

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

Band: 13 (1988)

Artikel: Zuverlässigkeitsuntersuchungen an Stahlkonstruktionen

Autor: Glas, Hans-Dieter / Grasse, Wolfgang

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-13088>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.05.2025

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

Zuverlässigkeitsuntersuchungen an Stahlkonstruktionen

Reliability Analyses of Steel Constructions

Analyses de la fiabilité de constructions en acier

Hans-Dieter GLAS

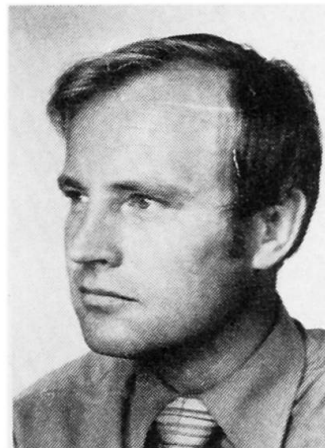
Prof. Dr.-Ing.
Technische Hochschule
Leipzig, DDR



H.-D. Glas, geboren 1953, studierte an der Hochschule für Bauwesen in Leipzig (heute Technische Hochschule) und promovierte an der Technischen Universität Dresden. Von 1964–1978 war er Technischer Direktor des VEB Metalleichtbaukombinat und von 1969–1978 gleichzeitig Direktor des Forschungsinstitutes dieses Kombines. 1978 folgte er dem Ruf an die Technische Hochschule Leipzig.

Wolfgang GRASSE

Dr. sc. techn.
Technische Hochschule
Leipzig, DDR



W. Grasse, geboren 1939, studierte bis 1963 an der Hochschule für Bauwesen Leipzig, promovierte 1965 und habilitierte sich dort 1969. Ab 1968 arbeitete er im Stahlbau der Fördertechnik, ab 1974 im Forschungsinstitut des VEB Metalleichtbaukombinat, von 1977–1986 als Abteilungsleiter und Leiter des Bauteilprüflabors. Seit 1986 Dozent an der Technischen Hochschule Leipzig.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag berichtet über Ergebnisse von Zuverlässigkeitsanalysen, die an eingeschossigen Zweigelenrahmen aus Stahl durchgeführt wurden. Besonders herausgearbeitet wird die Tatsache, daß der Sicherheitsindex nur in Verbindung mit den Eingangsdaten (stochastische Modelle der Lasten und Materialeigenschaften) und den Analysemethoden interpretierbar ist.

SUMMARY

Results of reliability analyses are reported concerning singlestory double hinged steel frames. The fact is emphasised that the safety index is only interpretable in the context of both the basis data (stochastic models of loads and material properties) and the methods of analysis used.

RÉSUMÉ

L'article présente des résultats d'analyses de fiabilité faites sur des portiques en acier à deux articulations et à un étage. On insiste sur le fait que l'indice de sécurité ne peut être interprété qu'en rapport avec les données d'entrée (modèles stochastiques des charges et des caractéristiques des matériaux) et les méthodes d'analyse.



1. EINLEITUNG

Die Zuverlässigkeitstheorie der Baukonstruktionen ist ein leistungsfähiges Instrument zur Einschätzung der Sicherheit von Tragwerken. In den letzten Jahren ist diese Theorie immer weiter vervollkommen und verfeinert worden. Eine nur noch schwer überschaubare Anzahl von Veröffentlichungen ist dieser Theorie gewidmet. Von den guten zusammengefaßten Darstellungen sei nur auf [1, 2, 3] verwiesen.

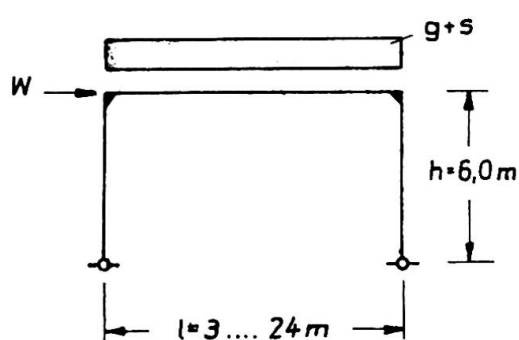
Als spärlich dagegen ist die Zahl der Veröffentlichungen zu werten, die Ergebnisse zuverlässigkeitstheoretischer Untersuchungen und dabei gewonnene praktische Erfahrungen vermitteln.

Der vorliegende Beitrag berichtet über Ergebnisse diesbezüglicher Untersuchungen am Lehrstuhl Metallbau der Technischen Hochschule Leipzig.

2. ERGEBNISSE VON ZUVERLÄSSIGKEITSANALYSEN AN ZWEIFELENKRAHMEN AUS STAHL

Es wurden u. a. auch Zweifelenkrahmen aus Stahl untersucht, und es soll hier über dabei gewonnene Ergebnisse berichtet werden.

Diese Zweifelenkrahmen könnten z. B. die Haupttragkonstruktion von Hallen repräsentieren. Abmessungen und Belastung zeigt Fig. 1.



Die Rahmen wurden nach Elastizitätstheorie 2. Ordnung mit den in der DDR verbindlichen Lastannahmen gemäß TGL 32274 bemessen, d. h. folgende Normlasten, Lastfaktoren und Lastkombinationen liegen der Bemessung zugrunde.

Fig. 1 Abmessungen und Belastung des untersuchten Stahlrahmens

Schnee: $s = 0,5 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,1 \cdot 1,4 = 1,54$

Wind : Staudruck $0,55 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,2$

Eigenlast: $g = 0,5 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,1$ (d. h. es handelt sich um eine sehr leichte Dacheindeckung)

Lastkombination Eigenlast + Schnee : $1,1 \cdot g + 1,54 \cdot s$

Lastkombination Eigenlast + Wind : $1,1 \cdot g + 1,2 \cdot w$

Lastkombination Eigenlast + Schnee + Wind: $1,1 \cdot g + 0,9 \cdot 1,54 \cdot s + 0,9 \cdot 1,2 \cdot w$

Nach in der DDR gültigen Stahlbaunorm ist weiterhin ein Materialfaktor $\gamma_m = 1,15$ bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Nachrechnungen nach Normen anderer Länder und Vergleiche mit Anbietern bei internationalen Ausschreibungen zeigen, daß sich nach DDR-Normen bemessene Stahlkonstruktionen nur unwesentlich von anderen unterscheiden (insbesondere hinsichtlich der erforderlichen Querschnitte).

Die so bemessenen Rahmen wurden anschließend mittels zuverlässigkeitstheoretischer Methoden 1. Ordnung untersucht. Die Grenzzustandsbedingung wurde aus der Fließgelenktheorie 2. Ordnung hergeleitet. Das Ergebnis ist aus Fig.2 ersichtlich.

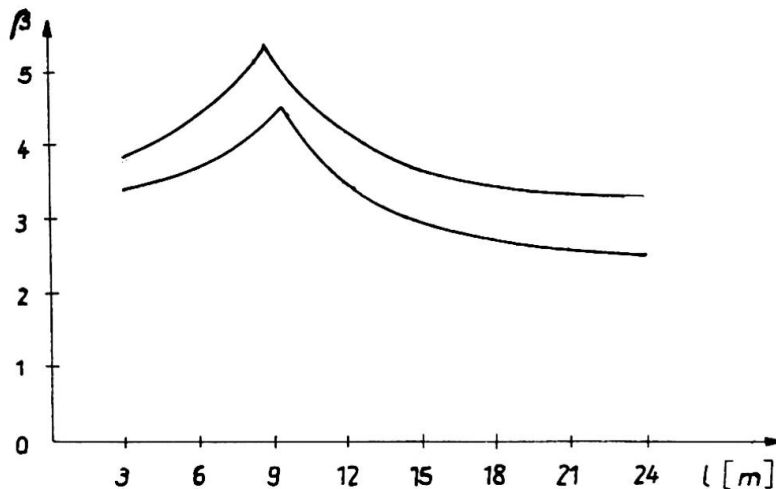


Fig.2 Sicherheitsindex B (Einschränkung) für nach DDR-Norm bemessene 6 m hohe Zweigelenkrahmen, die durch niedrige Eigenlast, Schnee und horizontalen Wind beansprucht werden.

Bei der Beurteilung dieser Werte ist zu beachten:

- Mittelwert und Standardabweichung für die als extremwert-I-verteilten Schnee- und Windlasten wurden aus statistischen Daten meteorologischer Stationen hergeleitet (s. Abschnitt 3.1 und 3.2). Das führt zu einer schärferen Betrachtungsweise, als wenn man (günstigerweise) annimmt, daß die derzeitigen Lastannahmen einer 98 %- oder 99 %-Fraktile entsprechen.
- Es wurde ein Bezugszeitraum von 50 Jahren zugrunde gelegt.
- Die untere Kurve ergibt sich, wenn man für die Querschnittsfestigkeit von der unteren Fließgrenze ausgeht, die zudem nicht unbeträchtlich streut (s. Abschnitt 3.4), wenn man die möglichen Versagensmechanismen (Fließgelenkketten) als Seriensystem auffaßt und wenn man zwischen den Fließgelenken bezüglich deren Festigkeit vollständige Korrelation voraussetzt. Man kann also bezüglich der Tragfähigkeitsannahmen von einer unteren Schranke sprechen.
- Die obere Kurve ergibt sich, wenn man für die Querschnittsfestigkeit von der oberen Fließgrenze ausgeht (was eine durchaus übliche Annahme ist), wenn man den Sicherheitsindex B nur bezüglich des kritischen Versagensmechanismus bestimmt und wenn man zwischen den Fließgelenken bezüglich deren Festigkeit keinerlei Korrelation voraussetzt. Man kann also bezüglich der Tragfähigkeitsannahmen von einer oberen Schranke sprechen.

Tab. 1...3 zeigen Forderungen an den Sicherheitsindex B im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie sie von verschiedenen Richtlinien bzw. Empfehlungen erhoben werden.

Sicherheitsklasse	1	2	3
B für Bezugszeitraum 1 Jahr	4.2	4.7	5.2

Tabelle 1 Na Bau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (BRD)



Versagensfolgen	weniger schwer	schwer	sehr schwer
β für Bezugszeitraum 1 Jahr	3.1	3.7	4.2

Tabelle 2 Recommendation for Loading- and Safety Regulations
for Structural Design NKB Report No.36
The Nordic Committee on Building Regulations

Zuverlässigkeitsklasse	V	IV	III	II	I
β für Bezugszeitraum 1 Jahr	3.2	3.7	4.2	4.7	5.2
β für Bezugszeitraum 50 Jahre	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5

Tabelle 3 Zuverlässigkeitskonzeption für tragende Baukonstruktionen, Bauakademie der DDR, Mai 1987

Aus der unterschiedlichen Höhe dieser Forderungen kann man nicht auf unterschiedlich hohe Zuverlässigkeitsniveaus schließen, vielmehr ist es notwendig, die Rahmenbedingungen festzulegen, innerhalb derer geforderte β -Werte gelten (Fig.2 verdeutlicht die Streuung, die allein aus unterschiedlichen Annahmen auf der Tragfähigkeitsseite bzw. aus der Berücksichtigung des Systemcharakters resultieren). Bemerkenswert ist auch, daß man bei der Erarbeitung der neuen Stahlbaunorm in den USA von einem erforderlichen $\beta = 2.7 \dots 3.0$ ausging [4] was u. E. auf eine realistische Betrachtungsweise schließen läßt.

3. DISKUSSION DER DEN BASISVARIABLEN ZUGRUNDE GELEGTEN STOCHASTISCHEN MODELLE

3.1 Windlasten

Die Norm-Windgeschwindigkeit v_{TGL} nach TGL 32274/07 ist das von der Höhe über Gelände abhängige 2 Minuten-Mittel, das durchschnittlich in 5 Jahren einmal erreicht oder überschritten wird. Für die Jahresmaxima der Windgeschwindigkeit in Europa gilt die Extremwertverteilung vom Typ I

$$F_I^{(1a)}(v) = \exp \{ -\exp [-a_w(v - \hat{v})] \} \quad (1)$$

Der Modalwert $\hat{v}$ und das Streuungsmaß a_w bestimmen sich mit

$a_w \hat{v} = 10$ für Mitteleuropa und

$$F_I^{(1a)}(v_{TGL}) = \exp \{ -\exp [-a_w(v_{TGL} - \hat{v})] \} = 1 - \frac{1}{5} = 0,8$$

zu $a_w = 11,50/v_{TGL}$ und $\hat{v} = 0,8696 v_{TGL}$.

In der DDR ist der Lastfaktor für Wind 1,2, für turmartige Bauwerke 1,3. Nimmt man an, daß er nur die Streuung der Windgeschwindigkeit repräsentiert, so ist der Rechenwert der Windgeschwindigkeit $\sqrt{1,2} v_{TGL} = 1,095 v_{TGL}$. Einsetzen dieses Wertes in Gl.(1) ergibt eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 0,9282, das entspricht einer Wiederholungsperiode von 14 Jahren.

Die Verteilungsfunktion der Windgeschwindigkeit für die betrachtete Lebensdauer von 50 Jahren berechnet sich zu

$$F_I^{(50a)}(v) = [F_I^{(1a)}(v)]^{50}$$

Für die Geschwindigkeit v_{10} [m/s] in 10m Höhe ist $v_{TGL} = 29,6$ m/s, und man erhält

$$F_I^{(50a)}(v_{10}) = \exp \{ -\exp [-0,3885 (v_{10} - 35,81)] \}$$

und für den v_{10}^2 proportionalen Staudruck $q_{10} [\text{kN/m}^2]$

$$F_I^{(50a)}(q_{10}) = \exp \{ \exp [-8,33 (q_{10} - 0,801)] \}$$

Die Höhenabhängigkeit des Staudrucks wurde berücksichtigt. Des weiteren wurden die Staudruckwerte analog [5] mit dem Faktor 0,75 reduziert, da der Wind nicht immer aus der für die Konstruktion ungünstigsten Richtung weht.

3.2 Schneelasten

Für die Jahresmaxima der Schneelast wird ebenfalls eine Ex I-Verteilung angesetzt.

$$F_I^{(1a)}(s) = \exp \{ -\exp [-a_s(s - \hat{s})] \} \quad (2)$$

Für die Schneelast auf dem Boden im Flachland der DDR (bis 250 m Seehöhe) gilt

$$\begin{aligned} \hat{s} &= 0,13 \text{ bis } 0,24 \text{ kN/m}^2 \\ a_s &= 4,35 \text{ bis } 5,88 \text{ m}^2/\text{kN} \end{aligned}$$

Im folgenden wird gerechnet mit $\hat{s} = 0,24$ (0,13) kN/m^2 und $a_s = 5$ m^2/kN . Auf dem Dach werden 70 % der Schneelast auf dem Boden angesetzt.

$$\begin{aligned} \hat{s}_D &= 0,7 \cdot 24 = 0,168 \text{ (0,091) kN/m}^2 \\ a_{sD} &= 5/0,7 = 7,142 \text{ m}^2/\text{kN} \end{aligned}$$

Setzt man diese Parameter in Gl.(2) ein, so ergibt sich für die Norm-Schneelast im Flachland $s_{TGL} = 0,50$ kN/m^2 eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 0,9109 (0,9475), entsprechend einer Wiederholungsperiode von 11(19) Jahren. Mit dem Lastfaktor 1,4 betragen die analogen Werte für die Rechen-Schneelast 0,9779 (0,9872) bzw. 45 (74) Jahre. Rechnet man auf 50 Jahre um, so sind in Gl.(2) die Parameter

$$\begin{aligned} \hat{s}_{D,50} &= \hat{s}_D + 1n 50/a_{sD} = 0,716 \text{ (0,639) kN/m}^2 \\ a_{sD,50} &= a_{sD} = 7,142 \text{ m}^2/\text{kN} \end{aligned}$$

Für die kombinierte Belastung durch Schnee und Wind wurden entsprechend der Regel von Borges-Castanheta sowohl der 50-Jahres-Schnee mit dem 1-Jahres-Wind als auch der 1-Jahres-Schnee mit dem 50-Jahres-Wind gemeinsam angesetzt.

3.3 Eigenlast

Die Untersuchung bezieht sich auf einen niedrigen Eigenlastanteil. Der Normwert der Eigenlast verhält sich zum Normwert der Schneelast wie 1 : 1. Weiter wird angenommen, daß der Mittelwert der Eigenlast gleich dem Normwert und der Variationskoeffizient 0,05 beträgt.

3.4 Querschnittsfestigkeit

Auf der Grundlage einer umfangreichen Studie [6] von internationalen Veröffentlichungen zur Fließgrenze des Stahles und zu den Toleranzen des Walzstahles wurden für die Zuverlässigkeitsanalysen folgende Annahmen getroffen:

- Die Fließgrenze des Stahles wird als normalverteilt angenommen
 - a) bei Zugrundelegung der von der Metallurgie "gewährleisteten" Fließgrenze: $\bar{x} = 1,2 \cdot R_{Norm}$, $v = 0,10$
 - b) bei Zugrundelegung der unteren Fließgrenze: $\bar{x} = 1,1 \cdot R_{Norm}$, $v = 0,085$



- Die Querschnittswerte werden normalverteilt angenommen mit folgenden Parametern: $\bar{x} = 1,0 \cdot \text{Normwert}$,
 $v = 0,03$ bei Blechen und Profilen, $v = 0,06$ bei Rohren [7].

4. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Für die Weiterentwicklung der Stahlbauweise, insbesondere für die weitere Normenarbeit, ist es wünschenswert, die Ergebnisse an unterschiedlichen Stellen durchgeführter Zuverlässigkeitsanalysen über Veröffentlichungen auszutauschen.

Für die Vergleichbarkeit ist es notwendig, nicht nur Sicherheitsindices oder Versagenswahrscheinlichkeiten anzugeben, sondern auch die Voraussetzungen, unter denen diese gewonnen werden, also gewählte stochastische Modelle für die Basisvariablen, Methoden, die der Analyse zugrunde liegen usw. Noch effektiver wäre es, für massenhaft durchzuführende Zuverlässigkeitsanalysen eine Rahmenrichtlinie zu erarbeiten und zu veröffentlichen, was nicht im Widerspruch zur Weiterentwicklung der Theorie an sich steht. Fig. 2 deutet die Streubreite der Ergebnisse allein aus unterschiedlichen Annahmen auf der Tragfähigkeitsseite an. Unterschiedliche Annahmen auf der Lastseite haben noch größere Auswirkungen. Es ist ein realistisches Herangehen bei Zuverlässigkeitsanalysen gefragt, auch wenn dies dazu führt, Forderungen bezüglich der Größe von β für die Normenarbeit neu zu überdenken. Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Sicherheitsindex sind zu diesem Zweck operative Größen, die nur aus Rückrechnungen an über Jahrzehnte bewährten Konstruktionen bestimmt werden können. Als relative Bezugsgrößen sind sie aber durchaus geeignet, das Sicherheitsniveau der Baukonstruktionen zu homogenisieren. Z. B. erweist sich die Lastkombinationsregel der DDR-Norm nach Fig. 2 als konservativ, da sie im mittleren Bereich, wo Wind und Schnee etwa gleichen Einfluß auf die Bemessung haben, zu deutlich höheren β -Werten führt.

LITERATURVERZEICHNIS

1. SPAETHE, G., Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987
2. THOFT-CHRISTENSEN, P., BAKER, M.I., Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1982
3. THOFT-CHRISTENSEN, P., MUROTSU, Y., Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1986
4. GALAMBOS, T.V., Load and Resistance Factor Design, Engineering Journal/AISC, Third Quarter 1981
5. RAVINDRA, M.K., CORNELL, C.A., GALAMBOS, T.V., Wind and Snow Load Factors for Use in LRFD, Journal of the Struct. Div., Sept. 1978, S. 1443 ff.
6. GLAS, H.-D., Zur Bestimmung der Querschnittsfestigkeit als einer signifikanten Basisvariablen der Tragfähigkeit, unveröffentlichte Studie, August 1986
7. GRASSE, W., MEITZNER, E., FIZIA, T., Statistische Kenngrößen der Querschnittswerte von Stahlbauprofilen, Informationen des VEB Metalleichtbaukombinat - Forschungsinstitut, 1979, S. 15 ff.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Leere Seite
Blank page
Page vide