klingsch, R. Haß, Brandverhalten von Gesamttragwerken, SFB 148 Kolloquium Karlsruhe, 1982

- /2.7/ W. Klingsch, Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bauteile; Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Kordina-Festschrift), Ernst&Sohn, Berlin, 1979

- /2.8/ R. Haß, Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen bei horizontaler Deckendilatation, SFB 148 Arbeitsbericht 1981-1983, Teil 1, TU Braunschweig, 1983
- /2.9/ W. Becker, J. Stanke, Brandversuche an Stahlbetonfertigteilstützen, DASTb H. 215, Wilhelm Ernst&Sohn, 1970
- /2.10/ K. Kordina, C. Meyer-Ottens, Holz-Brandschutzhandbuch, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, 1983
- /2.11/ NaBau Fachbereiche VII und VIII, bauartübergreifende Stellungnahme zu den Eurocodes 2 und 3, 1985
- /2.12/ DIN 4102, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, T.4
- /2.13/ Design of Concrete Structures for Fire Resistance, Draft Appendix to the CEB-FIP Model Code, Bull. No. 145, 1982
- /2.14/ D. Hosser, U. Schneider, Sicherheitskonzept für brandschutztechnische Nachweise von Stahlbetonbauteilen nach der Wärmebilanztheorie, Forschungsbericht, Institut für Bautechnik Az:IV/1-5-252/80
- /2.15/ H. Henke, K. Kordina, Zur Sicherheit schlanker Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung, SFB 148 Arbeitsberichte 1978-80, Teil II, Tu Braunschweig 1980
- /2.16a/ R. Rackwitz, Predictive distribution of strength under control; Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, TU München, H. 66, 1982
- /2.16b/ M. Kersken-Bradley, D. Diamantidis, Sicherheit von Baukonstruktionen, Handbuch der Sicherheitstechnik, Kap. 1.7, Hrsg. Peters/Meyna, Carl Hanser Verlag, München 1985.
- /2.17/ CIB W18, Structural Timber Design Code, 5.draft
ISO/TC 165 - N 95 Timber Structures Design, draft 1985

- /2.18/ P.Glos, Zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von Brett-schichtholz bei Druckbeanspruchung, SFB 96, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, TU München, H. 35 1978
- /2.19/ Eurocode 5, Timber Structures, draft 1985
- /2.20/ K. Kordina, U. Schneider, V. Henke, K. Lubienetzki, Sicherheitbetrachtung über die Normbrandprüfung an tragenden Teilen im Wohnungsbau, Forschungsbericht Az: IV/1-5-373/83
- /2.21/ Klingsch, W., A. Haksever, R. Walter: Brandversuche an Stahlbeton-Stützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse; SFB 148 Bericht A 1-2, TU Braunschweig, 1977.
- /2.22/ Klingsch, W.: Traglastberechnungen instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung; Dissertation, TU Braunschweig, 1975.
- /2.23/ Kordina, K., W. Klingsch: Brandverhalten von Verbundstützen und von Vollprofil-Stützen, Forschungsbericht P 35, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl, e.V., Düsseldorf, 1983.
- /2.24/ A. Rupert, P. Schaumann, Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustahl bei Brandbeanspruchung, Der Stahlbau H.3, 54, 1985
- /2.25/ K. Ödeen, Fire Resistance of Glued-Laminated Timber Structures, Proc. of Symposium "Fire and Structural Use of Timber in Buildings", Boreham Wood, Her Majesty's Stationary Office, 1970

KAPITEL 3 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

- 3.1 Ausgangssituation und Zielsetzung
- 3.2 Stützenvarianten
- 3.3 Voruntersuchungen
- 3.4 Basisuntersuchungen
- 3.5 Simulationsrechnungen
- 3.6 Auswirkungen der vereinheitlichten Beurteilungsbasis
- 3.7 Vorschlag zur Durchführung von Stützen-Brandversuchen
- 3.8 Literatur zu Kapitel 3

3. Numerische Untersuchungen:

3.1 Ausgangssituation und Zielsetzung:

Die Prüfung von Stützen auf ihr Brandverhalten erfolgt nach DIN 4102, Teil 2. In dieser Norm sind die thermischen Randbedingungen für die Stützenprüfung eindeutig definiert, während für die statischen Randbedingungen kaum definierte Anforderungen vorgegeben sind. In den vergangenen Jahren führte dies zur stillschweigenden Festlegung von statischen Randbedingungen bei der brandschutztechnischen Stützenprüfung mit jeweils unterschiedlichen Festlegungen bei den einzelnen Stützenarten/3.1, -3.5/. Die von Traglastuntersuchungen im Normaltemperaturbereich her bekannte Normierung des Versuchsergebnisses an den aktuellen Materialdaten des Prüfkörpers wurde nur singulär und nachträglich festgeschrieben/3.4/. Tafel 1 gibt einen Überblick über die derzeitige Situation, wobei sowohl die statischen Randbedingungen, ausgedrückt als Eulerfall-Lagerung (EF), entsprechend den Empfehlungen für die Prüfung und die Bemessung nach gegenwärtigem Stand zusammengestellt sind. Hieraus resultiert ein uneinheitliches Sicherheitsniveau für die brandschutztechnische Beurteilung von Stützen mit Auswirkungen auf deren Wirtschaftlichkeit /3.3, 3.10-3.12/. Eine besonders ausgeprägte Diskrepanz ergibt sich für die Stahlbeton-Stützen bezüglich der Übereinstimmung zwischen Soll-F-Klasse nach DIN 4102, Teil 4 und der Ist-F-Klasse bei Prüfung nach DIN 4102, Teil 2 und EF 2-Lagerung. Das bekanntermaßen gute Brandverhalten von Stahlbetonstützen steht jedoch in deutlichem Widerspruch zu dieser scheinbaren Unterschreitung des Sicherheitsniveaus.

Ziel dieser numerischen Untersuchungen war es, auf einer probabilistisch abgesicherten Basis das wahrscheinliche Brandverhalten von Stahlbeton-Stützen rechnerisch zu simulieren und daraus jene Randbedingungen abzuleiten, die Basis für die Formulierung allgemeiner Randbedingungen für alle Stützenarten ergeben. Die numerischen Untersuchungen beschränken sich dabei auf eine hochbautypische Stützenlänge und die Annahme einer zentrischen Belastung. Hiermit wird auch den Möglichkeiten der Mehrzahl der derzeitigen Stützen-Prüfstände Rechnung getragen.

Stützenart	Lagerungsart			β-Normierung
	EF2	EF3	EF4	
Stahlbeton	x			nein
Verbund	+	x+	+	nein
Stahl		x		ja
Holz	x+	x+		nein

x experimentell
(Regelfall)
+ rechnerisch
(z.B. Bemessungstafeln)

Tafel 1: Gegenwärtiger Status der Beurteilung des Brandverhaltens von Stützen (experimentell und rechnerisch)

3.2 Stützenvarianten

Es wurden insgesamt die vier Hauptarten von Stützen untersucht:

- Stahlbetonstützen
- Verbundstützen, bestehend aus einem Walzprofil mit Stahlbetonfüllung zwischen den Flanschen
- Stahlstützen, unbekleidet
- Holzstützen, Brettschichtholz.

Für die Stahlbetonstütze wurde der minimale F 90-Querschnitt nach DIN 4102, Teil 4 gewählt. Das Beurteilungskriterium ist die Versagenszeit t_u .

Der in der vorliegenden Untersuchung benutzte Verbundstützentyp entspricht in seinem Querschnittsaufbau DIN 18806, Teil 1. Da diese Querschnittsausbildung im Industriebau eine große Bedeutung hat, wurde dieser Verbundstützentyp in die Untersuchung einbezogen. Wegen der ungeschützten Flansche bedarf dieser Verbundstützentyp einer Abminderung der zulässigen Gebrauchslast zum Erreichen der gewünschten F 90-Klasse. Beurteilungskriterium für diese Stütze ist somit der Ausnutzungsgrad η :

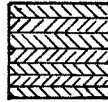
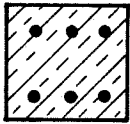
$$\eta = \text{vorh } F(t_u = 90') / \text{zul } F(t_0).$$

Bei den Untersuchungen an der gewählten Stahlstütze wurde als Beurteilungskriterium das Erreichen der Versagenstemperatur T_{crit} gewählt und nicht eine bestimmte Versagenszeit bzw. zugeordnete F-Klasse. Durch diese Vorgehensweise werden materialspezifische Einflüsse der unterschiedlichen Isolierungen eliminiert.

Die Untersuchungen an der Holzstütze (brettschichtverleimtes Holz) orientieren sich dabei an der F 30-Klasse, Beurteilungskriterium ist hierbei wiederum die Versagenszeit t_u .

In Tafel 2 sind die wesentlichsten Ausgangsdaten der untersuchten Stützenarten zusammengestellt.

S t ü t z e n -		Querschnitt	Material	Beurteilungsbasis	
Art	Länge	mm		F-Klasse	Kriterium
Stahlbeton	3,70m	240.240 2.3 Ø20 c = 45	B25 BSt420/500RK	F90	t_u
Verbund		HE 280 A 2 . 2 Ø 20 u = 45/57	B25 St37 BSt420/500RK	F90	t_u η
Stahl		HE 180 B	St37	-	Tcrit
Holz		240 . 240	BSH	F60	t_u



Tafel 2: Basis-Kenndaten der untersuchten Stützen

Bild 1: Querschnittstypen der Untersuchungen

3.3 Voruntersuchungen

Im Rahmen einer numerischen Voruntersuchung wurden zunächst die quantitativen Auswirkungen unterschiedlicher Lagerungsbedingungen auf die Versagenszeit der einzelnen Stützenarten untersucht.

Variiert wurde bei diesen Untersuchungen lediglich die Kombination zwischen statischen Lagerungsbedingungen für die Lastermittlung (Bemessungslast kalt) und die statische Lagerung der Stützen während des Brandversuchs. Als Kenngröße kann hierfür die zugehörige Kombination der Eulerfall-Lagerungen benutzt werden:

EFi/j : i = Eulerfall für die Lastermittlung (kalt)
 j = Eulerfall im Brandversuch.

Beispiel: EF 2/3 - bei dieser Kombination wurde die Versuchslast entsprechend dem zugehörigen Bemessungskonzept für eine beidseitig gelenkig gelagerte Stütze (FF2) ermittelt und im Brandversuch aufgebracht; während des Brandversuches war die Stütze jedoch nach EF3 gelagert (eine Stützenlagerung gelenkig, die andere Stützenlagerung eingespannt). Hieraus resultiert zunächst eine Überbemessung bzw. Entlastung der Stütze, da die Tragfähigkeit für EF3 über derjenigen von EF2 liegt.

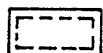
In Übereinstimmung mit der gegenwärtigen Bemessungspraxis für unverschiebliche Bauwerke kann in der Regel vom Eulerfall 2 für die Normbemessung ausgegangen werden. Da die thermisch bedingten Steifigkeitsverluste einer Stütze im Brandfall auf die mit dieser Stütze gekoppelten Bauteile unterschiedlich ausfallen, ergibt sich im eingebauten Zustand in der Regel eine Veränderung der Lagerungsbedingung hin zu höheren Rotationsbedingungen. Wie entsprechende Untersuchungen bestätigten, kann selbst für Stützen, die flächig mit ihrem Querschnitt bzw. einer ent-

sprechenden Kopf- und Fußplatte gelagert sind, von einer effektiven Einspannung entsprechend EF3 im Brandfall ausgegangen werden.

Tafel 3 zeigt die Ergebnisse der entsprechenden Untersuchungen für verschiedene EFi/j-Kombinationen.

Die Ergebnisse dieser Voruntersuchungen bestätigten den signifikanten Einfluß aus einer Variation der Lagerungsbedingungen. Es wird jedoch gleichzeitig deutlich, daß allein aus der Berücksichtigung dieses Parameters noch keine ausreichende Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer abgeleitet werden kann. Zum Erreichen des unter Punkt 3.1 formulierten Ziels wurde daher in einer nachfolgenden, umfangreichen Basisuntersuchung der Einfluß der anderen streuenden Parameter analysiert.

STÜTZENTYP	LAGERUNGSKOMBINATIONEN				
	E2/2	E2/3	E2/4	E3/3	E3/4
Verbund (y-y)		90' 1)	100'		
Beton	55'	75'	90'		
Stahl (y-y)	515° C	530° C	545° C	505° C	
Holz	43'	58'		51'	



jetziges Beurteilungskriterium betr. Lagerung

E_i/j : i Eulerfall für Lastermittlung ("kalt")

j Eulerfall für Brandversuch ("heiß")

1) vorgegebener Zielwert für Lastabminderung

Tafel 3

3.4 Basisuntersuchungen

Die Basisuntersuchungen hatten zum Ziel, das gesamte Parameterspektrum bezüglich der quantitativen Beeinflussung der Versagenszeit t_u exemplarisch zu überprüfen. Entsprechend der Zielsetzung nach Punkt 3.1 ist beabsichtigt, die vereinheitlichten Prüf- bzw. Beurteilungskriterien an den Stahlbeton-Stützen zu orientieren. Aus diesem Grund wurden die entsprechenden Basisuntersuchungen ausschließlich an der Stahlbeton-Stütze nach Tafel 2 durchgeführt.

3.4.1 Parameterspektrum

Im Rahmen der durchgeführten Basisuntersuchungen an Stahlbetonstützen wurden die folgenden Parameter variiert:

Hauptparameter - geometrische Imperfektion
Beton-Druckfestigkeit,
Belastungshöhe

Nebenparameter - Stahl-Streckgrenze
Stützen-Lagerung heiß.

Die Stützenlagerung für die Lastermittlung (kalt) wurde stets für EF2 angenommen; die Ermittlung der maximal zulässigen Gebrauchslast N_o erfolgte dabei auf der Basis der DIN 1045 bzw. /3.6/.

In Tafel 4 sind die variierten Parameter und der im Rahmen dieser Basisuntersuchung abgedeckte Bereich zusammengestellt.

Für die numerischen Simulationen des Brandverhaltens von Stahlbetonstützen entsprechend vorstehend angegebener Parameter-Variationen wurde ein Rechenprogramm benutzt, das aufgrund zahlreicher Versuchsnachrechnungen seine hohe

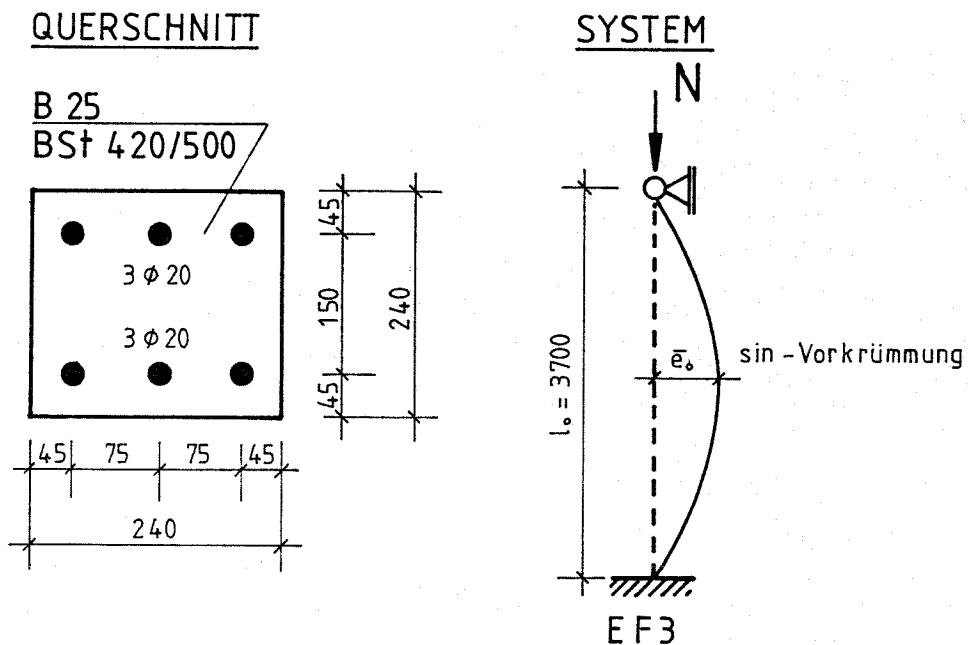
PARAMETER		untersuchter Bereich
I	geom. Imperfekt.	$\bar{e}_0 = \alpha_1 \cdot l_0 / 300^{1)}$
	Beton-Druckfest.	$\beta = \alpha_2 \cdot \beta_{WN}$
	Last-Höhe	$\eta = N / N_0$
II	Stahl-Streckgr.	$\beta = \alpha_3 \cdot \beta_S$
	Stütz.-Lager., heiß	EFj
	Last- Ermittl., kalt ²⁾	EFi
		$i = 2$

1) $l_0 = 3,70 \text{ m} = \text{const.}$

2) auf Basis /3.6/ bzw. /3.7/

Tafel 4: Parameterspektrum der Untersuchung

Bild 2 : Systemannahme Stahlbetonstütze



Genauigkeit und Zuverlässigkeit bestätigt hat /3.8, 3.9/. Das Rechenprogramm umfaßt dabei die folgenden drei Hauptbereiche:

- thermische Querschnittsanalyse (thermisch instationär, physikalisch nicht-linear),
- mechanische Querschnittsanalyse (physikalisch nicht-linear, thermische Eigenspannungen, Zustand I/II),
- Systemanalyse (geometrisch nicht linear).

Wegen der Interaktion von physikalischen und geometrischen Nicht-Linearitäten erfolgt die mechanische Querschnittsanalyse und die Systemanalyse gleichfalls interaktiv in einem Iterationsprozeß.

Die Rechnungen wurden mit einem Zeitschritt-Intervall von $\Delta t = 2,5$ min. durchgeführt. Die mitgeteilten Ergebnisse stellen den letzten, rechnerisch ermittelten Gleichgewichtszustand dar.

Die in der Simulationsrechnung benutzten temperaturabhängigen mechanischen und thermischen Kenngrößen entsprechen dabei den Vereinbarungen nach Kapitel 2.5.3 dieses Berichts.

3.4.2 Ergebnisse

Für die rechnerischen Untersuchungen wurden die maximal zulässige, planmäßig zentrische Normalkraft N_0 entsprechend den Regelungen für Geometrie und Werkstoffe nach /3.6, 3,7/ für die Lagerung EF2 berechnet. Als Materialien wurden

B 25 - BSt420/500RK

gewählt.

Die rechnerisch simulierte geometrische Imperfektion (Parameter α_1) wurde dabei, entsprechend dem kalten Bemessungsmodell, für $s_k = l_0$ festgelegt. Diese Imperfektion wurde als sinusförmige Vorkrümmung mit \bar{e}_0 in Stabmitte in den beidseitig gelagerten Stab als Ausgangswert eingepreßt.

Für die numerische Simulation des Brandverhaltens wurde diese eingeprägte, sinusförmige Vorkrümmung am eingespannten Fußpunkt der Stütze, zur Simulation von EF3, fixiert; der Stützenkopf verblieb gelenkig.

Vorrangig wurden in der Simulationsrechnung Kombinationen der vorstehend unter Punkt 3.4.1 aufgeführten Hauptparameter durchgeführt; die Beeinflussung des Versagenszeitpunktes t_u infolge Variation der Nebenparameter erfolgte lediglich exemplarisch.

Die Parameterkombinationen der durchgeführten Basisuntersuchungen sind mit ihren Ergebnissen in Tafel 5 zusammengestellt.

Eine Auswertung der Ergebnisse für den Einfluß aus Variation des Hauptparameters "geometrische Imperfektion" \bar{e}_0 zeigt Bild 3. Es ist dabei ersichtlich, daß die Beeinflussung der Versagenszeit t_u infolge Variation der geometrischen Ersatzimperfektion von nachgeordneter Bedeutung ist; entsprechend dem Bemessungskonzept wurde bei der Ermittlung der Last N_0 die volle Imperfektion der Kaltbemessung berücksichtigt.

Bild 4 zeigt die Beeinflussung der Versagenszeit t_u bei Variation der Beton-Druckfestigkeit β . Erwartungsgemäß ergibt sich eine Proportionalität zwischen Versagenszeit t_u und Betondruckfestigkeit β . Die Veränderung der entsprechenden, vergleichbaren t_u -Werte läßt dabei auf eine Entkoppelung des N-Einflusses aus Theorie II. Ordnung schließen - zumindest für den hier untersuchten Bereich.

Der Einfluß der Normalkraftvariation N auf den Versagenszeitpunkt t_u zeigt Bild 5. Die Größenordnung der hierbei beobachteten Beeinflussungen kennzeichnet die Normalkraft als den primären Parametereinfluß.

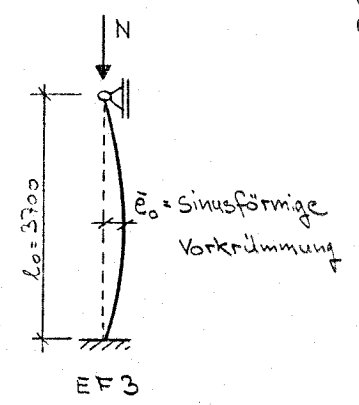
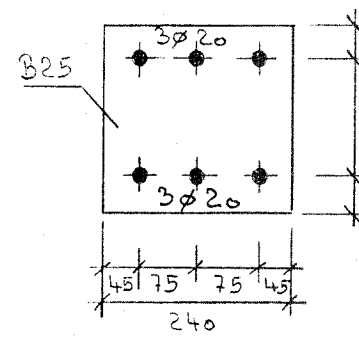
Die Buchstaben-Kennungen in den Bildern 3 bis 5 entsprechen den Parameter-Zuordnungen nach Tafel 5.

Stand: 21.07.1986

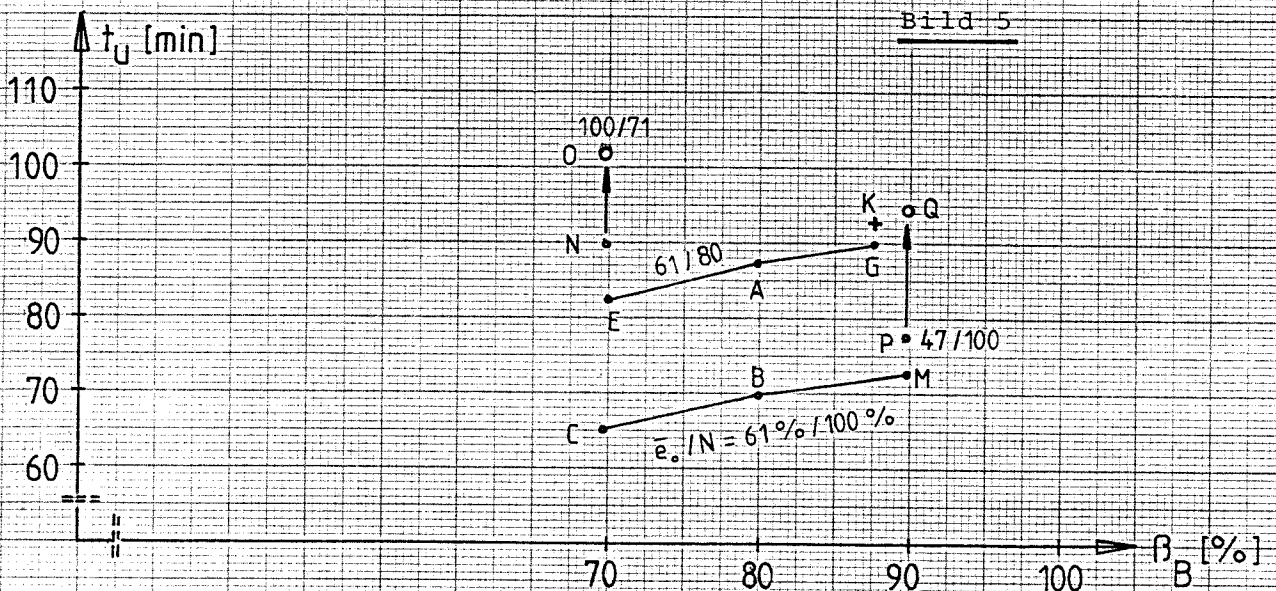
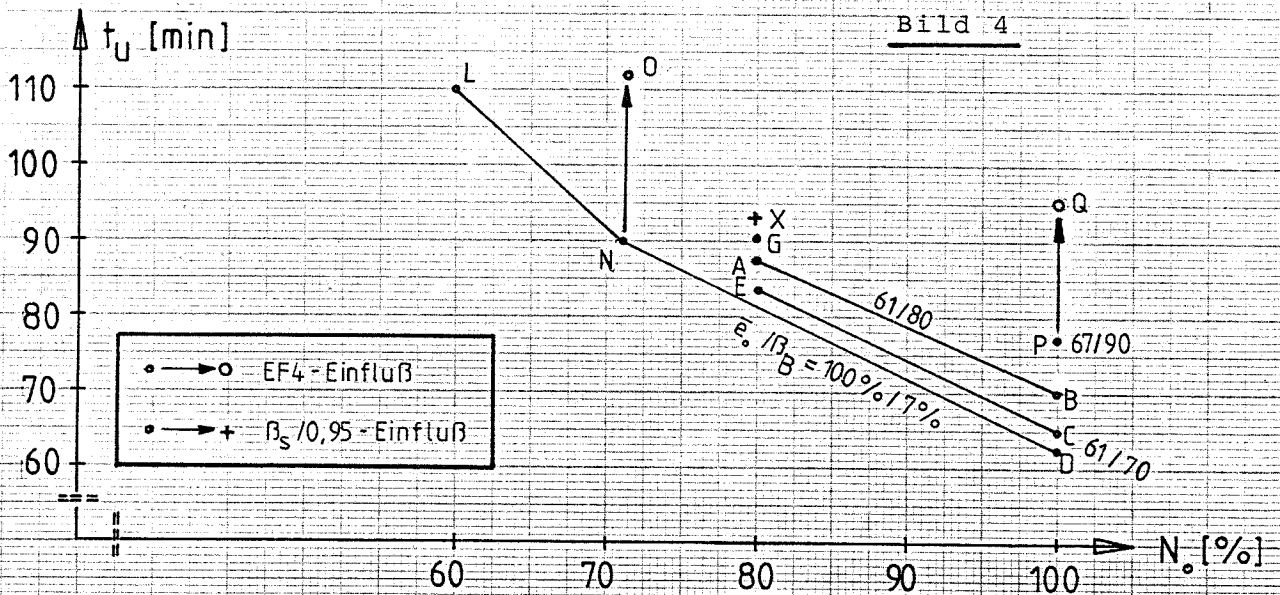
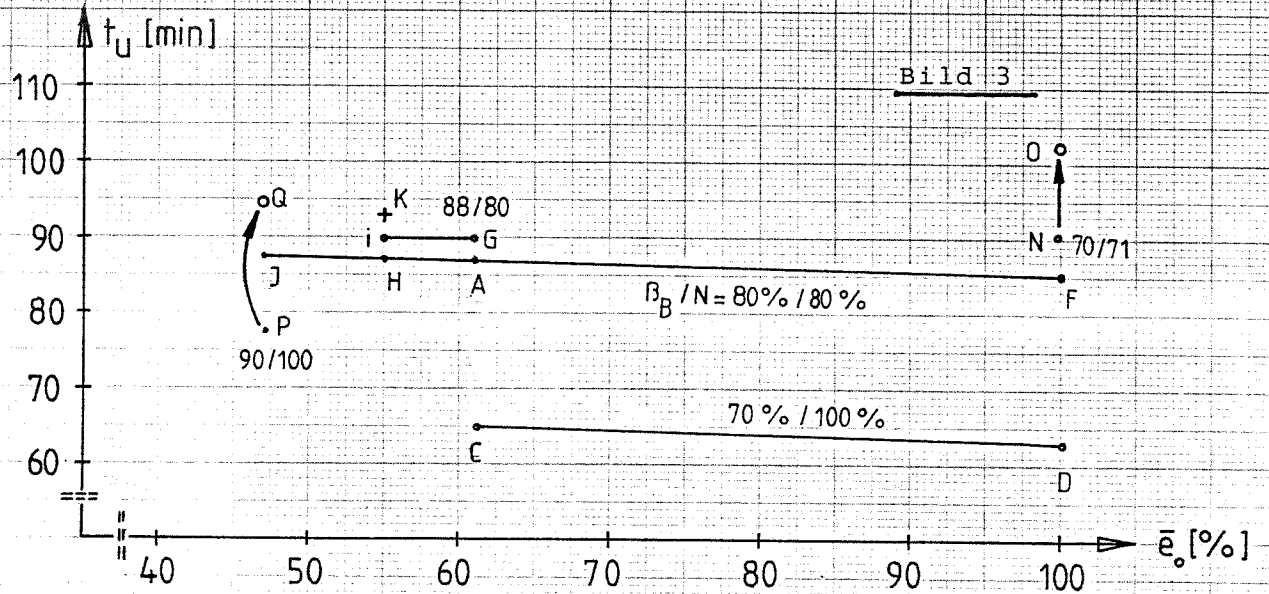
Zusammenstellung der Stützenrechnungen

Fall	System			Querschnitt		Belastung	
	Lagerung	Stablänge l_0 [cm]	Imperfektion \bar{e}_0 [cm]	β_B [kN/cm ²]	β_S [kN/cm ²]	N [kN]	t_u [min]
A	EF3	370	0,752 ($0,61 \frac{l_0}{300}$)	2,00 (0,8 β_w)	42,0	524 (0,8 N_0)	87,5'
B	EF3	370	0,752	2,00	42,0	655 (1,0 N_0)	70,0'
C	EF3	370	0,752	1,75 (0,7 β_w)	42,0	655	65,0'
D	EF3	370	1,233 ($1,0 \frac{l_0}{300}$)	1,75	42,0	655	62,5'
E	EF3	370	0,752	1,75	42,0	524	82,5'
F	EF3	370	1,233	2,00	42,0	524	85,0'
G	EF3	370	0,752	2,20 (0,88 β_w)	42,0	524	90,0'
H	EF3	370	0,678 ($0,55 \frac{l_0}{300}$)	2,00	42,0	524	87,5'
I	EF3	370	0,678	2,20	42,0	524	90,0'
J	EF3	370	0,580 ($0,47 \frac{l_0}{300}$)	2,00	42,0	524	87,5'
K	EF3	370	0,752	2,20	44,21 ($\frac{42,0}{0,95}$)	524	92,5'
L	EF3	370	1,233	1,75	42,0	393 (0,6 N_0)	100,0'
M	EF3	370	0,752	2,25 (0,9 β_w)	42,0	655	72,5'
N	EF3	370	1,233	1,75	42,0	465 (0,71 N_0)	90,0'
O	EF4	370	1,233	1,75	42,0	465	102,5'
P	EF3	370	0,580	2,25	44,21	655	77,5'
Q	EF4	370	0,580	2,25	44,21	655	95'

Querschnitt:



N_0 = Gebrauchslast nach DIN 1045 für EF2



Die Ergebnisse der exemplarischen Untersuchungen zum Einfluß der Nebenparameter β_s und EF4 sind in den Bildern 3 bis 5 gleichfalls eingetragen und mit ihren Referenzwerten gekennzeichnet. Es zeigt sich, daß der Einfluß aus der Streckgrenzen-Variation des Bewehrungsstahls, im Rahmen der hier gewählten Grenzen, von sekundärer Bedeutung ist. Ein Übergang vom Lagerungsfall EF3 nach EF4 im Brandfall aktiviert hingegen erhebliche Reserven, wie ein Vergleich der entsprechend zugeordneten Werte belegt.

3.4.3 Folgerungen

Die Auswertung der durchgeführten Basisuntersuchungen zeigt, daß über den Parameter den rechnerisch zu berücksichtigenden bzw. experimentell aufzubringenden, anteiligen geometrischen Ersatzimperfektion \bar{e}_0 nur eine schwache Beeinflussung der Versagenszeit t_u zu erwarten ist. Für Werte von $\alpha_1 < 0,6$ konnten innerhalb der für diese Untersuchung gewählten Schranken praktisch keine Veränderungen mehr festgestellt werden.

Die erwartungsgemäße deutliche Abhängigkeit des Versagenszeitpunktes t_u von der Größe der Betondruckfestigkeit β wurde bestätigt. Dies eröffnet die Möglichkeit, durch geeignete Festlegungen für die Betondruckfestigkeit β sowohl Versuchsnachrechnungen als auch die Erstellung von brandschutztechnischen Bemessungstabellen in Form von Belastungswerten auf eine realistische Basis zu stellen.

Als dominierende Größe wurde die $N-t_u$ -Relation festgestellt. Damit wird die Möglichkeit geschaffen, über probabilistisch abgesicherte Annahmen zur Auftretenshöhe der Normalkraft N eine realistische Beurteilungsbasis zu schaffen. Dies hat primär direkte Auswirkungen auf die Versuchsdurchführung über die Festlegung der Prüflast und wirkt sich gleichfalls auf die Festlegung entsprechender Belastungsdaten in brandschutztechnischen Bemessungshilfen aus.

Der Einfluß einer eventuell höheren Streckgrenze der Bewehrung ist innerhalb der hier untersuchten Grenzen von untergeordneter Bedeutung.

Unter Beibehaltung des Bemessungskonzepts nach EF2 ergeben sich bei Aktivierung von EF4-Randbedingungen im Brandfall weitere erhebliche Steigerungen der Feuerwiderstandsdauer. Entsprechend den in Kapitel 2 getroffenen Vereinbarungen erscheint jedoch die planmäßige Aktivierung von EF 4 bei der Festlegung allgemeiner Vereinbarungen aus übergeordneten Sicherheitsgründen als nicht vertretbar.

3.5 Simulationsrechnungen

Die unter Punkt 3.4 erläuterten Basisuntersuchungen sollten den Einfluß von Parametervariationen gegenüber den in den Kapiteln 2.4 und 2.5 probabilistisch vertretbaren Parameterfestlegungen aufzeigen. Desgleichen dienten diese Basisuntersuchungen zur Klärung der Rangfolge der einzelnen Parameter bezüglich ihrer quantitativen Auswirkung. Entsprechend der Zielsetzung nach Punkt 3.1 erlaubte das Ergebnis dieser Basisuntersuchungen die Festlegung von Randbedingungen für die einwirkende Seite und für die Widerstandsseite die sowohl probabilistisch vertretbar sind als auch das angestrebte Ziel einer F 90-Klassifizierung von Stahlbetonstützen erreichbar machen und zudem die Basis einer allgemeinen Festlegung von Versuchsrandbedingungen schaffen.

Die nachfolgenden numerischen Simulationen des Brandverhaltens der verschiedenen Stützen erfolgt für die Stützentypen Beton, Verbund, Stahl mit dem unter 3.4.1 beschriebenen Rechenprogramm /3.9/.

Die rechnerische Untersuchung des Brandverhaltens von Holzstützen erfolgte vereinbarungsgemäß mit einem Rechenverfahren auf der Basis der Angaben in /3.5/. Dieses Rechenmodell ist weniger anspruchsvoll als das Verfahren nach /3.9/ und modelliert insbesondere die physikalischen Verhältnisse nur approximierend.

3.5.1 Parameterwahl

Die Parameter-Festlegung erfolgte auf der Basis der Ausführungen nach Kapitel 2.4 und 2.5 dieses Berichts. Die geometrische Imperfektion wird mit 50 % ihres Rechenwertes entsprechend der Regelbemessung berücksichtigt ($\alpha_1 = 0,50$). Die Betonfestigkeiten werden zu 90 % der Nennfestigkeit des 200 mm-Würfels berücksichtigt ($\alpha_2 = 0,90$). Die Streckgrenzen aller Stähle werden mit 100 % unverändert belassen ($\alpha_3 = 1,00$). Für das brett-schichtverleimte Holz

gelten die Vereinbarungen bezüglich Druckfestigkeit und E-Modul nach Kapitel 2.5.2.4. Die Normalkraft wird zu 80 % in Höhe der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast berücksichtigt. Für die Verbundstütze ist diese Last der Zielwert der Simulationsrechnung zum Erreichen von $t_u = 90$ min. Für die Stahlstütze ist das Beurteilungskriterium die Stahltemperatur $\text{crit } T$ zum Zeitpunkt des Bauteilversagens t_u . Für die Stahlbetonstütze und die Holzstütze sind jeweils die Versagenszeitpunkte t_u das Beurteilungskriterium.

In Tafel 6 sind diese Parameter zusammengestellt.

Die Werte der Ersatzimperfektionen wurden dabei aufgrund der Ergebnisse einer Plausibilitätsprüfung z. T. auf höhere Basiswerte der Kaltbemessung abgestimmt (Vergl. Tab. 4.1, S. 40).

3.5.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Simulationsrechnungen für die vier unterschiedlichen Stützen sind in Tafel 7 zusammengestellt.

Für die Stahlbetonstütze wird der Zielwert, die Klasse F 90, erreicht.

Wegen der restriktiveren Forderungen bei der brandschutztechnischen Beurteilung der anderen Stützen /3.3, 3.4/ ergeben sich aus der Simulationsrechnung mit Basis Eingangsparameter entsprechend der Stahlbetonstütze quantitativ unterschiedliche Verbesserungen gegenüber dem jetzigen Zustand; der notwendige Zielwert wird in jedem Fall erreicht.

Stützenart	\bar{e}_o - Imperf. ¹⁾	β -Beton	β -Stahl B/E-Holz	Last N_o ²⁾	EFi/j
Beton	0,5 l/300	0,9 β_{WN}	1,0 β_S	0,8 N_o	2/3
Verbund	0,5 l/300	0,9 β_{WN}	1,0 β_S	$N(t_u=90')$	2/3
Stahl	0,5 l/250	-	1,0 β_S	0,8 N_o	2/3
Holz	0,5 (0,1 + $\epsilon/125$) k	$\beta_d/E=32,4/10320N/mm^2$		0,8 N_o	2/3

1) $l = l_o = 3,70 \text{ m}$

2) N_o (EFi), t_u (EFj)

Tafel 6: Parameter-Empfehlungen zur brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen

STÜTZENART	BEURTEILUNGSKRITERIUM	zugeordn. Klassifizierung
Stahlbeton	$t_u = 92 \text{ min}$	F90
Verbund	$N(t_u=90') = 557 \text{ kN}$	F90
Stahl	$\text{critT} = 567 \text{ }^\circ\text{C}$	$\text{critT} = 500^\circ\text{C}$
Holz	$t_u = 71 \text{ min}$	F60

Tafel 7: Ergebnisse der Simulationsrechnungen

3.6 Auswirkungen der vereinheitlichten Beurteilungsbasis

Die quantitativen Veränderungen der Beurteilungsbasis nach erfolgter Vereinheitlichung sind den Werten entsprechend der bisherigen Regelung in Tafel 8 gegenübergestellt.

Eine Analyse dieser Ergebnisse führt zu den nachfolgenden Erkenntnissen:

Stahlbetonstützen

Stahlbetonstützen zeigen den größten qualitativen Gewinn infolge der neu geregelten Beurteilungsbasis. Die Soll-F-Klassen nach DIN 4102, 4 hielten auf der Basis der bisherigen Regelung weder einer experimentellen noch einer rechnerischen Überprüfung stand; es ergaben sich signifikante Unterschreitungen der Versagenszeiten, die zum Verlust von wenigstens einer F-Klasse führen würde. Die neue Beurteilungsbasis auf der Grundlage probabilistisch abgesicherter Eingangsparameter erlaubt nunmehr sowohl die experimentelle als auch die numerische Bestätigung der F 90-Klasse als Ist-Wert. Das erfahrungsgemäß gute Brandverhalten der Stahlbetonstützen wurde somit bestätigt und auf eine verifizierbare Beurteilungsbasis gestellt.

Verbundstützen

Verbundstützen mit ungeschützten, außenliegenden Stahlanteilen bedürfen zum Erreichen höherer F-Klassen einer Abminderung der zulässigen Gebrauchslast kalt. Der zugehörige Last-Ausnutzungsgrad η verbessert sich zukünftig infolge der vereinheitlichten Beurteilungsbasis. Diese Verbesserung ist neben den hier untersuchten Walzprofil-Verbundstützen mit ausbetonierter Kammer auch für Hohlprofil-Verbundstützen zu erwarten. Für Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Walzprofilen sind diese Verbesserungen vermutlich erst bei höheren F-Klassen aktivierbar, da in der Regel bis F 90 keine Lastabminderung notwendig ist.

Stahlstützen

Stahlstützen zeigen auf der Grundlage der vereinheitlichten Beurteilungsbasis einen Anstieg der Versagenstemperatur t_{crit} . Da zum Erzielen von F-Klassen Stahlstützen stets einer brandschutztechnischen Isolierung bedürfen, wirkt sich die Erhöhung von t_{crit} in einer Verringerung der Dicke des jeweiligen Isoliermaterials aus. Bei einer Veränderung der Bemessungs-Basis kann der Zugewinn an Versagenstemperatur u.U. auch zur Kompensation eines verringerten Sicherheitsbeiwertes in der kalten Bemessung aktiviert werden.

Holzstützen

Die neue Beurteilungsbasis bewirkt einen Anstieg der Versagenszeit t_u . Dieser Zugewinn an Versagenszeit kann z.B. über eine Verringerung des erforderlichen Holzquerschnitts zum Erreichen der jeweiligen F-Klasse genutzt werden oder veränderte Abbrandraten kompensieren.

In Tafel 9 sind die quantitativen Auswirkungen bei Aktivierung von EF 2/4 aufgezeigt. Diese zusätzlichen Reserven sollten aus den unter Punkt 2.3 genannten Gründen jedoch derzeit nicht planmäßig aktiviert werden.

STÜTZENART	BEURTEILUNGS- KRITERIUM	BEURTEILUNGSBASIS	
		bisher	Vorschlag
Stahlbeton	t_u	< 90 min	90 min
Verbund	η bzw. $N(t_u=90')$	27 %	35%
Stahl	T_{crit}	500° C	567° C
Holz	t_u	60 min	70 min

Tafel 8: Quantitative Veränderung der Beurteilungsbasis nach Vereinheitlichung der Beurteilungs-Parameter

STÜTZENART	BEURTEILUNGS- KRITERIUM	BEURTEILUNGSBASIS	
		EF 2/3	EF 2/4
Stahlbeton	t_u	92 min	107 min
Verbund	η bzw. $N(t_u)$	35%	49%
Stahl	T_{crit}	567° C	588° C
Holz	t_u	70 min	80 min

Tafel 9: Bauwerksreserven infolge EF 2/4 nach Vereinheitlichung der Beurteilungs-Parameter

3.7 Vorschlag zur Durchführung von Stützen-Brandversuchen

Die vereinheitlichte Beurteilungsbasis soll abschließend in einem Vorschlag für die Durchführung von Brandprüfungen an tragenden Stützen nach DIN 4102, Teil 2 bzw. für die rechnerische Beurteilung des Brandverhaltens zusammengefaßt werden.

1. Einbau der Stütze in den Prüfstand entsprechend Eulerfall 3 (eine Seite gelenkig, eine Seite eingespannt);
2. am gelenkig gelagerten Auflagepunkt ist für planmäßig zentrische Belastung folgende Exzentrizität vorzusehen:
 $l_0/900$ für Stahlbeton- und Verbundstützen
 $l_0/1000$ für Stahlstützen
 $k \cdot \varepsilon/250$ für Holzstützen.
3. Die zentrische Gebrauchslast der Stütze N_0 ist für eine beidseitig gelenkige Lagerung (Eulerfall 2) entsprechend den Bemessungsregelungen zu ermitteln.
4. Die Prüflast ist mit $F = 0,8 N_0$ aufzubringen.
5. Sofern eine rechnerische Beurteilung des Stützen-Brandverhaltens durchgeführt werden soll, darf die Betonfestigkeit zu $\beta = 0,9 \beta_{WN}$ angenommen werden.

6. LITERATUR

- /3.1/ Klingsch, W., A. Haksever, R. Walter: Brandversuche an Stahlbetonstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse; Bericht A 1-2, SFB 148, TU Braunschweig, 1977.
- /3.2/ Kordina, K., C. Meyer-Ottens: Betonbrandschutz-Handbuch; Beton-Verlag, Wiesbaden, 1981.
- /3.3/ Kordina, K., W. Klingsch: Brandverhalten von Verbundstützen und von Vollprofilstützen; Forschungsbericht P 35, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, 1983.
- /3.4/ Hoffend, F., K. Kordina, C. Meyer-Ottens: Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102, Teil 2; DIN-Mitteilungen 63, Nr. 3, 1984.
- /3.5/ Kordina, K., C. Meyer-Ottens: Holz-Brandschutz-Handbuch; DGfH, München, 1983.
- /3.6/ Kordina, K., U. Quast: Bemessung von Stahl- und Stahlbetonbauteilen; DAfStb-Heft 220, Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- /3.7/ DIN 4102, Teil 2 (1977) und Teil 4 (1981).
- /3.8/ Wittbecker, F.-W.: Gesamttragverhalten thermisch beanspruchter Stahlverbundkonstruktionen; Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, 1986.
- /3.9/ Klingsch, W., F.-W. Wittbecker: ENSA-T, Stabwerksprogramm für brandbeanspruchte Tragwerke, Programmbeschreibung; Bergische Universität Wuppertal, 1987.
- /3.10/ Jungbluth, O.: Optimierte Verbundbauteile, Kapitel 18 im Stahlbau-Handbuch Bd. 1, Stahlbau-Verlag, 1982.
- /3.11/ Quast, U., K. Rudolph: Traglasten für Verbundstützen zugehörig zu Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102; Bericht P 86-2.3, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, 1985.
- /3.12/ ARBED: AF 30/120-Verbundstützen, Traglasttabellen, 1985.