

**DIN EN 1993-3-1**

ICS 91.010.30; 91.060.40

Ersatz für  
DIN EN 1993-3-1:2007-02 und  
DIN EN 1993-3-1  
Berichtigung 1:2009-09;  
teilweiser Ersatz für  
DIN V 4131:2008-09

**Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –  
Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine –  
Türme und Maste;  
Deutsche Fassung EN 1993-3-1:2006 + AC:2009**

Eurocode 3: Design of steel structures –  
Part 3-1: Towers, masts and chimneys –  
Towers and masts;  
German version EN 1993-3-1:2006 + AC:2009

Eurocode 3: Calcul des structures en acier –  
Partie 3-1: Tours, mâts et cheminées –  
Pylônes et mâts haubannés;  
Version allemande EN 1993-3-1:2006 + AC:2009

Gesamtumfang 93 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12**

### **Nationales Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1993-3-1:2006 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten auf nationaler Ebene wurden durch die Experten des NABau-Spiegelausschusses NA 005-08-18 AA „Türme und Maste“ begleitet.

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 09. Januar 2006 angenommen.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedsstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Der Beginn und das Ende des hinzugefügten oder geänderten Textes wird im Text durch die Textmarkierungen **AC** **AC** angezeigt.

### **Änderungen**

Gegenüber DIN V ENV 1993-3-1:2002-05 und DIN V ENV 1993-3-1 Berichtigung 1:2002-11 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute wurden eingearbeitet;
- b) der Vornormcharakter wurde aufgehoben;
- c) der Text wurde vollständig überarbeitet;
- d) die Berichtigung wurde eingearbeitet.

Gegenüber DIN EN 1993-3-1:2007-02, DIN EN 1993-3-1 Berichtigung 1:2009-09 und DIN V 4131:2008-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) Vorgänger-Norm mit der Berichtigung 1 konsolidiert;
- d) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

### **Frühere Ausgaben**

DIN V 4131: 1969-03, 1991-11, 2008-09  
DIN V ENV 1993-3-1: 2002-05  
DIN V ENV 1993-3-1 Berichtigung 1: 2002-11  
DIN EN 1993-3-1: 2007-02  
DIN EN 1993-3-1 Berichtigung 1: 2009-09

EUROPÄISCHE NORM  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE

**EN 1993-3-1**

Oktober 2006

**+AC**

Juli 2009

ICS 91.010.30; 91.080.10

Ersatz für ENV 1993-3-1:1997

## Deutsche Fassung

# Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine — Türme und Maste

Eurocode 3: Design of steel structures —  
Part 3-1: Towers, masts and chimneys —  
Towers and masts

Eurocode 3: Calcul des structures en acier —  
Partie 3-1: Tours, mâts et cheminées —  
Pylônes et mâts haubannés

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 09. Januar 2006 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 1. Juli 2009 in Kraft und wurde in EN 1993-3-1:2006 eingearbeitet.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG  
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION  
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

**Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

## Inhalt

Seite

<b>Vorwort</b> .....	<b>6</b>
<b>Hintergrund des Eurocode-Programms</b> .....	<b>6</b>
<b>Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes</b> .....	<b>7</b>
<b>Nationale Fassungen der Eurocodes</b> .....	<b>8</b>
<b>Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA)</b> .....	<b>8</b>
<b>Besondere Hinweise zu EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2</b> .....	<b>8</b>
<b>Nationaler Anhang zu EN 1993-3-1</b> .....	<b>9</b>
<b>1 Allgemeines</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1 Anwendungsbereich</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1.1 Anwendungsbereich von Eurocode 3</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1.2 Anwendungsbereich von Eurocode 3 — Teil 3.1</b> .....	<b>10</b>
<b>1.2 Normative Verweisungen</b> .....	<b>10</b>
<b>1.3 Annahmen</b> .....	<b>11</b>
<b>1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln</b> .....	<b>11</b>
<b>1.5 Begriffe</b> .....	<b>11</b>
<b>1.6 Formelzeichen</b> .....	<b>13</b>
<b>1.7 Definition der Bauteilachsen</b> .....	<b>14</b>
<b>2 Grundlagen für die Tragwerksplanung</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1 Anforderungen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1.1 Grundlegende Anforderungen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1.2 Sicherheitsklassen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3.1 Windeinwirkungen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3.2 Eislasten</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3.3 Temperatureinwirkungen</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3.4 Eigengewicht</b> .....	<b>15</b>
<b>2.3.5 Vorspannung in Abspannseilen</b> .....	<b>16</b>
<b>2.3.6 Veränderliche Lasten</b> .....	<b>16</b>
<b>2.3.7 Andere Einwirkungen</b> .....	<b>16</b>
<b>2.3.8 Lastverteilung</b> .....	<b>16</b>
<b>2.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit</b> .....	<b>17</b>
<b>2.5 Versuchsgestützte Bemessung</b> .....	<b>17</b>
<b>2.6 Dauerhaftigkeit</b> .....	<b>17</b>
<b>3 Werkstoffe</b> .....	<b>17</b>
<b>3.1 Baustahl</b> .....	<b>17</b>
<b>3.2 Verbindungsmittel</b> .....	<b>17</b>
<b>3.3 Abspannseile und Anschlussstücke</b> .....	<b>17</b>
<b>4 Dauerhaftigkeit</b> .....	<b>17</b>
<b>4.1 Korrosionsschutz</b> .....	<b>17</b>
<b>4.2 Abspannseile</b> .....	<b>18</b>
<b>5 Tragwerksberechnung</b> .....	<b>18</b>
<b>5.1 Berechnungsmodelle zur Bestimmung von Schnittgrößen</b> .....	<b>18</b>
<b>5.2 Berechnungsmodelle für Verbindungen</b> .....	<b>19</b>
<b>5.2.1 Grundlagen</b> .....	<b>19</b>
<b>5.2.2 Tragwerke aus Dreieckselementen (Gelenkfachwerke)</b> .....	<b>19</b>
<b>5.2.3 Tragwerke ohne Fachwerkwirkung (Balkentragwerke)</b> .....	<b>19</b>

5.2.4	Fachwerke mit Berücksichtigung der Balkenwirkung zur Vermeidung kinematischer Ketten .....	19
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit .....	19
6.1	Allgemeines .....	19
6.2	Beanspruchbarkeit von Querschnitten .....	20
6.2.1	Klassifizierung der Querschnitte .....	20
6.2.2	Bauteile von Gittermasten und Gittertürmen .....	20
6.2.3	Abspannseile und Zubehör .....	20
6.3	Beanspruchbarkeit von Bauteilen .....	20
6.3.1	Druckbeanspruchte Bauteile .....	20
6.4	Verbindungen .....	21
6.4.1	Allgemeines .....	21
6.4.2	Zugbeanspruchte Schrauben in Kopfplattenverbindungen (Flanschverbindungen) .....	21
6.4.3	Ankerschrauben .....	23
6.4.4	Schweißverbindungen .....	23
6.5	Sonderverbindungen für Maste .....	23
6.5.1	Anschluss des Mastfußes .....	23
6.5.2	Anschlüsse der Abspannseile .....	24
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	25
7.1	Grundlagen .....	25
7.2	Auslenkungen und Verdrehungen .....	25
7.2.1	Anforderungen .....	25
7.2.2	Festlegung von Grenzwerten .....	25
7.3	Schwingungen .....	25
8	Versuchsgestützte Bemessung .....	26
9	Ermüdung .....	26
9.1	Allgemeines .....	26
9.2	Ermüdungsbelastung .....	26
9.2.1	Schwingungen in Windrichtung .....	26
9.2.2	Wirbelerregte Querschwingungen .....	27
9.2.3	Dynamische Antwort einzelner Bauteile .....	27
9.3	Ermüdungsfestigkeit .....	27
9.4	Nachweis .....	28
9.5	Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis .....	28
9.6	Ermüdung von Abspannseilen .....	28
<b>Anhang A (normativ) Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen .....</b>		<b>29</b>
A.1	Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Türme und Maste .....	29
A.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen .....	29
<b>Anhang B (informativ) Berechnungsannahmen für Windeinwirkungen .....</b>		<b>31</b>
B.1	Allgemeines .....	31
B.1.1	Anwendungsbereich dieses Anhangs .....	31
B.1.2	Formelzeichen .....	31
B.2	Windkraft .....	32
B.2.1	Allgemeines .....	32
B.2.2	Windkraftbeiwerte für Bauteile .....	35
B.2.3	Windkraftbeiwerte für langgestreckte Außenbauten .....	40
B.2.4	Windkraftbeiwerte für einzelne kompakte Außenbauten .....	42
B.2.5	Windkraftbeiwerte für Abspannseile .....	42
B.2.6	Windkraftbeiwerte bei Vereisung .....	43
B.2.7	Anleitung für Spezialfälle .....	43
B.3	Tragwerksreaktion von Gittermasten .....	47
B.3.1	Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren .....	47
B.3.2	Statische Ersatzlast-Methode .....	47
B.3.3	Spektralmethode .....	52

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

Seite

<b>B.3.4 Wirbelerregte Schwingungen quer zur Windrichtung .....</b>	<b>52</b>
<b>B.4 Dynamische Antwort von abgespannten Masten .....</b>	<b>52</b>
<b>B.4.1 Allgemeines.....</b>	<b>52</b>
<b>B.4.2 Bedingungen für statische Methoden .....</b>	<b>52</b>
<b>B.4.3 Statische Ersatzlast-Methode.....</b>	<b>54</b>
<b>B.4.4 Spektralverfahren .....</b>	<b>61</b>
<b>B.4.5 Wirbelerregte Querschwingungen.....</b>	<b>61</b>
<b>B.4.6 Seilschwingungen .....</b>	<b>62</b>
<b>Anhang C (informativ) Eislast und kombinierte Einwirkung aus Eis und Wind .....</b>	<b>63</b>
<b>C.1 Allgemeines.....</b>	<b>63</b>
<b>C.2 Eislast .....</b>	<b>63</b>
<b>C.3 Eisgewicht.....</b>	<b>64</b>
<b>C.4 Wind und Eis.....</b>	<b>64</b>
<b>C.5 Asymmetrische Eislast .....</b>	<b>65</b>
<b>C.6 Kombinationen von Eis und Wind .....</b>	<b>65</b>
<b>Anhang D (normativ) Seile, Dämpfer, Isolatoren, Außenbauten und Zusatzeinrichtungen.....</b>	<b>66</b>
<b>D.1 Seile .....</b>	<b>66</b>
<b>D.1.1 Stahlseile und stählerne Zuglieder.....</b>	<b>66</b>
<b>D.1.2 Nichtmetallische Seile.....</b>	<b>66</b>
<b>D.2 Dämpfer .....</b>	<b>66</b>
<b>D.2.1 Dämpfer für das Tragwerk .....</b>	<b>66</b>
<b>D.2.2 Seildämpfer .....</b>	<b>66</b>
<b>D.3 Isolatoren.....</b>	<b>67</b>
<b>D.4 Außenbauten und Zusatzeinrichtungen .....</b>	<b>68</b>
<b>D.4.1 Steigleitern, Bühnen usw.....</b>	<b>68</b>
<b>D.4.2 Blitzschutz.....</b>	<b>68</b>
<b>D.4.3 Flugsicherung .....</b>	<b>68</b>
<b>D.4.4 Schutz gegen Vandalismus .....</b>	<b>68</b>
<b>Anhang E (informativ) Seilbruch.....</b>	<b>69</b>
<b>E.1 Einleitung .....</b>	<b>69</b>
<b>E.2 Vereinfachtes Berechnungsmodell .....</b>	<b>69</b>
<b>E.3 Konservative Vorgehensweise.....</b>	<b>71</b>
<b>E.4 Berechnung für den Zustand nach einem Seilbruch.....</b>	<b>72</b>
<b>Anhang F (informativ) Ausführung.....</b>	<b>73</b>
<b>F.1 Allgemeines.....</b>	<b>73</b>
<b>F.2 Schraubverbindungen .....</b>	<b>73</b>
<b>F.3 Schweißverbindungen .....</b>	<b>73</b>
<b>F.4 Toleranzen.....</b>	<b>73</b>
<b>F.4.1 Allgemeines.....</b>	<b>73</b>
<b>F.4.2 Ausführungstoleranzen .....</b>	<b>73</b>
<b>F.4.3 Beschränkungen für die Vorspannung .....</b>	<b>74</b>
<b>F.5 Vorstrecken der Seile.....</b>	<b>74</b>
<b>Anhang G (informativ) Knicken druckbeanspruchter Bauteile in Türmen und Masten.....</b>	<b>75</b>
<b>G.1 Beanspruchbarkeit von Druckstäben auf Biegeknicken.....</b>	<b>75</b>
<b>G.2 Beiwert <math>k</math> für den effektiven Schlankheitsgrad.....</b>	<b>76</b>
<b>Anhang H (informativ) Knicklängen und Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen.....</b>	<b>81</b>
<b>H.1 Allgemeines.....</b>	<b>81</b>
<b>H.2 Bauteile in Eckstielen.....</b>	<b>81</b>
<b>H.3 Füllstäbe .....</b>	<b>82</b>
<b>H.3.1 Allgemeines.....</b>	<b>82</b>
<b>H.3.2 Einfaches Fachwerk .....</b>	<b>82</b>
<b>H.3.3 Kreuzweise Ausfachung .....</b>	<b>84</b>
<b>H.3.4 Kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern.....</b>	<b>84</b>
<b>H.3.5 Kreuzweise Ausfachung mit sekundären Füllstäben .....</b>	<b>84</b>

<b>H.3.6 Kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungspunkt unterbrochenen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben .....</b>	<b>84</b>
<b>H.3.7 Kreuzweise Ausfachung mit diagonalen Eckstreben.....</b>	<b>85</b>
<b>H.3.8 Diagonalstäbe von <i>K</i>-Fachwerken.....</b>	<b>85</b>
<b>H.3.9 Horizontale Füllstäbe in einer Fachwerkwand mit horizontaler Ausfachungsebene .....</b>	<b>85</b>
<b>H.3.10 Horizontale Füllstäbe ohne horizontale Ausfachungsebene.....</b>	<b>88</b>
<b>H.3.11 <i>K</i>-Fachwerke mit Abknickungen .....</b>	<b>88</b>
<b>H.3.12 Portalrahmenfachwerk.....</b>	<b>89</b>
<b>H.3.13 Mehrfach vergitterte Fachwerke .....</b>	<b>89</b>
<b>H.4 Sekundäre Füllstäbe .....</b>	<b>90</b>
<b>H.5 Schalenträgerwerke.....</b>	<b>91</b>

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

## **Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1993-3-1:2006 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist verantwortlich für alle Eurocode-Teile.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-3-1:1997.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

## **Hintergrund des Eurocode-Programms**

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Das Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und sie schließlich ersetzen sollten.

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Steuerkomitees mit Repräsentanten der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80er Jahren führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung<sup>1)</sup> zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*;

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*;

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten*;

---

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken (BC/CEN/03/89).



EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*;

EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Stahl-Beton-Verbundbauten*;

EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*;

EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*;

EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*;

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*;

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumkonstruktionen*.

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und haben deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

## Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und von EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr 1: Mechanischer Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Herstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA).

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten<sup>2)</sup>, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen<sup>3)</sup>. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

- 
- 2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Angaben in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die Europäische Zulassungen selbst zu schaffen.
  - 3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument
    - a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,
    - b) die Methode zur Verbindung dieser Klasse oder Anforderungshöhen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. rechnerische oder Testverfahren, Entwurfsregeln,
    - c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

Die Eurocodes spielen de facto eine ähnliche Rolle für die wesentliche Anforderung Nr 1 und einen Teil der wesentlichen Anforderung Nr 2.

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12 EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von kompletten Tragwerken und Baukomponenten, die sich für die tägliche Anwendung eignen. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen, wofür Spezialistenbeiträge erforderlich sein können.

### **Nationale Fassungen der Eurocodes**

Die nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge), so wie von CEN veröffentlicht, mit möglicherweise einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort sowie einem Nationalen Anhang (informativ).

Der Nationale Anhang (informativ) darf nur Hinweise zu den Parametern geben, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden. Diese national festzulegenden Parameter (NDP) gelten für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Sie umfassen:

- Zahlenwerte für  $\gamma$ -Faktoren und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen;
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben;
- landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweise, wenn die Eurocodes mehrere zur Wahl anbieten;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

### **Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA)**

Die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung<sup>4)</sup> müssen konsistent sein. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit den CE-Zeichen an den Bauprodukten verbunden sind und die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter (NDP) zugrunde liegen.

### **Besondere Hinweise zu EN 1993-3-1 und EN 1993-3-2**

EN 1993-3 gehört zu den sechs Teilen des Eurocode 3, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*, und liefert Grundsätze und Anwendungsregeln für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Stahltragwerke von Türmen, Masten und Schornsteinen. Türme und Maste werden in Teil 3-1 behandelt, Stahlschornsteine in Teil 3-2.

Die Regeln in EN 1993-3 gelten ergänzend zu den Grundregeln in EN 1993-1.

Es ist vorgesehen, dass EN 1993-3 zusammen mit EN 1990, *Grundlagen der Tragwerksplanung*, EN 1991, *Einwirkungen auf Tragwerke*, und den Teilen 1 von EN 1992 bis EN 1998 angewendet wird, soweit diese auf Stahltragwerke oder Stahlkomponenten von Türmen, Masten und Schornsteinen Bezug nehmen.

Regelungen in diesen Normen werden nicht wiederholt.

---

4) Siehe Artikel 3.3 und Art. 12 der Bauproduktenrichtlinie, ebenso wie 4.2, 4.3.1, 4.3.2 und 5.2 des Grundlagendokumentes Nr 1.

Die Anwendung von EN 1993-3 ist gedacht für:

- Komitees zur Erstellung von Spezifikationen für Bauprodukte, Normen für Prüfverfahren sowie Normen für die Bauausführung;
- Auftraggeber (z. B. zur Formulierung spezieller Anforderungen);
- Tragwerksplaner und Bauausführende;
- zuständige Behörden.

Die Zahlenwerte für  $\gamma$ -Faktoren und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, gelten als Empfehlungen, mit denen ein akzeptables Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden soll. Bei ihrer Festlegung wurde vorausgesetzt, dass ein angemessenes Niveau der Ausführungsqualität und Qualitätsprüfung vorhanden ist.

Der Anhang B von EN 1993-3-1 ergänzt die Regelungen von EN 1991-1-4 in Bezug auf Windeinwirkungen auf Gittermaste und abgespannte Maste oder abgespannte Schornsteine.

Zu Masten von Überlandleitungen sind alle Regelungen zu Windbelastungen und Eislasten, Lastkombinationen, Sicherheitsfragen und allen besonderen Anforderungen (z. B. für Leitungen, Isolatoren, Freiräume usw.) in der CENELEC-Norm EN 50341 zu finden, auf die für die Bemessung dieser Tragwerke Bezug genommen werden kann.

Bei Anwendung der in diesem Teil angegebenen Festigkeitsanforderungen an Stahlbauteile darf davon ausgegangen werden, dass diese die Anforderungen der EN 50341 an Maste von Überlandleitungen erfüllen und als Alternativen zu den Regelungen in EN 50341 gelten können.

Der Teil 3-2 wurde zusammen mit dem technischen Komitee CEN/TC 297, *Freistehende Schornsteine*, ausgearbeitet.

Für Tragwerke oder Teile davon, die im Zusammenhang mit einem abgestimmten experimentellen Untersuchungsprogramm bemessen werden, ist die Anwendung besonderer Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen.

## Nationaler Anhang zu EN 1993-3-1

Diese Norm enthält alternative Methoden, Zahlenangaben und Empfehlungen in Verbindung mit Anmerkungen, die darauf hinweisen, wo nationale Festlegungen getroffen werden können. EN 1993-3-1 wird bei der nationalen Einführung einen Nationalen Anhang enthalten, der alle national festzulegenden Parameter enthält, die für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten im jeweiligen Land erforderlich sind.

Nationale Festlegungen sind bei folgenden Regelungen vorgesehen:

— 2.1.1(3)P	— 5.2.4(1)	— B.2.1.1(5)	— <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">AC</span> D.1.1(2) <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">AC</span>
— 2.3.1(1)	— 6.1(1)	— B.2.3(1)	— D.1.2(2)
— 2.3.2(1)	— 6.3.1(1)	— <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">AC</span> gestrichener Text <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">AC</span>	— D.3(6) (zweimal)
— 2.3.6(2)	— 6.4.1(1)	— B.3.2.2.6(4)	— D.4.1(1)
— 2.3.7(1)	— 6.4.2(2)	— B.3.3(1)	— D.4.2(3)
— 2.3.7(4)	— 6.5.1(1)	— B.3.3(2)	— D.4.3(1)
— 2.5(1)	— 7.1(1)	— B.4.3.2.2(2)	— D.4.4(1)
— 2.6(1)	— 9.5(1)	— B.4.3.2.3(1)	— F.4.2.1(1)
— 4.1(1)	— A.1(1)	— B.4.3.2.8.1(4)	— F.4.2.2(2)
— 4.2(1)	— A.2(1)P (zweimal)	— C.2(1)	— G.1(3)
— 5.1(6)	— B.1.1(1)	— C.6.(1)	— H.2(5)
			— H.2(7)

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

## **1 Allgemeines**

### **1.1 Anwendungsbereich**

#### **1.1.1 Anwendungsbereich von Eurocode 3**

Siehe EN 1993-1-1, 1.1.1.

#### **1.1.2 Anwendungsbereich von Eurocode 3 — Teil 3.1**

(1) EN 1993-3-1 regelt die Bemessung und Konstruktion von Gittermasten und abgespannten Masten und ähnlicher Konstruktionen, die prismatische, zylindrische oder andere sperrige Elemente tragen. **[AC]** Regelungen für freistehende und abgespannte zylindrische und kegelförmige Türme **[AC]** und Schornsteine sind in EN 1993-3-2 enthalten. Regelungen für die Seile von abgespannten Tragwerken einschließlich abgespannten Schornsteinen finden sich in EN 1993-1-11 mit Ergänzungen in diesem Normenteil.

(2) Die Regeln in diesem Teil von EN 1993 gelten in Ergänzung zu denen in EN 1993-1.

(3) Soweit die Anwendbarkeit einer Regelung aus praktischen Gründen oder aufgrund von Vereinfachungen eingeschränkt ist, werden deren Anwendungsgrenzen definiert und erläutert.

(4) Dieser Teil enthält keine Vorschriften für die Bemessung von Lichtmasten mit polygonalem oder kreisförmigem Querschnitt, die in EN 40 behandelt werden. Gittermaste mit polygonalem Gesamtquerschnitt werden in diesem Normenteil nicht behandelt. Für Maste mit aus Blechen geformten polygonalen Querschnitten dürfen die angegebenen Lastansätze verwendet werden. Hinweise zur Festigkeit solcher Maste können EN 40 entnommen werden.

(5) Dieser Teil enthält keine besonderen Vorschriften für die Bemessung im Hinblick auf Erdbeben; diese sind in EN 1998-3 enthalten.

(6) Besondere Maßnahmen zur Begrenzung von Unfallfolgen werden in diesem Normenteil nicht behandelt. Zum Brandwiderstand wird auf EN 1993-1-2 verwiesen.

(7) Zur Herstellung und Montage von Türmen und Masten aus Stahl wird auf EN 1090 verwiesen.

**ANMERKUNG** Fertigung und Montage werden bis zu einem gewissen Maße behandelt, um die erforderliche Qualität der eingesetzten Werkstoffe und Bauprodukte und die Ausführungsqualität auf der Baustelle festlegen zu können, so dass die den Bemessungsregeln zugrunde liegenden Annahmen eingehalten sind.

### **1.2 Normative Verweisungen**

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 40, *Lichtmaste*

EN 365, *Persönliche Schutzausrüstung zum Schutz gegen Absturz — Allgemeine Anforderungen an Gebrauchsanleitungen, Wartung, regelmäßige Überprüfung, Instandsetzung, Kennzeichnung und Verpackung*

EN 795, *Schutz gegen Absturz — Anschlageneinrichtungen — Anforderungen und Prüfverfahren*

EN 1090, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken*

EN ISO 1461, *Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgetragene Zinküberzüge (Stückverzinken — Anforderungen und Prüfungen)*

EN ISO 12944, *Beschichtungsstoffe — Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme*

EN ISO 14713, *Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion — Zink- und Aluminiumüberzüge — Leitfäden*

ISO 12494, *Atmospheric icing of structures*

### **1.3 Annahmen**

- (1) Siehe EN 1993-1-1, 1.3.

### **1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln**

- (1) Siehe EN 1993-1-1, 1.4.

### **1.5 Begriffe**

- (1) In dieser EN 1993-3-1 gelten die allgemeinen Begriffe nach EN 1990, 1.5.
- (2) Zusätzlich zu EN 1993-1 gelten für die Anwendung in diesem Teil 3-1 folgende Begriffe:

#### **1.5.1**

##### **Tragwerksberechnung**

Bestimmung der Schnittgrößen in einem Tragwerk, die mit der entsprechenden Kombination von Einwirkungen im Gleichgewicht stehen

#### **1.5.2**

##### **Turm**

freistehende, als Kragarm tragende Stahlgitterkonstruktion mit dreieckiger, quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform oder freistehender Mast mit kreisförmigem oder polygonalem Vollwandquerschnitt

#### **1.5.3**

##### **abgespannter Mast**

Stahlgitterkonstruktion mit dreieckiger, quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform oder zylindrische Stahlkonstruktion, die durch in verschiedenen Höhen angeordnete und am Boden oder einem anderen Bauwerk verankerte Seile gehalten wird

#### **1.5.4**

##### **Schaft**

vertikales Stahltragwerk eines Mastes

#### **1.5.5**

##### **Eckstiele**

Gurtstäbe

Stahlbauteile, die die wesentlichen lastabtragenden Komponenten des Tragwerks darstellen

#### **1.5.6**

##### **primäre Füllstäbe**

außer den Eckstielen notwendige Bauteile zur Abtragung von Lasten

#### **1.5.7**

##### **sekundäre Füllstäbe**

Bauteile zur Verringerung der Knicklänge anderer Bauteile

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**1.5.8**

**Winkel mit einem Öffnungswinkel von 60°**

modifizierte, gleichschenklige, warmgewalzte Winkelprofile mit ursprünglich 90°-Öffnungswinkel, bei denen die Enden der Flansche um 15° gebogen sind, so dass sich zwischen den äußeren Flanschenden und der Symmetrieachse ein Winkel vom 30° ergibt (siehe Bild 1.1)

**1.5.9**

**Windwiderstand**

Widerstand, den ein Bauteil eines Turmes oder abgespannten Mastes mit Anbauteilen der Windströmung entgegensetzt; der Widerstand wird aus dem Produkt des aerodynamischen Kraftbeiwertes und der Projektionsfläche, gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Eisansatz, berechnet

**1.5.10**

**langgestreckte Außenbauten**

nicht zur Tragkonstruktion gehörenden Anbauteile, die sich über mehrere Module erstrecken, z. B. Wellenleitern, Leitungen, Steigleitern, Rohre

**1.5.11**

**einzelne Außenbauten**

nicht zur Tragkonstruktion gehörenden Anbauteile, die auf wenige Module konzentriert sind, z. B. Parabolreflektoren, Antennen, Beleuchtungsmittel, Plattformen, Geländer, Isolatoren usw.

**1.5.12**

**Projektionsfläche**

angenommene Schattenfläche des betrachteten Bauteils, die sich durch Parallelprojektion auf die Ansichtfläche des Tragwerks in Windrichtung ergibt, gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Eislast; bei nicht auf eine Ansichtfläche senkrechter Windanströmung wird eine Bezugsansichtfläche als Projektionsfläche angesetzt [AC] (siehe Anhang B) [AC]

**1.5.13**

**Modul (eines Turmes oder Mastes)**

Abschnitt eines Turmes oder abgespannten Mastes; dieser wird zur Ermittlung der Projektionsfläche und des Windwiderstandes über die vertikale Erstreckung in Module unterteilt; Module werden in der Regel, jedoch nicht notwendigerweise, zwischen den Stößen von Eckstielen und primären Füllstäben angenommen

**1.5.14**

**Segment**

Abschnitt

Abschnitt eines Turmes oder abgespannten Mastes, der mehrere Module umfasst, die annähernd oder exakt baugleich sind und zur Ermittlung des Windwiderstandes herangezogen werden

**1.5.15**

**Abspannseil**

ein ausschließlich als Zugglied wirkendes Bauteil, das an beiden Enden verankert ist, um eine horizontale Lagerung des Mastes in verschiedenen Höhen zu erreichen; das untere Ende des Abspannseiles ist am Boden oder einem vorhandenen Bauwerk verankert und erlaubt üblicherweise das Vorspannen des Seiles

ANMERKUNG 1 Die Begriffe „Pardune“ und „Abspannseil“ sind im Allgemeinen austauschbar; in dieser Norm wird ausschließlich der Begriff „Abspannseil“ verwendet.

ANMERKUNG 2 Anhang D enthält besondere Definitionen zu Abspannseilen sowie Hinweise zu Montage und Zubehörteilen.

**1.5.16**

**Schwingungsdämpfer**

Vorrichtung zur Erhöhung der Bauwerksdämpfung, wodurch die Bauwerksreaktion oder Seilreaktion begrenzt wird

## 1.6 Formelzeichen

(1) In Ergänzung zu EN 1993-1-1 werden folgende Formelzeichen verwendet:

### *Lateinische Großbuchstaben*

$D_b$	Durchmesser des Kreises durch die Lochachsen für die Schrauben;
$D_i$	Durchmesser des Eckstiels;
$G$	Böenreaktionsfaktor;
$M$	Biegemoment;
$N$	Zugkraft, Lastspielzahl;
$N_i$	Lastspielzahl;
$N_b$	Normalkraft;
$T$	Bemessungsnutzungsdauer des Tragwerks, gemessen in Jahren.

### *Lateinische Kleinbuchstaben*

$b$	Schenkellänge eines Winkelprofils;
$c_e(z)$	aerodynamischer Beiwert;
$c_s c_d$	Strukturfaktor;
$e$	Exzentrizitäten;
$h$	Schenkellänge eines Winkelprofils;
$k_p$	Faktor zur Berücksichtigung von Abstützkräften;
$k_\sigma$	Beulwert;
$m$	Wöhlerlinienneigung;
$n$	Schraubenanzahl;
$r_1$	Radius des konvexen Auflagerteils;
$r_2$	Radius des konkaven Auflagerteils;
$t$	Dicke.

### *Griechische Großbuchstaben*

$\phi$	Neigung der Achse des Mastes am Mastfuß;
$\Delta\sigma_E$	Spannungsschwingbreite.

### *Griechische Kleinbuchstaben*

$\beta_A$	Beiwert zur Berücksichtigung der wirksamen Fläche;
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert;
$\delta_s$	logarithmisches Dekrement der Strukturdämpfung;
$\varepsilon$	Beiwert in Abhängigkeit von $f_y$ ;
$\bar{\lambda}$	Schlankheitsgrad;
$\bar{\lambda}_p$	Beulschlankheitsgrad;

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

$\bar{\lambda}_{p,1}$  Beulschlankheitsgrad für Winkelschenkel Nr. 1;

$\bar{\lambda}_{p,2}$  Beulschlankheitsgrad für Winkelschenkel Nr. 2;

$\rho$  Abminderungsbeiwert.

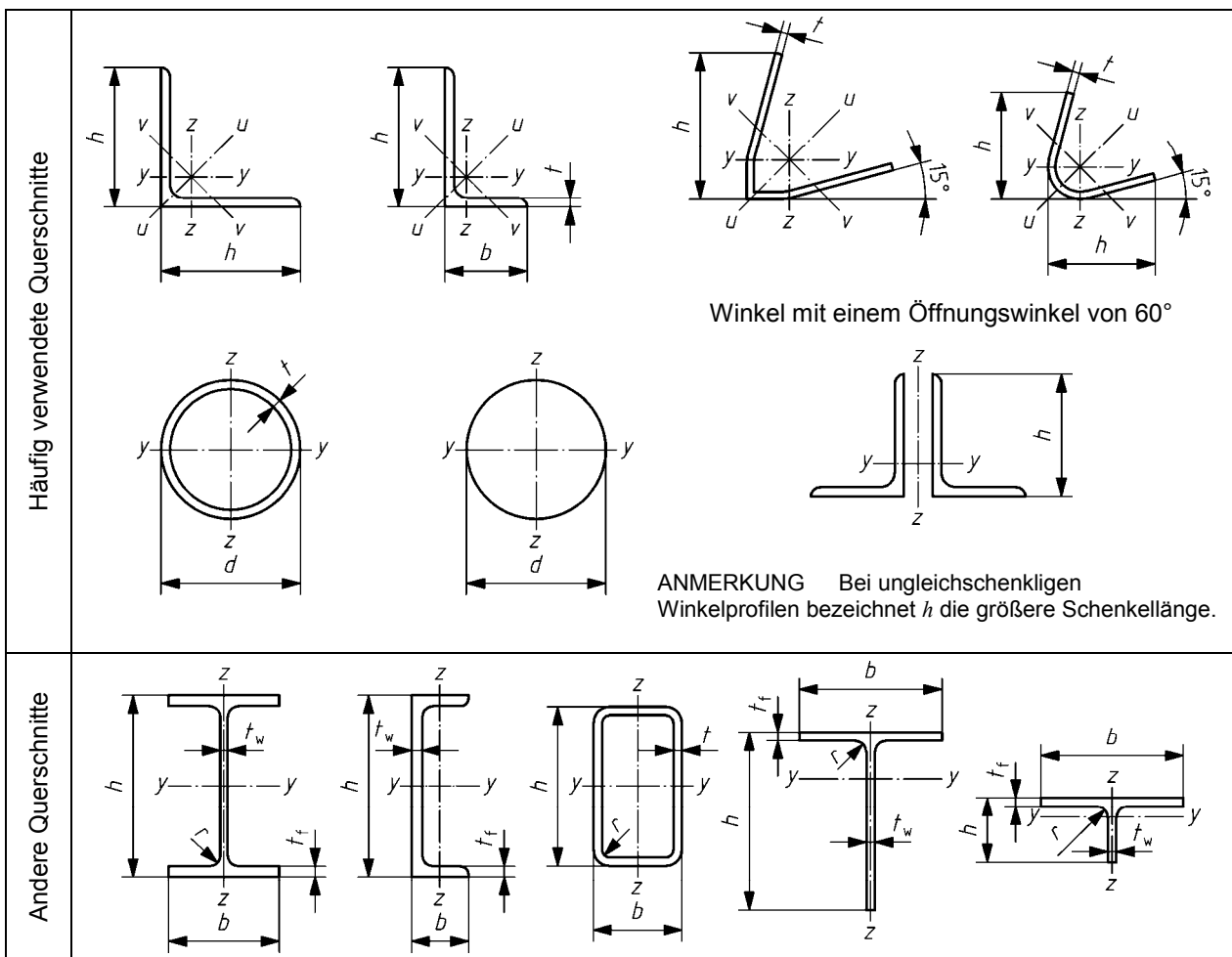
(2) Weitere Formelzeichen werden im Text definiert.

**1.7 Definition der Bauteilachsen**

(1) Es gilt die Definition der Bauteilachsen entsprechend Bild 1.1.

ANMERKUNG Hierdurch wird die durch unterschiedliche Definitionen für warmgewalzte und kaltgeformte Winkelprofile hervorgerufene Verwechslungsgefahr vermieden.

(2) Für mehrteilige Bauteile gilt die Definition der Bauteilachsen nach EN 1993-1-1, Bild 6.9.



**Bild 1.1 — Abmessungen und Bauteilachsen**



## 2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

### 2.1 Anforderungen

#### 2.1.1 Grundlegende Anforderungen

- (1)P Für die Tragwerksplanung von Türmen und abgespannten Masten gelten die Grundlagen in EN 1990.
- (2) In der Regel sind die Bestimmungen für Stahlbauten nach EN 1993-1-1 anzuwenden.
- (3)P Zusätzlich sind abgespannte Masten mit hoher Sicherheitsklasse (siehe 2.1.2) bezüglich ihrer Standfestigkeit für Ausfall eines Abspannseiles zu bemessen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zum Ausfall eines Abspannseiles geben. Die Anwendung der Regelungen in Anhang E wird empfohlen.

#### 2.1.2 Sicherheitsklassen

- (1) Es dürfen verschiedene Sicherheitsklassen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Türmen und Masten in Abhängigkeit der Versagensfolgen angenommen werden.

ANMERKUNG Anhang A gibt Hinweise zur Definition verschiedener Sicherheitsklassen.

### 2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

- (1) Siehe EN 1993-1-1, 2.2.

### 2.3 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

#### 2.3.1 Windeinwirkungen

- (1) Windeinwirkungen sind in der Regel EN 1991-1-4 zu entnehmen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Erweiterung von EN 1991-1-4 für Türme und Maste geben. Die Anwendung der zusätzlichen Regelungen in Anhang B wird empfohlen.

#### 2.3.2 Eislasten

- (1) Eislasten sind in der Regel sowohl hinsichtlich des erhöhten Eigengewichts als bezüglich ihrer Auswirkungen auf die Windeinwirkungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zu Eislasten, Eisdicken, Eisdichten und Eisverteilungen sowie Lastfallkombinationen und Kombinationsbeiwerte  $\psi_{AC}$  für Wind- und Eiseinwirkungen auf Türme und Maste  $\psi_{AC}$  geben. Es wird die Anwendung von Anhang C empfohlen.

#### 2.3.3 Temperatureinwirkungen

- (1) Temperatureinwirkungen sind in der Regel entsprechend EN 1991-1-5 zu ermitteln.

#### 2.3.4 Eigengewicht

- (1) Das Eigengewicht ist in der Regel entsprechend EN 1991-1-1 zu ermitteln.
- (2) Das Eigengewicht von Abspannseilen ist in der Regel entsprechend EN 1993-1-11 zu ermitteln.

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12**

### **EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

#### **2.3.5 Vorspannung in Abspannseilen**

- (1) Die Vorspannung in Abspannseilen ist in der Regel als ständige Last anzunehmen, wenn keine klimatischen Lasten einwirken, siehe EN 1993-1-11.
- (2) In der Regel sind Nachstellmöglichkeiten für Abspannseile vorzusehen. Geschieht dies nicht, so ist in der Regel bei der Bemessung die Spanne möglicher Vorspannkräfte in den Abspannseilen zu berücksichtigen, siehe EN 1993-1-11.

#### **2.3.6 Veränderliche Lasten**

- (1) Bauteile mit einer Neigung gegenüber der Horizontalen  $\leq 30^\circ$  sind in der Regel für eine Mannlast zu bemessen; die Mannlast darf als vertikale Einzellast von 1 kN angenommen werden.
- (2) In der Regel sind auf Plattformen und Geländern veränderliche Last zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf Hinweise zu veränderlichen Lasten auf Plattformen und Geländern geben. Es werden folgende charakteristische veränderliche Lasten empfohlen:

- veränderliche Lasten auf Plattformen: 2,0 kN/m<sup>2</sup>; (2.1a)
- horizontale Lasten auf Geländer: 0,5 kN/m. (2.1b)

ANMERKUNG 2 Es darf angenommen werden, dass diese Lasten nicht gleichzeitig mit anderen klimatischen Lasten wirken.

#### **2.3.7 Andere Einwirkungen**

- (1) Zu außergewöhnlichen Einwirkungen und Anpralllasten siehe EN 1991-1-7.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Hinweise zur Auswahl außergewöhnlicher Einwirkungen geben.

- (2) Einwirkungen während der Montage sind in der Regel unter Beachtung des Montageablaufs zu berücksichtigen. Die entsprechenden Lastfallkombinationen und Abminderungsbeiwerte können EN 1991-1-6 entnommen werden.

ANMERKUNG Die begrenzte Dauer vorübergehender Bemessungssituationen darf berücksichtigt werden.

- (3) Falls notwendig, sind ungleichmäßige Setzungen der Fundamente nachzuweisen. Dies gilt insbesondere für Gittermaste, bei denen die Eckstiele auf Einzelfundamenten stehen, sowie für abgespannte Maste, bei denen ungleichmäßige Setzungen zwischen dem Mastschafffundament und den Seilverankerungen auftreten können.

- (4) Einwirkungen aus der Halterung und Verankerung von Ausrüstungen zum Schutz gegen Absturz dürfen mit Bezug auf EN 795 ermittelt werden. Erfordert der Schutz gegen Absturz die Verwendung von Arbeitsbühnen-Systemen oder mobilen Auffangsystemen, sollten entsprechende Anschlagpunkte vorgesehen werden, siehe EN 365.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

#### **2.3.8 Lastverteilung**

- (1) Es sind sowohl Einflüsse aus über die Bauteillänge verteilten Lasten als auch Einflüsse aus Belastungen, die sich infolge von Wind- und Eigenlasten auf an das betrachtete Bauteil angeschlossene andere Bauteile ergeben, zu berücksichtigen.

## **2.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit**

- (1) Zu Bemessungswerten von Einwirkung und Kombinationsbeiwerten siehe EN 1990.

ANMERKUNG Zu Teilsicherheitsbeiwerten im Grenzzustand der Tragfähigkeit siehe Anhang A.

- (2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eigenlasten und Vorspannung der Abspannseile sind in der Regel entsprechend EN 1993-1-11 anzusetzen.

## **2.5 Versuchsgestützte Bemessung**

- (1) Die allgemeinen Anforderungen entsprechend EN 1990 sind in der Regel unter Beachtung der besonderen Anforderungen in EN 1993-3-1, Abschnitt 8 zu erfüllen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu Tragwerken oder Bauteilen geben, für die ein abgestimmtes Versuchsprogramm mit Großproben durchgeführt wird, siehe 6.1.

## **2.6 Dauerhaftigkeit**

- (1) Dauerhaftigkeit wird in der Regel durch den Nachweis gegen Ermüdung (siehe Abschnitt 9) und geeigneten Korrosionsschutz (siehe Abschnitt 4) gewährleistet.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zur Bemessungsnutzungsdauer eines Tragwerkes geben. Es wird eine Bemessungsnutzungsdauer von 30 Jahren vorgeschlagen.

# **3 Werkstoffe**

## **3.1 Baustahl**

- (1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Baustahl siehe EN 1993-1-1 und EN 1993-1-3.  
(2) Zu Zähigkeitsanforderungen siehe EN 1993-1-10.

## **3.2 Verbindungsmittel**

- (1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Schrauben und Schweißwerkstoffen siehe EN 1993-1-8.

## **3.3 Abspannseile und Anschlussstücke**

- (1) Zu Anforderungen und Eigenschaften von Seilen, Litzen, Drähten und Anschlussstücken siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Siehe auch Anhang D.

# **4 Dauerhaftigkeit**

## **4.1 Korrosionsschutz**

- (1) Abhängig von dem Standort, der Nutzungsdauer und der Bauwerksunterhaltung sind in der Regel geeignete Korrosionsschutzmaßnahmen vorzusehen.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12** **EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG 2 Siehe auch:

- EN ISO 1461 zu Zinküberzügen,
- EN ISO 14713 zu Spritzverzinkung,
- EN ISO 12944 zu Beschichtungen.

### **4.2 Abspannseile**

(1) Zu Korrosionsschutz von Abspannseilen siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben. Die folgenden Maßnahmen werden empfohlen:

Abhängig von Korrosionsangriff sollten Seile aus verzinkten Stahldrähten einen zusätzlichen Korrosionsschutz erhalten, z. B. Fett oder eine Beschichtung. Diese Schutzschicht soll verträglich mit dem bei der Herstellung des Seils verwendeten Korrosionsschutz sein.

Als alternative Schutzmaßnahme können Stahlseile mit Durchmessern bis 20 mm mit einer Polypropylen-Imprägnierung geschützt werden. Sie brauchen dann keine weitere Schutzmaßnahme, außer wenn der Überzug bei der Montage oder Nutzung verletzt wird. Besondere Sorgfalt ist bei der Gestaltung der Seilendstücke hinsichtlich Korrosionsschutz erforderlich. Seile mit Mantel, der nicht imprägniert ist, sollten wegen der Möglichkeit versteckter Korrosion nicht benutzt werden.

Blitzschlag kann den Polypropylenüberzug lokal beschädigen.

## **5 Tragwerksberechnung**

### **5.1 Berechnungsmodelle zur Bestimmung von Schnittgrößen**

- (1) Die Schnittgrößen sind in der Regel mit einer elastischen Tragwerksberechnung zu ermitteln.
- (2) Zur elastischen Tragwerksberechnung siehe EN 1993-1-1.
- (3) Bei der Tragwerksberechnung dürfen die Querschnitseigenschaften des Bruttoquerschnitts angesetzt werden.
- (4) Bei der Tragwerksberechnung sollten die Verformungskennwerte der Fundamente berücksichtigt werden.
- (5) Entstehen aus der Tragwerksverformung nicht mehr vernachlässigbare Einflüsse (z. B. für Türme mit hohen Kopflasten), sind Verfahren der Theorie II. Ordnung anzuwenden, siehe EN 1993-1-1.

ANMERKUNG 1 Gittermaste dürfen zunächst ohne Verformungseinfluss (Theorie I. Ordnung) berechnet werden.

ANMERKUNG 2 Bei Masten und abgespannten Schornsteinen sollten die Verformungen beim Gleichgewicht berücksichtigt werden (Theorie II. Ordnung).

ANMERKUNG 3 Zum Knicken der gesamten symmetrischen Mastkonstruktionen siehe B.4.3.2.6.

(6) Bei der Tragwerksberechnung des gesamten Mastes oder des abgespannten Schornsteins sollte das nichtlineare Verhalten der Abspannseile berücksichtigt werden, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

## 5.2 Berechnungsmodelle für Verbindungen

### 5.2.1 Grundlagen

(1) Das Verhalten der Verbindungen sollte bei der Tragwerksberechnung und den lokalen Nachweisen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Berechnungsverfahren für Verbindungen sind in EN 1993-1-8 geregelt.

### 5.2.2 Tragwerke aus Dreieckselementen (Gelenkfachwerke)

(1) Bei Gelenkfachwerken darf angenommen werden, dass sich in den Anschlüssen der Bauteile keine Biegemomente bilden. Das statische Modell darf deshalb von Gelenkverbindungen ausgehen.

(2) Die Verbindungen sollten die Bedingungen für gelenkige Anschlüsse erfüllen:

— entweder nach EN 1993-1-8, 5.2.2.2 oder

— nach EN 1993-1-8, 5.2.3.2.

### 5.2.3 Tragwerke ohne Fachwerkwirkung (Balkentragwerke)

(1) Bei Balkentragwerken sollte die elastische Berechnung von voller Kontinuität der Biegelinie ausgehen, wenn die Verbindungen die Bedingung für starre Verbindungen nach EN 1993-1-8, 5.2.2.3 erfüllen.

### 5.2.4 Fachwerke mit Berücksichtigung der Balkenwirkung zur Vermeidung kinematischer Ketten

(1) Die elastische Tragwerksberechnung sollte von einer zuverlässigen Vorhersage des Momenten-Rotations-Verhaltens oder Kraft-Verschiebungs-Verhaltens der eingesetzten Verbindungen ausgehen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

## 6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

### 6.1 Allgemeines

(1) Es gelten für die verschiedenen Grenzzustände folgende Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$ :

— Plastizieren der Querschnitte:	$\gamma_{M0}$
— Stabilitätsversagen der Bauteile:	$\gamma_{M1}$
— Bruchversagen des Nettoquerschnitts (an Schraubenlöchern):	$\gamma_{M2}$
— Bruch der Verbindung:	siehe 6.4
— Beanspruchbarkeit der Seile und Seilköpfe:	$\gamma_{Mg}$ , siehe EN 1993-1-11
— Beanspruchbarkeit der Isolatoren:	$\gamma_{Mi}$

## DIN EN 1993-3-1:2010-12 EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG 1 Der nationale Anhang darf Hinweise zu den Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  geben. Die folgenden Zahlenwerte werden empfohlen;

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{Mg} = 2,00$$

$$\gamma_{Mi} = 2,50$$

ANMERKUNG 2 Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Mg}$  bezieht sich auf das Seil einschließlich Seilkopf (oder anderer Endverankerung). Die zugehörigen Bolzen, Verbinder und Bleche sind passend zu den Seilen und Seilköpfen zu bemessen und können einen höheren Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Mg}$  erfordern, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG 3 Liegen die Ergebnisse von Großversuchen zu dem Bautyp oder einem ähnlichen Bautyp vor, kann je nach Ergebnis der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  reduziert sein.

## 6.2 Beanspruchbarkeit von Querschnitten

### 6.2.1 Klassifizierung der Querschnitte

(1) Bei Türmen und Masten gelten die Querschnittsklassen nach EN 1993-1-1, 5.5.2.

ANMERKUNG Die  $clt$ -Verhältnisse von Winkelprofilen nach EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 dürfen mit den Werten  $(h-2t)/t$  anstelle von  $h/t$  gebildet werden.

### 6.2.2 Bauteile von Gittermasten und Gittertürmen

(1) Bei mit einem Schenkel angeschlossenen Winkelstäben gelten die Regelungen in EN 1993-1-8, 3.10.3 bei Schraubverbindungen oder EN 1993-1-8, 4.13 bei Schweißverbindungen.

### 6.2.3 Abspannseile und Zubehör

(1) Zu Abspannseilen und Zubehör siehe EN 1993-1-11 und Anhang D.

## 6.3 Beanspruchbarkeit von Bauteilen

### 6.3.1 Druckbeanspruchte Bauteile

(1) Druckbeanspruchte Bauteile in Gittermasten und -türmen sind in der Regel nach einer der beiden folgenden Verfahren zu bemessen:

- a) Verfahren in Anhang G und Anhang H;
- b) Verfahren in EN 1993-1-1 unter Berücksichtigung der Exzentrizitäten.

ANMERKUNG 1 Das Verfahren in EN 1993-1-1, Anhang B, B.1.2 (2)B kann für die Stabilitätsnachweise von Bauteilen in Gittermasten und -türmen konservativ sein.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf ein Verfahren festlegen.

(2) Der wirksame Querschnitt von Bauteilen sollte nach EN 1993-1-5, 4.3 berechnet werden.

ANMERKUNG 1 Bei Winkelstäben darf der Abminderungsbeiwert  $\rho$  mit dem Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_p$  aufbauend auf der vorhandenen Breite  $\bar{b}$  des gedrückten Winkelschenkels wie folgt berechnet werden:

a) bei gleichschenkligen Winkeln:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(h-2t)/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

b) bei ungleichschenkligen Winkeln:

$$\bar{\lambda}_{p,1} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(h-2t)/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \text{ und}$$

$$\bar{\lambda}_{p,2} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(b-2t)/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

ANMERKUNG 2 Bei mit nur einem Schenkel angeschlossenen Winkeln bezieht sich der Abminderungsbeiwert  $\rho$  nur auf den angeschlossenen Schenkel.

ANMERKUNG 3 Zu  $k_\sigma$  siehe EN 1993-1-5. Für einen Winkelschenkel unter Druck gilt  $k_\sigma = 0,43$ .

(3) Drillknicken und Biegedrillknicken sollten wie folgt ebenfalls nachgewiesen werden:

a) Drillknicken von gleichschenkligen Winkel wird durch den Beulnachweis nach (2) erfasst;

b) bei ungleichschenkligen Winkeln und anderen Querschnitten siehe EN 1993-1-1, 6.3.1.4 und EN 1993-1-3.

(4) Zu kaltgeformten dünnwandigen Bauteile, siehe EN 1993-1-3.

## 6.4 Verbindungen

### 6.4.1 Allgemeines

(1) Zu Verbindungen siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für Verbindungen in Türmen und Masten dürfen im Nationalen Anhang angegeben sein. Die Zahlenwerte in EN 1993-1-8, Tabelle 2.1 werden empfohlen.

(2) Alle Schrauben sind in der Regel gegen Lockern zu sichern.

### 6.4.2 Zugbeanspruchte Schrauben in Kopfplattenverbindungen (Flanschverbindungen)

(1) Können bei Flanschverbindungen Zugkräfte auftreten, sollten die Schrauben vorgespannt sein.

(2) Der kleinste zulässige Schraubendurchmesser ist in der Regel 12 mm.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu geschraubten Flanschverbindungen von Rundhohlprofilen oder zylindrischen Schalen geben. AC gestrichener Text AC

Bei der Bestimmung der Flanschdicke ist Folgendes zu beachten:

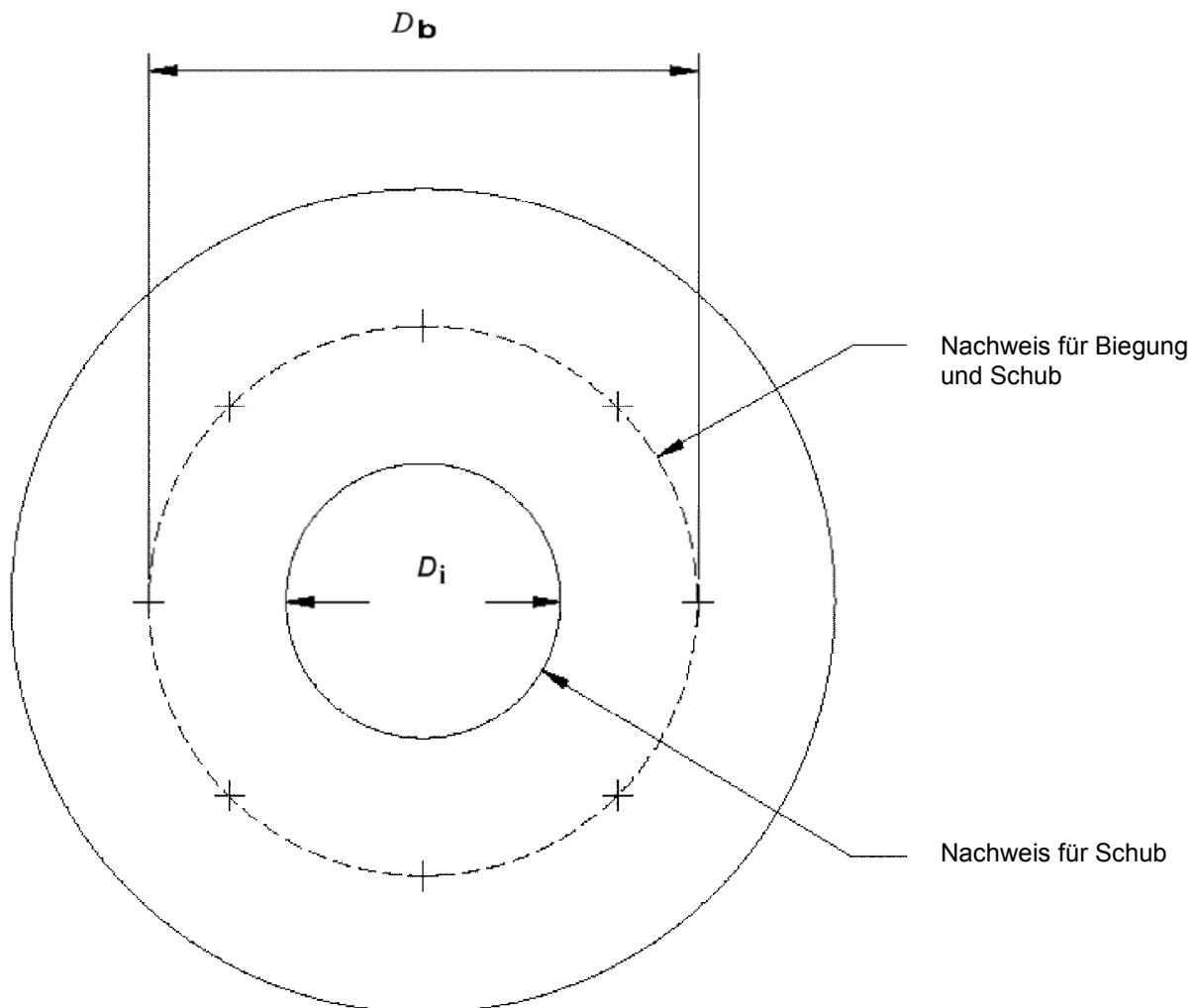
- die Scherbeanspruchbarkeit der Verbindung des Flansches mit dem Hohlprofil;
- die Beanspruchbarkeit des Flansches in dem Kreis, der durch die Schraubenlöcher geht, im Hinblick auf Biegung und Schub. Das Biegemoment ( $M$ ) darf mit

$$M = N (D_b - D_i)/2$$

angesetzt werden.

Dabei ist

- $N$  die Zugkraft im Hohlprofilstab;  
 $D_b$  der Durchmesser des Kreises durch die Schraubenlöcher;  
 $D_i$  der Durchmesser des Hohlprofils.



**Bild 6.1 — Geschraubte Flanschverbindung**



Die Zugkraft  $N_b$  in einer Schraube ist

$$N_b = \frac{Nk_p}{n}$$

Dabei ist

$n$  die Anzahl der Schrauben;

$k_p$  der Faktor zu Berücksichtigung von Abstützkräften, anzusetzen mit

$k_p = 1,2$  bei vorgespannten Schrauben;

$k_p = 1,8$  bei nicht vorgespannten Schrauben.

Alle Schrauben sollten gegen Ermüdung vorgespannt sein, siehe EN 1993-1-8.

### 6.4.3 Ankerschrauben

(1) Bei Ermüdungsbelastung sind die Ankerschrauben in der Regel vorzuspannen; in diesem Fall gelten die Werkstoffanforderungen in EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Zur Wahl der Vorspannung siehe auch Regeln zu Hebelwirkungen, Spannungsniveau usw. in EN 1993-1-8.

### 6.4.4 Schweißverbindungen

(1) Siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Zur Ausführung siehe EN 1090.

## 6.5 Sonderverbindungen für Maste

### 6.5.1 Anschluss des Mastfußes

(1) Die Bestimmung der Lagerpressung in dem Kugelgelenk sollte entsprechend den Berechnungsvorschriften für Kalottenlager in EN 1337-6 erfolgen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Hinweise zu Exzentrizitäten und Grenzwerte der Hertz'schen Pressung geben.

Für den Nachweis, dass sich die Druckzone bei dem erwarteten Verdrehwinkel am Mastfuß (siehe Bild 6.2) in den Grenzen der Auflagerfläche befindet, und um die Biegemomente aus den Exzentrizitäten für die Bemessung des Lagers und des Querschnitts des Mastfußes zu ermitteln, wird die folgende Vorgehensweise empfohlen:

Bei Kugellagern sollte angenommen werden, dass sich der Kontaktpunkt in Richtung der möglichen Neigung der Mastachse durch Rollen über die Lageroberfläche bewegt.

Die Exzentrizitäten  $e_u$  und  $e_o$  (siehe Bild 6.2) sind dann:

$$e_u = r_1 \times \sin \psi_1 \tag{6.1a}$$

$$e_o = r_2 (\sin \psi_1 - \sin \phi) \tag{6.1b}$$

Dabei ist

$r_1$  der Radius des konvexen Lagerteils;

$r_2$  der Radius des konkaven Lagerteils;

$$r_2 > r_1$$

$\phi$  der Drehwinkel der Mastachse am Fuß;

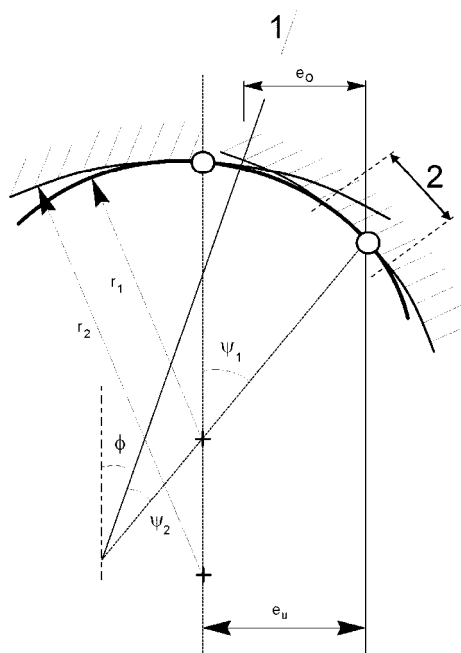
**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

mit

$$\psi_1 = \frac{r_2 \phi}{r_2 - r_1} \quad (6.2a)$$

$$\psi_2 = \psi_1 - \phi \quad (6.2b)$$

Bei ebener Fläche ( $r_2 = \infty$ ) gilt  $e_o = r_1 \phi \cos \phi$ .



**Legende**

- 1 Mastachse  
 2 Druckfläche

**Bild 6.2 — Exzentrizität infolge Mastdrehung am Fuß**

(2) Vorrichtungen zur Verhinderung der Verdrehung des Mastes am Mastfuß um seine Mastachse sollten so konstruiert sein, dass Verdrehungen um die horizontale Achse nicht behindert werden.

(3) Bei eingespanntem Mastfuß sind in der Regel die möglichen Setzungen des Mastfundamentes und der Fundamente der Seilverankerungen bei der Berechnung zu berücksichtigen.

**6.5.2 Anschlüsse der Abspannseile**

(1) Die Anschlüsse der Abspannseile an den Mast und die Seilfundamente sollten Verdrehungen der Seilenden in vertikaler und horizontaler Richtung erlauben, siehe EN 1993-1-11.

Bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung ist in der Regel zu berücksichtigen, dass die Seile sich bei Zugbelastung um die Längsachse verdrehen können.

ANMERKUNG Bei Bolzenverbindungen kann die Verdrehfreiheit durch eine „kugelförmige“ Ausbildung der Löcher in dem Anschlussblech erreicht werden. In Ausnahmefällen können auch „Kugellager“ angewendet werden.

(2) Alle Bolzen sind in der Regel gegen Herausfallen zu sichern, z. B. durch Muttern mit Splint.

(3) Sowohl das Anschlussblech am Mast als auch am Fundament ist in der Regel für die seitlichen Kräfte zu dimensionieren, die durch Wind senkrecht zur Seilebene entstehen.

- (4) Schweißverbindungen sollten für Sichtprüfungen und zerstörungsfreie Prüfungen zugänglich sein.

## **7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**

### **7.1 Grundlagen**

- (1) Die folgenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit können maßgebend sein:
- Auslenkungen und Verdrehungen, die die Nutzung einschränken, z. B. die Funktion von Antennen oder anderen Einrichtungen;
  - Schwingungen, Bewegungen oder Schiefstellungen, die die Signalübertragung stören;
  - Verformungen, Auslenkungen, Schwingungen oder Schiefstellungen, die Schäden an nicht tragenden Bauteilen verursachen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zu Begrenzungen und zugehörigen  $\gamma_M$ -Werten geben. Der Wert  $\gamma_M = 1,0$  wird empfohlen.

### **7.2 Auslenkungen und Verdrehungen**

#### **7.2.1 Anforderungen**

- (1) Die maximalen Auslenkungen und Verdrehungen sind in der Regel für die charakteristische Lastkombination auf das Tragwerk und die Anbauten zu bestimmen.
- (2) Die Auslenkungen und Verdrehungen von Masten und abgespannten Schornsteinen sollten, soweit notwendig, nach Theorie II. Ordnung (siehe EN 1993-1-1) und unter Berücksichtigung dynamischer Wirkungen berechnet werden.

#### **7.2.2 Festlegung von Grenzwerten**

- (1) Die Grenzwerte sollten zusammen mit dem Lastfall für den Nachweis festgelegt werden.

ANMERKUNG Bei abgespannten Masten siehe Anhang B.

- (2) Bei Funk- und Flutlichtmasten sollten die Grenzwerte für die horizontale Auslenkung und Verdrehung der Mastspitze beachtet werden. Bei Richtantennen beziehen sich die Anforderungen auf den Anschlusspunkt der Richtantenne.

### **7.3 Schwingungen**

- (1) Türme und Maste sollten zu folgenden Schwingungen untersucht werden:
- böenerregte Schwingungen (die Schwingungen in Windrichtung erzeugen);
  - wirbelerregte Schwingungen bei Türmen und Masten mit prismatischen, zylindrischen oder anderen Anbauten oder mit Umhüllungen (die Schwingungen quer zur Windrichtung erzeugen);
  - Galloping-Schwingungen (der Abspannseile);
  - Regen-Wind-induzierte Schwingungen.

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12 EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG 1 Zu dynamischen Effekten siehe Anhang B, sowie EN 1991-1-4 und EN 1993-3-2, Anhang B.

ANMERKUNG 2 Schwingungen können schnell zu Ermüdungsschäden führen, siehe Abschnitt 9.

(2) Wenn bei Gittermasten und -türmen und abgespannten Schornsteinen die Gefahr von Windschwingungen vorhergesagt wird und nicht von vornherein schwingungsreduzierende Maßnahmen im Entwurf getroffen werden, sollte Vorsorge für den möglichen späteren Einbau von Dämpfungsmaßnahmen getroffen werden.

ANMERKUNG Siehe EN 1993-3-2, Anhang B.

### **8 Versuchsgestützte Bemessung**

(1) Die Regelungen für die versuchsgestützte Bemessung in EN 1990 sind in der Regel zu beachten.

(2) Wenn die Werte für das logarithmische Dekrement der Dämpfung  $\delta_s$  in EN 1991-1-4 für die Anwendung auf Gittertürme und Maste, die aus zylindrischen Elementen bestehen oder solche Elemente tragen, ungeeignet erscheinen, können Versuche durchgeführt werden, um diese Werte zu bestimmen.

ANMERKUNG AC EN 1993-3-2, Anhang D AC enthält Hinweise zur Bestimmung von  $\delta_s$ .

(3) Insbesondere bei abgespannten Masten können höhere Schwingungsmoden als die Grundschiwingung maßgebend sein, so dass bei der Bestimmung des logarithmischen Dekrements der Dämpfung darauf zu achten ist.

(4) Es ist in der Regel darauf zu achten, dass die Schwingfrequenzen von den Belastungsbedingungen abhängig sind, z. B. bei ruhigem Wetter, bei Wind oder unter Eisbelastung.

### **9 Ermüdung**

#### **9.1 Allgemeines**

(1) Für die Ermüdungsnachweise gelten die Regeln in EN 1993-1-9.

(2) Die Wirkung möglicher sekundärer Biegemomente auf die Ermüdungsbeanspruchung, die gegebenenfalls bei den Tragfähigkeitsnachweisen nicht berücksichtigt wurden, ist in der Regel zu beachten.

#### **9.2 Ermüdungsbelastung**

##### **9.2.1 Schwingungen in Windrichtung**

(1) AC Eine Ermüdungsbelastung infolge von böenerregten Schwingungen in Windrichtung (ohne wirbelerregte Querschwingungen) braucht bei Gittermasten nicht ermittelt zu werden.

ANMERKUNG Vorausgesetzt, dass die Kerbfalldetails höher als 71 N/mm<sup>2</sup> eingestuft sind, darf bei abgespannten Masten die Nutzungsdauer dieser Konstruktionen, die böenerregten Schwingungen in Windrichtung (ohne wirbelerregte Querschwingungen) ausgesetzt sind, mit 50 Jahren oder größer angenommen werden. AC

(2) In allen anderen Fällen sollten Ermüdungsnachweise für die gewählten Konstruktionsdetails geführt werden.

ANMERKUNG Zu Ermüdungsnachweisen für Schwingungen in Windrichtung siehe EN 1991-1-4. Die folgende vereinfachte Vorgehensweise darf angewendet werden:

- a) Der Spannungs-Zeit-Verlauf infolge von Windböen wird ermittelt, indem die jährliche Einwirkungsdauer verschiedener mittlerer Windgeschwindigkeiten aus unterschiedlichen Richtungen aus meteorologischen Aufzeichnungen für den Bauwerksstandort bestimmt wird. Die Spannungsschwankungen um die Mittelwerte dürfen dann als normalverteilt mit einer Standardabweichung angenommen werden, die dem  $G/4$ -fachen der Spannung infolge der mittleren Windgeschwindigkeit entspricht. Der Böenreaktionsfaktor  $G$  ist wie folgt definiert:

$$G = c_e(z) c_s c_d - 1$$

Dabei ist

$c_e(z)$  der aerodynamische Beiwert, siehe EN 1991-4;

$c_s c_d$  der Strukturbeiwert, siehe EN 1991-4.

Siehe auch Anhang B.

- b) Die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{Si}$  darf als der 1,1-fache Wert der Differenz zwischen der Spitzenspannung (mit Böenreaktionsfaktor) und der mittleren Spannung (aufgrund des 10-min-Mittels der Windgeschwindigkeit) angesetzt werden. Die schadensäquivalente Anzahl  $N_i$  der Schwingspiele wird mit:

$$N_i = 10^5 T/50 \tag{9.1}$$

angenommen.

Dabei ist

$T$  der Bemessungswert der Nutzungsdauer in Jahren.

### 9.2.2 Wirbelerregte Querschwingungen

- (1) Die Ermüdungsbelastung von Türmen und abgespannten Masten, die aus tragenden oder nicht tragenden zylindrischen oder ähnlichen Elementen bestehen, wird aus der Maximalamplitude der maßgebenden Schwingform und der Anzahl der Schwingspiele ermittelt.

ANMERKUNG Zu Ermüdungsbelastungen siehe EN 1991-1-4, Anhang E.

### 9.2.3 Dynamische Antwort einzelner Bauteile

- (1) Schlanke einzelne Bauteile der Tragwerks müssen in der Regel im Hinblick auf Querwindschwingungen nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Zu Ermüdungseinwirkungen siehe EN 1991-1-4, Anhang E. Die Begrenzungen der Schlankheit nach H.2(1) und H.3.1(3) reichen im Allgemeinen aus, um solche Schwingungserregungen zu vermeiden. Die Erhöhung der Dämpfung (durch Reibung oder zusätzliche Dämpfer) ist eine Möglichkeit, solche Schwingungen zu unterdrücken, wenn sie unter Betrieb auftreten.

## 9.3 Ermüdungsfestigkeit

- (1) In der Regel ist für typische Details von Türmen, Schornsteinen und Masten auf die Ermüdungsfestigkeiten in EN 1993-1-9 Bezug zu nehmen.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

#### 9.4 Nachweis

- (1) Der Ermüdungsnachweis ist in der Regel nach EN 1993-1-9, 8(2) wie folgt zu führen:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Delta\sigma_E \quad (9.2)$$

Dabei ist

$\lambda$  der Schadenäquivalenzbeiwert, um  $\Delta\sigma_E$  auf  $N_c = 2 \times 10^6$  Schwingspiele umzurechnen;

$\Delta\sigma_E$  die Spannungsschwingbreite zugehörig zu  $N$  Schwingspielen (siehe 9.2), gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Spannungskonzentrationsfaktoren.

- (2) Der Schadenäquivalenzfaktor  $\lambda$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda = \left( \frac{N}{2 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (9.3)$$

Dabei ist  $m$  die Neigung der Wöhlerlinie.

#### 9.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis

- (1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Ermüdungsnachweis sind in der Regel nach EN 1993-1-9, 3(6), 3.6(7) und 6.2(1) zu wählen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Zahlenwerte für  $\gamma_{Ff}$  und  $\gamma_{Mf}$  vorgeben. Es wird der Wert  $\gamma_{Ff} = 1,00$  empfohlen. Zu den  $\gamma_{Mf}$ -Werten siehe EN 1993-1-9, Tabelle 3.1.

#### 9.6 Ermüdung von Abspannseilen

- (1) Die Ermüdungsnachweise für Abspannseile sollten nach EN 1993-1-11 durchgeführt werden.

## Anhang A (normativ)

### Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

ANMERKUNG Da dieser Anhang sich mit Zuverlässigkeitsdifferenzierung und Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen auf Türme und Maste befasst, wird erwartet, dass er in EN 1990, Anhang A überführt wird.

#### A.1 Zuverlässigkeitsdifferenzierung für Türme und Maste

(1) Zuverlässigkeitsdifferenzierungen können bei Türmen und Masten durch die Anwendung von Zuverlässigkeitsklassen erfolgen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Zuverlässigkeitsklassen angeben, in denen die Folgen des Tragwerksversagens berücksichtigt werden. Die Klassen in Tabelle A.1 werden empfohlen.

**Tabelle A.1 — Zuverlässigkeitsdifferenzierungen für Türme und Maste**

Zuverlässigkeitsklasse	
3	Türme und Maste, die an städtischen Standorten errichtet werden oder dort, wo ihr Versagen zu Verletzten oder Toten führen kann; Türme und Maste für wichtige zentrale Telekommunikationsanlagen; andere bedeutende Bauwerke, bei denen die Versagensfolgen sehr hoch sein können.
2	Alle Türme und Maste, die nicht zu Klasse 1 oder 3 gehören.
1	Türme und Maste, die auf unbewohntem offenen Gelände stehen; Türme und Maste, durch deren Versagen wahrscheinlich keine Verletzungen entstehen.

#### A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

(1)P Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen hängen von der Zuverlässigkeitsklasse des Turms oder Mastes ab.

ANMERKUNG 1 Bei der Wahl der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten  $\gamma_G$  und für Verkehrslasten  $\gamma_Q$  kann der dominierende Einfluss der Windeinwirkung in der Bemessung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang kann Zahlenwerte für  $\gamma_G$  und  $\gamma_Q$  angeben. Für die in Tabelle A.1 empfohlenen Zuverlässigkeitsklassen werden die Werte in Tabelle A.2 für  $\gamma_G$  und  $\gamma_Q$  empfohlen.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten und Verkehrslasten**

Wirkung der Einwirkung	Zuverlässigkeitsklasse, siehe Anmerkung zu 2.1.2	Ständige Lasten	Verkehrslasten ( $Q_s$ )
ungünstig	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
günstig	alle Zuverlässigkeitsklassen	1,0	0,0
Außergewöhnliche Situationen		1,0	1,0

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Verwendung von dynamischen Berechnungsmethoden für Windlasten angeben, siehe Anhang B.



## Anhang B (informativ)

### Berechnungsannahmen für Windeinwirkungen

ANMERKUNG Da sich dieser Anhang mit ergänzenden Regeln zu Windeinwirkungen auf Gittermaste, abgespannte Maste und abgespannte Schornsteine sowie mit deren dynamischer Antwort befasst, wird erwartet, dass dieser später in die EN 1991-1-4 überführt wird.

#### B.1 Allgemeines

##### B.1.1 Anwendungsbereich dieses Anhangs

(1) Dieser Anhang enthält ergänzende Angaben zu Windeinwirkungen auf Türme und abgespannte Maste in folgenden Punkten:

- Windkräfte, siehe B.2;
- Tragwerksreaktion von Gittermasten, siehe B.3;
- Tragwerksreaktion von abgespannten Masten, siehe B.4.

ANMERKUNG Dieser Anhang nimmt für Eislasten auf ISO 12494 Bezug. Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise bereitstellen.

##### B.1.2 Formelzeichen

(1) Ergänzend zu den in EN 1993-1-1 und EN 1991-1-4 angegebenen werden die folgenden wichtigsten Formelzeichen in diesem Anhang verwendet:

- $i$  Anordnung der feldweisen Belastung;
- $K$  Beiwert;
- $L$  projizierte Länge, Sehnenlänge;
- $N$  Anzahl;
- $Q$  Parameter;
- $S$  Schnittgröße in einem Bauteil (z. B. Längskraft, Querkraft oder Biegemoment);
- $T$  Torsionsmoment;
- $\alpha$  Neigung eines Abspannseils gegen die Horizontale;
- $\beta$  Parameter;
- $\eta$  Abschattungsfaktor;
- $\theta$  Winkel des Windeinfalls, bezogen auf die Flächennormale; Neigung;
- $\tau$  Konstante;
- $\psi$  Winkel des Windeinfalls, bezogen auf die Längsachse;
- $\omega$  Abstandsverhältnis;
- $k_s$  Skalierungsfaktor.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

(2) Ergänzend zu den in EN 1993-1-1 angegebenen werden die folgenden Indizes in diesem Anhang verwendet:

- A Element der Außenanbauten;
- C Kragarm;
- c Bauteil mit kreisförmigem Querschnitt;
- e effektiv;
- F Außenfläche;
- f kantige Bauteile;
- G Abspannseil;
- H Masthöhe;
- L Länge;
- M ausschließlich bezogen auf den Mast;
- m Mast; gemittelt;
- n Einzelfachwerk;
- PL feldweise Belastung;
- p Belastungsfeld;
- q Schub;
- S Bauwerk;
- sup überkritisch;
- T Turm, total;
- W in Windrichtung;
- w mit Wind;
- x quer zur Windrichtung;
- Z in vertikaler Richtung;
- z Höhe z über Grund;
- $\theta$  Winkel des Windeinfalls.

## **B.2 Windkraft**

### **B.2.1 Allgemeines**

#### **B.2.1.1 Silhouetten**

(1) Für die Berechnung der Windkräfte sollte das Tragwerk in eine Reihe von Abschnitten mit mehreren identischen oder nahezu identischen Modulen aufgeteilt werden, siehe Bild B.2.1. Die Angriffsfläche für die Winddrücke sollten die Projektionsflächen senkrecht zur Windrichtung unter Außerachtlassung von Flächen parallel zur Windrichtung und im Windschatten (z. B. bei Verbänden) umfassen.

- (2) Die Anzahl der Abschnitte sollte ausreichend sein, um die Windbelastung für die Berechnung des Gesamtsystems korrekt abzubilden.
- (3) Die auf einen Abschnitt oder ein Bauteil wirkende Windkraft ist nach EN 1991-1-4, 5.3(2) zu bestimmen.
- (4) Bei der Berechnung der Windkraft mit Eisansatz sind um die Eisschicht vergrößerte Projektionsflächen der tragenden Bauteile und der Außenanbauten anzusetzen.
- (5) Bei Anwendung der in diesem Anhang angegebenen Berechnungsmethode ist die maximale Windkraft innerhalb eines Winkels  $\pm 30^\circ$  zur nominellen Windrichtung anzusetzen, um die maximale Windlast in Windrichtung zu bestimmen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise zu Windkanalversuchen geben.

### B.2.1.2 Verfahren

- (1) Das in B.2.1.3 angegebenenem Verfahren dient der Bestimmung der Windkräfte auf quadratische oder gleichseitige dreieckförmige Gittermaste.

ANMERKUNG 1 Das in B.2.7 angegebene Verfahren ist nur anwendbar:

- a) auf Tragwerke mit rechteckigem Querschnitt oder
- b) für den Nachweis bestehender Bauwerke, bei denen die Anordnung von Anbauten und Antennen genau bekannt ist.

ANMERKUNG 2 Das in B.2.7 angegebene Verfahren kann zu geringeren Windkräften führen als das Verfahren in B.2.1.3, wenn  $K_A$  in B.2.3 und B.2.4 als 1,0 angenommen wird.

### B.2.1.3 Gesamter Windkraftbeiwert

- (1) Der gesamte Windkraftbeiwert  $\sum c_f$  in Windrichtung eines Bauwerksegmentes ist wie folgt anzusetzen:

$$\sum c_f = c_{f,S} + c_{f,A} \quad (B.1)$$

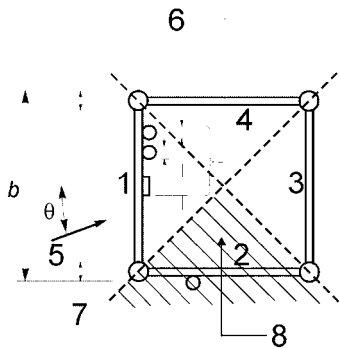
Dabei ist

$c_{f,S}$  der Windkraftbeiwert ohne Anbauten, ermittelt nach B.2.2 unter Verwendung des Völligkeitsgrades  $\varphi$  für das Bauwerk ohne Anbauten;

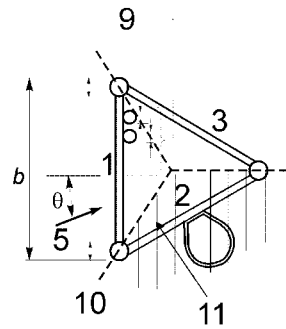
$c_{f,A}$  der Windkraftbeiwert für die Außenanbauten, ermittelt nach B.2.3 und B.2.4.

- (2) Wenn die Projektionsflächen der Außenanbauten nicht mehr als 10 % der Bauteilprojektionsflächen ausmachen, dann können sie der Projektionsfläche der tragende Bauteile zugeschlagen werden und die gesamte Windkraft nach B.2.2 bestimmt werden.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**



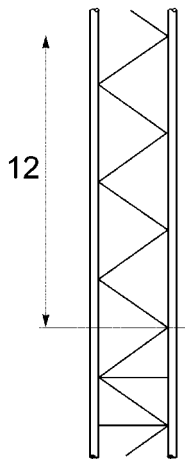
ANMERKUNG Die Ansichtsfläche 1 gilt als Windangriffsfläche für  $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



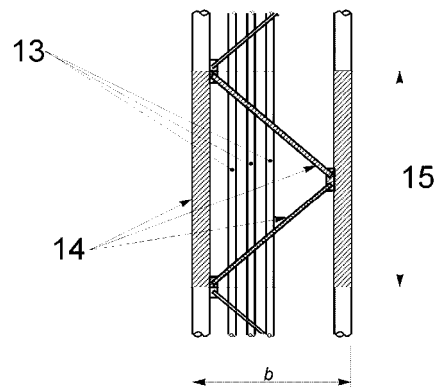
ANMERKUNG Die Ansichtsfläche 1 gilt als Windangriffsfläche für  $-60^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ . Eine externe Leiter sollte als individuelles Objekt behandelt werden.

**a) Gittermast mit quadratischem Querschnitt**

**b) Gittermast mit dreieckigem Querschnitt**



**c) Mastabschnitt**



**d) Einzelnes Modul**

**Legende**

- 1 Ansichtsfläche 1
- 2 Ansichtsfläche 2
- 3 Ansichtsfläche 3
- 4 Ansichtsfläche 4
- 5 Wind
- 6 Außenanbauten (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche 1)
- 7 Eckstiel (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 8 Der Ansichtsfläche 2 zugeordnete Außenanbauten
- 9 Außenanbauten inklusive Sprossenleitern, Schützbügel usw. (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 10 Eckstiel (Projektion senkrecht zur Ansichtsfläche)
- 11 Der Ansichtsfläche 2 zugeordnete Außenanbauten
- 12 Mastabschnitt
- 13 Außenanbauten in der Projektionsfläche  $A_A$
- 14 Tragende Bauteile in der Projektionsfläche  $A_S$
- 15 Höhe des Moduls ( $h$ )

**Bild B.2.1 — Für die Ermittlung des Völligkeitsgrades  $\varphi$  anzusetzende Projektionsfläche eines Moduls**

## B.2.2 Windkraftbeiwerte für Bauteile

### B.2.2.1 Allgemeines

(1) Für Gittermaste mit quadratischem oder gleichseitigem, dreieckigem Querschnitt, die gleiche Ansichtsflächen auf jeder Seite besitzen, ist der Gesamtwindkraftbeiwert  $c_{f,S}$  der tragenden Bauteile eines Abschnitts in Windrichtung folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,S} = K_{\theta} \cdot c_{f,S,0} \cdot \frac{A_S}{\sum A} \quad (B.2)$$

Dabei ist

$c_{f,S,0}$  der Gesamtwindkraftbeiwert für den Abschnitt  $j$  ohne Berücksichtigung von Endeffekten nach B.2.2.2;

$K_{\theta}$  der Windrichtungsbeiwert;

$A_S$  die Gesamtfläche als Projektion senkrecht zur Fläche der tragenden Bauteile, einschließlich jener Außenanbauten, die als tragende Bauteile behandelt werden, der betrachteten Fläche innerhalb der Höhe eines Abschnitts auf dem betreffenden Niveau (siehe Bild B.2.1), einschließlich Vereisung, sofern zutreffend;

$\sum A$   $A_{ref}$  nach EN 1991-1-4, 5.3(2); es kann jeder angenommene Wert angesetzt werden (zum Beispiel Eins), solange  $A_{ref}$  als derselbe Wert angesetzt wird.

(2) Der Windrichtungsbeiwert  $K_{\theta}$  darf folgendermaßen angesetzt werden:

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 K_2 \sin^2 2\theta \text{ für quadratische Gittermaste} \quad (B.3a)$$

$$K_{\theta} = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_S} + \frac{A_f}{A_S} (1 - 0,1 \sin^2 1,5\theta) \text{ für dreieckige Gittermaste} \quad (B.3b)$$

Dabei ist

$$K_1 = \frac{0,55 A_f}{A_S} + \frac{0,8 (A_c + A_{c,sup})}{A_S} \quad (B.3c)$$

$$K_2 = 0,2 \text{ für } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \text{ und } 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \quad (B.3d)$$

$$= \varphi \text{ für } 0,2 < \varphi \leq 0,5 \quad (B.3e)$$

$$= 1 - \varphi \text{ für } 0,5 < \varphi < 0,8 \quad (B.3f)$$

$\theta$  Winkel des Windeinfalls (im Grundriss) senkrecht zur Ansichtsfläche 1;

$\varphi$  Völligkeitsgrad, siehe EN 1991-1-4, 7.11(2);

$A_f$  gesamte Projektionsfläche von kantigen Bauteilen in der Ansichtfläche senkrecht auf die Ansichtsfläche;

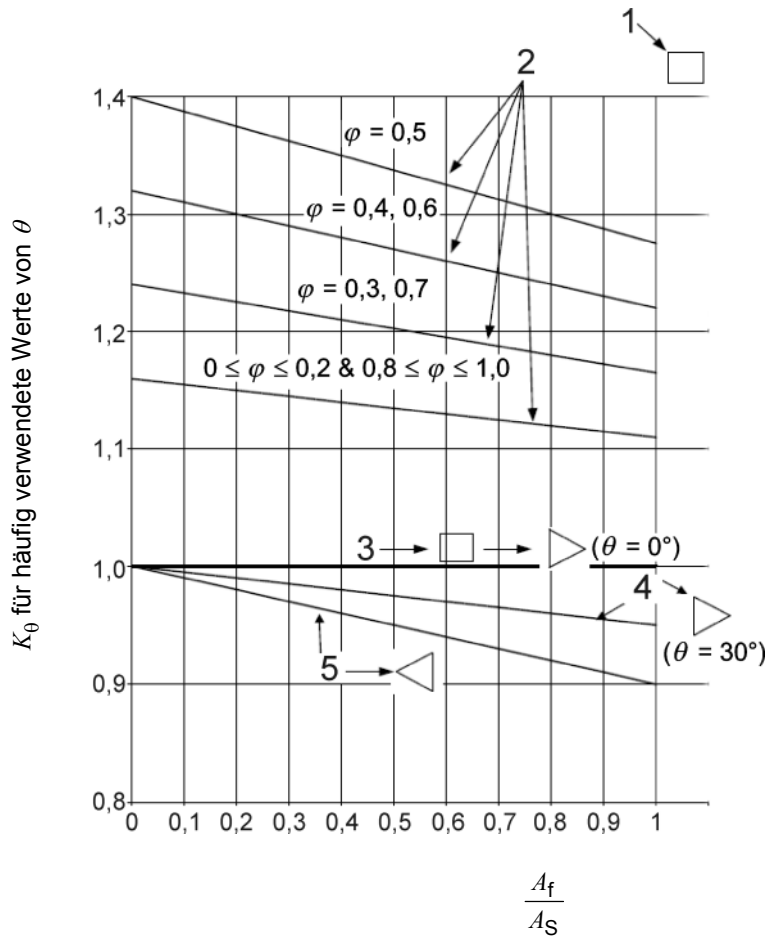
$A_c$  gesamte Projektionsfläche senkrecht auf die Ansichtsfläche von Bauteilen mit kreisförmigem Querschnitt in der Ansichtfläche, die einer unterkritischen Umströmung ausgesetzt sind;

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

- $A_{c,sup}$  gesamte Projektionsfläche senkrecht auf die Ansichtfläche von Bauteilen mit kreisförmigem Querschnitt in der Ansichtfläche, die einer überkritischen Umströmung ausgesetzt sind;
- $h$  Höhe des betrachteten Abschnitts;
- $b$  gesamte Abschnittsbreite wie in Bild B.2.1.

ANMERKUNG  $A_S = A_f + A_c + A_{c,sup}$

- (3) Für übliche  $\theta$ -Werte dürfen die  $K_\theta$ -Werte Bild B.2.2 entnommen werden.
- (4) Für Bauteile mit kreisförmigem Querschnitt darf unterkritische Umströmung angenommen werden, wenn die Reynoldszahl bei  $Re \leq 4 \times 10^5$  liegt; bei größeren Werten von  $Re$  darf überkritische Umströmung angenommen werden, sofern kein Eisansatz vorliegt.
- (5) Der Wert für  $Re$  sollte mit EN 1991-1-4, 7.9.1(1) bestimmt werden.
- (6) Wird für einzelne oder alle Bauteile angenommen, dass die Reynoldszahl im überkritischen Bereich liegt, ist nachzuweisen, dass bei geringer Windgeschwindigkeit, bei der  $Re < 4 \times 10^5$  ist, keine größeren Lasten auftreten.



**Legende**

- 1 Wind
- 2 Quadratische Gittermaste, Wind in der Diagonalen ( $\theta = 45^\circ$ )
- 3 Quadratische und dreieckige Gittermaste mit Wind auf eine Ansichtsfläche
- 4 Dreieckige Gittermaste mit Wind parallel zu einer Ansichtsfläche
- 5 Dreieckige Gittermaste mit Wind auf eine Ecke ( $\theta = 180^\circ$ )

Zu Formelzeichen siehe B.2.2.1

**Bild B.2.2 — Windrichtungsbeiwert  $K_\theta$**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**B.2.2.2 Gesamtkraftbeiwerte**

(1) Werte für Gesamtkraftbeiwerte  $c_{f,S,0}$ , die für Gittermaste mit quadratischem oder gleichseitigem Dreieckquerschnitt, zusammengesetzt aus Bauteilen mit kantigen und kreisförmigen Profilen, gelten, sind folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,S,0,j} = c_{f,0,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S} \quad (B.4)$$

Dabei ist

$c_{f,0,f}$ ,  $c_{f,0,c}$  und  $c_{f,0,c,sup}$  die Kraftbeiwerte für Abschnitte, die aus Bauteilen mit kantigen, unterkritischen kreisförmigen bzw. überkritischen kreisförmigen Profilen zusammengesetzt sind, gemäß:

$$c_{f,0,f} = 1,76 C_1 [1 - C_2 \varphi + \varphi^2] \quad (B.5a)$$

$$c_{f,0,c} = C_1 (1 - C_2 \varphi) + (C_1 + 0,875) \varphi^2 \quad (B.5b)$$

$$c_{f,0,c,sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1-\varphi)(2,8 - 1,14 C_1 + \varphi)\}} \quad (B.5c)$$

mit:

$C_1 = 2,25$  für quadratische Gittermaste

1,9 für dreieckige Gittermaste

$C_2 = 1,5$  für quadratische Gittermaste

1,4 für dreieckige Gittermaste

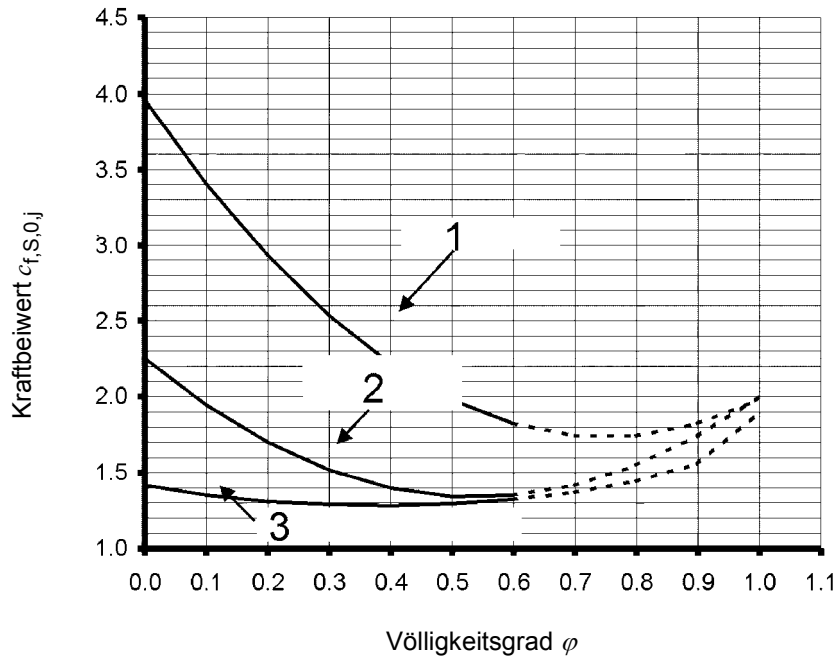
wobei:

$\varphi$ ,  $A_S$ ,  $A_f$ ,  $A_c$ ,  $A_{c,sup}$  in B.2.2.1 angegeben sind.

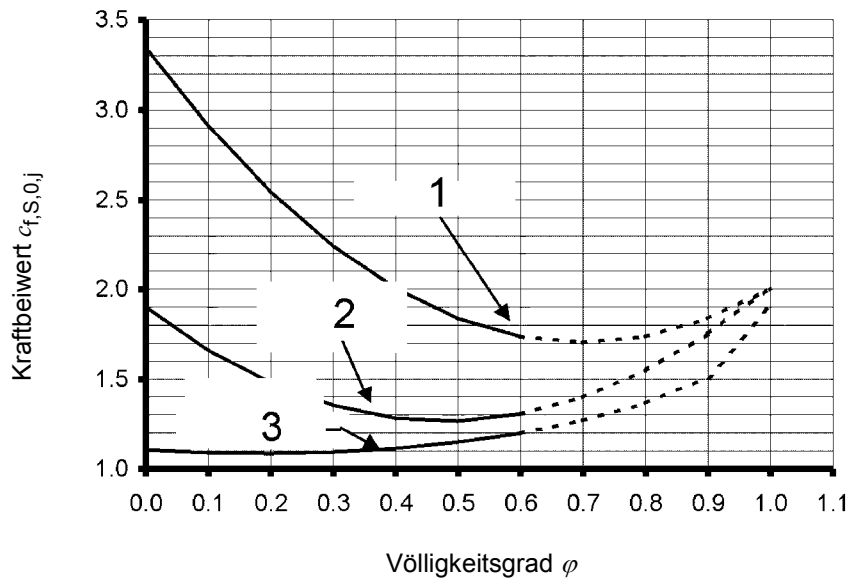
(2) Bei Windkraftberechnungen darf für kreisförmige Bauteile im überkritischen Zustand konservativ ein unterkritischer Zustand angenommen werden.

(3) Näherungswerte für diese Kraftbeiwerte dürfen Bild B.2.3 entnommen werden.





a) Quadratische Gittermaste



b) Dreieckige Gittermaste

**Legende**

- 1 kantig
- 2 kreisförmig (unterkritisch)
- 3 kreisförmig (überkritisch)

ANMERKUNG Bei Gittermasten mit  $\varphi > 0,6$  ist die Möglichkeit des Auftretens wirbelerregter Querschwingungen zu berücksichtigen, siehe EN 1991-1-4.

**Bild B.2.3 — Gesamtkraftbeiwerte  $c_{f,S,0}$  für quadratische und dreieckige Gittermaste**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**B.2.3 Windkraftbeiwerte für langgestreckte Außenbauten**

(1) Die Windkraftbeiwerte  $c_{f,A}$  von langgestreckten Außenbauteilen (einschließlich Wellenleitern, Antennenkabeln usw.) sind in Windrichtung innerhalb der Höhe eines Moduls folgendermaßen anzusetzen:

$$\boxed{\text{AC}} \quad c_{f,A} = K_A \cdot c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\sum A} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.6})$$

Dabei ist

$c_{f,A,0}$  der Gesamtkraftbeiwert für ein Anbauteil unter Berücksichtigung seiner effektiven Reynoldszahl; Werte für übliche Einzelbauteile sind in Tabelle B.2.1 angegeben und dürfen nach B.2.7.2 für Teile, die aus Fachwerkwänden zusammengesetzt sind, ermittelt werden;

$K_A$  der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Abschattung des Bauteils durch das Bauwerk selbst: Näherungswerte für  $K_A$  sind in Tabelle B.2.2 angegeben, außer für kreisförmige Profile im superkritischen Strömungszustand und für Außenbauten, für die nicht die Einschränkungen in B.2.3 (2) gelten; für diesen Fall gilt  $K_A = 1,0$ ;

$\boxed{\text{AC}} \quad A_A$  die Fläche des bei Betrachtung in Windrichtung sichtbaren Teils, einschließlich Vereisung, sofern zutreffend. Bei Zylindern mit Wendeln sollte der Wert von  $A_A$  auf der Gesamtbreite einschließlich der zweifachen Wendelbreite basieren;

$\sum A$  siehe B.2.2.1(1).  $\boxed{\text{AC}}$

**ANMERKUNG** Wenn  $A_A$  größer als  $A_S$  ist, ist der Abminderungsbeiwert eher bei  $c_{f,S,0}$  zu berücksichtigen als bei  $c_{f,A}$ . In diesen Fällen gilt:

$$c_{f,S} = K_0 c_{f,S,0} K_A$$

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \sin^2 \psi$$

Dabei ist

$\psi$  der Winkel des Windeinfalls bezogen auf die Längsachse jedes geradlinigen Bauteils.

(2)  $K_A$  ist als 1,0 anzusetzen, wenn die Außenbauten keine der folgenden Bedingungen erfüllen:

- die gesamte Projektionsfläche der Außenbauten neben der betrachteten Ansichtsfläche des Tragwerks ist kleiner als die Projektionsfläche der Bauteile in dieser Ansichtsfläche (siehe Bild B.2.1);
- die gesamte Projektionsfläche jedes einzelnen internen oder externen Außenbauteils senkrecht auf die Ansichtsfläche des Bauwerks ist kleiner als die halbe Bruttoansichtsfläche des Moduls (siehe Bild B.2.1);
- keines der Außenbauteile geht mehr als 10 % über die Breite der gesamten Ansichtsfläche des Bauwerks auf dieser Höhe hinaus.

Tabelle B.2.1 — Typische Kraftbeiwerte,  $c_{f,A,0}$  und  $\boxed{AC}$   $c_{f,G,0}$ ,  $\boxed{AC}$  für einzelne Bauteile

Bauteiltyp	Effektive Reynoldszahl $Re$ (siehe EN 1991-1-4) (siehe Anmerkung 1)	Kraft-(Druck-)beiwert $c_{f,A,0}$ oder $\boxed{AC}$ $c_{f,G,0}$ $\boxed{AC}$	
		eisfrei	vereist
(a) Kantige Profile und Bleche	alle Werte	2,0	2,0
(b) Kreisförmige Profile und glatte Drähte	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	$4 \times 10^5$	0,6	1,0
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1,0
(c) Dünne Spiralseile, z. B. Aluminiumtragseile mit Stahlkern, vollverschlossene Spiralseile, Stahlschiralseile mit mehr als sieben Drähten	eisfrei:		
	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	
	$\geq 10^5$	0,9	
	vereist:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
(d) Dicke Spiralseile, z. B. kleine Rundlitzenseile, Stahllitzenbündel, Spiralseile mit nur sieben Drähten (1 × 7)	eisfrei:		
	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	
	$> 4 \times 10^4$	1,1	
	vereist:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
(e) Zylinder mit Wendeln mit einer Höhe bis zu $0,12D$ (siehe Anmerkung 2)	alle Werte	1,2	1,2

ANMERKUNG 1  $c_{f,A,0}$  für Zwischenwerte von  $Re$  sind mittels linearer Interpolation zu bestimmen.

ANMERKUNG 2 Diese Werte basieren auf der Gesamtbreite, in der die zweifache Wendelbreite berücksichtigt ist.

ANMERKUNG 3 Die Werte für vereiste Bauteile sind für Glätteis von Bedeutung; besondere Sorgfalt gilt bei Rauereis (siehe ISO 12494).

ANMERKUNG 4 Diese Werte dürfen im Nationalen Anhang verändert werden.

(3) Wenn von Bedeutung, ist die Torsionskraft  $T_{AW}$  unter Verwendung des passenden Beiwerts und des maßgeblichen Hebelarms zu berechnen, der in Windkanaluntersuchungen zu bestimmen ist.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**Tabelle B.2.2 — Abminderungsbeiwert,  $K_A$ , für zusätzliche Außenanbauten**

Position zusätzlicher Außenanbauten	Abminderungsbeiwert $K_A$	
	Viereckiger Querschnitt (quadratisch oder rechteckig)	Dreieckiger Querschnitt
Innerhalb des Querschnitts	0,8	0,8
Außerhalb des Querschnitts	0,8	0,8
ANMERKUNG Diese Werte können im Nationalen Anhang geändert werden.		

### B.2.4 Windkraftbeiwerte für einzelne kompakte Außenanbauten

(1) Für alle einzelnen Außenanbauten, wie z. B. Parabolantennen, ist der Gesamtwindkraftbeiwert  $c_{f,A}$  in Windrichtung folgendermaßen anzusetzen:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} K_A \quad (\text{B.7})$$

Dabei ist

$c_{f,A,0}$  der Kraftbeiwert für ein Anbauteil für die betrachtete Windrichtung und Windgeschwindigkeit; er ist mit Hilfe von Windkanalversuchen zu ermitteln, die üblicherweise vom Hersteller durchgeführt werden;

$K_A$  wie in B.2.3. definiert.

(2) Die zugehörigen Beiwerte für seitliche Windkräfte  $c_{f,Ax}$  und  $c_{1,A,z}$  sind wie  $c_{f,A}$  zu berechnen, wobei die jeweilige Richtung orthogonal zur mittleren Windrichtung anzunehmen ist.  $c_{f,A,0}$  ist der jeweils anzusetzende Kraftbeiwert für Quertrieb und Auftrieb.

(3) Die zugehörige Torsionskraft  $T_{AW}$  ist unter Ansatz des zutreffenden Kraftbeiwertes zu berechnen, der in Windkanalversuchen in Verbindung mit dem relevanten Hebelarm eine derartige Torsion ermittelt wurde.

### B.2.5 Windkraftbeiwerte für Abspannseile

(1) Der Windkraftbeiwerte  $c_{f,G}$  senkrecht zu den Abspannseilen, bezogen auf die Ebene, die durch das Seil und den Wind gebildet wird, ist wie folgt anzusetzen:

$$c_{f,G} = c_{f,G,0} \sin^2 \psi \quad (\text{B.8})$$

Dabei ist

$c_{f,G,0}$   $\langle \text{AC} \rangle$  der Reynoldszahl-abhängige Gesamtkraftbeiwert; Werte dafür sind in Tabelle B.2.1 sowohl ohne als auch mit Eisansatz angegeben;

$\psi$  der Winkel des Windeinfalls zur Sehne.

ANMERKUNG Der Windwiderstand der Isolatoren der Abspannseile ist, wenn relevant, zu berücksichtigen, indem sie entweder als individuelle Bauteile betrachtet werden und die passenden Windkräfte berücksichtigt werden, oder ihre Wirkung in  $c_{f,G}$  „verschmiert“ wird.

## B.2.6 Windkraftbeiwerte bei Vereisung

- (1) Bei der Ermittlung des Windwiderstandes eines Bauwerks und der Außenanbauten bei Eisansatz ist jedes Bauteil, Anbauteil und Abspannseil als allseitig mit Eis bedeckt anzusetzen, und zwar mit einer Eisdicke nach Anhang C.
- (2) Falls die Spaltbreiten zwischen Elementen im eisfreien Zustand kleiner als 75 mm sind, sollte angenommen werden, dass diese Spalten durch Eisansatz geschlossen werden.
- (3) Kraftbeiwerte von einzelnen Bauteilen sollten Tabelle B.2.1 entnommen werden.
- (4) Ein nicht symmetrischer Eisansatz, bei dem einige Abspannseile vereist und andere eisfrei sind, ist zu berücksichtigen (siehe Anhang C).

## B.2.7 Anleitung für Spezialfälle

### B.2.7.1 Gesamtwindkraftbeiwert

- (1) Der Gesamtwindkraftbeiwert  $c_f$  in Windrichtung für die Höhe eines Moduls eines Gittermastes mit quadratischem oder dreieckigem Grundriss oder eines Gittermastes mit rechteckigem Grundriss mit unterschiedlichen Seitenlängen kann wie unter (2) beschrieben bestimmt werden:

ANMERKUNG Für die Bemessung von Gittermasten mit quadratischem oder gleichseitig dreieckeckigem Grundriss ist das Verfahren nach B.2.1.3 zu verwenden.

- (2) Der Gesamtwindkraftbeiwert  $c_f$  für ein Modul in Windrichtung kann folgendermaßen bestimmt werden:

Für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_f = c_{1e} \cos^2 \theta_1 + c_{2e} \sin^2 \theta_1 \quad (\text{B.9})$$

Für dreieckige Gittermaste:

$$c_f = c_{1e} \cos^2 \left( \frac{3\theta_1}{4} \right) + c_{2e} \sin^2 \left( \frac{3\theta_1}{4} \right) \quad (\text{B.10})$$

Dabei ist

$c_{1e}$  der effektiver Windkraftbeiwert:

— für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_{1e} = (c_1 + \eta_1 c_3) K_{\theta 1}$$

— für dreieckige Gittermaste:

$$c_{1e} = \left\{ c_1 + \frac{\eta_1}{2} (c_2 + c_3) \right\} K_{\theta 1}$$

$c_{2e}$  der effektiver Windkraftbeiwert:

— für quadratische und rechteckige Gittermaste:

$$c_{2e} = (c_2 + \eta_2 c_4) K_{\theta 2}$$

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

— für dreieckige Gittermaste:

$$c_{2e} = \left\{ c_2 + \frac{\eta_2}{2} (c_1 + c_3) \right\} K_{\theta 2}$$

$c_1$  bis  $c_4$  sind Windkraftbeiwerte:

$$c_1 = c_{f,S1} A_{S1}/\Sigma A + c_{f,A1} A_{A1}/\Sigma A;$$

$$c_2 = c_{f,S2} A_{S2}/\Sigma A + c_{f,A2} A_{A2}/\Sigma A;$$

$$c_3 = c_{f,S3} A_{S3}/\Sigma A + c_{f,A3} A_{A3}/\Sigma A;$$

$$c_4 = c_{f,S4} A_{S4}/\Sigma A + c_{f,A4} A_{A4}/\Sigma A;$$

$A_{S1}$  bis  $A_{S4}$  Projektionsflächen der Elemente auf die Ansichtsflächen 1 bis 4, die wie tragende Bauteile innerhalb desselben Moduls, gegebenenfalls einschließlich Vereisung, betrachtet werden (siehe Bild B.2.1);

$A_{A1}$  bis  $A_{A4}$  Projektionsflächen der Elemente auf die Ansichtsflächen 1 bis 4, die wie zusätzliche Bauteile innerhalb desselben Moduls, gegebenenfalls einschließlich Vereisung, betrachtet werden (siehe Bild B.2.1);

$c_{f,S1}$  bis  $c_{f,S4}$  Kraftbeiwerte der Elemente, die wie tragende Bauteile betrachtet werden, für die Ansichtsflächen 1 bis 4; die Kraftbeiwerte dürfen nach B.2.7.2 ermittelt werden;

$c_{f,A1}$  bis  $c_{f,A4}$  Windkraftbeiwerte für Außenanbauten, die nicht als tragende Bauteile betrachtet werden, für die Ansichtsflächen 1, 2, 3 bzw. 4; die Windkraftbeiwerte werden nach B.2.3 oder B.2.4 ermittelt;  $K_A = 1,0$  in allen Fällen;

**AC**  $\Sigma A$  als  $A_{ref}$  nach EN 1991-1-4, 5.3(2) anzusetzen; es kann jeder angenommen Wert angesetzt werden (zum Beispiel Eins), solange  $A_{ref}$  als derselbe Wert angesetzt wird. **AC**

$\eta_1$  und  $\eta_2$  effektive Abschattungsbeiwerte für die Ansichtsfläche 1 bzw. 2, einschließlich der tragenden Bauteile und Anbauteile;  $\eta_1$  und  $\eta_2$  sind wie folgt anzusetzen:

— für quadratische Gittermaste:  $\eta_e$

— für dreieckige Gittermaste:  $0,67 \eta_e$

— für rechteckige Gittermaste:  $\eta_e + 0,15(\omega - 1)(\varphi - 0,1)$  jedoch nicht größer als 1,0

$$\eta_e = \eta_f (A_f + 0,83 A_c + 2,1 A_{c,sup} + A_A) / (A_s + A_A) \text{ jedoch nicht größer als } 1,0;$$

$$\eta_f = (1 - \varphi)^{1,89} \text{ siehe auch Bild B.2.4;}$$

Dabei ist

$A_f, A_c, A_{c,sup}$  wie in B.2.2.1 angegeben; sie sind für die Ansichtsflächen 1 und 2 anwendbar;

$$A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} \text{ (siehe B.2.2.1(2))}$$

$A_A$  die Projektionsfläche der Anbauteile, die nicht wie tragende Bauteile betrachtet werden; sie ist für die Ansichtsflächen 1, 2, 3 und 4 anwendbar;

$\varphi$  der Völligkeitsgrad für die Ansichtsflächen 1 und 2 nach B.2.2, jedoch einschließlich tragender Bauteile und Anbauteile (siehe Bild B.2.2).

Folglich

$$\varphi = \frac{A_S + A_A}{h_b}$$

$\omega$  Abstandsverhältnis, entspricht dem Abstand zwischen der betrachteten und der parallel dazu liegenden Ansichtsfläche, dividiert durch die Breite der betrachteten Fachwerkwand in Höhe des Schwerpunktes des Moduls, jedoch nicht kleiner als 1,0;

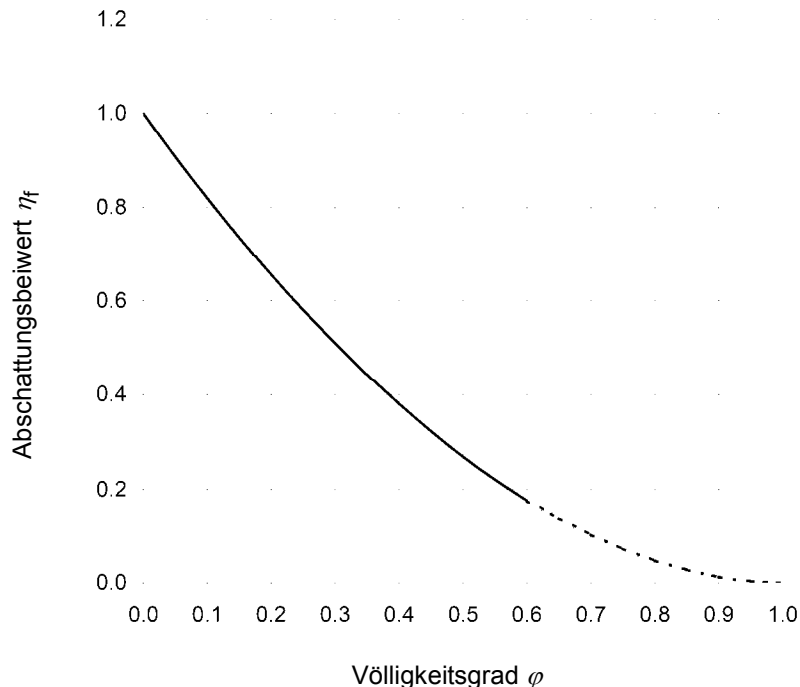
$K_{\theta 1}$  und  $K_{\theta 2}$  nach B.2.2.1 zu bestimmen; anwendbar auf die Ansichtsflächen 1 und 2 unter Verwendung von  $(A_S + A_A) A_f$  und  $\varphi$ , wie in diesem Abschnitt definiert;

$\theta_1$  Windanströmwinkel (im Grundriss) zur Normalen auf Ansichtsfläche 1.

(3) Bei Gittermasten mit  $\varphi > 0,6$  ist zu berücksichtigen, dass Schwingungsantworten quer zur Windrichtung infolge von Wirbelanregung möglich sind, siehe EN 1991-1-4.

(4) Der Gesamtkraftbeiwert  $c_{fX}$  eines Moduls für den Quertrieb ist wie unter (2) zu bestimmen, jedoch für eine Windrichtung senkrecht zur mittleren Windrichtung im Grundriss.

(5) Der Gesamtkraftbeiwert  $\Sigma c_f$  eines Moduls mit polygonförmigem Grundriss (mit mehr als vier Ansichtsflächen) in Windrichtung ist anhand von maßstäblichen Windkanalmessungen in Übereinstimmung mit EN 1991-1-4, 1.5 zu bestimmen.



**Bild B.2.4 — Abschattungsbeiwert  $\eta_f$  für aus kantigen Bauteilen zusammengesetzte einzelne Tragwerke**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**B.2.7.2 Windkraftbeiwerte für einzelne Tragwerke**

(1) Werte für Windkraftbeiwerte  $c_f$  für einzelne Tragwerke, die aus Bauteilen mit sowohl kantigen als auch kreisförmigen Querschnitten bestehen, sind zu bestimmen mit:

$$c_f = c_{f,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S} \quad (\text{B.11})$$

Dabei ist

$c_{f,f}$ ,  $c_{f,c}$  und  $c_{f,c,sup}$  der Kraftbeiwerte für Bauteile mit kantigen, unterkritisch kreisförmigen bzw. überkritisch kreisförmigen Querschnitten unter Verwendung von:

$c_{f,f}$  der Kraftbeiwert für einzelne Tragwerke, anzusetzen mit:

$$1,58 + 1,05 (0,6 - \varphi)^{1,8} \text{ für } \varphi \leq 0,6;$$

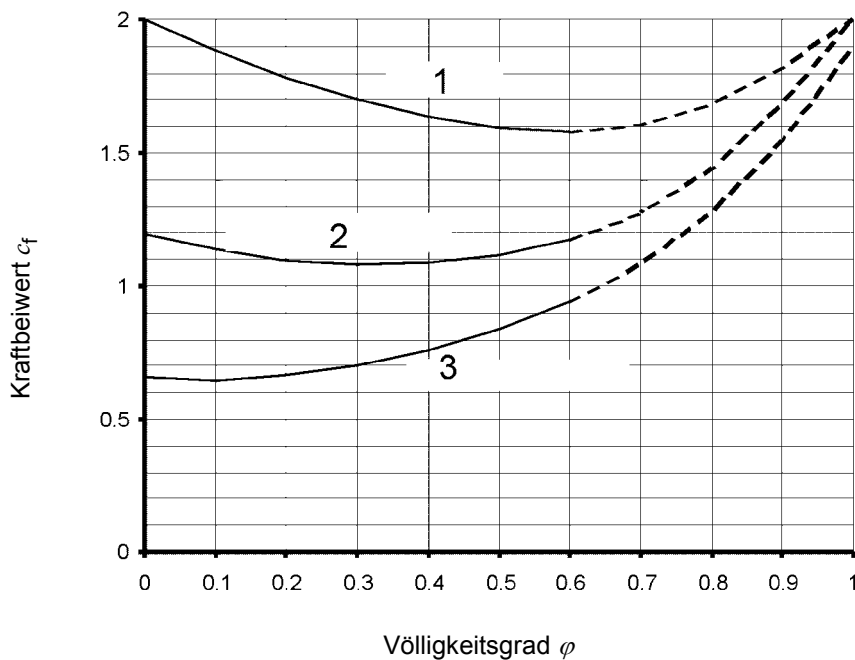
$$1,58 + 2,625 (\varphi - 0,6)^2 \text{ für } \varphi > 0,6;$$

$A_f$ ,  $A_c$ ,  $A_{c,sup}$ ,  $A_S$  und  $\varphi$  sind in B.2.7.1 definiert.

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4\varphi^2) c_{f,f}$$

$$c_{f,c,sup} = (0,33 + 0,62\varphi^{5/3}) c_{f,f}$$

(2) Näherungswerte für diese Kraftbeiwerte sind in Bild B.2.5 angegeben.



**Legende**

- 1 Kantige Profile
- 2 Kreisförmige Profile (unterkritisch)
- 3 Kreisförmige Profile (überkritisch)

ANMERKUNG Bei Gittermasten mit  $\varphi > 0,6$  siehe B.2.7.1(3).

**Bild B.2.5 — Kraftbeiwert  $c_f$  für einzelne Tragwerke**



## B.3 Tragwerksreaktion von Gittermasten

### B.3.1 Bedingungen für die Anwendung statischer Verfahren

(1) Das statische Ersatzlastverfahren, siehe B.3.2, ist üblicherweise anzuwenden, wenn die Bedingungen in B.3.1(3) erfüllt sind. Wenn nicht, sind aufwändigere Verfahren wie z. B. das Spektralverfahren, siehe B.3.3, anzuwenden. Ein Fachgutachten ist notwendig.

(2) Die statische Ersatzlast-Methode berücksichtigt eine gewisse dynamische Überhöhung der Bauwerksantwort, die typisch für die Mehrzahl der nach dieser Vorschrift gebauten Gittermaste ist. Die Kontrolle für die Anwendbarkeit des statischen Verfahrens nach Gleichung (B.12) ist nur als Anleitung zu betrachten. Die dynamische Vergrößerung nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Höhe der Moduln eines Mastes zu, insbesondere wenn er viele Außenbauten hat oder wenn er eine konkave bzw. gevoutete Bauform aufweist (Eiffelturm-Form). In solchen Fällen sollte bei Anwendung der statischen Vorgehensweisen auf Gittermaste, bei denen diese Einflüsse stärker ausgeprägt sind als bei herkömmlichen Bauweisen, mit Vorsicht vorgegangen werden.

(3) Die statische Ersatzlast-Methode darf angewendet werden, falls:

$$\frac{7 m_T}{\rho_s c_{f,T} A_T \sqrt{d_B \tau_0}} \left( \frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 < 1 \quad (\text{B.12})$$

Dabei ist

$c_{f,T} A_T$  die Summe der Windkräfte (einschließlich Außenbauteile) der einzelnen Module, beginnend von der Mastspitze, so dass  $c_{f,T} A_T$  gerade kleiner ist als ein Drittel der Gesamtsumme  $\Sigma c_f$  für den gesamten Mast (in m<sup>2</sup>);

$\rho_s$  die Dichte des Werkstoffes der Mastkonstruktion (in kg/m<sup>3</sup>);

$m_T$  die Gesamtmasse der Module im Bereich von  $c_{f,T}$  (in kg);

$h$  die Masthöhe (in m);

$h_T$  die Gesamthöhe der Module im Bereich von  $c_{f,T}$ , jedoch nicht größer als  $h/3$  (in m);

$\tau_0$  die Volumen-/Widerstandskonstante, anzusetzen mit 0,001 m;

$d_B$  die Tiefe in Windrichtung, anzusetzen mit:

- Basisbreite  $d$  für rechtwinklige Gittermaste (in m);
- $0,75 \times$  Basisbreite für dreigurtige Maste (in m).

### B.3.2 Statische Ersatzlast-Methode

#### B.3.2.1 Allgemeines

(1) Bei symmetrischen Masten, die mit Gurtstäben mit dreieckigen Ausfachungen konstruiert sind, mit oder ohne Außenbauten, für die  $\langle AC \rangle$  die Windkraft  $\langle AC \rangle$  nach  $\langle AC \rangle$  B.2  $\langle AC \rangle$  berechnet worden ist, ist die maximale Schnittkraft im Bauteil nach B.3.2.2.1 bis B.3.2.2.5 zu bestimmen. Bei unsymmetrischen Masten, die mit Gurtstäben mit dreieckigen Ausfachungen konstruiert sind und Außenbauten aufweisen, oder bei Masten, für die  $\langle AC \rangle$  die Windkraft  $\langle AC \rangle$  nach B.2.7 berechnet worden ist, ist die maximale Schnittkraft im Bauteil nach B.3.2.2.6 zu bestimmen.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG Bei symmetrischen, dreieckigen und quadratischen Masten sind die Windlasten quer zur Windrichtung nicht maßgebend für die Bemessung und dürfen folglich vernachlässigt werden. Bei unsymmetrischen Gittermasten sind diese Lasten zu berücksichtigen.

**B.3.2.2 Windbelastung**

**B.3.2.2.1 Allgemeines**

(1) Die maximale Windlast auf den Gittermast in Windrichtung ist nach EN 1991-1-4, 5.3 zu bestimmen unter Verwendung der in diesem Anhang in B.2 angegebenen Windkraftbeiwerte.

(2) Die mittlere Windlast in Windrichtung auf den Gittermast  $F_{m,W}(z)$  ist in der Regel folgendermaßen anzusetzen:

$$\boxed{\text{AC}} F_{m,W}(z) = \frac{q_p}{1 + 7I_v(z_e)} \sum c_f A_{\text{ref}} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.14a})$$

(3) Die äquivalente Böenwindlast in Windrichtung auf den Gittermast  $F_{T,W}(z)$  ist in der Regel zu ermitteln aus:

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \left[ 1 + \left( 1 + 0,2(z_m / h)^2 \right) \frac{[1 + 7I_v(z_e)] c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \quad (\text{B.14b})$$

Dabei ist

$I_v$  die Intensität der Turbulenzen nach EN 1991-1-4;

$c_s c_d$  der Strukturbeiwert nach EN 1991-1-4, 6.3;

$z_m$  die Höhe der Schnittfläche über Grund, für die die Beanspruchung ermittelt wird;

$h$  die Gesamthöhe des Gittermasts;

$\boxed{\text{AC}} c_o(z_m) \quad \boxed{\text{AC}}$  der orographische Faktor nach EN 1991-1-4.

**B.3.2.2.2 Lasten zur Berechnung der Kräfte in den Bauteilen oder in den Fundamenten**

(1) Die maximale Kraft  $S_{\text{max}}$  in einem Bauteil oder in dem Fundament ist gemäß (B.14b) mittels  $F_{m,W}$  zu bestimmen und um einen Faktor zu erhöhen:

$$S_{\text{max}} = S_{m,W} \left[ 1 + \left( 1 + 0,2(z_m / h)^2 \right) \frac{[1 + 7I_v(z_e)] c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \quad (\text{B.15})$$

Dabei ist

$\boxed{\text{AC}} S_{m,W} \quad \boxed{\text{AC}}$  die Kraft im Bauteil oder im Fundament aus der mittleren Windlast  $F_{m,W}$ ;

$\boxed{\text{AC}} c_o(z_m) \quad \boxed{\text{AC}}$  siehe B.3.2.2.1(3).

**B.3.2.2.3 Lasten zur Berechnung der Querkräfte**

(1) Die zur Berechnung der Füllstabkräfte verwendete Belastung ist in Abhängigkeit von der Ausführung des Mastes anzusetzen.

ANMERKUNG Querkräfte im Fundament sind nach B.3.2.2.2 zu bestimmen.

(2) Bei Gittermasten, bei denen die Neigung der Eckstiel derart ist, dass sie sich projiziert oberhalb der Mastspitze schneiden (siehe Bild 3.1a)), ist die maximale Beanspruchung in der Ausfachung oder die Querkraft auf einem gegebenen Niveau nach B.3.2.2.2 zu ermitteln.

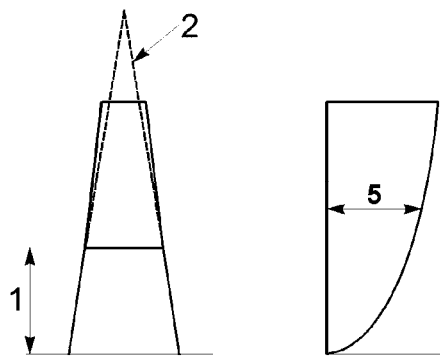
ANMERKUNG Kräfte in Füllstäben an Knoten, an denen sich die Neigung der Eckstiele ändert, können aus Anteilen der Eckstielkräfte und der Querkraft bestehen.

(3) Bei Gittermasten, bei denen die Neigung der Eckstiele des betrachteten Gefaches derart ist, dass sie sich projiziert unterhalb der Mastspitze schneiden (siehe Bild B.3.1b)), sind zwei Berechnungen mit ungleichmäßigen Feldbelastungen durchzuführen, mit

- a) der mittleren Windlast,  $F_{m,W}(z)$  unterhalb des Schnittpunktes und einer statischen Ersatzlast  $F_{T,W}(z)$  für die Böenwindlast oberhalb des Schnittpunktes,
- b) der mittleren Windlast,  $F_{m,W}(z)$  oberhalb des Schnittpunktes und einer statischen Ersatzlast  $F_{T,W}(z)$  für die Böenwindlast unterhalb des Schnittpunktes.

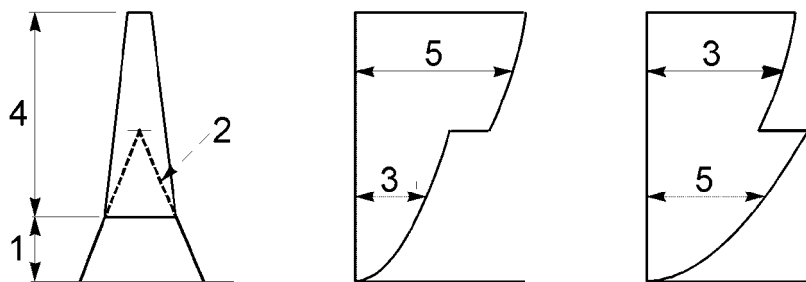
(4) Existiert mehr als ein Schnittpunkt, dann sind zwei Lastfälle mit ungleichmäßiger Feldbelastung für jedes Modul zu berechnen, siehe Bild B.3.1c).

ANMERKUNG Für Füllstäbe über dem höchsten Schnittpunkt darf das Verfahren nach B.3.2.2.3(2) verwendet werden.



**a) Fall 1**

Alle Querkräfte ermittelt aus mittlere Windlast und Böenreaktionsfaktor

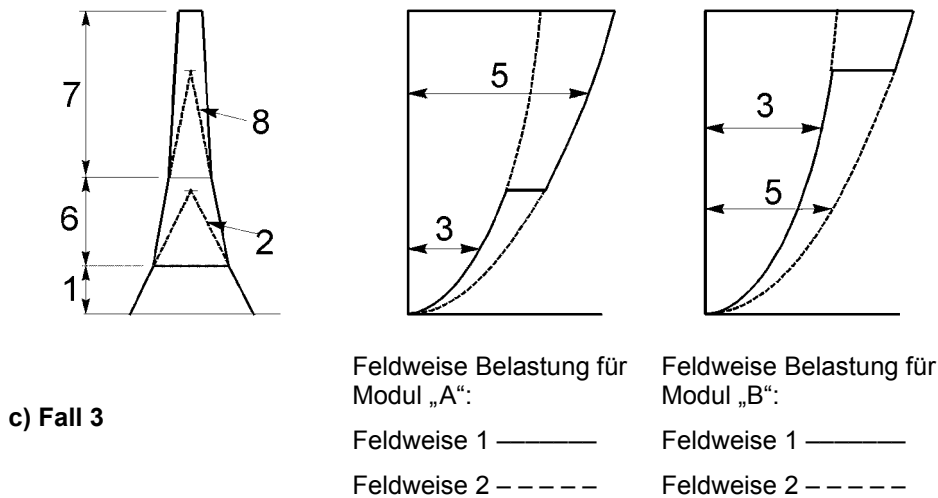


**b) Fall 2**

Feldweise Belastung für Modul „A“

**Bild B.3.1 — Feldweise ungleichmäßige Belastung**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**



**Legende**

- 1 Modul „A“
- 2 Verlängerung der Eckstiele des Moduls „A“
- 3 Mittelwert
- 4 oberhalb Modul „A“ liegende Fachwerkfelder wie Fall 1 zu behandeln
- 5 „Böenlast“
- 6 Modul „B“
- 7 oberhalb Modul „B“ liegende Fachwerkfelder wie Fall 1 zu behandeln
- 8 Verlängerung der Eckstiele des Moduls „B“

**Bild B.3.1 — Feldweise ungleichmäßige Belastung (fortgesetzt)**

**B.3.2.2.4 Belastung von Abspannseilen**

- (1) Die maximale Windlast  $F_{c/GW}(z)$  auf Seile in Windrichtung ist wie folgt anzusetzen:

$$F_{c/GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \sum c_{f,G} \cdot A_G \cdot \left[ 1 + \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z)} \right] \quad (\text{B.16})$$

Dabei ist:

$q_p(z)$  der Spitzenstaudruck in effektiver Höhe  $z$  in m des Seils über Grund, ermittelt nach EN 1991-1-4;

$\sum c_{f,G}$  der Gesamtwindkraftbeiwert des Seils in Windrichtung, ermittelt nach B.2.

**B.3.2.2.5 Belastung zur Bestimmung von Durchbiegungen und Verdrehungen**

- (1) Verformungen und Verdrehungen brauchen in der Regel nur den Anforderungen für die Gebrauchstauglichkeit zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Bauausschreibung festzulegen (siehe 7.2.2).

**B.3.2.2.6 Windbelastung für nicht symmetrische Gittermaste und Türme oder Türme mit komplexen Anbauten**

- (1) Bei nicht symmetrischen Gittermasten oder Türmen, die große, nicht symmetrisch angeordnete Außenbauten und/oder Seile bzw. Leitungen aufweisen, die nicht vernachlässigbare Torsionsbelastungen und Belastungen quer zur Windrichtung einleiten, müssen die Gesamtkräfte infolge der Windlasten für die kombinierte Einwirkung von Wind auf einzelne Teile, und zwar in Windrichtung und quer zur Windrichtung berücksichtigt werden.

(2) Die schwankenden Beanspruchungen, die durch laterale Turbulenz verursacht werden, sollten zusammen mit den Beanspruchungen aus Windlasten in Windrichtung berücksichtigt werden.

(3) Zur Ermittlung der Gesamtbelastung in solchen Fällen ist die mittlere Windlast in Windrichtung unabhängig vom schwankenden Anteil zu betrachten. Dazu ist der Mast unter Belastung der mittleren Windlast  $F_{m,W}(z)$  in Windrichtung, wie nach B.3.2.2.1(1) ermittelt, zu untersuchen.

ANMERKUNG Falls Abspannungen vorhanden sind, ist die mittlere Last  $F_{m,cw}(z)$  auf die Abspannungen zu berücksichtigen (siehe B.3.2.2.4).

(4) Folgende einzelne Beanspruchungen sind zu berechnen:

a) die mittlere Beanspruchung  $S_{m,TW}$  infolge Windlast, ermittelt aus der mittleren Windlast  $F_{m,TW}(z)$ ;

b) die Beanspruchung  $S_{1,TW}$  im Bauteil infolge schwankender Windlasten in Windrichtung, ermittelt anhand:

$$S_{1,TW} = S_{m,TW} \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \left(1 + 0,2(z_m/h)^2\right) \quad (\text{B.17})$$

c) schwankende laterale Windbeanspruchungen  $S_{1,TX}$  infolge Turbulenz quer zur Windrichtung, die wie folgt angesetzt werden sollten, falls keine anderen Angaben vorliegen:

$$S_{1,TX} = K_X \left( \frac{\sum c_X}{\sum c_f} \right) S_{1,TW} \quad (\text{B.18})$$

Dabei ist

$K_X$  der Beiwert zur Berücksichtigung der lateralen Turbulenz;

$\sum c_X$  der Kraftbeiwert für den Quertrieb des Bauwerks (und aller vorhandener Außenanbauten) für das betrachtete Modul;

$\sum c_f$  siehe B.2.1.3(1). AC

ANMERKUNG 1 Der Wert für  $K_X$  darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert  $K_X = 1,0$  wird empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die laterale Turbulenz bedeutet auch für symmetrisch ausgebildete Gittermaste schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten normalerweise nicht relevant für die maßgebend beanspruchten Bauteile, außer für Ermüdung.

(5) Die Gesamtbeanspruchung eines jeden Bauteils infolge von Wind  $\sum S_T$  ist wie folgt anzusetzen:

$$\sum S_T = S_{m,TW} + S_{m,cw} \sqrt{S_{1,TW}^2 + S_{1,TX}^2 + S_{cables}^2} \quad (\text{B.20})$$

AC Dabei ist

$S_{m,cw}$  die mittlere Beanspruchung der Kabel, ermittelt aus der Lastkomponente in (B.16);

$S_{cables}$  die schwankende Beanspruchung der Kabel, ermittelt aus der Schwankungskomponente in (B.16). AC

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

### B.3.3 Spektralmethode

(1) Wird die Bauwerksantwort auf Kräfte in Windrichtung mittels der Spektralmethode berechnet, sollten die meteorologischen Daten nach EN 1991-1-4 angesetzt werden und die Windkraftbeiwerte nach B.2. Zusätzlich sollten — falls genauere Angaben fehlen — die in EN 1991-1-4, Anhang B definierten Parameter angesetzt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise liefern.

(2) Laterale Turbulenz führt zu wechselnden Beanspruchungen, die zusammen mit den Beanspruchungen in Windrichtung zu betrachten sind. Die zutreffenden Parameter sollten entsprechend denen für Windwirkungen in Windrichtung gewählt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise liefern.

### B.3.4 Wirbelerregte Schwingungen quer zur Windrichtung

(1) Falls Gittermaste große zylindrische Körper tragen oder sich durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach EN 1991-1-4 zu berechnen.

## B.4 Dynamische Antwort von abgespannten Masten

### B.4.1 Allgemeines

(1) Die maximalen Kräfte für die Bemessung von Mastbauteilen und -fundamenten sind unter Berücksichtigung der Bauwerksantwort auf die Turbulenz des natürlichen Windes zu berechnen.

(2) Diese Kräfte sollten die Auswirkungen auf eine äquivalente, statische Belastung durch einen Wind, der mit der mittleren 10-Minuten-Windgeschwindigkeit und nur aus der Windrichtung weht, und die schwankenden Lastanteile infolge Böen in Windrichtung und, wenn maßgebend, quer zur Windrichtung erfassen.

### B.4.2 Bedingungen für statische Methoden

(1) Im Allgemeinen können statische Methoden zur Ermittlung der maximalen Beanspruchungen der Bauteile eines Mastes verwendet werden (siehe B.4.3). Nur bei Masten, die zu ausgeprägten dynamischen Reaktionen neigen, ist es notwendig, dynamische Antwortberechnungen durchzuführen (siehe B.4.4).

(2) Die Bemessung größerer Maste, deren Versagen sehr schwere Folgen hätte (siehe 2.3), sollte immer mit dynamischen Antwort-Berechnungen überprüft werden.

(3) Das folgende Kriterium ist zu erfüllen, damit statische Methoden angewendet werden können:

a) der Kragarm oberhalb des obersten Anschlussniveaus der Abspannseile hat eine Gesamtlänge, die nicht größer als die Hälfte des Abstandes zwischen den obersten beiden Anschlussniveaus;

b) Der Parameter  $\beta_s$  ist  $< 1$  wenn:

$$\beta_s = \frac{4 \left( \frac{E_m I_m}{L_S^2} \right)}{\left( \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N K_{Gi} H_{Gi} \right)} < 1 \quad (\text{B.21a})$$

mit:

$$K_{Gi} = 0,5 N_i A_{Gi} E_{Gi} \cos^2 \alpha_{Gi} / L_{Gi} \quad (\text{B.21b})$$

Dabei ist

- $N$  die Anzahl der Abspannanschlussniveaus;
- $A_{Gi}$  die Querschnittsfläche des Seils auf Anschlussniveau  $i$ ;
- $E_{Gi}$  der Elastizitätsmodul des Seils auf Anschlussniveau  $i$ ;
- $L_{Gi}$  die Länge des Seils auf Anschlussniveau  $i$ ;
- $N_i$  Anzahl der Seile auf Anschlussniveau  $i$ ;
- $H_{Gi}$  Höhe des Anschlussniveaus über dem Mastfuß;
- $\alpha_{Gi}$  Winkel der Sehne der Seile auf Anschlussniveau  $i$  mit der Horizontalen;
- $E_m$  Elastizitätsmodul des Mastes;
- $I_m$  durchschnittliches Trägheitsmoment des Mastes;
- $L_s$  durchschnittliche Spannweite des Mastes zwischen den Anschlussniveaus.

c) Der Parameter  $Q$  ist  $< 1$  wenn:

$$Q = \frac{1}{30} \sqrt[3]{\frac{H V_H}{D_o} \sqrt{\frac{m_o}{H R}}} \quad (\text{B.21c})$$

Dabei ist

- $m_o$  die durchschnittliche Masse je Längeneinheit des Mastes einschließlich Anbauten in kg/m;
- $D_o$  die durchschnittliche Breite der Ansichtsfäche des Mastes in m;
- $V_H$  die mittlere Windgeschwindigkeit  $V_e$  auf Höhe der Mastspitze in m/s;
- $R$  der durchschnittliche Gesamtwert des Produkts aus dem Windkraftbeiwert  $c_f$  und der Bezugsfläche  $\sum A$  nach B.2.2.1(1);  $\square$
- $H$  die Höhe des Mastes einschließlich des Kragarms, falls vorhanden, in m.

(4) Falls eines der Kriterien in (3) nicht erfüllt ist, ist die Spektralmethode wie folgt (siehe B.4.4) anzuwenden.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**B.4.3 Statische Ersatzlast-Methode**

**B.4.3.1 Allgemeines**

(1) Um die dynamische Antwort von Masten auf Windbelastung zu berücksichtigen, muss der Mast für eine Reihe von statischen Windlastfällen mit ungleichmäßigen Feldbelastungen untersucht werden; dies geschieht auf der Grundlage der mittleren Windlast, die um zusätzliche Feldbelastungen vergrößert wird. Diese Vorgehensweise erfordert für jede betrachtete Windrichtung zahlreiche statische Windberechnungen, wobei die Ergebnisse kombiniert werden müssen, um die Maximalantwort zu bestimmen.

(2) Bei Masten mit symmetrischem Querschnitt mit dreieckiger Ausfachung, sowohl ohne Außenanbauten als auch mit symmetrisch zur betrachteten Windrichtung angeordneten Außenanbauten, die vermutlich nicht dynamisch anfällig (siehe B.4.7) sind, sind die maximalen Kräfte nach B.4.3.2 zu ermitteln.

(3) Bei Masten mit Außenanbauten, die nicht symmetrisch zur betrachteten Windrichtung angeordnet sind, sind die zusätzlichen Kräfte infolge von Windwirkungen quer zur Windrichtung nach B.4.3.2.8 zu ermitteln.

**B.4.3.2 Zu berücksichtigende Lastfälle**

**B.4.3.2.1 Mittlere Windbelastung**

(1) Die Windlast  $F_{m,W}$  auf den Mastchaft in Windrichtung infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist wie folgt anzusetzen:

$$\boxed{\text{AC}} F_{m,W}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \sum c_W(z) A_{\text{ref}} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.22})$$

Dabei ist

$c_W(z)$  der Gesamtwindkraftbeiwert des Bauwerks (und aller vorhandenen Außenanbauten) über das betrachtete Segment in Windrichtung in Höhe  $z$  in m über Grund innerhalb des betrachteten Gefaches, ermittelt nach  $\boxed{\text{AC}}$  B.2.1.3  $\boxed{\text{AC}}$ .

(2) Diese Lasten sollten in der Mitte der Ansichtsflächen des jeweiligen Abschnittes (einschließlich vorhandener Außenanbauten) wirkend angesetzt werden.

(3) Die Windbelastung  $\boxed{\text{AC}} F_{GW}(z) \boxed{\text{AC}}$  auf Abspannseile infolge der mittleren Windgeschwindigkeit ist in der Seil-Wind-Ebene normal zum Abspannseil wie folgt anzusetzen:

$$\boxed{\text{AC}} F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} c_{f,G}(z) A \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.23})$$

Dabei ist

$\boxed{\text{AC}} c_{f,G}(z) \boxed{\text{AC}}$  der Windwiderstandsbeiwert des betrachteten Abspannseils, ermittelt nach B.2.

(4) Wenn eine gleichförmige Streckenbelastung verwendet wird,  $\boxed{\text{AC}}$  sollte  $q_p(z)$  auf der Windgeschwindigkeit in 2/3 der Höhe des jeweiligen Seilanschlusses am Mast basieren  $\boxed{\text{AC}}$ .

(5) Die Beanspruchung  $S_m$  infolge des mittleren Windes ist für jedes Bauteil des Mastes durch eine nicht-lineare statische Berechnung unter der mittleren Belastung  $F_{m,W}$  und  $F_{GW}$  zu ermitteln.



### B.4.3.2.2 Zusätzliche Feldbelastungen

(1) Zusätzlich zu der mittleren Belastung nach B.4.3.2.1 sind nacheinander verschiedene zusätzliche Feldbelastungen wie folgt anzusetzen:

- in jedem Feld des Mastchaftes zwischen benachbarten Abspannebenen (und in dem Feld zwischen Mastfuß und der ersten Abspannebene);
- gegebenenfalls über dem Kragarm;
- von Mittelpunkt zu Mittelpunkt benachbarter ‚Felder‘;
- vom Mastfuß bis zur Mitte der ersten Abspannebene;
- von der Mitte des Feldes zwischen der vorletzten und der obersten Abspannebene, falls darüber kein auskragender Teil vorhanden ist, ansonsten gegebenenfalls einschließlich des Kragteils.

(2) Diese sind in Bild B.4.1 dargestellt. Die feldweise Belastung ist wie folgt zu berechnen:

$$\boxed{\text{AC}} F_{\text{PW}}(z) = 2k_s \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \frac{I_v(z)}{c_o(z)} \sum c_w(z) A_{\text{ref}} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.24})$$

Dabei ist

$c_w(z)$  nach B.4.3.2.1;

$k_s$   $\boxed{\text{AC}}$  der Skalierungsfaktor, der die Wahrscheinlichkeit des Auftretens definiert;  $\boxed{\text{AC}}$

$I_v(z)$  die Turbulenzintensität nach EN 1991-1-4, 4.4 in Abhängigkeit von der Geländekategorie;

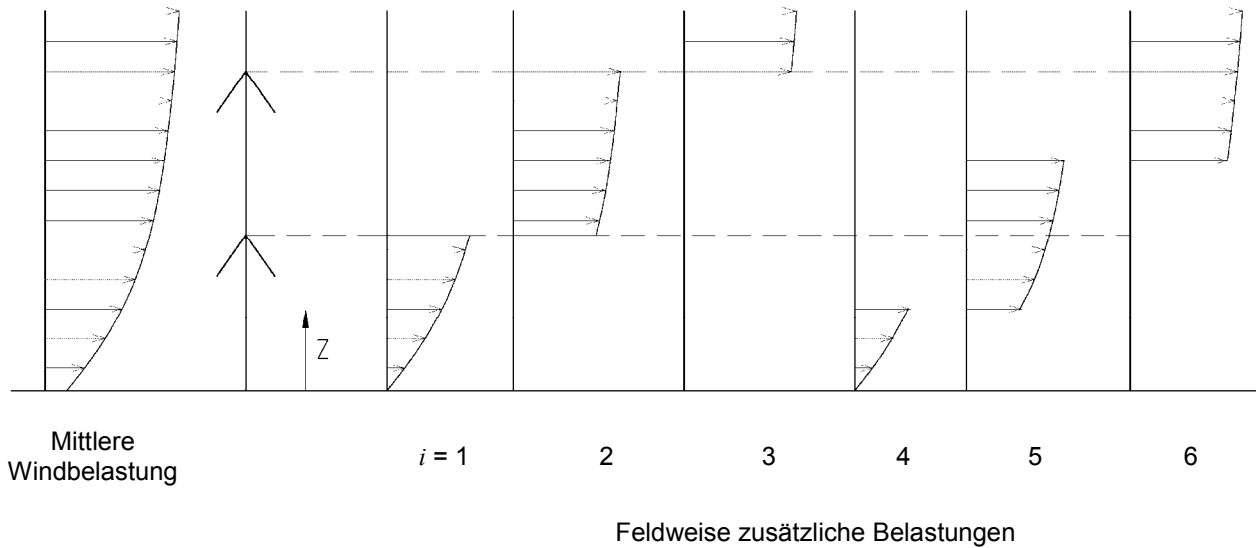
$c_o(z)$  der Orographie-Beiwert nach EN 1991-1-4.

ANMERKUNG 1 Der Skalierungsfaktor  $k_s$  berücksichtigt multi-modale Antworten des abgespannten Mastes.

ANMERKUNG 2 Der Wert für  $k_s$  darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert  $k_s = 3,5$  wird empfohlen.

ANMERKUNG 3 Zur Vereinfachung dürfen konstante feldweise Belastungen verwendet werden, indem als Bezugshöhe  $z$  das obere Ende der feldweisen Belastung zur Ermittlung von  $I_v(z)$  und  $q_p(z)$  benutzt wird.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**



**Bild B.4.1 — Ansatz der feldweisen zusätzlichen Belastung**

(3) Diese feldweisen zusätzlichen Belastungen sind rechnerisch auf den unter mittlerer Windlast nach B.4.3.2.1 in seiner Gleichgewichtslage befindlichen Mast aufzubringen.

(4) Für Maste mit einer Höhe bis zu 50 m braucht nur der Fall mit einer den ganzen Mast einhüllenden zusätzlichen Belastung berücksichtigt zu werden.

ANMERKUNG 1 In diesen Fällen ist die Querkraftausfacher in jedem Feld für die maximale Querkraft (und die zugehörige Torsion) in dem Feld zu bemessen.

ANMERKUNG 2 In diesen Fällen sind die Stiele und die Anschlüsse in den Feldern für die maximale (und minimale) Belastung des Stiels in diesem Feld zu bemessen.

ANMERKUNG 3 Falls in diesen Fällen der Mast einen Kragarm besitzt, dann sind

- (i) mittlere Windbelastungen plus zusätzliche feldweise Belastung auf den Kragarm und mittlere Windbelastung auf den Mast und
- (ii) mittlere Windbelastung auf den Kragarm und mittlere Windbelastung plus zusätzliche feldweise Belastung auf den Mast

zu berücksichtigen.

#### **B.4.3.2.3 Belastung der Abspannseile**

(1) Für jeden Lastfall mit zusätzlichen Feldbelastungen auf den Mastschaft (nach B.4.3.2.2) sind zusätzliche feldweise Belastungen  $\overline{AC} F_{PG}(z)$  innerhalb derselben Grenzen aufzubringen, siehe Bild B.4.2. Diese zusätzlichen feldweisen Belastungen sind in der Regel in der Seil-Wind-Ebene normal auf jedes Abspannseil wie folgt anzusetzen:

$$\overline{AC} F_{PG}(z) = 2k_s \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \frac{I_v(z)}{c_o(z)} c_{t,G}(z) A \overline{AC} \quad (B.25)$$

Dabei ist

$k_s$  der Skalierungsfaktor;

$c_{f,G}(z)$  der Windkraftbeiwert des Abspannseils in der Ebene, die aus Windrichtung und Abspannseil gebildet wird, bestimmt nach B.2.

ANMERKUNG 1 Der Skalierungsfaktor  $k_s$  berücksichtigt multi-modale Antworten abgespannter Maste.

ANMERKUNG 2 Der Wert für  $k_s$  darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Wert  $k_s = 3,5$  wird empfohlen.

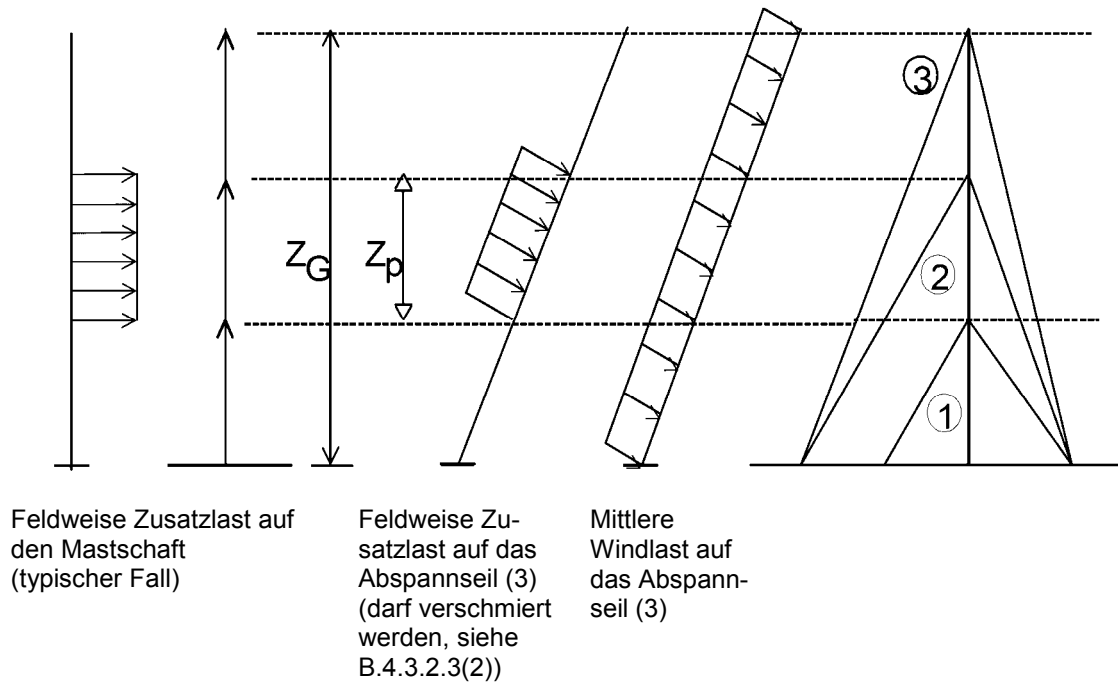
(2) Vereinfachend darf eine einheitliche Belastung der betrachteten Abspannseile über die gesamte Höhe durch Multiplikation der oben genannten Windlast mit dem Verhältnis  $z_p/z_G$  angegeben werden:

Dabei ist

$z_p$  die „Höhe“ des Felds des betrachteten Abspannseils;

$z_G$  die Höhe des Seilanschlusses am Mast.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**



**Bild B.4.2 — Feldweise Zusatzlast auf den Abspannseilen**

**B.4.3.2.4 Bestimmung der Bauwerksantwort unter feldweiser Zusatzlast**

- (1) Die Beanspruchung  $S_{PLi}$  der Bauteile des Mastes und der Abspannseile, die man für jede der nacheinander aufgetragenen zusätzlichen Feldbelastungen erhält, ist zu berechnen.
- (2) Dazu wird die Differenz zwischen der kombinierten Beanspruchung aus feldweiser Zusatzlast und mittlerer Belastung und der Beanspruchung nur aus der mittleren Belastung berechnet.
- (3) Diese Beanspruchungen sind dann als Wurzel des quadratischen Mittelwertes zu kombinieren:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2} \quad (\text{B.26})$$

Dabei ist

- $S_{PLi}$  die Beanspruchung (Antwort) aufgrund des  $i$ -ten Lastfalls;
- $N$  die Gesamtzahl der erforderlichen Lastfälle;
- $S_p$  die Gesamtbeanspruchung infolge zusätzlicher Feldbelastungen.

**B.4.3.2.5 Auswirkung der Windlast auf das gesamte Bauwerk**

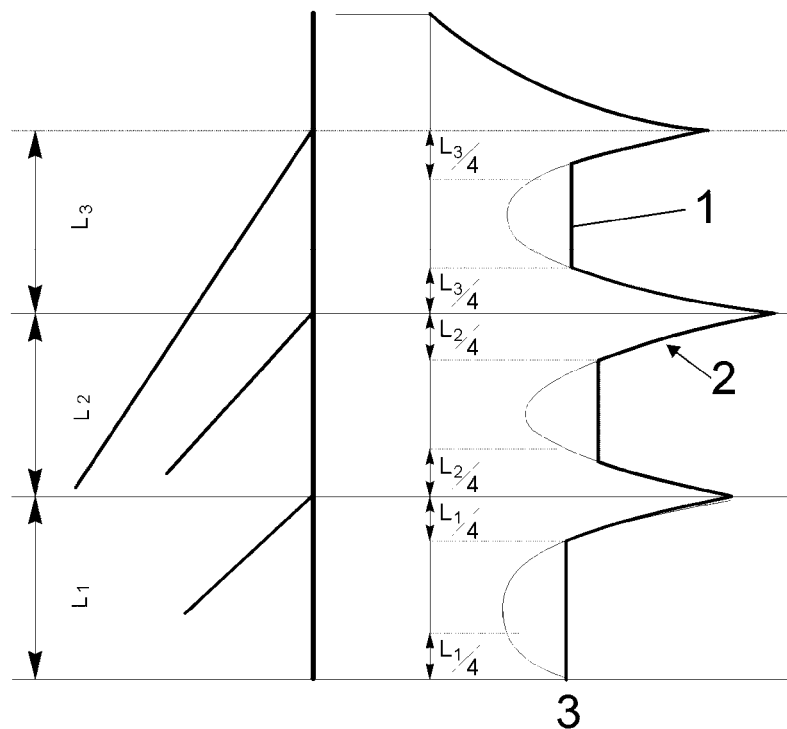
- (1) Die Auswirkung  $S_{TM}$  der Windlast auf die Bauteile des gesamten Mastes ist folgendermaßen zu ermitteln:

$$S_{TM} = S_M \pm S_p \quad (\text{B.27})$$

Dabei ist

- $S_M$  die mittlere Beanspruchung, ermittelt nach B.4.3.2.1;
- $S_p$  die schwankende Beanspruchung, ermittelt nach B.4.3.2.4 mit variablen Vorzeichen, um die ungünstigste Auswirkung zu ermitteln.

(2) Zur Berechnung der Gesamtkraft in der Schubausfachung in einem Feld des Mastschaftes nach (1) ist als Mindestwert innerhalb dieses Feldes als der höchste berechnete Wert im Viertelpunkt des Feldes zwischen benachbarten Abspannebenen (oder dem Mastfuß) anzusetzen. In diesem Zusammenhang bezieht sich die Feldlänge auf den Abstand zwischen benachbarten Abspannebenen oder zwischen dem Mastfuß und der untersten Abspannebene (siehe Bild B.4.3).



#### Legende

- 1 im Feld zu verwendender Mindestwert  
 2 siehe Anmerkung  
 3 Kraft für die Schubausfachungen

ANMERKUNG Einhüllende der Kräfte in Ausfachungsstäben, die aus der zusätzlichen feldweisen Belastung entsteht (gezeigt sind Absolutwerte).

**Bild B.4.3 — Mindestkräfte in den Schubausfachungen des Mastschaftes**

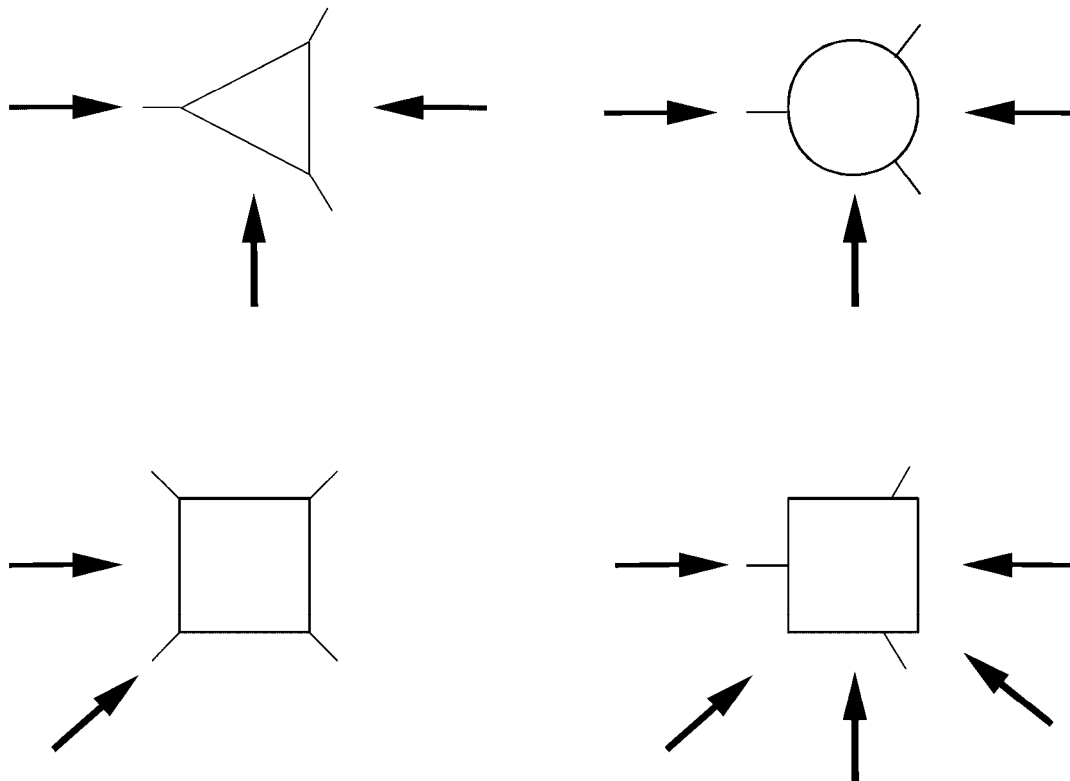
#### B.4.3.2.6 Zu berücksichtigende Windrichtungen

(1) Für jedes Bauteil des Mastes ist die Windrichtung zu berücksichtigen, die zu der ungünstigsten Überlagerung der Beanspruchungen führt. Das bedeutet in der Praxis, dass mehrere Windrichtungen zu untersuchen sind.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

(2) Falls der Mast nahezu symmetrisch in Geometrie und Belastung ist, sollten bei in drei Richtungen abgespannten dreieckigen Masten mindestens drei Windrichtungen untersucht werden, d. h. die Richtungen 90°, 60° und 30° zu einer Fachwerkwand. Bei einem Mast mit quadratischem Querschnitt, der in vier Richtungen abgespannt ist, sollten mindestens zwei Richtungen betrachtet werden: nämlich die Richtungen 90° und 45° zu einer Fachwerkwand. Beispiele sind in Bild B.4.4 dargestellt.

ANMERKUNG Zur Berücksichtigung des Knickens symmetrischer Maste (siehe 5.1(5)) ist ein lateraler Beanspruchungseffekt (z. B. als Windkraft quer zur Windrichtung in Höhe von 2 % der Windkraft in Windrichtung oder mit einer Windrichtung um 2° gegenüber der angenommenen Windrichtung gedreht) anzunehmen, indem eine Betrachtung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wird.



(gilt analog für in vier Richtungen abgespannte  
kreisförmige Maste)

**Bild B.4.4 — Typische zu berücksichtigende Windrichtungen**

**B.4.3.2.7 Belastung zur Berechnung der Verformungen und Verdrehungen**

(1) Verformungen brauchen in der Regel nur den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen zu genügen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind vom Kunden in der Projektausschreibung zu definieren (siehe 7.2.2).

**B.4.3.2.8 Windbelastung für nicht symmetrische Maste oder Maste mit komplexen Anbauten**

**B.4.3.2.8.1 Allgemeines**

(1) Bei nicht symmetrischen Masten oder Masten, die große, nicht symmetrisch angeordnete Außenbauten und/oder Seile enthalten, die Torsionslasten und Windlasten quer zur Windrichtung hervorrufen, müssen die Gesamtkräfte infolge der Windlasten für die kombinierte Einwirkung von Wind auf einzelne Teile, gegebenenfalls in Windrichtung und quer zur Windrichtung, berücksichtigt werden.

- (2) Die schwankenden Beanspruchungen, die durch Turbulenz quer zur Windrichtung verursacht werden, sind in Verbindung mit den Windlasten in Windrichtung zu berücksichtigen.
- (3) Das Vorgehen zur Trennung der mittleren Windlast in Windrichtung von den schwankenden Anteilen sollte analog zum Vorgehen bei Gittermasten nach B.3.2.2.1 erfolgen. Bei abgespannten Masten erfordert dies jedoch eine Reihe von quer zur Windrichtung aufzubringenden zusätzlichen feldweisen Belastungen, die in gleicher Weise wie für Windlasten in Windrichtung nach B.4.3.2.2 angesetzt werden.
- (4) Die Gesamtbeanspruchung ist wie folgt anzusetzen:

$$S_{TM} = S_M \pm \sqrt{S_{PW}^2 + K_X^2 S_{PX}^2} \quad (\text{B.28})$$

Dabei ist

- $S_{PW}$  die Beanspruchung infolge von zusätzlichen feldweisen Belastungen in Windrichtung;
- $S_{PX}$  die Beanspruchung infolge von zusätzlichen feldweisen Belastungen quer zur Windrichtung;
- $K_X$  der Beiwert zur Berücksichtigung der Turbulenzintensität quer zur Windrichtung.

ANMERKUNG 1 Der Wert für  $K_X$  darf im Nationalen Anhang angegeben sein. Empfohlen wird ein Wert von  $K_X = 1,0$ .

ANMERKUNG 2 Turbulenz quer zur Windrichtung verursacht auch bei symmetrisch ausgebildeten Gittermasten schwankende Windlasten quer zur Windrichtung; jedoch ist die Auswirkung dieser Lasten nicht relevant für die maßgeblich beanspruchten Bauteile.

- (5) Alternativ zur expliziten Berechnung der Turbulenzeinflüsse quer zur Windrichtung nach B.4.3.2.8.1(4) können die Extrembeanspruchungen  $S_{TM}$  in Windrichtung nach B.4.3.2.5(1) zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Turbulenz quer zur Windrichtung um 10 % erhöht werden.

#### **B.4.4 Spektralverfahren**

- (1) Die Berechnung der Antwort mittels der Spektralmethode dient zur Ermittlung des Resonanzanteils der Antwort.
- (2) Der Hintergrundanteil darf bestimmt werden, indem die statische Vorgehensweise AC (siehe B.4.3.2) angewendet wird. Für  $k_s$  sollte  $k_s = 2,95$  angesetzt werden AC.
- (3) Es sollten die in EN 1991-1-4 definierten meteorologischen Daten angesetzt und der Windwiderstand nach B.2 ermittelt werden. Weiterhin sollten die in EN 1991-1-4, Anhang B definierten Parameter verwendet werden, falls keine genaueren Angaben vorliegen.
- (4) Turbulenz quer zur Windrichtung bewirkt schwankende Beanspruchungen, die in Überlagerung mit Windlasten in Windrichtung berücksichtigt werden sollten. Zutreffende Parameter sollten entsprechend dem für Windwirkungen in Windrichtungen angesetzt werden.
- (5) Die Antwort sollte für alle Schwingungsformen, die Eigenfrequenzen von weniger als 2 Hz aufweisen, berechnet werden.

#### **B.4.5 Wirbelerregte Querschwingungen**

- (1) Falls abgespannte Maste große zylindrische Körper tragen oder sich Gitterstrukturen durch starken Eisansatz derart zusetzen können, dass wirbelerregte Querschwingungen möglich sind, so sind diese nach EN 1991-1-4 zu berechnen.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**B.4.6 Seilschwingungen**

(1) Die Abspannseile des Mastes sollten für hochfrequente, wirbelerregte Querschwingungen und Galloping, insbesondere wenn sich an den Abspannseilen Eisansatz gebildet hat, wie folgt nachgewiesen werden:

a) Wirbelerregung

Abspannseile können bei niedrigen Windgeschwindigkeiten Resonanzschwingungen mit kleiner Amplitude vollführen, die durch Wirbelablösung mit hohen Frequenzen verursacht werden.

Da eine Anregung höherer Schwingungsformen auftreten kann, können allgemeine Regeln nicht festgelegt werden. Jedoch treten solche Schwingungen erfahrungsgemäß dann auf, wenn die Vorspannkräfte in den Abspannseilen bei Windstille mehr als 10 % der Bruchlast überschreiten.

b) Galloping (einschließlich Regen-Wind-induzierter Schwingungen)

Abspannseile können Galloping-Schwingungen vollführen, wenn sie mit Eis oder dickem Schmierfett bedeckt sind. Eis- oder Schmiermittelansatz kann eine aerodynamische Form erzeugen, die Instabilitäten hervorruft. Dies führt zu Schwingungen mit großen Amplituden bei kleinen Frequenzen. Das Auftreten ähnlicher Schwingungen bei Regen ist bekannt.

Auch hier können keine allgemein gültigen Regeln angegeben werden, da das Auftreten von Galloping-Schwingungen stark von der Eisbildung oder vom Schmierfettprofil abhängt. Im Allgemeinen tritt Galloping bei Seilen mit großen Durchmessern auf und ist relativ unempfindlich gegenüber Vorspannung, siehe EN 1993-1-11, 8.3.

(2) Falls Schwingungen beobachtet werden, sind Schwingungsdämpfer oder Spoiler anzuordnen, um die Spannungsspiele auf das geforderte Maß zu beschränken, siehe D.2.

(3) Ermüdungsnachweise der Seilverankerungen sind durchzuführen, wenn derartige Schwingungen aufgetreten sind und keine Gegenmaßnahmen getroffen wurden. In solchen Fällen sollte der Rat von Experten gesucht werden.



## Anhang C (informativ)

### Eislast und kombinierte Einwirkung aus Eis und Wind

ANMERKUNG Da dieser Anhang sich mit Eislasten und kombinierten Einwirkungen aus Eis und Wind auf Türme und Maste befasst, wird erwartet, dass er in die EN 1991 — Einwirkungen auf Bauwerke überführt wird.

#### C.1 Allgemeines

(1) Der Eisansatz an Türmen und Masten kann an bestimmten Standorten erheblich sein. Bei gleichzeitiger Windwirkung kann der infolge des Eisansatzes vergrößerter Windwiderstand bemessungsrelevant sein.

(2) Das Ausmaß des Eisansatzes an Bauwerken hängt ebenso wie die Dichte, die Verteilung und die Form des Eisansatzes an Türmen und Masten im Wesentlichen von den lokalen meteorologischen Verhältnissen und der Topographie sowie der Form des Bauwerks selbst ab.

(3) Man unterscheidet bei Eisansatz je nach Entstehungsart:

— Raueis (Vereisung infolge von Luftfeuchte);

— Eisregen (Vereisung infolge von Niederschlag; sich ablagerndes Eis aus herabströmendem Wasser).

(4) Dies kann zu unterschiedlichen Erscheinungsformen von Eisansatz führen, wie weiches Raueis, hartes Raueis, Nassschnee oder glasiges Eis, mit jeweils unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften wie Dichte, Adhäsion, Kohäsion, Farbe und Form. Die Dichte kann z. B. zwischen  $200 \text{ kg/m}^3$  und  $900 \text{ kg/m}^3$  liegen; die Form des Eisansatzes kann von konzentrischem (glasigem Eis oder Nassschnee) bis stark exzentrischem Eisansatz auf der windzugewandten Seite bei weichem oder hartem Raueis variieren.

(5) Für die ingenieurmäßige Bemessung wird in der Regel angenommen, dass alle Bauteile eines Mastes oder Turmes mit einer Eisschicht einer bestimmten Dicke überzogen sind; aus der Dicke und der angenommenen Dichte können das Gewicht sowie der Windwiderstand berechnet werden. Diese Vorgehensweise kann in Gegenden gerechtfertigt sein, in denen der Eisansatz in Form von glasigem Eis oder Nassschnee bemessungsrelevant ist. Bei Raueis entspricht eine an allen Teilen des Mastes oder Turms gleich dicke Eisschicht jedoch nicht der Realität. Dennoch kann in Gegenden, wo der Eisansatz durch Luftfeuchte in Form von Raueis relativ selten ist, die Berechnung des Eisgewichtes und des Windwiderstands mit einem überall gleichförmigen Eisansatz praktikabel und zweckmäßig sein, sofern konservative Werte angenommen werden.

(6) Es gibt auch Gegenden in Europa, in denen extrem starke Vereisung auftreten kann; für diese Gegenden sollte die Eislast durch Experten für Eislasten abgeschätzt werden. Die Angaben sollten das Gewicht, den Ort, die Form usw. der Eislast am betrachteten Bauwerk umfassen; es sollte auch eine zutreffende Kombination von Eis und Wind genau spezifiziert werden.

(7) Die folgenden Abschnitte geben eine allgemeine Beschreibung, wie Eislasten und Eis in Kombination mit Wind auf Türme und Maste zu behandeln sind.

#### C.2 Eislast

(1) Die Prinzipien für charakteristische Eislast einschließlich der Dichte und anderer Parameter wird in ISO 12494 angegeben. In ISO 12494 beruht die Eislast auf Eisklassen für Raueis und glasiges Eis, aber es wird weder die wirkliche Eisklasse für die Lage noch die Eisdichte angegeben.

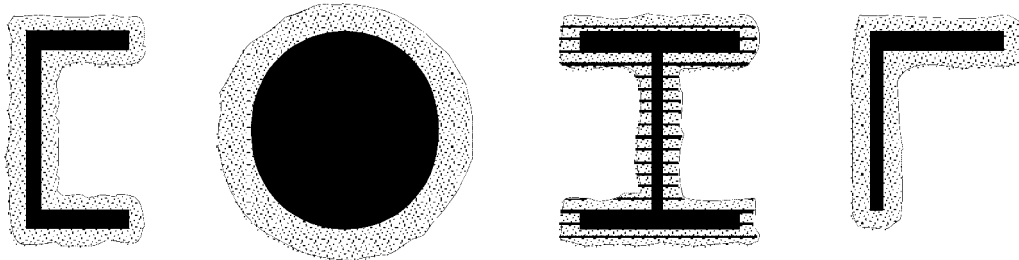
**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

(2) Es ist zu berücksichtigen, dass der Eisansatz auf Türmen und Masten asymmetrisch erfolgen kann. Asymmetrischer Eisansatz ist bei solchen Masten von besonderer Bedeutung, bei denen der Eisansatz an den verschiedenen Abspannseilen stark unterschiedlich sein kann und dadurch Biegeeffekte im Mastschaft hervorgerufen werden können. Asymmetrische Vereisung von Abspannseilen kann sowohl durch aufgrund der Windrichtung asymmetrisches Entstehen der Eisschicht als auch durch ungleichmäßiges Abfallen des Eises von Abspannseilen verursacht werden.

### C.3 Eisgewicht

(1) Bei der Abschätzung des Gewichts des Eises auf Gittermasten oder Rohrmasten kann in der Regel angenommen werden, dass alle Bauteile, Steigleiterteile, Außenanbauten usw. mit einer Eisschicht überzogen sind, die über die gesamte Bauteiloberfläche die gleiche Dicke aufweist, siehe Bild C.1.



**Bild C.1 — Bauteile mit Eisansatz**

### C.4 Wind und Eis

(1) In Gegenden, in denen Vereisung auftreten kann, ist für Türme und Maste häufig die Kombination von Vereisung und Wind bemessungsrelevant. Der aufgrund von Eisansatz an den einzelnen Bauteilen vergrößerte Windwiderstand kann dann zu einer maßgebenden Beanspruchung führen, selbst wenn die angesetzten Windgeschwindigkeiten kleiner als die maximalen charakteristischen Werte sind.

(2) Der Windwiderstand eines Turmes oder Mastes mit Eisansatz darf nach Anhang B abgeschätzt werden, wobei die durch den Eisansatz vergrößerten Bauteilquerschnitte zu berücksichtigen sind. Falls die Spalten zwischen einzelnen Bauteilen schmal sind (kleiner als etwa 75 mm), dann sollte angenommen werden, dass diese sich mit Eis zusetzen. Für Raueis ist die Abschätzung des Windwiderstandes weit komplizierter und eine vollständig mit Eisansatz belegte Mastansicht sollte in die Betrachtung einbezogen werden; zu Hinweisen siehe ISO 12494.

(3) Bei kombiniertem Auftreten von Eisansatz und Wind ist der charakteristische Staudruck in den Zeiträumen, in denen Vereisung auftreten kann, geringer als der auf die gesamte Lebensdauer bezogene charakteristische Staudruck. Dies darf durch Multiplikation des charakteristischen Staudrucks nach EN 1991-1-4 mit einem Faktor  $k$  berücksichtigt werden. Der Faktor  $k$  ist in ISO 12494 gegeben und hängt ab von der Eislastklasse.

### C.5 Asymmetrische Eislast

(1) Asymmetrischer Eisansatz an einem Mast sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden, indem die Eislast auf den Mastschaft und auf alle Abspannseile rechnerisch aufgebracht wird, abgesehen von:

- $\boxed{\text{AC}}$  der Abspannung bzw. den Abspannungen in einem Seil der obersten Abspannebene  $\boxed{\text{AC}}$  und als getrennter Fall:
- $\boxed{\text{AC}}$  der Abspannung bzw. den Abspannungen in zwei Seilen der obersten Abspannebene.  $\boxed{\text{AC}}$

### C.6 Kombinationen von Eis und Wind

(1) Sowohl für asymmetrische als auch für symmetrische Vereisung sollten zwei Lastfallkombinationen mit Wind berücksichtigt werden. Die Lasten sind nach 2.3 anzusetzen, und es sollten die beiden folgenden Kombinationen untersucht werden:

- für die Leiteinwirkung Vereisung und Begleiteinwirkung Wind:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{\text{ice}} Q_{k,\text{ice}} + \gamma_W k \psi_W Q_{k,w} \quad (\text{C.1})$$

- für die Leiteinwirkung Wind und Begleiteinwirkung Vereisung:

$$\gamma_G G_k + \gamma_W k Q_{k,w} + \gamma_{\text{ice}} \psi_{\text{ice}} Q_{k,\text{ice}} \quad (\text{C.2})$$

wobei  $k$  in C.4(3) definiert ist.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zu Kombinationsfaktoren geben. Die Kombinationsbeiwerte werden wie folgt empfohlen:

$$\psi_W = 0,5 \quad (\text{C.3a})$$

$$\psi_{\text{ice}} = 0,5 \quad (\text{C.3b})$$

$\boxed{\text{AC}}$  (2)  $\boxed{\text{AC}}$  Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eigengewicht  $\gamma_G$ , für Eislast  $\gamma_{\text{ice}}$  und für Windlast  $\gamma_W$  sind in Anhang A angegeben.

## **Anhang D** **(normativ)**

### **Seile, Dämpfer, Isolatoren, Außenanbauten und Zusatzeinrichtungen**

#### **D.1 Seile**

##### **D.1.1 Stahlseile und stählerne Zuglieder**

- (1) Zu Stahlseilen und stählernen Zuggliedern siehe EN 1993-1-11.
- (2) Es ist in der Regel metallisches Füllmaterial für Seile in Antennen zu verwenden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

##### **D.1.2 Nichtmetallische Seile**

- (1) Auch andere Werkstoffe als Stahl dürfen eingesetzt werden, wenn der Wert des Elastizitätsmoduls ausreichend hoch ist und geeignete Maßnahmen zur Vermeidung hochfrequenter Schwingungen eingesetzt werden.

ANMERKUNG Bei der Wahl synthetischer Werkstoffe können der geringe Elastizitätsmodul und die geringe Steifigkeit eine höhere Vorspannung verlangen. Damit sind höhere Schwingfrequenzen möglich. Die Seilenden werden gegen Eindringen von Feuchtigkeit versiegelt, um elektrische Entladungen zu vermeiden. Die Teilsicherheitsbeiwerte für nichtmetallische Seile können höher liegen als bei Stahlseilen.

- (2) Nichtmetallische Seile sollten den entsprechenden technischen Spezifikationen entsprechen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

#### **D.2 Dämpfer**

##### **D.2.1 Dämpfer für das Tragwerk**

- (1) Treten in Türmen oder Masten unter Wind Schwingungen auf, sollten diese, wenn notwendig, durch den Einbau von Dämpfern reduziert werden.

ANMERKUNG Siehe EN 1993-3-2, Anhang B und Anhang A.

##### **D.2.2 Seildämpfer**

###### **D.2.2.1 Allgemeines**

- (1) Um mögliche Seilschwingungen unter Wind zu unterdrücken, sollte eine der folgenden Vorgehensweisen verfolgt werden:

- a) Liegt die Vorspannung bei über 10 % der Bruchfestigkeit der Seile, sind in der Regel Seildämpfer zu installieren.

- b) Sind die Seildämpfer nicht abgestimmt, sollten die Seile in den ersten Nutzungsjahren auf mögliche exzessive Frequenzen und Schwingungsamplituden hin beobachtet werden. Bei Auftreten solcher Schwingungen sollten die Dämpfer nach a) abgestimmt werden.

ANMERKUNG Zu Schwingungen siehe Anhang B.

#### **D.2.2.2 Dämpfer zur Reduzierung der Wirbelerregung**

- (1) Geeignete Dämpfer sind dort einzubauen, wo nicht akzeptable wirbelerregte Schwingungen vorhergesagt werden können oder beobachtet wurden. Die Dämpfer sollten den entsprechenden technischen Spezifikationen entsprechend. Das Frequenzband der zu dämpfenden Schwingungen sollte darin festgelegt sein.

#### **D.2.2.3 Dämpfer zur Verhinderung von Galloping (inklusive Regen-Wind-induzierter Schwingungen)**

- (1) Galloping und Regen-Wind-induzierte Schwingungen können durch Kopplung von Abspannseilen in den Punkten maximaler Amplituden durch Kopplungsseile abgestellt werden. Die Anschlüsse der Kopplungsseile an die Abspannseile sind für Starkwindbedingungen nachzuweisen.

ANMERKUNG Auch hängende Ketten können zur Abstellung von Galloping eingesetzt werden, wenn die Ketten über den maßgebenden Frequenzbereich wirksam sind.

### **D.3 Isolatoren**

- (1) Die Isolatoren sind entsprechend den elektrischen und mechanischen Anforderungen auszuwählen.
- (2) Die charakteristischen Werte oder Bemessungswerte der Tragfähigkeiten sind den technischen Spezifikationen zu entnehmen.
- (3) Die Isolatoren und ihre Anschlüsse sind in der Regel so zu bemessen, dass auch bei Ausfall der elektrischen Eigenschaften die Maststabilität eingehalten wird. Dies kann z. B. durch Isolatoren mit ausreichender Bruchsicherheit (fail safe) oder durch Parallelanordnung von Isolatoren (damage tolerant) erreicht werden.
- (4) Entladungsvorkehrungen sind in der Regel so vorzusehen, dass keine Entladungsbögen auf den Isolatoroberflächen in der Nähe der Stahlanschlüsse auftreten.
- (5) Werden Isolatoren am Mastfuß eingesetzt, sind in der Regel Pressenansatzpunkte für den Austausch der Einheiten vorzusehen.
- (6) Mechanische Belastungs- und Entlastungsversuche der keramischen Komponenten der Isolatoren (im Rahmen von mechanischen Tests oder bei der Montage) sollen nach den maßgebenden technischen Spezifikationen durchgeführt werden.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben. Soweit keine weiteren Angaben zu Belastungs- und Entlastungsversuchen vorliegen, wird empfohlen, diese in Stufen von 5 % der erwarteten Kräfte in 1-Minuten-Schritten durchzuführen, so dass jede Belastung oder Entlastung nicht weniger als 20 Minuten in Anspruch nimmt.

ANMERKUNG 2 Zu elektrischen Eigenschaften siehe Nationalen Anhang.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

## **D.4 Außenbauten und Zusatzeinrichtungen**

### **D.4.1 Steigleitern, Bühnen usw.**

(1) Steigleitern, Bühnen, Sicherheitsgeländer und andere Außenbauten sollten die entsprechenden technischen Spezifikationen erfüllen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann weitere Hinweise geben.

### **D.4.2 Blitzschutz**

(1) Türme, Maste und Seile sollten als Blitzschutzmaßnahme vollständig geerdet sein. Dies kann durch eine Metallbandage um den Mastfuß erfolgen, die mit Metallblechen und Stäben im Boden verbunden ist. Seilverankerungen sind ähnlich zu schützen.

(2) Das Erdungssystem sollte vor der Stahlbaumontage verlegt sein, so dass entsprechend den Montageschritten geerdet werden kann.

(3) Bei allen Anschlüssen mit elektrischer Leitung brauchen keine weiteren Kurzschlüsse verlegt zu werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

### **D.4.3 Flugsicherung**

(1) Wo notwendig, sollten Einrichtungen für die Flugsicherung angebracht werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

### **D.4.4 Schutz gegen Vandalismus**

(1) Geeignete Schutzmaßnahmen gegen Zutritt nicht autorisierter Personen sind in der Regel vorzusehen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Hinweise geben.

## **Anhang E**

### **(informativ)**

## **Seilbruch**

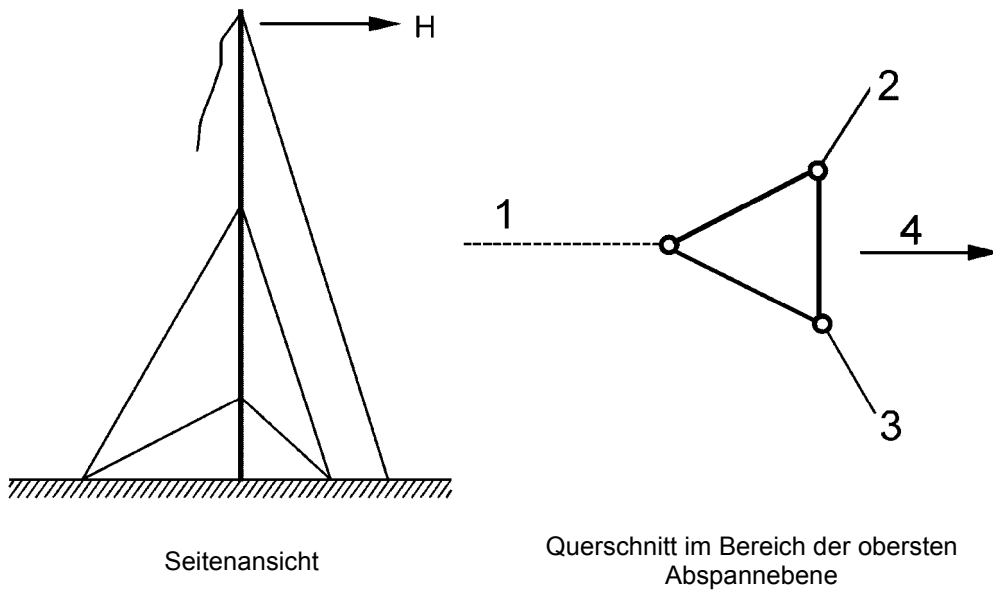
### **E.1 Einleitung**

- (1) Der Bruch von Seilen ist ein außergewöhnliches Ereignis. Zu Teilsicherheitsbeiwerten siehe Anhang A.
- (2) Die exakte Berechnung der dynamischen Reaktionen eines abgespannten Mastes, die durch einen plötzlichen Seilbruch verursacht werden, ist sehr aufwändig, weil eine Vielzahl von unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Verhalten des Mastes unmittelbar nach dem Versagen mit Unsicherheiten behaftet ist, wie zum Beispiel der genaue Ablauf des Seilbruchs, die Dämpfung der übrigen Abspannseile und des Mastes, die Schwingungen der Abspannseile und des Mastes usw. Daher darf das in E.2 angegebene vereinfachte Berechnungsmodell angewendet werden. Eine konservative Vorgehensweise ist in E.3 angegeben.

### **E.2 Vereinfachtes Berechnungsmodell**

- (1) Bei der vereinfachten Berechnung eines abgespannten Mastes für einen Seilbruch sollten die dynamischen Kräfte als äquivalent zu einer statischen Kraft angenommen werden, die in Höhe der Abspannebene, in der das Auftreten des Seilbruchs angenommen, auf den Mast einwirkt.
- (2) Bei der unten beschriebenen Berechnung dieser statischen Ersatzkraft  $F_{h,dyn,Sd}$  wird angenommen, dass:
- der Seilbruch einem einfachen Durchtrennen des Seils entspricht;
  - die vor dem Auftreten des Risses in Seil 1 gespeicherte Energie (siehe Bild E.1) vernachlässigt wird;
  - die Dämpfung nicht berücksichtigt wird;
  - die Windlast vernachlässigt wird, wenn die quasi-statische Kraft berechnet wird.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**



**Legende**

- 1 Seil 1
- 2 Seil 2
- 3 Seil 3
- 4 Auslenkung

**Bild E.1 — Seilbruch**

(3) Bei einer gegebenen Auslenkung  $u$  wirken die Seile 2 und 3 mit einer Kraft  $F_{h,Sd}$  auf den Mastschaft. Dieser Zusammenhang wird als Kurve 1 in Bild E.2 wiedergegeben. Darin ist erkennbar, dass  $F_{h,Sd}$  wegen des Schlaffwerdens der Seile mit zunehmender Auslenkung abnimmt.

(4) Bei Vernachlässigung der Seite in der betrachteten Abspannebene kann für das Mastsystem die Beziehung zwischen einer äußeren Horizontalkraft und der Auslenkung am Knoten in gleicher Weise aufgetragen werden. Kurve 2 in Bild E.2 zeigt diesen Zusammenhang. Im Schnittpunkt der beiden Kurven 1 und 2 sind die beiden Kräfte gleich groß, d. h., es herrscht ein statisches Gleichgewicht. Die auf den Mast einwirkende Kraft ist  $F_{h,stat,Sd}$ .

(5) Im Augenblick des Seilbruchs ist in den Seilen 2 und 3 potentielle Energie gespeichert. Bei beginnender Verformung des Mastes wird diese Energie teilweise in Form von kinetischer Energie freigesetzt.

(6) Bei Erreichen der Maximalauslenkung wird die kinetische Energie null, da die Energie aus den Seilen 2 und 3 auf den Mast in Form von elastischer Dehnungsenergie im Schaft und in den Seilen übertragen worden ist. Dämpfung ist dabei nicht berücksichtigt worden.

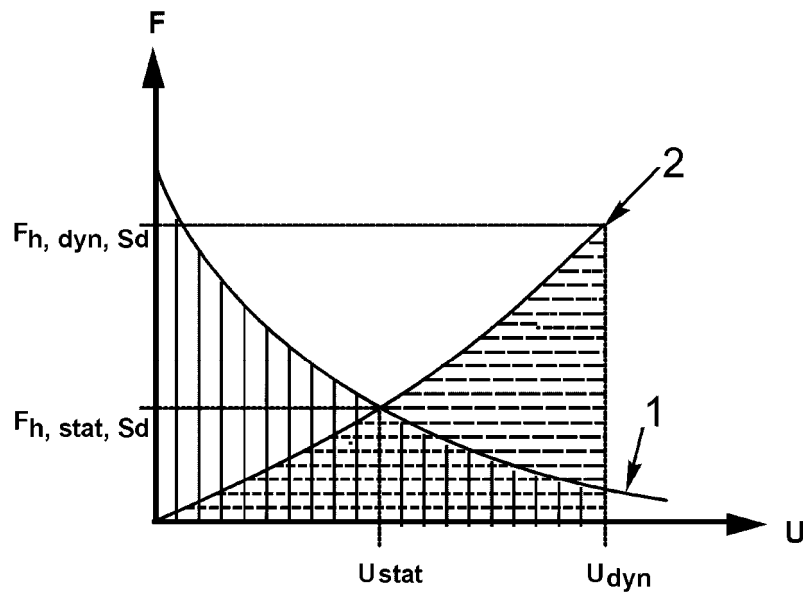
(7) Der Energieverlust der Seile 2 und 3 sollte als gleich der Fläche  $A_2$  unter der Kurve 1 in Bild E.2 angenommen werden.

(8) Die Auslenkung, die sich bei gleich großen Flächen  $A_1$  und  $A_2$  ergibt, sollte als die dynamische Auslenkung  $u_{dyn}$  betrachtet werden.

(9) Die zu dieser dynamischen Auslenkung zugehörige dynamische Kraft ist  $F_{h,dyn,Sd}$ . Der Stoßfaktor  $\phi$  darf wie folgt bestimmt werden:

$$\phi = \frac{F_{h,dyn,Sd}}{F_{h,stat,Sd}} \quad (E.1)$$





### Legende

- 1 Kurve 1: Seile 2 und 3  
2 Kurve 2: Mast ohne Seile 1, 2 und 3



Fläche A1 unter Kurve 2



Fläche A2 unter Kurve 1

**Bild E.2 — Kraft-Verformungs-Diagramm**

(10) Die oben beschriebene Vorgehensweise für die Berechnung eines Mastes unmittelbar nach einem möglichen Seilbruch gilt für Masten, die in 3 Richtungen abgespannt sind. Für Masten, die in 4 (oder mehr) Richtungen abgespannt sind, ist eine ähnliche Vorgehensweise nach dem gleichen Prinzip anzuwenden.

(11) Die dynamische Kraft, die durch einen Seilbruch entsteht, sollte nicht mit klimatischen Lasten kombiniert werden, wenn dazu Übereinstimmung zwischen Tragwerksplaner, Kunde und der zuständigen Aufsichtsbehörde besteht.

### E.3 Konservative Vorgehensweise

(1) Die durch einen Seilbruch verursachten dynamischen Kräfte im Mastschaft und in den Abspannseilen können mit der folgenden statischen Berechnung konservativ abgeschätzt werden.

(2) Die Horizontalkomponente der vor dem Seilbruch wirkenden Seilkraft sollte als Zusatzlast auf den Mast ohne Seilbruch wirkend angesetzt werden.

ANMERKUNG Dies entspricht der Vorspannung, wenn keine klimatischen Lasten einwirken.

(3) Die resultierenden Seilkräfte sollten bei Masten mit nur zwei Abspannebenen oder, falls die Berechnung für die höchstgelegene Abspannebene durchgeführt wird, mit dem Faktor 1,3 multipliziert werden.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**E.4 Berechnung für den Zustand nach einem Seilbruch**

- (1) Zusätzlich zum oben in E.2 und E.3 beschriebenen Verfahren sollte der Mast unmittelbar nach einem Seilbruch in der Lage sein, für einen begrenzten Zeitraum die Windlasten aufzunehmen, bis eine provisorische Abspannung angeordnet werden kann.
- (2) Falls keine weitergehenden Anforderungen gestellt werden, sollte der Mast ohne das gebrochene Abspannseil in der Lage sein, einer reduzierten statischen Windlast ohne Berücksichtigung von zusätzlichen feldweisen Belastungen zu widerstehen. Diese reduzierte Windlast sollte mit 50 % der charakteristischen mittleren Windlast in ungünstigster Richtung wirkend angenommen werden.

## Anhang F (informativ)

### Ausführung

#### F.1 Allgemeines

- (1) Türme und Maste sind in der Regel nach EN 1090-2 herzustellen und zu errichten.

#### F.2 Schraubverbindungen

- (1) Alle geschraubten Bauteile an Türmen und Masten sind in der Regel mit passenden Maßnahmen auszustatten, um Lösen der Muttern im Betrieb zu verhindern.
- (2) Schraubenlöcher in Bauteilen sind in der Regel zu bohren, wenn Ermüdung nicht vernachlässigt werden kann.
- (3) Passschrauben, vorgespannte reibfeste Schraubverbindungen oder Schrauben mit geringeren Toleranzen für die Schraubenlöcher als in  $\boxed{\text{AC}}$  EN 1090-2  $\boxed{\text{AC}}$  angegeben können eingesetzt werden, wenn Verschiebungen kritisch sind  $\boxed{\text{AC}}$  (siehe F.4.2)  $\boxed{\text{AC}}$ .

#### F.3 Schweißverbindungen

- (1) Die Qualität der Schweißnähte, die für die Auswahl der entsprechenden Ermüdungsklasse eines Bauteildetails angenommen wird, siehe 9.3, ist in der Regel auf den Werkszeichnungen darzustellen.

#### F.4 Toleranzen

##### F.4.1 Allgemeines

- (1) Die in EN 1090-2 angegebenen Toleranzen sind in der Regel bei der Fertigung zu erfüllen.
- (2) Geringere Toleranzen sind in der Regel zu verwenden, wenn die in EN 1090-2 angegebenen Toleranzen nicht die Anforderungen an die Funktion des Bauwerks erfüllen.

##### F.4.2 Ausführungstoleranzen

###### F.4.2.1 Gittermaste

- (1) Die maximale Verschiebung der Mastspitze ist in der Regel anzugeben.

ANMERKUNG Der Nationale Anhand kann weitere Hinweise geben. Es wird empfohlen, dass die maximale Verschiebung der Mastspitze nicht größer als  $\frac{1}{500}$  der Masthöhe ist.

- (2) Die abschließende Ausrichtung ist bei ruhigen Wetterbedingungen unter Berücksichtigung der Temperatureffekte durchzuführen.

## **DIN EN 1993-3-1:2010-12 EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

### **F.4.2.2 Abgespannte Maste**

(1) Die Empfindlichkeit der endgültigen Ausrichtung des Bauwerks und der Seilvorspannung auf veränderliche Windgeschwindigkeiten sollte beim Entwurf festgestellt werden.

ANMERKUNG Wenn solche Untersuchungen für Windgeschwindigkeiten über 5 m/s durchgeführt werden sollen, dienen sie zur Kompensation von Windeffekten. Dabei müssen auch Temperatureffekte berücksichtigt werden.

(2) Die endgültige Ausrichtung und die Vorspannung der Seile erfolgen normalerweise von der untersten Abspannebene aufwärts.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Toleranzen vorgeben. Die folgenden Werte werden empfohlen:

- a) Die endgültige Lage der Mastachse sollte sich in einem Kegel mit Spitze am Mastfuß und einem Radius von  $\frac{1}{1500}$  der Höhe über dem Mastfuß befinden.
- b) Die Horizontalkomponente der Resultierenden aller Seilkräfte auf einem Abspannniveau sollte 5 % der Horizontalkomponente der mittleren Vorspannung eines Seiles nicht überschreiten. Die Vorspannung eines Seiles sollte um nicht mehr als 10 % vom Bemessungswert abweichen, siehe EN 1993-1-11.
- c) Die maximale Verformung des Mastes zwischen zwei Abspannniveaus sollte  $L/1000$  sein, wobei  $L$  der Abstand zwischen zwei Abspannebenen ist.
- d) Nach der Montage ist die Toleranz für die Ausrichtung von 3 aufeinander folgenden Seilanschlüssen am Mast  $(L_1 + L_2)/2000$ , wobei  $L_1$  und  $L_2$  die Längen der aufeinander folgenden Mastfelder sind.

### **F.4.3 Beschränkungen für die Vorspannung**

(1) Nach der Montage sind die Abspannseile entsprechend den Vorgaben der Berechnung vorzuspannen, wobei die wirkliche Temperatur an der Baustelle zu berücksichtigen ist, siehe EN 1993-1-11.

(2) Um Seilschwingungen zu vermeiden, sind bei der Vorspannung ruhige Wetterbedingungen zu wählen, so dass die Vorspannung unter 10 % der Bruchlast liegt.

ANMERKUNG 1 Für kurze Maste kann der Prozentsatz überschritten werden.

ANMERKUNG 2 Niedrigere Vorspannungen können zu Galloping-Schwingungen der Seile führen.

## **F.5 Vorstrecken der Seile**

(1) Um ein wirklich elastisches Verhalten zu erzielen, sollten Seile möglichst vor der Ablängung vorgereckt werden. Dies kann im Lieferwerk oder bei Vorliegen geeigneter Einrichtungen auf der Baustelle erfolgen, siehe EN 1993-1-11.

ANMERKUNG Die Notwendigkeit eines Vorreckens hängt von dem geplanten Programm für das Nachspannen der Seile, dem Seiltyp und den Abmessungen und der Empfindlichkeit auf Verformungen ab.

(2) Vorrecken sollte durch zyklisches Belasten des Seiles zwischen 10 % und 50 % der Bruchlast stattfinden. Die Zyklenanzahl sollte mindestens 10 sein. Beim Vorrecken sollte das Seil nicht um eine Rolle geführt werden.

## Anhang G (informativ)

### Knicken druckbeanspruchter Bauteile in Türmen und Masten

#### G.1 Beanspruchbarkeit von Druckstäben auf Biegeknicken

(1) Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit eines Druckstabes in einem Fachwerkturm oder Mast auf Biegeknicken ist in der Regel nach EN 1993-1-1 wie folgt zu bestimmen:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ für Querschnitte der Klasse 1, 2 oder 3} \quad (\text{G.1a})$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\text{eff}} A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ für Querschnitte der Klasse 4} \quad (\text{G.1b})$$

Hierbei ist  $\chi$  der Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit von der maßgebenden Knicklinie nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2.

(2) Bei gleichförmigen Bauteilen mit konstanter Normalkraft sind der Abminderungsbeiwert  $\chi$  und der Faktor  $\phi$  zur Ermittlung von  $\chi$  in der Regel mit dem effektiven Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$  (anstelle des Schlankheitsgrades  $\bar{\lambda}$ ) zu bestimmen, wobei gilt:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff}} = k \bar{\lambda} \quad (\text{G.2})$$

Dabei ist

$k$  der Beiwert für den effektiven Schlankheitsgrad nach G.2 und

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1};$$

$\lambda_1$  definiert in EN 1993-1-1;

$\lambda$  der Schlankheitsgrad für den maßgebenden Knickfall, siehe Anhang H.

ANMERKUNG Der effektive Schlankheitsgrad berücksichtigt die Lagerungsbedingungen des Druckstabes.

(3) Bei einzelnen Winkelprofilen, die nicht an beiden Bauteilenden biegesteif angeschlossen sind (bei geschraubten Anschlüssen müssen dazu mindestens zwei Schrauben vorhanden sein), ist der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit auf Biegeknicken nach G.1(1) in der Regel mit einem Beiwert  $\eta$  abzumindern.

ANMERKUNG Der Abminderungsbeiwert  $\eta$  darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden folgende Werte empfohlen:

$\eta = 0,8$  bei einzelnen Winkelprofilen, die an beiden Bauteilenden mit nur einer Schraube befestigt sind;

$\eta = 0,9$  bei einzelnen Winkelprofilen, die an einem Bauteilende mit nur einer Schraube befestigt und an dem anderen Bauteilende durchlaufen oder biegesteif befestigt sind.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**G.2 Beiwert  $k$  für den effektiven Schlankheitsgrad**

(1) Zur Bestimmung des effektiven Schlankheitsgrades eines druckbeanspruchten Bauteils darf der Beiwert  $k$  abhängig von der konstruktiven Ausbildung wie folgt bestimmt werden:

a) Gurtstäbe

$k$  ist Tabelle G.1 zu entnehmen.





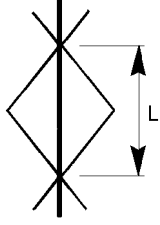
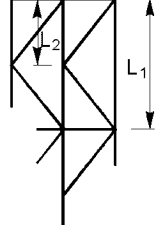
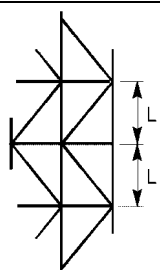
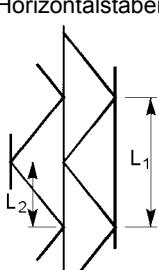
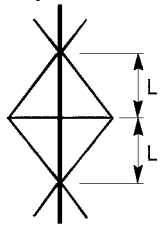
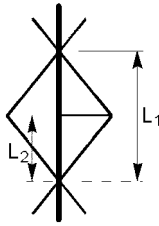
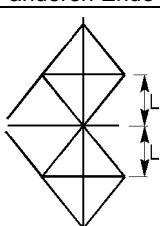
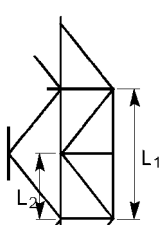
b) Diagonale Füllstäbe

$k$  ist unter Berücksichtigung der Füllstabanordnung (siehe Bild H.1) und der Anschlüsse der Füllstäbe an die Gurtstäbe zu bestimmen. Liegen keine weiteren Informationen vor, so ist in der Regel der Beiwert  $k$  der Tabelle G.2 zu entnehmen.

c) Horizontale Füllstäbe

Bei horizontalen Füllstäben von  $K$ -Fachwerken ohne horizontale Ausfachungsebene (siehe H.3.10), die über ihre Länge je zur Hälfte druckbeansprucht und zugbeansprucht sind, ist der Beiwert  $k$  nach Tabelle G.2 für Knicken aus der Fachwerkebene mit einem Korrekturbeiwert  $k_1$  nach Tabelle G.3 zu multiplizieren. Der Korrekturbeiwert  $k_1$  ist abhängig vom Verhältnis der Druckbeanspruchung  $N_t$  zur Zugbeanspruchung  $N_c$ .

Tabelle G.1 — Beiwert  $k$  für den effektiven Schlankheitsgrad von Gurtstäben

Symmetrische Ausfachung			Unsymmetrische Ausfachung			
Querschnitt	 (3)		Querschnitt	 (3)		
Achse	v-v	y-y	Achse	v-v	y-y	y-y
 <b>Fall (a)</b> Primäre Ausfachung an beiden Enden	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 Nicht durchgehendes oberes Ende mit Horizontalstäben	$1,2 \left( 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ jedoch $\geq 1,08$ und $\leq 1,2$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$1,2 \left( 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ jedoch $\geq 1,08$ und $\leq 1,2$ bezogen auf $L_1$	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$
 asymmetrisch	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <b>Fall (d)</b> Primäre Ausfachung an beiden Enden			
 symmetrisch <b>Fall (b)</b> Primäre Ausfachung an einem Ende und sekundäre Ausfachung am anderen Ende	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$		$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_1$	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$
 <b>Fall (c)</b> Sekundäre Ausfachung an beiden Enden	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0$	 <b>Fall (e)</b> Primäre Ausfachung an beiden Enden	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_1$	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$

ANMERKUNG 1 Es darf ein durch weitergehende Untersuchungen belegter Abminderungsfaktor verwendet werden.

ANMERKUNG 2 Nur maßgebend, wenn ein stark ungleichschenkliges Winkelprofil verwendet wird.

ANMERKUNG 3 Die angegebenen Werte gelten nur für 90°-Winkelprofile.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**Tabelle G.2 — Beiwert  $k$  für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben**  
**(a) Winkelprofile mit Ein- und Zweischraubenverbindungen**

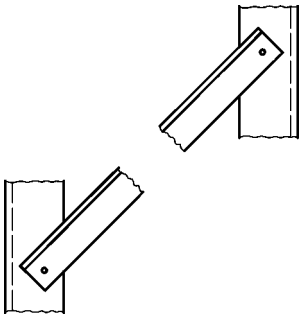
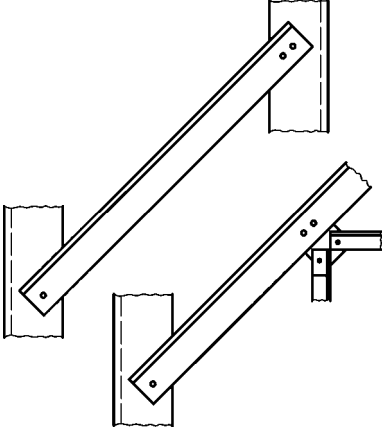
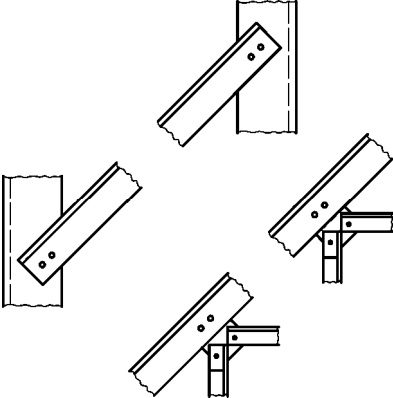
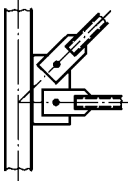
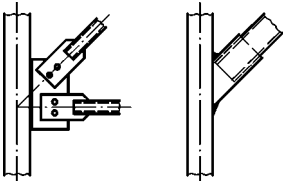
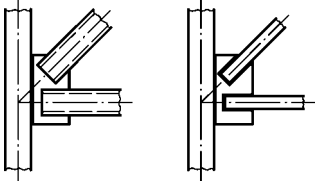
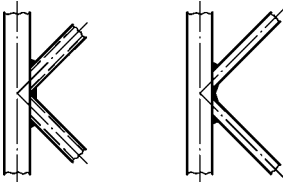
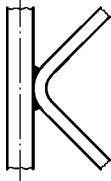
Art der Einspannung	Beispiele	Achse	$k$
nicht durchlaufend an beiden Enden (d. h. Einschraubenverbindungen an beiden Bauteilenden)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
durchlaufend an einem Ende (d. h. Einschraubenverbindung an einem Ende und durchlaufend oder Zweischraubenverbindung am anderen Bauteilende)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
durchlaufend an beiden Enden (d. h. Zweischraubenverbindungen oder durchlaufend an beiden Bauteilenden bzw. Zweischraubenverbindung an einem und durchlaufend am anderen Bauteilende)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
ANMERKUNG 1	Die oben angegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und spiegeln nicht notwendigerweise praktische Anwendungen wider.		
ANMERKUNG 2	Es werden nur Anschlüsse an Winkelprofile dargestellt; der Beiwert $k$ darf auch bei Anschlüssen an Hohlprofile oder Vollquerschnitte mit angeschweißten Knotenblechen angewendet werden.		



Tabelle G.2 — Beiwert  $K$  für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben  
(b) Hohlprofile und Zugstangen

	Typ	Achse	$\langle AC \rangle k^{(3)(5)} \langle AC \rangle$	
Eckstiel aus Hohlprofilen oder Stangen	 <p>Einschraubenverbindung</p>	in Fachwerkebene	0,95 <sup>(2)</sup>	
		aus der Fachwerkebene	0,95 <sup>(2)</sup>	
	 <p>Zweischraubenverbindung      geschweißte Rohre mit Anschlussblech</p>	in Fachwerkebene	0,85	
		aus der Fachwerkebene	0,95 <sup>(2)</sup>	
	 <p>geschweißte Rohre<sup>(1)</sup> und Stangen mit geschweißten Knotenblechen</p>	in Fachwerkebene	0,70	
		aus der Fachwerkebene	0,85	
	 <p>direkt verschweißte Rohre und Stangen</p>	in Fachwerkebene	0,70	
		aus der Fachwerkebene	0,70	
	 <p>gebogene und geschweißte Stangen</p>	in Fachwerkebene	0,85	
		aus der Fachwerkebene	0,85	
	ANMERKUNG 1	Die $K$ -Werte gelten auch für vorgespannte Zweischraubenverbindungen.		
	ANMERKUNG 2	Die Abminderung darf nur auf die wirkliche Bauteillänge bezogen werden, mindestens jedoch auf den Abstand zwischen den Endschrauben.		
ANMERKUNG 3	Sind die Bedingungen am Bauteilende unterschiedlich, ist in der Regel ein gemittelter $\langle AC \rangle k$ -Wert $\langle AC \rangle$ zu bestimmen.			
ANMERKUNG 4	Die oben angegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und spiegeln nicht notwendigerweise praktische Anwendungen wider.			
ANMERKUNG 5	Die $\langle AC \rangle k$ -Werte $\langle AC \rangle$ gelten für Füllstäbe mit gleichen Anschlüssen an den Bauteilenden. Bei Bauteilen mit zwischenliegenden sekundären Füllstäben können höhere $\langle AC \rangle k$ -Werte $\langle AC \rangle$ auftreten; es ist daher in der Regel $\langle AC \rangle k = 1,0 \langle AC \rangle$ anzunehmen, es sei denn, kleinere Werte werden durch Versuche bestätigt.			

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**Tabelle G.3 — Korrekturbeiwert ( $k_1$ ) für horizontale Füllstäbe von  $K$  Fachwerken ohne horizontale Aussteifungsebene**

Verhältnis $\frac{N_t}{N_c}$	Korrekturbeiwert $k_1$
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
Für negative $\frac{N_t}{N_c}$ -Verhältnisse (d. h., wenn beide Bauteile druckbeansprucht sind) gilt $k_1 = 1,0$ .	

## Anhang H (informativ)

### Knicklängen und Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen

#### H.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang enthält Hinweise zur Bestimmung von Knicklängen und der Schlankheiten von druckbeanspruchten Bauteilen in Türmen und Masten.

#### H.2 Bauteile in Eckstielen

(1) Die Schlankheit von Bauteile in Eckstielen sollte im Allgemeinen den Wert  $\lambda = 120$  nicht übersteigen.

(2) Bei der Verwendung von einteiligen Winkelprofilen, Hohlprofilen oder Vollprofilen als druckbeanspruchte Eckstützen, die in zwei orthogonalen Ebenen, bei dreieckigen Gittermasten in  $60^\circ$  zueinander liegenden Ebenen, symmetrisch ausgefacht sind, ist die Schlankheit in der Regel mit der Systemlänge, d. h. dem Abstand der Knoten, zu bestimmen.

(3) Ist die Ausfachtung in zwei orthogonalen Ebenen, bei dreieckigen Gittermasten in  $60^\circ$  zueinander liegenden Ebenen versetzt, ist die Systemlänge in der Regel mit dem Abstand der Knoten anzusetzen. Im Fall (d) in Tabelle G.1 ist die Schlankheit in der Regel nach Gleichung (H.1a) bzw. (H.1b) zu bestimmen:

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \text{ oder } \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} \text{ bei Winkelprofilen} \quad (\text{H.1a})$$

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \text{ bei Hohlprofilen} \quad (\text{H.1b})$$

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Verwendung der Schlankheit  $\lambda = \frac{L_2}{i_{vv}}$  zu konservativen Ergebnissen führen.

(4) Eckstiele können als mehrteilige Bauteile aus zwei über Eck gestellten oder parallelen Schenkel an Schenkel angeordneten Winkelprofilen ausgeführt werden.

(5) Mehrteilige Bauteile, die aus zwei Schenkel an Schenkel parallel angeordneten Winkelprofilen bestehen (und somit einen *T*-Querschnitt bilden), dürfen einen geringen Schenkelabstand haben und in gewissen Abständen mit Schrauben und Futter verbunden sein. Diese Bauteile sind in der Regel gegen Biegeknicken um beide Achsen nach EN 1993-1-1, 6.4.4 nachzuweisen. Der maximale Abstand zwischen den Bindeblechen ist in EN 1993-1-1, 6.4.4 geregelt.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf Hinweise zur Vorgehensweise geben, wenn die Abstände zwischen den Schrauben größer sind als in EN 1993-1-1, 6.4.4 angegeben.

(6) Ist der Spalt zwischen den Winkelprofilen größer als  $1,5 t$  (mit  $t$  = Schenkeldicke), so darf bei Schraubverbindungen mit Futter in der Regel nicht von einer vollen Verbundwirkung ausgegangen werden; in diesem Fall sind die Querschnitteigenschaften in der Regel für die tatsächliche Konfiguration oder nur für einen Spalt von  $1,5 t$  zu bestimmen und der kleinere Wert ist zu bestimmen. Werden geschraubte Bindebleche verwendet, so darf in der Regel auch bei großen Spalten von voller Verbundwirkung ausgegangen werden, siehe EN 1993-1-1, 6.4.4.

## DIN EN 1993-3-1:2010-12 EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)

(7) Bindebleche sollen eine Relativverschiebung der beiden Winkelprofile verhindern; bei Verwendung von Schraubenverbindungen der Kategorie A oder B nach EN 1993-1-8, 3.4 sind die Lochdurchmesser in der Regel zu reduzieren.

ANMERKUNG 1 Die in (5) bis (7) angegebenen Regeln gelten auch für mehrteilige Bauteile, die als Füllstäbe eingesetzt werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf weitergehende Hinweise geben.

### H.3 Füllstäbe

#### H.3.1 Allgemeines

(1) Die nachfolgenden Regelungen gelten für die in Bild H.1 dargestellten typischen primären Füllstab-anordnungen. Sekundäre Füllstäbe können zur Unterteilung der primären Füllstäbe oder der Eckstiele verwendet werden; Beispiele hierzu sind in den Bildern H.1 (IA, IIA, IIIA, IVA) und H.2 dargestellt.

(2) Bei Füllstäben ist die Schlankheit  $\lambda$  in der Regel wie folgt zu bestimmen:

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \text{ bei Winkelprofilen} \quad (\text{H.2a})$$

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{yy}} \text{ bei Hohlprofilen} \quad (\text{H.2b})$$

wobei  $L_{di}$  entsprechend Bild H.1 definiert ist.

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Schlankheit  $\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}}$  konservativ sein.

(3) Die Schlankheit von primären Füllstäben sollte im Allgemeinen den Wert  $\lambda = 180$  und vom sekundären Füllstäben den Wert  $\lambda = 250$  nicht überschreiten. Bei einer mehrfachen Vergitterung (siehe Bild H.1(V)) sollte die Gesamtbauteilschlankheit kleiner als  $\lambda = 350$  sein.

ANMERKUNG Die Verwendung von Bauteilen mit größeren Schlankheiten kann zu Schwingungen und Schadensanfälligkeit gegenüber Biegung infolge lokaler Lasteinwirkung führen.

#### H.3.2 Einfaches Fachwerk

(1) Bei geringen Lasten und relativ kurzen Bauteillängen kann ein einfaches Fachwerk verwendet werden (siehe Bild H.1(I)).

Typische Anordnungen primärer Füllstäbe					
parallel oder verjüngend			üblicherweise verjüngend		üblicherweise parallel
I	II	III	IV	V	VI
einfaches Fachwerk	kreuzweise Ausfachung	K-Fachwerk	kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungspunkt unterbrochenen diagonalen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben und	mehrfache Vergitterung	kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern
$L_{dj} = L_d$	$L_{dj} = L_{d2}$	$L_{dj} = L_{d2}$	$L_{dj} = L_{d2}$		
Typische Anordnungen sekundärer Füllstäbe (siehe auch Bild H.2)				ANMERKUNG Die Zugglieder in Anordnung IV werden so bemessen, dass die gesamte Querkraft über Zugkräfte abgetragen wird z. B.	
IA	IIA	IIIA	IVA		
<b>AC</b> einfaches Fachwerk <b>AC</b>	kreuzweise Ausfachung		kreuzweise Ausfachung mit sekundären Bauteilen		
	$L_{dj} = L_{d1}$	$L_{dj} = L_{d1}$ $L_{dj} = L_{d2}$ aus der Ebene	$L_{dj} = L_{d1}$		

Bild H.1 — Typische Anordnungen von Füllstäben

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

### H.3.3 Kreuzweise Ausfachung

(1) Wenn die Druck- und Zugkraft zweier sich kreuzender und durchgehender Bauteile betragsmäßig gleich sind (siehe Bild H.1(II)), darf der Kreuzungspunkt sowohl in der Fachwerkebene als auch senkrecht zur Fachwerkebene als gehalten und die Knicklänge für Knicken um die schwache Achse mit  $L_{d2}$  angenommen werden.

(2) Wenn die Druck- und Zugkraft zweier sich kreuzender und durchgehender Bauteile betragsmäßig nicht gleich sind, sind die Bauteile in der Regel für die größtmögliche Druckkraft zu bemessen. Zusätzlich ist in der Regel nachzuweisen, dass die Summe der Tragfähigkeiten beider Bauteile gegenüber Knicken mindestens so groß ist wie die Summe der Normalkräfte in beiden Bauteilen. Bei der Berechnung der Tragfähigkeit gegenüber Knicken ist in der Regel als Systemlänge  $L_d$  und als Trägheitsradius der für Knicken senkrecht zur Ausfachungsebene zu verwenden. Die Schlankheit darf wie folgt bestimmt werden:

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \text{ oder } \frac{L_d}{i_{zz}} \text{ bei Winkelprofilen} \quad (\text{H.3a})$$

$$\lambda = \frac{L_d}{i_{yy}} \text{ bei Hohlprofilen oder Vollprofilen} \quad (\text{H.3b})$$

ANMERKUNG Ist eines der Bauteile nicht durchgehend, darf der Kreuzungspunkt nur dann als senkrecht zur Fachwerkebene als gehalten betrachtet werden, wenn durch die konstruktive Ausbildung des Anschlusses im Kreuzungspunkt sichergestellt ist, dass die effektive Steifigkeit beider Bauteile für Verformungen aus der Fachwerkebene erhalten bleibt und beide Bauteile eine ähnliche Längssteifigkeit aufweisen.

### H.3.4 Kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern

(1) Jedes der beiden diagonalen Zugglieder sowie die Horizontalstäbe sind in der Regel für die Abtragung der gesamten Querkraft zu bemessen (siehe Bild H.1(VI)).

ANMERKUNG Das Tragverhalten von Zuggliedersystemen ist abhängig vom der Art des Einbaus, Nachstellvorgängen oder relativen Verformungen. Es sind Vorkehrungen zur Aufbringung einer Vorspannung sowie zur Sicherstellung einer gegenseitigen Stützung im Kreuzungspunkt notwendig, um Verformungen zu minimieren.

### H.3.5 Kreuzweise Ausfachung mit sekundären Füllstäben

(1) Werden sekundäre Füllstäbe zur Aussteifung der Gurtstäbe eingefügt (siehe Bild H.1(IIA und IVA) und Bild H.2(a)), ist die Knicklänge in der Regel mit  $L_{d1}$  anzusetzen.

(2) In der Regel ist auch Knicken aus der Fachwerkebene sowohl mit der Knicklänge  $L_{d2}$  als auch für die Summe der Normalkräfte mit die Knicklänge  $L_d$  nachzuweisen, siehe H.3.3.

### H.3.6 Kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungspunkt unterbrochenen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben

(1) In der Regel muss der horizontale Stab senkrecht zur Fachwerkebene eine ausreichende Steifigkeit aufweisen, um für Lastfälle eine Stützung zu bewirken, bei denen die Druckkraft in der einen Diagonale betragsmäßig größer als die Zugkraft in der anderen Diagonale ist oder beide Bauteile als Druckstab wirken, siehe Bild H.1(IV).

(2) Das oben genannte Kriterium darf als erfüllt angesehen werden, wenn der Horizontalstab für die Summe der Horizontalkomponenten der Kräfte in den Diagonalen nachgewiesen wird, wobei als Knicklänge für Knicken aus der Fachwerkebene die gesamte Bauteillänge anzusetzen ist.

ANMERKUNG Zusätzliche Biegespannungen in Eckstreben infolge von senkrecht zum Fachwerk einwirkenden lokalen Lasten (z. B. Wind) sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

### H.3.7 Kreuzweise Ausfachung mit diagonalen Eckstreben

(1) Bei kreuzweisen Ausfachungen darf zur Reduzierung der Knicklänge senkrecht zur Fachwerkebene eine diagonale Eckstrebe angeordnet werden (siehe Bild H.2(b)). Es darf wie in H.3.3 vorgegangen werden, um eine ausreichende Stützwirkung nachzuweisen.

(2) In diesem Fall sind in der Regel folgende fünf Nachweise gegen Knicken zu führen:

- Knicknachweis um die schwache Achse mit der Länge  $L_{d1}$  für die maximale Last;
- Knicknachweis für Knicken rechtwinklig zu Fachwerkebene mit der Länge  $L_{d2}$  für die maximale Last;
- Knicknachweis für die beiden Diagonalstäbe der kreuzweisen Ausfachung für Knicken aus der Fachwerkebene mit der Länge  $L_{d3}$  für die Summe der Lasten in den beiden Stäben;
- Knicknachweis für die zwei durch die diagonale Eckstrebe verbundenen Diagonalstäbe (je eine Diagonale in zwei benachbarten Fachwerkwänden) für Knicken aus der Fachwerkebene mit der Länge  $L_{d4}$  für die Summe der Lasten in den beiden Stäben;

ANMERKUNG In diesem Fall ist in der Regel die gesamte Tragfähigkeit aus der Summe der Tragfähigkeiten der beiden Druckstäbe gegen Knicken zu bestimmen (siehe H.3.3(2)).

- Knicknachweis für vier Diagonalstäbe (jedes Bauteil der kreuzweisen Ausfachung in zwei benachbarten Fachwerkwänden) für Knicken aus der jeweiligen Fachwerkebene mit der Länge  $L_d$  für die Summe der Lasten in allen vier Bauteilen.

### H.3.8 Diagonalstäbe von K-Fachwerken

(1) Werden keine sekundären Füllstäbe angeordnet (siehe Bild H.1(III)), darf die Länge  $L_{d2}$  als Knicklänge für Knicken um die schwache Achse angesetzt werden.

(2) Werden sekundäre Füllstäbe in den Fachwerkwänden angeordnet, jedoch keine Ausfachung mit Walmstäben (siehe Bild H.1(IIIA)), darf die Länge  $L_{d2}$  als Knicklänge für Knicken senkrecht zur betrachteten Fachwerkebene angesetzt werden. Die Schlankheit berechnet sich damit in der Regel wie folgt:

$$\lambda = \frac{L_{d2}}{i_{yy}} \text{ oder } \frac{L_{d2}}{i_{zz}} \quad (\text{H.4})$$

(3) Werden sekundäre Füllstäbe in den Fachwerkwänden und zusätzlich Walmstäbe angeordnet (siehe Bild H.2(c)), ist in der Regel die Knicklänge für den Nachweis gegen Knicken aus der Fachwerkebene mit den durch die Walmstäbe gegebenen Bauteillängen  $L_{d4}$  zu führen. Die Schlankheit berechnet sich damit in der Regel wie folgt:

$$\lambda = \frac{L_{d4}}{i_{yy}} \text{ oder } \frac{L_{d4}}{i_{zz}} \text{ für alle Querschnittstypen} \quad (\text{H.5})$$

### H.3.9 Horizontale Füllstäbe in einer Fachwerkwand mit horizontaler Ausfachungsebene

(1) Wird die Länge der horizontalen Füllstäbe in einer Fachwerkwand zu groß, kann eine horizontale Ausfachungsebene angeordnet werden, um die Stabilität senkrecht zur Fachwerkebene zu erhöhen.

(2) Die Systemlänge eines horizontalen Füllstabes ist in der Regel für Knicken aus der Fachwerkebene als Abstand zwischen den Schnittpunkten in der horizontalen Ausfachungsebene und für Knicken in der Fachwerkebene als Abstand zwischen den Abstützungen in der Fachwerkebene anzusetzen.

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

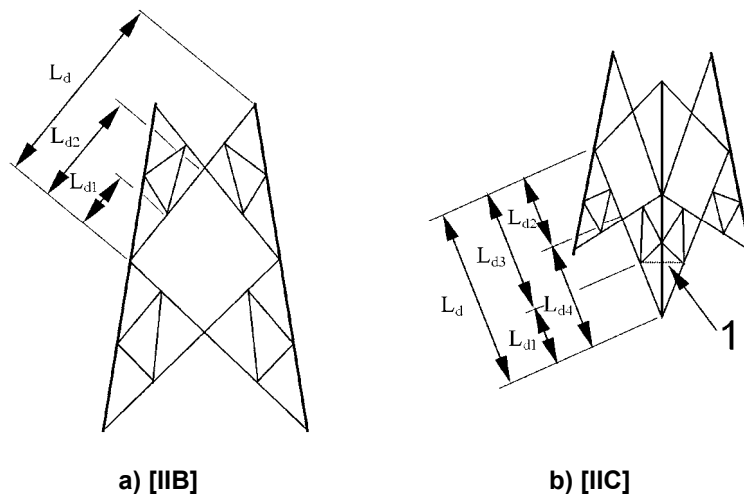
(3) Bei Bauteilen aus einteiligen Winkelprofilen ist in der Regel auf den korrekten Ansatz der maßgebenden Querschnittsachsen zu achten. In der Regel ist die schwache Hauptachse  $v-v$  zu betrachten, wenn keine geeignete Abstützung durch Fachwerkstäbe in oder im Bereich der Mitte der Systemlänge vorhanden ist. Anderenfalls sind in der Regel Knicknachweise sowohl für die schwache Hauptachse  $v-v$  mit der Systemlänge zwischen den Abstützungen als Knicklänge als auch Nachweise für Knicken aus der Fachwerkebene um die entsprechende Achse mit der gesamten Länge als Knicklänge zu führen.

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann dieses Vorgehen zu konservativen Ergebnissen führen.

(4) Ist die horizontale Ausfachungsebene nicht nur aus Dreiecken zusammengesetzt, sind in der Regel zusätzliche Biegebeanspruchungen der Eckstiele zu berücksichtigen, die infolge senkrecht zur Fachwerkebene einwirkender lokaler Lasten (z. B. Wind) auftreten können, siehe Bild H.3.

(5) Zur Vermeidung von Knicken bei Ausfachungen, die nicht nur aus Dreiecken zusammengesetzt sind, ist in der Regel

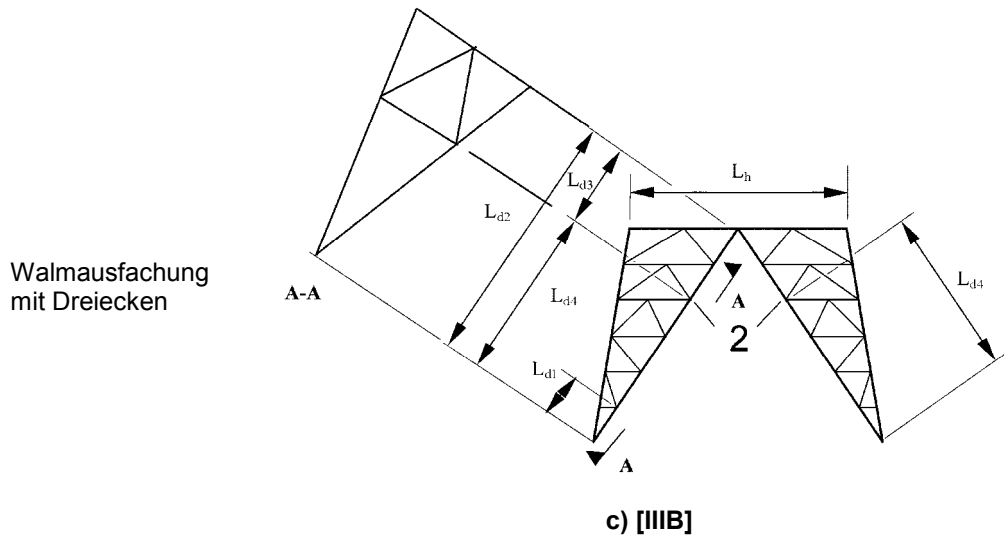
- die horizontale Ausfachungsebene so zu bemessen, dass eine konzentrierte horizontale Einzellast der Größe  $p \times H$ , die in Bauteilmitte aufgebracht wird, aufgenommen werden kann;  $p$  ist hierbei der prozentuale Anteil der maximalen Druckkraft  $H$  in Fachwerkebene (siehe H.4);
- nachzuweisen, dass die maximale Verformung des horizontalen Fachwerkebene unter dieser Last den Wert  $L/500$  nicht überschreitet.



Kreuzweise Ausfachung mit  
zusätzlichen Eckdiagonalen

**Bild H.2 – Sekundäre Ausfachungen**

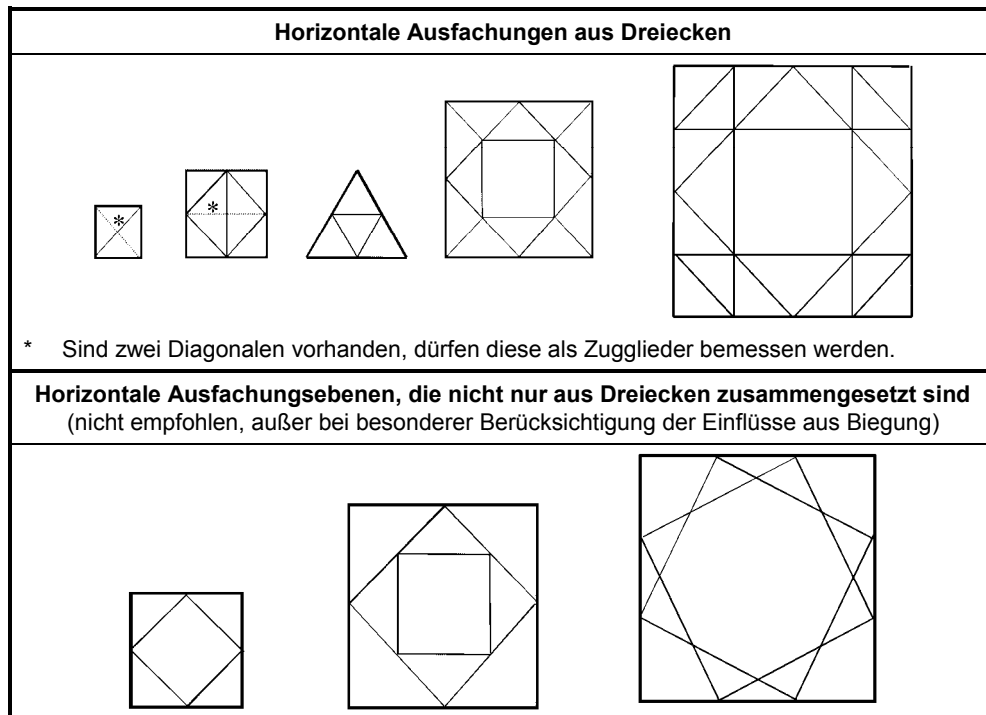




**Legende**

- 1 Eckstrebe (von untergeordneter Bedeutung, falls beide Füllstäbe druckbeansprucht sind)
- 2 Walmausfachung

**Bild H.2 — Sekundäre Ausfachungen (fortgesetzt)**



**Bild H.3 — Typische horizontale Ausfachungen**

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

**H.3.10 Horizontale Füllstäbe ohne horizontale Ausfachungsebene**

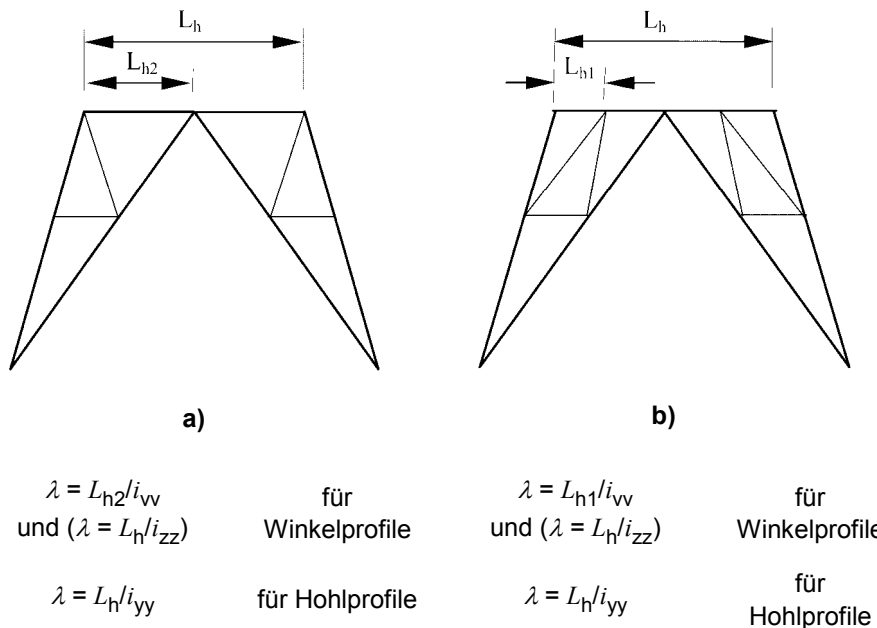
(1) Bei kleinen Basisbreiten von Türmen und Masten darf gegebenenfalls auf horizontale Ausfachungsebenen verzichtet werden, wenn die entsprechenden Nachweise geführt werden.

(2) Die Schlankheit für Knicken aus der Fachwerkebene ist in der Regel mit der Länge  $L_h$  (siehe Bild H.4(a)) und dem entsprechenden Trägheitsradius zu ermitteln. Für Bauteile aus einteiligen Winkelprofilen ist jedoch in der Regel der Trägheitsradius bezogen auf die schwache Hauptachse v-v und die Länge  $L_{h2}$  zu verwenden, sofern innerhalb der Systemlänge keine Abstützung durch sekundäre Füllstäbe gegeben ist; anderenfalls ist in der Regel die Länge  $L_{h1}$  anzusetzen, siehe Bild H.4(b).

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann dieses Vorgehen zu konservativen Ergebnissen führen.

(3) Um Knicken des horizontalen Füllstabes zu vermeiden, ist in der Regel die Bedingung in H.3.9(5) einzuhalten.

ANMERKUNG Zusätzliche Biegespannungen in Eckstreben infolge von senkrecht zum Fachwerk einwirkenden lokalen Lasten (z. B. Wind) sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.



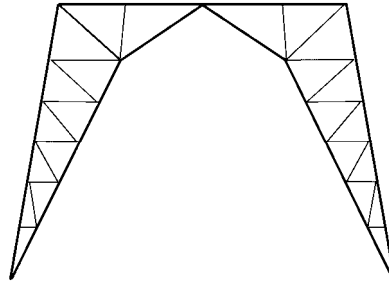
**Bild H.4 — Horizontalstäbe beim K-Fachwerk ohne horizontale Ausfachungsebene**

**H.3.11 K-Fachwerke mit Abknickungen**

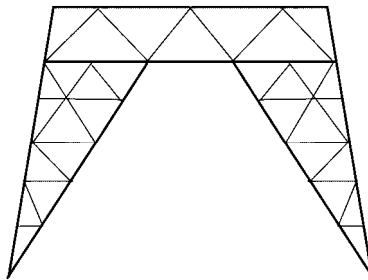
(1) Bei Türmen mit großer Basisbreite kann eine Abknickung der Diagonalen vorgenommen werden (siehe Bild H.5), die zu einer Reduzierung der Länge und der Abmessungen der redundanten Bauteile führt. Da diese Maßnahme hohe Beanspruchungen in den Bauteilen verursacht, die in der Abknickung aufeinandertreffen, ist in der Regel am Verbindungspunkt eine Abstützung senkrecht zur Fachwerkwand anzuordnen. Diagonalen und Horizontalstäbe sind in der Regel wie beim K-Fachwerk zu bemessen, wobei die Systemlängen der Diagonalen auf den Abstand zum Abknickpunkt bezogen werden.

### H.3.12 Portalrahmenfachwerk

(1) Mit einem horizontalen Füllstab am Abknickpunkt kann das Tragsystem in einen Portalrahmen überführt werden, siehe Bild H.6. Da dies zu einem Verlust der Gelenkwirkung im  $K$ -Fachwerk führt, sind in der Regel für diesen Fall besondere Nachweise zu führen, um die Einflüsse aus Gründungssetzungen und Auflagerverschiebungen zu berücksichtigen.



**Bild H.5 —  $K$ -Fachwerk mit Kopfbändern**



**Bild H.6 — Portalrahmenfachwerk**

### H.3.13 Mehrfach vergitterte Fachwerke

(1) Bei einem mehrfach vergitterten Fachwerk sind in der Regel die durchgehenden Füllstäbe, die an allen Knoten verbunden sind, als sekundäre Füllstäbe (siehe H.4) mit einer Systemlänge von Eckstiel zu Eckstiel und einem entsprechenden Trägheitsradius  $i_{yy}$  oder  $i_{zz}$  (siehe Bild H.7) zu bemessen. Für die Stabilität des Moduls gilt in der Regel für die Schlankheit  $\lambda = \frac{L}{i_{yy}} < 350$ . Bei Bauteilen aus einteiligen Winkelprofilen gilt in

der Regel die Grenze:  $\frac{i_{yy}}{i_{vv}} > 1,50$ , wobei  $i_{yy}$  der Trägheitsradius für die parallel zur Gitterebene liegende Querschnittsachse ist.

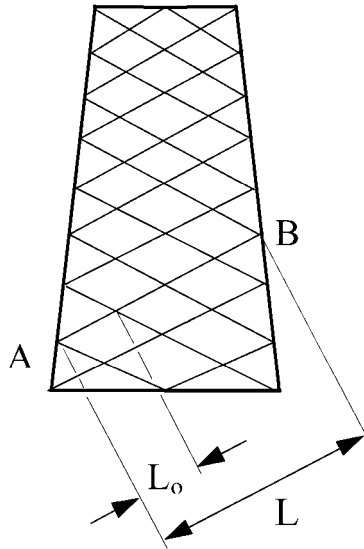
(2) Der Stabilitätsnachweis des in Bild H.7 dargestellten Bauteils A-B ist in der Regel mit der mit der Knicklänge  $L_0$  berechneten Schlankheit zu führen:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{vv}} \text{ bei Winkelprofilen} \quad (\text{H.6a})$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{yy}} \text{ bei Hohlprofilen und Vollprofilen} \quad (\text{H.6b})$$

**DIN EN 1993-3-1:2010-12**  
**EN 1993-3-1:2006 + AC:2009 (D)**

ANMERKUNG Im Vergleich zu einer genaueren Betrachtung mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen kann die Verwendung der Schlankheit  $\lambda = \frac{L_0}{i_{VV}}$  zu konservativen Ergebnissen führen.



**Bild H.7 — Mehrfach vergittertes Fachwerk**

#### H.4 Sekundäre Füllstäbe

(1) Zur Berücksichtigung von Imperfektionen in Eckstielen sowie zur Bemessung sekundärer Füllstäbe ist in der Regel eine fiktive Abtriebskraft anzusetzen, die am Knotenpunkt des Anschlusses des sekundären Füllstabes senkrecht zum gestützten Eckstiel (oder zu einem Gurtstab, falls es sich nicht um einen Eckstiel handelt) angreift. Die Bemessung eines sekundären Füllstabes wird in der Regel unter Ansatz dieser Abtriebskraft in Abhängigkeit von der Schlankheit des gestützten Eckstiels nach (2) und (3) durchgeführt.

(2) Die nacheinander an jedem Knoten in der Fachwerkebene anzusetzende Abtriebskraft, ausgedrückt als prozentualer Anteil  $p$  der Normalkraft im Eckstiel, darf für verschiedene Schlankheiten des Eckstiels wie folgt angenommen werden:

$$p = 1,41 \text{ für } \lambda < 30 \quad (\text{H.7a})$$

$$p = \frac{(40 + \lambda)}{50} \text{ für } 30 \leq \lambda \leq 135 \quad (\text{H.7b})$$

$$p = 3,5 \text{ für } \lambda > 135 \quad (\text{H.7c})$$

(3) Ist in einem Modul mehr als ein zwischenliegender Knoten vorhanden, ist in der Regel für das sekundäre Füllstabsystem ein separater Nachweis mit 2,5 % der Normalkraft des Eckstiels zu führen, die gleichmäßig auf alle zwischenliegenden Knoten verteilt wird. Diese fiktiven Abtriebskräfte werden in der Regel gleichzeitig und gleichgerichtet rechtwinklig zum Gurtstab und in der Fachwerkebene angesetzt.

(4) In beiden Fällen (2) und (3) sind die Schnittkräfte innerhalb der dreieckförmigen Ausfachung in der Regel mittels linear-elastischer Berechnung zu ermitteln.

(5) Für die Bemessung der primären Füllstäbe sind in der Regel die aus dieser fiktiven Abtriebskraft resultierenden Schnittkräfte generell zu den Primärschnittkräften aus der Berechnung des Gesamtsystems zu addieren. Ausgenommen sind freistehende Gittermaste konventioneller Bauart; hier brauchen die Schnittkräfte infolge der fiktiven Abtriebskräfte nicht zu den Primärschnittkräften addiert zu werden,  $\overline{AC}$  wenn diese kleiner sind als die fiktiven Abtriebskräfte  $\overline{AC}$  und das primäre Füllstabsystem für die fiktiven Abtriebskräfte nachgewiesen wird. Bei abgespannten Masten sind die Schnittkräfte aus den fiktiven Abtriebskräften in der Regel immer zu den Primärschnittkräften zu addieren.

(6) Erfolgt die Bemessung wie in (1) bis (5) beschrieben unter Berücksichtigung der fiktiven Abtriebskräfte, darf angenommen werden, dass die Steifigkeit der Ausfachung ausreichend ist.

(7) Der oben genannte Wert der fiktiven Abtriebskraft kann unzureichend sein, wenn das Hauptbauteil exzentrisch belastet oder der Winkel zwischen der Hauptdiagonalen eines  $K$ -Fachwerkes und dem Eckstiel kleiner als  $25^\circ$  ist. In diesem Fall ist in der Regel ein genauerer Wert anzusetzen, mit dem das Moment infolge der Exzentrizität sowie sekundäre Biegespannungen aus Eckstielverformungen berücksichtigt werden.

(8) Liegt die Knickrichtung nicht in der Fachwerkebene, sind in der Regel die Werte nach den Gleichungen (H.7a), (H.7b) und (H.7c) durch den Faktor  $\sqrt{2}$  zu dividieren.

## H.5 Schalentragwerke

(1) Zur Tragfähigkeit und Stabilität von Schalentragwerken siehe EN 1993-1-6.

ANMERKUNG Siehe auch EN 1993-3-2.

