

# Zuverlässigkeitsbewertung von Holzbauteilen im Bestand

M. Loebjinski, W. Rug, H. Pasternak

**Zusammenfassung** Die aktuellen Bemessungsnormen des Eurocodes beinhalten keine gesonderten Regelungen für bestehende Bauwerke. Dennoch sind diese aus verschiedenen Gründen spezifisch zu bemessen. Dazu gehören sowohl ökonomische Gründe, als auch Anforderungen an die Erhaltung von historischen Konstruktionen. Dieser Beitrag fasst Grundlagen zur Zuverlässigkeitstheorie und zur Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten zusammen, stellt den aktuellen Stand der Technik zu Normen und Standards der zuverlässigkeitstheoretischen Bemessung und zur Behandlung von Bestandsbauten in der Bemessung dar und zeigt mit vereinfachten Rechnungen das Optimierungspotenzial der Teilsicherheitsbeiwerte für historische Holzkonstruktionen auf.

## Evaluation of the Reliability of Existing Timber Members

**Abstract** The current Eurocodes for the calculation of constructions do not contain special rules for existing structures. Nevertheless, due to different reasons, they have to be calculated specifically. To be named here are economic reasons and requirements for the preservation of historic constructions. This paper sums up basics of the reliability theory and the determination of partial safety factors, shows the state-of-the-art concerning codes and standards of reliability-based design and concerning the handling of ancient structures. Furthermore, potential for optimisation of partial safety factors for historic timber constructions is shown by simplified calculations.

## 1 Einführung

Seit dem Jahre 2012 gelten in Deutschland durch bauaufsichtliche Einführung die Eurocodes als Bemessungsgrundlage für Nachweise der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Die aktuelle Normung in Deutschland beinhaltet kaum Regelungen für die Nachrechnung von Bestandsbauten, lediglich die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) gibt einige qualitative Hinweise. Die Regelungen der DIN EN 1990 für das Bemessungskonzept und DIN EN 1995 für holzbauspezifische Regelungen werden demnach auch für Bestandsbauten angewendet. Wörtlich heißt es: „EN 1990 kann auch zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Bauwerke, bei Instandsetzungs- und Umbaumaßnahmen oder bei beabsichtigten Nutzungsänderungen verwendet werden“ [1, S. 10]. Außerdem im Nationalen Anhang der EN 1995-1-1: „DIN EN 1995-1-1 gilt [...] sinngemäß für Bauten im Be-



Bild 1. Dachstuhl der „Oberkirche“ in Cottbus, Bauzeit 15.-16. Jhd., Sparrendach mit liegendem Stuhl

Fig. 1. Truss of church “Oberkirche” in Cottbus, build 15.-16. Century, rafter roof with lying chair

stand, soweit in speziellen Normen nichts anderes bestimmt ist“ [2, S. 11].

Im Bestandsbau ist die Bemessungssituation jedoch eine andere als im Neubau. Konstruktionen können durch eine fachkundige Bestandsaufnahme in situ überprüft werden und Unsicherheiten damit vermindert werden. Die Nachrechnung bestehender Konstruktionen mit den gleichen Sicherheitsbeiwerten wie im Neubau ist somit zu ungünstig. Insbesondere im Holzbau nimmt das Bauen im Bestand einen wichtigen Stellenwert ein. Viele historische Konstruktionen, wie beispielsweise Bild 1, wurden in Holzbauweise errichtet. Zudem schon die Nutzung von Bestandsbauten im Vergleich zum Neubau Ressourcen, ermöglicht die Nachverdichtung in Städten zur Gewinnung von Wohnraum und wirkt der zunehmenden Versiegelung der Umgebung entgegen. Die Anpassung des Berechnungskonzeptes für bestehende Konstruktionen ermöglicht die Erschließung von Tragwerksreserven und damit die substanzschonende Erhaltung.

Dieser Beitrag gibt den europäischen Stand der Technik zur Anpassung des Berechnungskonzeptes für den Bestandsbau wider und zeigt Ansätze für Optimierungen auf.

## 2 Stand der Technik – Regelwerke mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten für den Bestandsbau

### 2.1 Tabellarischer Vergleich

Zur Aufarbeitung des Stands der Technik ist in Tabelle 1 der Vergleich modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandsbauten aufgeführt.

### 2.2 Schlussfolgerungen

Die aktuellen Regelwerke konzentrieren sich auf die Einwirkungsseite. Häufig taucht  $\gamma_G = 1,20$  für ungünstige ständige Einwirkungen (normale Bemessungssituation CC2/RC2) auf. Die Teilsicherheitsbeiwerte im zitierten JRC Science and Policy Report [6] sind jedoch deutlich geringer.

M. Sc. Maria Loebjinski

Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak

Brandenburgische Technische Universität  
Konrad-Wachsmann-Allee 2, 03046 Cottbus

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rug

Hochschule für Nachhaltige Entwicklung  
Schicklerstraße 5, 16225 Eberswalde

**Tabelle 1. Vergleich modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandsbauten**  
Table 1. Comparison of modified partial safety factors for existing structures

Norm/ Regelwerk		$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_M$
DAfStb (2000) „Belastungsversuche an Betonbauwerken“	[3]	1,15	–	Beton: <b>1,40</b> Stahl: <b>1,10</b>
Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2011) „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“	[4]	1,20	–	Stützenabsenkung: <b>1,0</b> Betonstahl: <b>1,05</b> Spannstahl: <b>1,10</b>
SIA 269:2011	[5]	1,20	–	–
N EN 8700:2011–12	[6]	1,30 (reconstruction <sup>1</sup> ) 1,20 (disapproval <sup>2</sup> )	Führend, außer Wind <b>1,30</b> (reconstruction) <b>1,15</b> (disapproval) Wind <b>1,40</b> (reconstruction) <b>1,30</b> (disapproval)	–
DBV Merkblatt (2013) „Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“	[7]	–	–	Beton: $V_{R,C}$ $\gamma_{C,mod}$ $\leq 0,20$ 1,20 0,25 1,25 <b>0,30 1,30</b> 0,35 1,40 0,40 1,50 Stahl: $V_{R,S}$ $\gamma_{C,mod}$ 0,06 1,05 0,08 1,10 <b>0,10 1,10</b>
Joint Research Centre: Science and Policy Report (2015) „New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures“	[6]	1,09	Führend (Schnee, wenn Wind nicht dominant) <b>1,40</b> Begleitend (Schnee, wenn Wind dominant) <b>1,11</b>	1,02

<sup>1</sup> reconstruction: entsprechend Zielniveau, <sup>2</sup> disapproval: entsprechend Mindestniveau

**Tabelle 2. Einordnung probabilistischer Verfahren [8, S. 28] [9, S. 9–27]**  
Table 2. Classification of probabilistic methods [8, S. 28] [9, S. 9–27]

Ebene	Berechnungsmethode	Wahrscheinlichkeitsverteilung	Grenzzustandsfunktion	Sicherheitsmaß; Ergebnis
1. semi/probabilistisch	Kalibrierung	nicht verwendet	–	Teilsicherheitsfaktoren
2. probabilistische Näherungsverfahren	FOSM	ausschließlich Normalverteilung	lineare Approximation	Approximative Versagenswahrscheinlichkeit
	FORM, SORM	alle Typen	lineare/ quadratische Approximation	
3. probabilistisch exakte Verfahren	numerische Integration und Monte-Carlo-Simulation	alle Typen	beliebig	theoretische exakte Versagenswahrscheinlichkeit
4. probabilistische Optimierung	siehe Ebene 2 und 3	alle Typen	beliebig unter Einbeziehung ökonomischer Daten	stochastisch optimierte Konstruktionen

Dies ist den sehr niedrig angesetzten Variationskoeffizienten von 5 % zurückzuführen, der für Holzbauteile zu gering ist, wie im Folgenden gezeigt wird.

variablen in den Standardnormalraum transformiert (Bild 4). Dazu wird der Mittelpunkt des Überlebensbereiches auf den Koordinatenursprung transformiert. Das Koordinaten-

Es sind nur wenige Modifikationen auf Widerstandsseite vorhanden. Weiterer Untersuchungsbedarf zur Optimierung der Teilsicherheitsbeiwerte für Holzkonstruktionen im Bestand zeigt sich. Für eine Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für Holzkonstruktionen im Bestand werden zunächst einige Grundlagen der Zuverlässigkeitsberechnung dargestellt.

### 3 Grundlagen der Zuverlässigkeitsberechnung

#### 3.1 Allgemeines zum Sicherheitskonzept in DIN EN 1990:2010–12

Die Bemessung kann in vier Stufen abhängig vom Genauigkeitsgrad eingeteilt werden (Tabelle 2).

In DIN EN 1990:2010–12 ist das Bemessungskonzept mit Grenzzuständen und Teilsicherheitsbeiwerte verankert (semiprobabilistisches Konzept, Stufe 1). Teilsicherheitsbeiwerte sind nach [1, S. 36–37, Gl. 6.1a/6.3] wie folgt definiert:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} \text{ bzw. } \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} \quad (1)$$

Charakteristische Werte (Index k) der Einwirkungen sowie Widerstände sind in der Normung festgelegt. Designwerte (Index d) sind in der DIN EN 1990:2010–12 Anhang C oder der Literatur definiert.

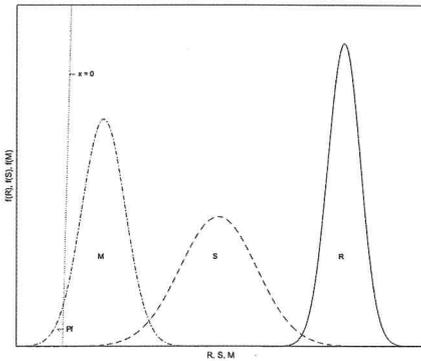
#### 3.2 Definition und Berechnung der Zuverlässigkeit

Ein Tragwerk ist als sicher einzustufen, wenn die Widerstandsgrößen eines Versagenskriteriums größer als die entsprechenden Einwirkungen sind. Daraus ergibt sich die Sicherheitsmarge M zu:

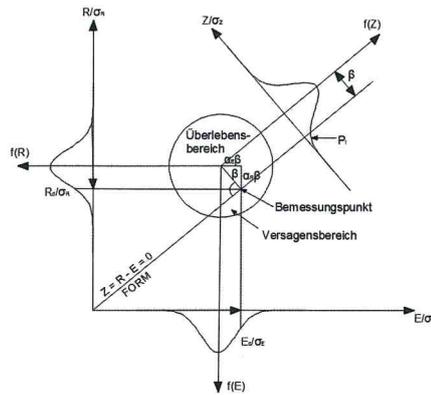
$$M = R - S \geq 0 \quad (2)$$

Dies lässt sich wie Bild 2 darstellen. Der Bereich von M, der links von  $x = 0$  liegt, ist die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$ . In dieser Darstellung können nur zwei Basisvariablen (eine Einwirkung, eine Widerstandsgröße) dargestellt werden. Eine unabhängige Formulierung erreicht man, trägt man die Basisvariablen auf die Achsen auf (Bild 5).

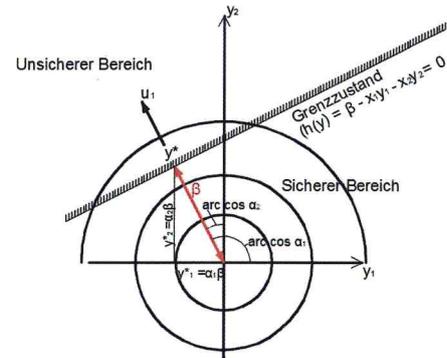
Der Grenzzustand kann als Funktion eingetragen werden. Zur Berechnung der Zuverlässigkeit werden alle Basis-



**Bild 2. Einwirkung und Widerstand im eindimensionalen Fall**  
Fig. 2. Demand and resistance in the one-dimensional case



**Bild 3. Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion mit Grenzzustandsgerade, Zuverlässigkeitsindex und Wichtigkeitsfaktoren [10, S. 214]**  
Fig. 3. Probability density function with limit state function, reliability index and sensitivity factors [10, S. 214]



**Bild 4. Verteilungsdichten und Gleichung des Grenzzustandes im Raum standardisierter Zufallsgrößen (y-Raum) im zweidimensionalen Fall [13, S. 84]**  
Fig. 4. Probability density and limit state function in the space of standard normal random numbers (y-space) for the two-dimensional case [13, S. 84]

system wird gedreht, sodass die ursprüngliche x-Achse senkrecht auf der Grenzzustandsfunktion steht [11, S. 17]. Das Sicherheitsmaß kann als minimaler Abstand zwischen Grenzzustandsfunktion und Koordinatenursprung iterativ bestimmt werden. Dieser Vorschlag stammte von Hasofer & Lind [12] und stellt heute die Grundlage für die Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen dar.

Ein mathematischer Beweis, dass der Punkt auf der Grenzzustandsfunktion mit dem kürzesten Abstand zum Koordinatenursprung auch der mit der größten Auftretenswahrscheinlichkeit ist, lässt sich in [14, S. 454–457] finden. In der DIN EN 1990:2010–12 wird die Beziehung zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex wie in Gleichung 3 nach [1, S. 87 (Gl. C.1)] zugrunde gelegt.

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (3)$$

Es ist folgende Aussage der DIN EN 1990:2010–12 zu zitieren: „Die Versagenswahrscheinlichkeit und der zugehörige Zuverlässigkeitsindex (siehe C.5) sind lediglich operative Werte, die nicht die wirklichen Versagensraten ausdrücken, sondern nur für die Kalibrierung der Normen und für Vergleiche der Zuverlässigkeitsniveaus verschiedener Tragwerke verwendet werden“ [1, S. 86]. Dies verdeutlicht, dass es sich um einen vereinbarten Vergleichswert handelt, der keine exakte Quantifizierung der realen Versagenswahrscheinlichkeit darstellt.

### 3.3 Beispiel: Zugstab unter ständiger Beanspruchung aus Eigenlast

Anhand des folgenden Beispiels wird das Vorgehen bei der zuverlässigkeitstheoretischen Bemessung illustriert. Von der Verwendung eines reduzierten Querschnitts für den Zugnachweis wird für dieses Beispiel abgesehen.

#### Ausgangsannahmen

Betrachtet wird ein Zugstab unter ständiger Belastung. Folgende Annahmen werden für dieses Beispiel zugrunde gelegt (Tabelle 3). Die Belastung ergibt sich aus Rückrechnung

der deterministischen Nachweisgleichung aus DIN EN 1995–1–1:2010–12 bei 100 %-iger Querschnittsauslastung.

#### Grenzzustandsgleichung und Transformation der Basisvariablen

Die Sicherstellung des geforderten Sicherheitsabstandes zwischen Einwirkung und Widerstand wird durch den Vergleich der erreichten Zuverlässigkeit mit der Zielzuverlässigkeit erreicht. Für dieses Beispiel werden die Modellunsicherheiten vernachlässigt, um Übersichtlichkeit zu wahren. Es ist  $x_1 = f_{t,0}$  und  $x_2 = F_{t,0}$ .

Die Berechnung der Zuverlässigkeit erfolgt nach dem Rackwitz-Fießler-Algorithmus. Nicht-normalverteilte Größen müssen dabei durch normalverteilte Größen im Bemessungspunkt approximiert werden. Hier wird die ständige Einwirkung als normalverteilt, die Zugfestigkeit als lognormalverteilt modelliert, demzufolge muss nur die Widerstandsgröße umgerechnet werden. Dies erfolgt mit Gleichung 4 und Gleichung 5 nach [13, S. 79].

$$\sigma_{u1} = \sqrt{\ln \left( 1 + \left( \frac{\sigma_{x1}}{m_{x1}} \right)^2 \right)} = 0,30 \quad (4)$$

$$m_{u1} = \ln(m_{x1}) - \frac{\sigma_{u1}^2}{2} = 3,12 \quad (5)$$

**Tabelle 3. Ausgangsannahmen für die Beispielrechnung**  
Table 3. Parameter for example calculation

Annahme für:	Beschreibung	Mittelwert	Streuung	Verteilung
Material	<b>Zugfestigkeit</b> Nadelholz C24, Fichte	$f = m_{x1} = 23,69 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{x1} = 7,20 \text{ N/mm}^2$	Lognormal
	<b>Modifikationsbeiwert</b> Nutzungsklasse 1, nur ständige Belastung	$k_{\text{mod}} = 0,6$	–	Det.
Einwirkung	<b>Zugkraft</b>	$F = m_{x2} = 1,15 \cdot 10^5 \text{ N}$	$\sigma_{x2} = 1,15 \cdot 10^4 \text{ N}$	Normal
Geometrie	<b>Querschnittsabmessungen</b>	$b = 120 \text{ mm}$	–	Det.
	Keine Reduktion des Querschnitts für Zugnachweis	$h = 200 \text{ mm}$	–	Det.
		$A = 24000 \text{ mm}^2$	–	Det.

Die Parameter für die Berechnung der Zuverlässigkeit werden in **Tabelle 4** noch einmal zusammengestellt:

**Tabelle 4. Ausgangsparameter für die iterative Bemessung**  
Table 4. Parameters for iterative calculation

i	$m_{xi} = E[x_i]$	$\sigma_{xi} = (\text{Var}[x_i])^{1/2}$	$V_x$	Parameter		Typ	Bemerkung
1	23,69	7,2	0,30	$m_{u,1} = 3,12$	$\sigma_{u,1} = 0,30$	LN	Widerstand
2	$1,15 \cdot 10^5$	$1,15 \cdot 10^4$	0,10	$= m_{xi}$	$= \sigma_{xi}$	N	Einwirkung

Probabilistischer Nachweis –

Berechnung des Zuverlässigkeitsindex

Die folgende Berechnung lehnt sich

an ein Beispiel von Spaethe [13, S. 120] an.

(1) Startvektor bestimmen, hier werden die Mittelwerte als Startwerte gewählt

$$x^{(0)} = \begin{pmatrix} 23,69 \\ 1,15 \cdot 10^5 \end{pmatrix} \quad (6)$$

(2) Transformation in den Standardnormalraum mit den Punkten, an denen Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion übereinstimmen, da hier nach Spaethe [13, S. 118] eine gute Näherung erreicht wird.

$$F_{x1}(x_1^{(0)}) = \Phi\left(\frac{x_1^* - m_{x1}^*}{\sigma_{x1}^*}\right) = \Phi\left(\frac{\ln(23,69) - 3,12}{0,30}\right) = \Phi(0,15) = 0,56 \quad (7)$$

$$f_{x1}(x_1^{(0)}) = \frac{1}{\sigma_{x1}^*} \varphi\left(\frac{x_1^* - m_{x1}^*}{\sigma_{x1}^*}\right) = \frac{1}{23,69 \cdot 0,30} \varphi(0,15) = 0,055 \quad (8)$$

Standardabweichung und Mittelwert im standardisierten Raum.

$$\sigma_{x1}^{*(0)} = \frac{1}{f_{x1}(x_1^{(k)})} \varphi\left(\Phi^{-1}\left(F_{x1}(x_1^{(0)})\right)\right) = \frac{1}{0,055} \varphi\left(\Phi^{-1}(0,56)\right) = 7,11 \quad (9)$$

$$m_{x1}^{*(0)} = x_{x1}^{(0)} - \sigma_{x1}^{*(0)} \Phi^{-1}\left(F_{x1}(x_1^{(0)})\right) = 23,69 - 7,1 \cdot \Phi^{-1}(0,56) = 22,62 \quad (10)$$

$$\sigma_{x2}^{*(0)} = 1,15 \cdot 10^5 \quad (11)$$

$$m_{x2}^{*(0)} = 1,15 \cdot 10^4 \quad (12)$$

Da die Einwirkung ( $x_2$ ) als normalverteilt angenommen wird, werden die Werte nicht umgerechnet.

(3) Berechnung des zugehörigen Vektors  $y^{(k)}$

$$y_1^{(k)} = \frac{x_1^{(k)} - m_{x1}^{*(k)}}{\sigma_{x1}^{*(k)}} = \frac{23,69 - 22,62}{7,11} = 0,15 \quad (13)$$

$$y_2^{(k)} = \frac{x_2^{(k)} - m_{x2}^{*(k)}}{\sigma_{x2}^{*(k)}} = \frac{11,5 \cdot 10^5 - 1,15 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 10^4} = 0 \quad (14)$$

(4) Berechnung der Grenzzustandsgleichung und der Ableitungen im Bemessungspunkt

Ein Bauwerk ist sicher, wenn die Widerstandsgrößen größer als die Einwirkungen sind. Die Grenzzustandsgleichung hat demzufolge die allgemeine Form:

$$g = R - E \quad (15)$$

Die Zugspannung der Einwirkung errechnet sich nach:

$$E = \frac{F_{t,0}}{A} \quad (16)$$

Der Widerstand ist (Zugtragfähigkeit):

$$R = k_{mod} \cdot f_{t,0} \quad (17)$$

Daraus ergibt sich:

$$g = R - E = \left(k_{mod} \cdot f_{t,0}\right) - \left(\frac{F_{t,0}}{A}\right) \quad (18)$$

Durch Einsetzen der Variablenbezeichnungen und Einsetzen des Startvektors ergibt sich:

$$h(y^{(0)}) = g(x^{(0)}) = \left(k_{mod} \cdot x_1^0\right) - \left(\frac{x_2^0}{A}\right) = 9,42 \quad (19)$$

Benötigt werden außerdem die Ableitungen im Bemessungspunkt.

$$\frac{\partial h}{\partial y_1} \Big|_{y^{(0)}} = \frac{\partial g}{\partial x_1} \Big|_{x^{(0)}} \cdot \sigma_{x1}^{*(0)} = k_{mod} \cdot \sigma_{x1}^{*(0)} = 0,6 \cdot 7,10 = 4,26 \quad (20)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y_2} \Big|_{y^{(0)}} = \frac{\partial g}{\partial x_2} \Big|_{x^{(0)}} \cdot \sigma_{x2}^{*(0)} = -\frac{1}{A} \cdot \sigma_{x2}^{*(0)} = -\frac{1}{24000} \cdot 1,15 \cdot 10^4 = -0,48 \quad (21)$$

(5) Koeffizienten der Tangentialhyperebene an  $h(y) = 0$  im Punkt  $y^{(k)}$  (Sensitivitätsfaktoren und Sicherheitsindex)

$$\alpha_i^{(k)} = \frac{-\frac{\partial h}{\partial y_i} \Big|_{y=y^{(k)}}}{\left(\sum_{j=1}^m \left(\frac{\partial h}{\partial y_j} \Big|_{y=y^{(k)}}\right)^2\right)^{1/2}} \quad (22)$$

$$\alpha_1^{(0)} = \frac{-4,26}{\sqrt{4,26^2 + 0,48^2}} = -0,994 \quad (23)$$

$$\alpha_2^{(0)} = \frac{0,48}{\sqrt{4,26^2 + 0,48^2}} = 0,111 \quad (24)$$

$$\beta^{(0)} = \frac{h(y^{(k)}) - \sum_{j=1}^m y_j^{(k)} \frac{\partial h}{\partial y_j} \Big|_{y=y^{(k)}}}{\left(\sum_{j=1}^m \left(\frac{\partial h}{\partial y_j} \Big|_{y=y^{(k)}}\right)^2\right)^{1/2}}$$

$$\beta^{(0)} = \frac{9,42 - 0,15 \cdot 4,26 - 0 \cdot 0,48}{\sqrt{4,26^2 + 0,48^2}} = 2,05 \quad (25)$$

(6) Verbesserter Näherungsvektor

$$x_i^{(k+1)} = m_{xi}^{*(k)} + \alpha_i^{(k)} \cdot \sigma_{xi}^{*(k)} \cdot \beta^{(k)} \quad (26)$$

$$x_1^{(1)} = 23,69 - 0,994 \cdot 7,10 \cdot 2,05 = 8,17 \quad (27)$$

$$x_2^{(1)} = 1,15 \cdot 10^5 + 0,113 \cdot 1,15 \cdot 10^4 \cdot 2,05 = 1,18 \cdot 10^5 \quad (28)$$

Dieser Vektor ist Startpunkt für die weitere Iteration. Er wird anstelle der Erwartungswerte in Schritt (2) verwendet. Es ergeben sich die Iterationsergebnisse aus **Tabelle 5**. Es stellt sich ein Zuverlässigkeitsniveau von  $\beta = 3,31$  ein (mit gerundeten Werten! mit genauen Werten ergibt sich  $\beta = 3,41$ ). Der Wert liegt unter dem in DIN EN 1990:2010–12 festgelegtem Zielwert von  $\beta = 3,8$  für den Neubau ( $T_{ref} = 50$  Jahre). Es wurden zudem keine Modellunsicherheiten berücksichtigt. Diese Abweichung könnte der Verwendung der logarithmischen Normalverteilung für die Zugfestigkeit geschuldet sein. Dies wurde nach Probabilistic Model Code [15] gewählt, in dem die werkstoffübergreifende Verwendung dieser Verteilung für Festigkeitseigenschaften empfohlen wird. Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Weibullverteilung möglicherweise besser geeignet ist. Außerdem wird deutlich, dass die wichtigsten Eingangsparameter für die Zuverlässigkeitsberechnung die Basisvariablen mit ihren Verteilungsfunktionen und entsprechenden Momenten sind. Die statistischen Daten der Holzeigenschaften unterscheiden sich zwischen Alt- und Neuholz nicht, das haben eine Reihe Forschungen über die letzten Jahrzehnte ergeben. Es wird im Folgenden anhand einer Literaturstudie diskutiert, welches Zielzuverlässigkeitsniveau für den Bestandsbau angestrebt werden sollte.

#### 4 Zielzuverlässigkeitsniveau für den Bestandsbau

Die Bemessungssituation im Bestandsbau unterscheidet sich von der im Neubau, weshalb Abweichungen vom festgelegten Zielzuverlässigkeitsniveau akzeptiert werden können. Begründungen hierfür sind in **Tabelle 6** dargestellt, wobei nicht alles auf jedes Bauwerk zutreffen muss. Auch nach ISO 13822:2010(E) kann zum Erhalt von Gebäude mit kulturellem Wert eine niedrigere Zuverlässigkeit akzeptiert werden [20, S. 42]. Im Folgenden werden die Zielzuverlässigkeiten nach verschiedenen Quellen gegenübergestellt und die Werte für  $T_{ref} = 50$  Jahre mittels folgender Gleichung 29 nach [16, S. 70] ergänzt, wenn sie nicht vorhanden sind:

$$\Phi(\beta_{t,n}) = [\Phi(\beta_{t,1})]^n \quad (29)$$

In EN DIN 1990:2010–12 wird die Zielzuverlässigkeit in Abhängigkeit von der Zuverlässigkeitsklasse angegeben. Diamantidis et al. schlagen vor, diese für den Bestandsbau um  $\Delta\beta = 0,5$  für den Zielwert und  $\Delta\beta = 1,5$  für den Mindestwert abzumindern [21, S. 327].

Im Bericht des Joint Research Centre aus dem Jahre 2015 [6] wird die Zuverlässigkeit ebenfalls nach Zuverlässigkeitsklasse angegeben. Die Werte aus diesem JRC Report entsprechen den Mindestwerten nach NEN 8700:2011–12 („disapproval“ level). Die niederländische Norm enthält außerdem Zielwerte der Zuverlässigkeit. **Tabelle 7** fasst die Werte zusammen. Im Regelfall entsprechen

die im Bestand untersuchten Gebäude der RC2 (Hervorhebungen).

Die Einteilung des Zuverlässigkeitsniveaus kann zusätzlich nach den Kosten der Sicherheitsmaßnahme erfolgen. Dies erfolgt in der ISO 2394:2015 [23], dem JCSS Probabilistic Model Code [24] und der SIA 269:2011 [5], wobei die Werte in den drei Dokumenten identisch sind.

Diamantidis, Holický & Jung schlagen eine Reduktion des Zielzuverlässigkeitsniveaus für den Bestandsbau um 0,5 vor (ausgehend von der Werten der ISO 2394:1998 [25, S. 18]). Unter Verwendung der ISO 2394:2015(E) ergeben sich die Werte nach **Tabelle 8** (hellere Schattierung der hier interessanten Werte). Vrouwenvelder (2002) schlägt vor, sich in der Tabelle der Zielzuverlässigkeiten nach JCSS (entsprechende ISO 2394:2015) für den Bestandsbau in der Spalte für die relativen Kosten der Sicherheitsmaßnahme nach oben zu bewegen (dunklere Schattierung der hier interessanten Werte) [18, S. 419].

Die zitierten Quellen unterscheiden sich leicht, ein Trend ist jedoch abzusehen. Es erscheint demzufolge sinnvoll, ein Mindestzuverlässigkeitsniveau von  $\beta_0 = 2,5$  und Zielzuverlässigkeitsniveau von  $\beta_t = 3,2$  für den Bestandsbau (Bezugszeitraum  $T_{ref} = 50$  Jahre) anzustreben. Mittels dieser Werte werden im Folgenden Teilsicherheitsbeiwerte auf vereinfachte Weise bestimmt, um Optimierungspotential für den Bestandsbau mit Holz aufzuzeigen.

#### 5 Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten für den Bestandsbau mit Holz mit festen Sensitivitätsfaktoren

##### 5.1 Grundlegendes

Teilsicherheitsbeiwerte sind durch Bemessungswert und charakteristischem Wert bestimmt. DIN EN 1990:2010–12 [1] gibt Hinweise zur Berechnung der Werte bei verschiedenen Verteilungsfunktionen in Anhang C und Anhand D. Die vorgestellten Gleichungen sind durch leichte Umformungen hergeleitet worden.

**Tabelle 5. Ergebnisse der iterativen Berechnung**

Table 5. Results of iterative calculation

k	$m_{x_1}^{*(k)}$	$m_{x_2}^{*(k)}$	$\sigma_{x_1}^{*(k)}$	$\sigma_{x_2}^{*(k)}$	$x_1^{(k)}$	$x_2^{(k)}$	$\beta^{(k)}$	$\alpha_1 = \alpha_R$	$\alpha_2 = \alpha_E$
0	22,62	$1,15 \cdot 10^5$	7,11	$1,15 \cdot 10^4$	23,69	$1,15 \cdot 10^5$	2,05	-0,994	0,111
1	16,50	$1,15 \cdot 10^5$	2,45	$1,15 \cdot 10^4$	8,17	$1,18 \cdot 10^5$	3,30	-0,95	0,31
2	17,12	$1,15 \cdot 10^5$	2,64	$1,15 \cdot 10^4$	8,8	$1,23 \cdot 10^5$	3,31	-0,96	0,29
3	17,07	$1,15 \cdot 10^5$	2,63	$1,15 \cdot 10^4$	8,75	$1,26 \cdot 10^5$	3,31	-0,96	0,29
4	17,08	$1,15 \cdot 10^5$	2,63	$1,15 \cdot 10^4$	8,76	$1,26 \cdot 10^5$	3,31	-0,96	0,29

**Tabelle 6. Argumente für die Anpassung des Zielzuverlässigkeitsniveaus bei bestehenden Gebäuden**

Table 6. Arguments for a reduction of target reliability levels for existing structures

Argument	Quelle
Erhöhte Kosten zur Erzielung einer Anpassung der Zuverlässigkeit	[16] [17] [18]
Häufig eine reduzierte verbleibende Lebenszeit des Gebäudes	[16] [7] [17]
Verwendbare Zusatzinformationen aus der qualifizierten Bestandsaufnahme	[7] [17]
Gutes technisches Wissen aus Normen, bezüglich Methoden etc.	[16]
Schadensfrei überstandene Herstell- und Nutzungsphase	[19]
Eingeschränkter Handlungsrahmen durch rechtliche Regulierung	[16]
Zeitbeschränkung für Reparaturen	[16]

**Tabelle 7. Zuverlässigkeitsniveau nach Zuverlässigkeitsklasse**  
 Table 7. Reliability index for different resistance classes

Zuverlässigkeitsklasse/ Schadensfolgeklasse nach EN 1990:2010-12	$\beta_{\text{Neubau}}$	$\beta_{\text{Min,Bestand}}$			$\beta_{\text{Ziel,Bestand}}$		
	DIN EN 1990:2010-12 [1, S. 82]	Diamantidis et al. [21, S. 327]	CEN Report [6, S. 122] NEN 8700:2011 [22, S. 86]		Diamantidis et al. [21, S. 327]	NEN 8700:2011 [22, S. 86]	
			wn	wd		wn	wd
RC0/ CC1a	–	–	1,8	0,8	–	–	–
RC1/ CC1b	3,3	1,8	1,8	1,1	2,8	2,8	1,8
RC2/ CC2	3,8	2,3	2,5		3,3	3,3	2,5
RC3/ CC3	4,3	2,8	3,3		3,8	3,8	3,3

wn – Wind nicht dominant, wd – Wind dominant

### 5.2 Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen kann bei Normalverteilungen nach Gleichung 30 bestimmt werden:

$$\gamma_G = \frac{E_d}{E_k} = \frac{m_E \cdot (1 - \alpha_E \beta V_E)}{m_E \cdot (1 + V_E \cdot \Phi^{-1}(q))}$$

$$\gamma_G = \frac{1 - \alpha_E \beta V_E}{1 + V_E \cdot \Phi^{-1}(q)} \quad (30)$$

Die DIN EN 1990:2010-12 legt fest, dass für ständige Einwirkungen in der Regel der Mittelwert der Verteilung als charakteristischer Wert zu verwenden ist. Nur, wenn das Tragwerk sehr empfindlich auf Änderungen des Eigengewichtes reagiert, soll der 95 %-Quantilwert zur Anwendung kommen [1, S. 29]. Hier wird der Mittelwert der Verteilung verwendet. Der Wert für  $\Phi^{-1}(q)$  ist vom Quantil abhängig, beim 50 %-Quantil wird er zu null. Der Teilsicherheitsbeiwert ist damit:

$$\gamma_{G,sup} = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_{G,sup} \quad (31)$$

### 5.3 Teilsicherheitsbeiwert für veränderlicher Einwirkungen

Der Teilsicherheitsbeiwert einer gumbelverteilten Einwirkung berechnet sich nach Gleichung 32:

$$\gamma_Q = \frac{E_d}{E_k} = \frac{u - \frac{1}{a} \ln(-\ln \Phi(\alpha_E \cdot \beta))}{u - \frac{1}{a} \ln(-\ln(p))} \quad (32)$$

Mit den Parametern  $a = \frac{\pi}{\sigma \cdot \sqrt{6}}$   $u = \mu - \frac{0,5772}{a}$

Der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen ist vom Bezugszeitraum abhängig. Für Wind- und Schneelasten (die DIN EN 1990:2010-12 spricht hier von klimatischen Einwirkungen [1, S. 30] wird der 98 %-Quantilwert mit dem Bezugszeitraum ein Jahr (bzw. Modalwerte bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren) zugrunde gelegt [1, S. 30]. Hier muss eine Umrechnung auf den Bezugszeitraum von 50 Jahren erfolgen, um die abgeleiteten Ziel- und Mindestzuverlässigkeitsniveaus ansetzen zu können. Dies erfolgt durch die Potenz „T“ in Gleichung 33.

Nach Grünberg ist der charakteristische Wert von Nutzlasten als der 95 %-Quantilwert mit einem Bezugszeitraum von 50 Jahre angesetzt wird [26, S. 92]. Nach Literaturrecherche kann jedoch festgestellt werden, dass die sich ergebenden charakteristischen Werte mit den Daten aus der Literatur zu stark von den festgelegten in der aktuellen Normung abweichen. Aus diesem Grund erscheint die An-

nahme als 98 %-Quantil mit einem Bezugszeitraum von einem Jahr, wie auch für Wind- und Schneelasten als gerechtfertigt. Dieses Problem erörtert auch Glowienka [8] in seiner Dissertation und untermauert diese Annahme durch eine Monte-Carlo-Simulation. Auch in [27] wird für die Modellierung der Nutzlasten das 98 %-Quantil mit dem Bezugszeitraum  $T_{ref} = 1$  Jahr verwendet.

$$\gamma_Q = \frac{E_d}{E_k} = \frac{m_x \cdot \left( 1 - \left( \frac{V_x \sqrt{6}}{\pi} \cdot \left( 0,5772 + \ln \{ -\ln \Phi(-\alpha_E \beta) \} \right) \right) \right)}{m_E \cdot \left( 1 - \frac{V_E \sqrt{6}}{\pi} \cdot \left( 0,5772 + \ln(-\ln(q)^T) \right) \right)}$$

$$\gamma_Q = \frac{1 - \left( \frac{V_E \sqrt{6}}{\pi} \cdot \left( 0,5772 + \ln \{ -\ln \Phi(-\alpha_E \beta) \} \right) \right)}{1 - \frac{V_E \sqrt{6}}{\pi} \cdot \left( 0,5772 + \ln(-\ln(q)^T) \right)} \quad (33)$$

### 5.4 Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände

Auf Widerstandsseite wird das 5 %-Quantil der Verteilung verwendet. Hier wird der internationalen Auffassung folgend (insbesondere JCSS Probabilistic Model Code [15, S. 6] eine logarithmische Normalverteilung angenommen. Der Teilsicherheitsbeiwert errechnet sich auf Widerstandsseite wie folgt (Gleichung 34). Der Wert  $\Phi^{-1}(q)$  ist für das 5 %-Quantil gleich 1,645 (k-Wert).

$$\gamma_M = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R \cdot \exp(-0,5V_R^2 - V_R \cdot \Phi^{-1}(q))}{m_R \exp(-0,5V_R^2 - \alpha_R \beta V_R)}$$

$$\gamma_M = \exp\left(V_R \cdot (\alpha_R \beta - \Phi^{-1}(q))\right) \quad (34)$$

### 5.5 Berücksichtigung von Modellunsicherheiten

Nach EN 1990:2010-12 können Teilsicherheitsbeiwerte vereinfacht als Produkt eines Sicherheitsfaktors für die streuende Basisvariable (Einwirkung bzw. Widerstand) mit einem Modellfaktor verwendet werden [1, S. 36]. Damit ist auf Einwirkungsseite mit  $\gamma_{sd}$  als Modellfaktor:

$$\gamma_{E,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{f,i} \quad (35)$$

Auf Widerstandsseite ergibt sich entsprechend mit  $\gamma_{rd}$  als Modellfaktor:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{rd} \cdot \gamma_{m,i} \quad (36)$$

Tabelle 8. Zielzuverlässigkeiten für 1 Jahr/ 50 Jahre Referenzperiode im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Ausgangswerte nach ISO 2394:2015 [23, S. 108], Reduktion für Bestandsbau nach [25, S. 18]  
 Table 8. Target reliability for 1 year/ 50 years reference period for ultimate limit state, basic values ISO 2394:2015 [23, S. 108], reduction for existing constructions using [25, S. 18]

Relative Kosten der Sicherheitsmaßnahme	Geringe Versagenskonsequenzen				Moderate Versagenskonsequenzen				Große Versagenskonsequenzen			
	ISO 2394: 2015		Anpassung für Bestand nach Diamantidis [25, S. 18]		ISO 2394: 2015		Anpassung für Bestand nach Diamantidis [25, S. 18]		ISO 2394: 2015		Anpassung für Bestand nach Diamantidis [25, S. 18]	
	T = 1a	T = 50a	T = 1a	T = 50a	T = 1a	T = 50a	T = 1a	T = 50a	T = 1a	T = 50a	T = 1a	T = 50a
Groß	3,1	1,7	2,6	0,81	3,3	1,8	2,8	1,17	3,7	2,7	3,2	1,83
Normal	3,7	2,7	3,2	1,83	4,2	3,2	3,7	2,55	4,4	3,5	3,9	2,82
Klein	4,2	3,2	3,7	2,55	4,4	3,5	3,9	2,82	4,7	4,4	4,2	3,21

Dunkle Schattierung: abgeleitet von Vrouwenvelder [18, S. 419]

Helle Schattierung: Auswahl aus Anpassung für Bestand nach Diamantidis [25, S. 18]

Tabelle 9. Statistische Parameter und Ergebnisse der Berechnung mit festen Sensitivitätsfaktoren  
 Table 9. Statistic parameter and results of calculation with fixed sensitivity factors

Basisvariable	Mat. <sup>1</sup>	Vert.	Variationskoeffizienten			α <sub>i</sub>	γ <sub>mod</sub> <sup>2</sup>			Lit. <sup>3</sup>	
			V <sub>xi</sub>	V <sub>Modell</sub>	V <sub>ges</sub>		β <sub>t,NB</sub> = 3,8	β <sub>t,AB</sub> = 3,2	β <sub>0,AB</sub> = 2,5		
Widerstand	<b>Druckfestigkeit</b>										
	Nadelholz	NH allg.	LN	0,20	0,05 <sup>4</sup>	0,21	0,8	1,34	1,21	1,08	[15]
		Fichte		0,14		0,15		1,23	1,15	1,05	
		Tanne		0,12		0,13		1,20	1,13	1,05	
		Kiefer		0,20		0,21		1,34	1,21	1,08	
		Lärche		0,16		0,17		1,27	1,17	1,06	
	Laubholz	Eiche	LN	0,16	0,13	0,17	0,8	1,27	1,17	1,06	[31]
		Buche		0,12		0,13		1,20	1,13	1,05	
	<b>Zugfestigkeit</b>										
	Nadelholz	NH allg.	LN	0,30	0,05 <sup>4</sup>	0,30	0,8	1,52	1,32	1,11	[15]
	<b>Biegefestigkeit</b>										
	Nadelholz	NH allg.	LN	0,25	0,05 <sup>4</sup>	0,25	0,8	1,42	1,25	1,09	[15]
Fichte		0,14		0,15		1,23		1,15	1,05		
Tanne		0,13		0,14		1,22		1,14	1,05		
Kiefer		0,19		0,20		1,32		1,20	1,07		
Lärche		0,17		0,18		1,29		1,18	1,07		
Laubholz		Eiche	LN	0,17	0,10	0,18	0,8	1,29	1,18	1,07	[31]
		Buche		0,09		0,10		1,15	1,10	1,04	
<b>Eigengewicht</b>											
Nadelholz	NH allg.	N	0,10	0,05 <sup>4</sup>	0,11	0,7	1,29	1,25	1,19	[15]	
	Fichte		0,10		0,11		1,29	1,25	1,19		
	Tanne		0,12		0,13		1,35	1,29	1,23		
	Kiefer		0,13		0,14		1,37	1,31	1,25		
	Lärche		0,11		0,12		1,32	1,27	1,21		
Laubholz	Eiche	N	0,09	0,08	0,10	0,7	1,27	1,22	1,18	[31]	
	Buche		0,06		0,08		1,21	1,18	1,14		
<b>Nutzlast</b>											
Wohnen	–	GUM	0,20	0,10	0,22	0,7	2,06	1,84	1,61	[32]	
Büro	–		0,29		0,31		2,56	2,23	1,90	[32]	
<b>Weitere veränderliche Einwirkungen</b>											
Windlast	–	GUM	0,16	0,10	0,19	0,7	1,90	1,71	1,52	[26]	
Schneelast	–	GUM	0,25	0,10	0,27	0,7	2,33	2,05	1,77	[26]	

<sup>1</sup> Die Holzartenspezifischen Werte nach DIN 68364:2003 gelten für fehlerfreies Holz!

<sup>3</sup> Literaturverweis für die getroffenen Annahmen für V<sub>xi</sub>

<sup>2</sup> Anmerkung: AB – Altbau. NB – Neubau. t – Zielniveau. 0 – Mindestniveau

<sup>4</sup> Unter Voraussetzung einer qualifizierten Bestandaufnahme

Für die vereinfachte Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten kann die Modellunsicherheit in Form einer Erhöhung des Variationskoeffizienten der betrachteten Basisvariable berücksichtigt werden. Dies erfolgt in dieser Form beispielsweise in [28, S. 261] und [29, S. 785].

Aufgrund der fortschreitenden technischen Entwicklung stehen für die Bestandsaufnahme Analysetechniken mit hohem Genauigkeitsgrad zur Verfügung. Eine Darstellung der Techniken ist beispielsweise in [30] zu finden. Somit entstehen deutlich höhere Sicherheiten bezüglich der Eingangsvariablen. Demnach werden 5 % für die Modellunsicherheit veranschlagt. Der Gesamtvariationskoeffizient für die Basisvariable ergibt sich damit zu):

$$V_{ges} = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{Modell}^2} \quad (37)$$

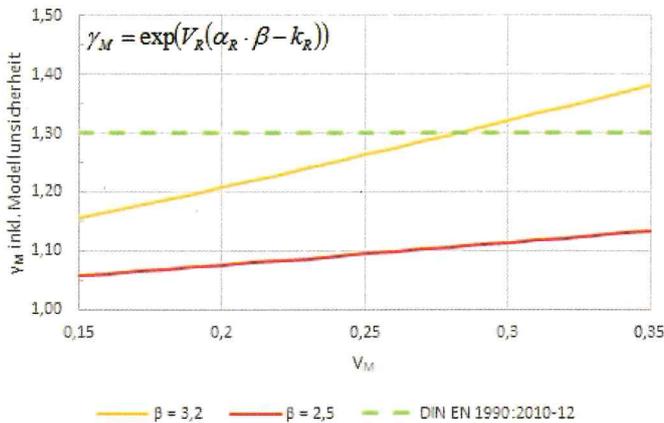
**5.6 Statistische Parameter und Ergebnisse der Berechnung**

Mit den vorgestellten Berechnungsformeln ergeben sich die Ergebnisse aus **Tabelle 9**.

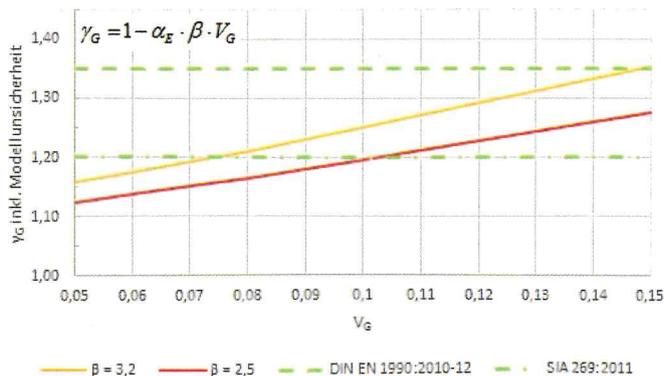
**5.7 Diskussion der Ergebnisse**

*Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände*

Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden zum einen für Nadelholz allgemein mit dem Werten aus dem JCSS Probabilistic Model Code [15] und zum anderen holzartenspezifisch mit den Werten der DIN 68564:2003 [31] (für fehlerfreies Holz!) bestimmt. Für Laubholz liegen keine holzartenübergreifen-



**Bild 5.** Teilsicherheitsbeiwerte für Holzfestigkeiten nach dem vereinfachten Verfahren in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Festigkeit  
 Fig. 5. Partial safety factor for timber resistance using simplified method dependant on coefficient of variation of resistance properties



**Bild 6.** Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen nach dem vereinfachten Verfahren in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Rohdichte  
 Fig. 6. Partial safety factors for permanent actions calculated with simplified method dependant on coefficient of variation of density

de Werte im Probabilistic Model Code vor. Es ist zu erkennen, dass die Festigkeitseigenschaften der unterschiedlichen Holzarten verschieden stark streuen und sich deutliche Abminderungen bei einer Spezifizierung der Holzart ergeben können.

Es zeigt sich außerdem, dass die Zugfestigkeit aufgrund ihrer verhältnismäßig großen Streuung der bestimmende Anteil für den Teilsicherheitsbeiwert ist. Nach dem Joint Committee on Structural Safety [15, S. 6] lässt sich der Variationskoeffizient der Zugfestigkeit aus dem Variationskoeffizient der Biegefestigkeit wie folgt bestimmen:

$$V_{Zug} = 1,2 \cdot V_{Biegung} \quad (38)$$

Mit einer qualifizierten Bestandsaufnahme in-situ kann somit über den Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit den Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit bestimmen und damit ggf. den Teilsicherheitsbeiwert optimiert werden. Werden Druckproben entnommen, lässt sich daraus der Variationskoeffizient der Biegefestigkeit und damit der Variationskoeffizient der Zugfestigkeit bestimmen [15, S. 6].

$$V_{Druck} = 0,8 \cdot V_{Biegung} \quad (39)$$

**Bild 5** stellt für das gewählte Ziel- und Mindestzuverlässigkeitsniveau dar, wie sich der Teilsicherheitsbeiwert nach dem vereinfachten Verfahren im Bereich von  $0,15 \leq V_M \leq 0,35$  verhält.

*Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen*

Es zeigt sich, dass für den Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen im Bestandsbau Optimierungspotenzial vorhanden ist. Dies deckt sich mit dem dargestellten Stand der Technik aktueller Normen für den Bestandsbau (Abschnitt 2). **Bild 6** zeigt für das gewählte Ziel- und Mindestzuverlässigkeitsniveau für den Bestandsbau wie sich der Teilsicherheitsbeiwert nach dem vereinfachten Verfahren für verschiedene Variationskoeffizienten verhält.

*Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen*

Deutlich wird, dass der mit  $\gamma_0 = 1,50$  in der Normung festgelegte Wert pauschal für alle veränderliche Einwirkungen zu niedrig ist. Bei der Anwendung des Modellfaktors nach Grünberg [26] ergeben sich sogar noch etwas ungünstigere Ergebnisse. Der hier angesetzte Variationskoeffizient für die Nutzlast im Bereich Büro ist nach einigen Quellen etwas zu hoch, jedoch überschreitet der sich ergebende Teilsicherheitsbeiwert auch mit dem geringeren Wert für die Wohnraumnutzung den nach DIN EN 1990:2010-12 festgelegten Wert bei weitem.

**6 Ausblick**

Die Berechnungen verdeutlichen, dass einige Teilsicherheitsbeiwerte für den Bestandsbau mit Holz optimiert werden können. In den folgenden Untersuchungen wird die Berechnung mittels First Order Reliability Method durchgeführt. Dazu werden eine Reihe typischer Holzbauteile im Bestand durch probabilistische Analyse untersucht. Dadurch wird ein höherer Genauigkeitsgrad erreicht. Außerdem kann somit berücksichtigt werden, dass die nach Norm festgesetzten aktuellen Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen zu niedrig sind. Eine Anpassung der Faktoren für veränderliche Lasten übersteigt den Rahmen der laufenden Untersuchungen.

In aktuellen Untersuchungen werden Bewertungen der Zuverlässigkeit historischer Holzkonstruktionen anhand von Fallstudien durchgeführt. Mit verschiedenen Analysetechniken werden statistische Daten der Holzeigenschaften gewonnen. Dadurch wird außerdem eine Aussage möglich, welche Probenanzahl in der Bestandsaufnahme für eine geringe Modellunsicherheit nötig ist. Wie auch in

DIN EN 1990:2010–12 Anhang C dargestellt, werden die Modellunsicherheiten innerhalb des Teilsicherheitsbeiwertes berücksichtigt. In den derzeitigen Normen erfolgt kein Ausweis als separater Faktor. Ob dies für den Bestandsbau praktikabel ist, oder ob der Beiwert für die Modellunsicherheit in Abhängigkeit vom Umfang der Bestandsaufnahme festgelegt werden sollte, ist zu diskutieren.

## Literatur

- [1] Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, DIN EN 1990:2010–12, 2010.
- [2] Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1–1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, DIN EN 1995–1–1:2010–12/NA, 2010.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 2000.
- [4] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011.
- [5] Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken, SIA 269:2011, 2011.
- [6] Fischer, J.; Luechinger, P.: New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures. European Commission. Joint Research Centre. Institute for the Protection and Security of the Citizen, Luxembourg, JRC Science and Policy Report JRC 94918, 2015.
- [7] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. Modified Partial Safety Factors for Reinforced Concrete Members. Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein. Bauen Im Bestand, Berlin, 2013.
- [8] Glowienka, S.: Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen: Probabilistische Analyse von großformatigem Mauerwerk aus Kalksandstein und Porenbeton mit Dünnbettvermörtelung. Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2007.
- [9] Steck, G.: Die Zuverlässigkeit des Vollholzbalkens unter reiner Biegung. Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1982.
- [10] Pertermann, I.; Puthli, R.; Ummenhofer, T.; Vrouwenvelder, T.: Risikoorientierte Bemessung von Tragstrukturen: Bedeutungsbeiwert bei der Differenzierung der Zuverlässigkeit für unterschiedliche Schadens- bzw. Versagensfolgeklassen. In: Stahlbau 81 (2012), Heft 3, S. 212–218.
- [11] Pottharst, R.; König, G.; Weigler, H. (Hrsg.): Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzepts für den konstruktiven Ingenieurbau. Ernst und Sohn, Berlin, 1977.
- [12] Hasofer, A. M.; Lind, N. C.: An Exact and Invariant First-Order Reliability Format. In: American Society of Civil Engineers/ Engineering Mechanics Division, Vol. 100 (1974), Iss. 1, pp. 111–121, 1974.
- [13] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Aufl., Springer-Verlag, Wien, 1992.
- [14] Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- [15] Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models: 3.5 Properties of Timber. Joint Committee on Structural Safety, 2006. [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code). 2016\_03\_08.
- [16] Holický, M.; Diamantidis, D.: Innovative methods for the assessment of existing structures. 1. Aufl. Czech Technical University in Prague, Klokner Institute, Prag, 2013.
- [17] Sykora, M.; Diamantidis, D.; Holický, M.; Jung, K.: Target reliability for existing structures considering economic and societal aspects. In: Structure and Infrastructure Engineering, 2016, pp. 1–14.
- [18] Vrouwenvelder, T.: Developments towards full probabilistic design codes. In: Structural Safety, Vol. 24 (2002), S. 417–432.
- [19] Matousek, M.; Schneider, J.: Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems von Bauwerken. Birkhäuser, Basel, 1976.
- [20] Bases for design of structures – Assessment of existing structures, ISO 13822:2010(E), 2010.
- [21] Steenbergen, R. D. J. M.; Sýkora, M.; Diamantidis, D.; Holický, M.; Vrouwenvelder, T.: Economic and human safety reliability levels for existing structures. In: Structural Concrete, Vol 16 (2015), Iss. 3, pp. 323–332.
- [22] Stauder, F.: Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau. Kaiserslautern, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2015.
- [23] General principles on reliability for structures, ISO 2394:2015(E), 2015.
- [24] Joint Committee on Structural Safety, "Probabilistic Model Code: Part 1 – Basis of Design," Joint Committee on Structural Safety JCSS-OSTL/DIA/VROU –10–11–2000, 2001. [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code), 2016\_03\_07.
- [25] Diamantidis, D.; Holický, M.; Jung, K.: Assessment of existing structures – On the applicability of the JCSS recommendations. In: Faber, M. H.; Vrouwenvelder, T.; Zilch, K. (Hrsg.): Aspects of Structural Reliability. Herbert Utz Verlag, München, 2007, pp. 15–18.
- [26] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau: Erläuterungen zu DIN 1055–100. 1. Aufl., Beuth, Berlin, 2004.
- [27] Sørensen, J. D.; Svensson, S.; Stang, B. D.: Reliability-based calibration of load duration factors for timber structures. In: Structural Safety, Vol. 27 (2005), Iss. 2, pp. 153–169.
- [28] Fischer, A. M.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2010.
- [29] Pertermann, I.; Puthli, R.; Ummenhofer, T.: Risikoorientierte Bemessung von Tragstrukturen – Kombinationsbeiwert für ständige Lasten. In: Stahlbau 81 (2012), Heft 10, S. 780–784.
- [30] Lißner, K.; Rug, W.: Holzbausanierung beim Bauen im Bestand. 2. Aufl., Springer-Verlag, Heidelberg, 2017.
- [31] Kennwerte von Holzarten. Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten, DIN 68364:2003, 2003.
- [32] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1996, S. 73–416.