

# **Vergleichsberechnungen der Windlasten neuerer Normenvorschläge**

**T 2358**

**T 2358**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2002

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)

URL <http://www.IRBbuch.de>

Lehrstuhl für Stahlbau, Abt. Windingenieurtechnik  
RWTH Aachen

# **VERGLEICHSBERECHNUNGEN DER WINDLASTEN NEUERER NORMENVORSCHLÄGE**

**Abschlußbericht**  
**zum IfBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-549/88**

Aachen, November 1990



Prof.Dr.-Ing. H.Ruscheweyh



Dipl.-Ing. F.Meissner

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
1	EINLEITUNG _____	1
2	KURZFASSUNG _____	2
3	FACHWERKGERÜST - SYSTEM 1 _____	4
3.1	Systembeschreibung _____	4
3.2	Allgemeines _____	8
3.2.1	Vorgehensweise _____	8
3.2.2	Nachweise _____	11
3.2.3	Projektionsflächen _____	13
3.3	Lasten _____	14
3.3.1	Eigengewicht _____	14
3.3.2	Windkräfte _____	16
3.3.2.1	Eurocode 1,2(i) _____	16
3.3.2.2	Vornorm DIN 1055 _____	21
3.3.2.3	SIA 160 _____	25
3.3.2.4	ISO N 129 _____	28
3.3.2.5	ECCS Technical committee 12 _____	31
3.3.2.6	UTI NV 65 _____	35
3.4	Schnittgrößen und Nachweise _____	38
3.5	Ergebnisse - System 1 _____	39
3.5.1	Staudruck und Beiwerte _____	39
3.5.2	Windkräfte _____	50
3.5.3	Profile und Gesamtgewicht _____	55
3.6	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse _____	58
4	HALLENRAHMEN - SYSTEM 2 _____	60
4.1	Systembeschreibung _____	60
4.2	Allgemeines _____	62
4.2.1	Vorgehensweise _____	62
4.2.2	Schnittgrößen und Nachweise _____	63
4.3	Lasten _____	65
4.3.1	Eigengewicht _____	65
4.3.2	Schnee _____	67

## II

4.3.3	Wind	68
4.3.3.1	Eurocode 1,2(i)	68
4.3.3.2	Vornorm DIN 1055	70
4.3.3.3	SIA 160	72
4.3.3.4	ISO N 129	74
4.3.3.5	ECCS Technical committee 12	76
4.3.3.6	BSI BS 6399	78
4.3.3.7	UTI NV 65	81
4.4	Schnittgrößen	83
4.4.1	Gelenkig gelagerter Rahmen	83
4.4.2	Eingespannter Rahmen	85
4.5	Ergebnisse	87
4.5.1	Staudruck und Windlast	87
4.5.2	Zusammenstellung der Profile	90
4.5.2.1	Gelenkig gelagerter Rahmen	90
4.5.2.2	Eingespannter Rahmen	93
4.6	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	96
5	STAHLSCORNSTEIN - SYSTEM 3	99
5.1	Berechnung nach DIN 4133	99
5.1.1	Allgemeines	99
5.1.2	Statische Windlast	101
5.1.3	Böenerregte Schwingungen in Windrichtung	103
5.1.4	Schnittgrößen und Nachweise	105
5.1.5	Wirbelerregte Schwingungen in Querrichtung	106
5.1.6	Beulsicherheitsnachweis	112
5.2	Normenvergleich	114
5.2.1	Allgemeines	114
5.2.2	ISO TC 98	115
5.2.3	CICIND	116
5.2.4	DIN 4133 Anhang A	119
5.2.5	Ermüdungsfestigkeit	122
5.2.6	Zusammenfassung und Bewertung	123
6	LITERATURVERZEICHNIS	124

### III

#### ANHANG

1.1	Rohrprofile _____	A	1
1.2	Flächen und Längen _____	A	2
1.3	Eurocode Berechnungen _____	A	4
1.4	DIN Berechnungen _____	A	8
1.5	SIA Berechnungen _____	A	15
1.6	ISO Berechnungen _____	A	21
1.7	ECCS Berechnungen _____	A	28
1.8	UTI Berechnungen _____	A	35
1.9	Nachweise _____	A	39
2.1	IPE-Profile _____	A	47
2.2	Schnittgrößen _____	A	48
2.3	Nachweise _____	A	90

## 1 Einleitung

Ab 1993 soll der "Europäische Binnenmarkt" Wirklichkeit sein. Gleichzeitig werden in Europa die Grenzen geöffnet. Hieraus ergeben sich neben allen Vorteilen auch Probleme vielfältigster Art, an deren Lösung zur Zeit in allen Bereichen gearbeitet wird. Außer der Aufhebung von Personen- und Fahrzeugkontrollen an den nationalen Grenzen entfallen auch sämtliche Handelshindernisse, so daß Wirtschaftsunternehmen in jeder Form länderübergreifend tätig werden können. Neben den aktuellen politischen Problemen, die ihre Ursachen in verschiedenen Gesetzen, abweichenden Steuersystemen, ungleichen Arbeitszeiten usw. haben, ergeben sich für die Unternehmen Schwierigkeiten bei der Anwendung der unterschiedlichen nationalen Richtlinien und Normen. Hiervon ist insbesondere die Bauindustrie in allen ihren Bereichen betroffen.

Die Lösung dieses Problems ist die Schaffung einheitlicher europäischer Normen, den Eurocodes, welche die zur Zeit noch gültigen nationalen Normen in Zukunft einmal ersetzen werden. Diese sollen einerseits momentan gebräuchlichen Grundregeln soweit wie möglich entsprechen, andererseits insbesondere die Sicherheitsaspekte nach dem neuesten Stand der Technik erfüllen. Hierdurch ergeben sich zwangsläufig gewisse Interessenskonflikte, die diese Arbeit relativ schwierig gestalten. Es ist nicht zu vermeiden, daß in vielen Bereichen Kompromisse geschlossen werden müssen, weil sich nicht alle nationalen Konzepte entsprechen und deshalb auch nicht unverändert übernommen werden können.

Eine aus diesen Gründen notwendig gewordene europäische Norm ist zum Beispiel der Eurocode 1 (Basic of Design and Actions on Structures), dessen Kapitel 2i (windloads - static actions) Berechnungsgrundlagen für statische Windlastannahmen auf Bauwerken enthält.

## 2 Kurzfassung

In dieser Arbeit wird ein Vergleich zwischen gängigen europäischen Normen und dem Eurocode 1,2(i), zur Berechnung statischer und dynamischer Windlasten auf Bauwerke, durchgeführt.

Dieser wird in Form von Beispielrechnungen vorgenommen, indem die Windlasten mit Hilfe der gegebenen Normen für vier Systeme berechnet werden:

1. Ein 100m hohes Fachwerkgerüst unter statischer Windbelastung und bei Berücksichtigung der Böreaktion
2. die Rahmen einer Stahlhalle unter statischer Windbelastung
  - a) gelenkig gelagert
  - b) eingespannt
3. ein 60 m hoher Schornstein unter statischer Windbelastung sowie seine Querschwingungen

Es kommen folgende Normen zur Anwendung :

### Systeme 1 und 2

- Eurocode 1,2(i) (2.1990) /1/
- Vornorm DIN 1055, Teil 40 (5.1989) /2/
- SIA 160 (6.1989) /3/
- ISO N 129 /4/
- ECCS Technical committee 12 (5.1989) /5/
- BSI BS 6399 Part 2 (5.1989) /6/
- UTI NV 65 (1987) /7/

### System 3

- DIN 4133 (12.1989) /10/
- ISO TC 98 (6.1986) /8/
- CICIND (9.1989) /9/



Im Rahmen der Beispielrechnung werden die Berechnungsgrundlagen zusammengestellt und miteinander verglichen. Auf diesen aufbauend erfolgt dann die Berechnung der Windlasten beziehungsweise der hieraus resultierenden Schnittgrößen.

Für die beiden Hallenrahmen und das Fachwerkgerüst wird anschließend eine iterative Bemessung der Profile durchgeführt, welche zur Aufnahme der zuvor ermittelten Belastungen notwendig sind.

Die Ergebnisse aus den nationalen Normen werden für die gewählten Systeme verglichen und die Unterschiede, insbesondere bezogen auf den Eurocode 1,2(i), bewertet.

### 3 Fachwerkgerüst - System 1

#### 3.1 Systembeschreibung

Bemessen wird ein quadratisches Fachwerkgerüst aus geschweißten Stahlrohren nach DIN 2458. Die Gesamthöhe beträgt 100 m. Das System und seine Abmessungen sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 dargestellt.

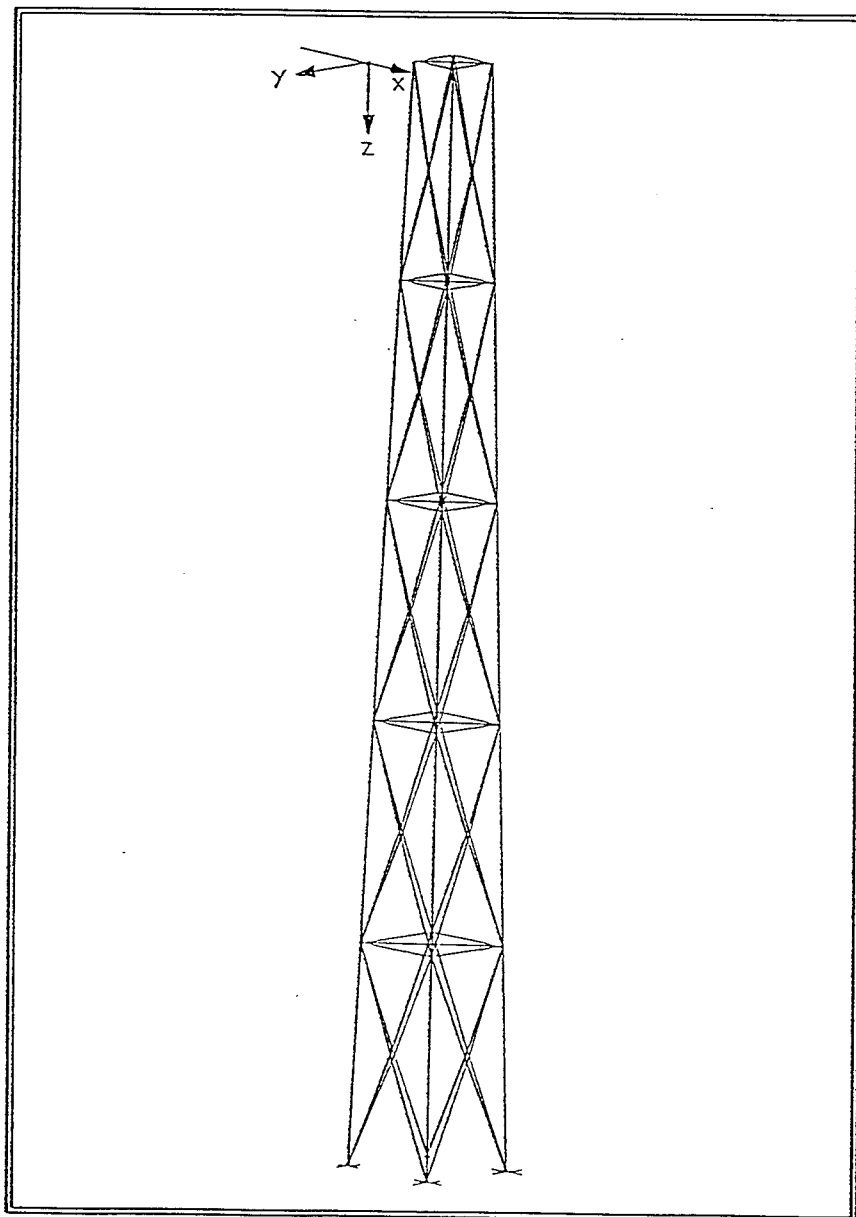


Bild 3.1 Fachwerkgerüst

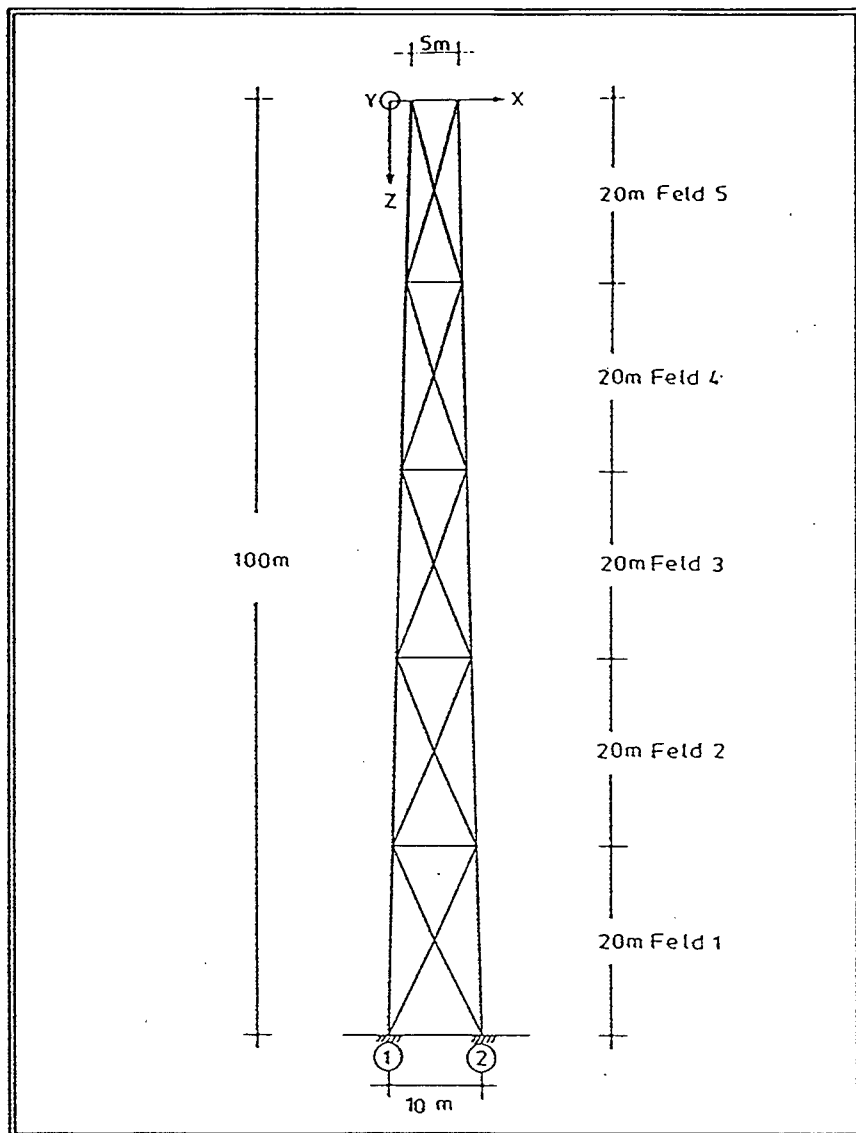


Bild 3.2 Fachwerkgerüst: Abmessungen

Die Nummerierung der Knoten und Stäbe, wie sie in den folgenden Ausführungen verwendet werden, können Bild 3.3 entnommen werden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist das System dort von jeder Seite in seiner Ansicht dargestellt.

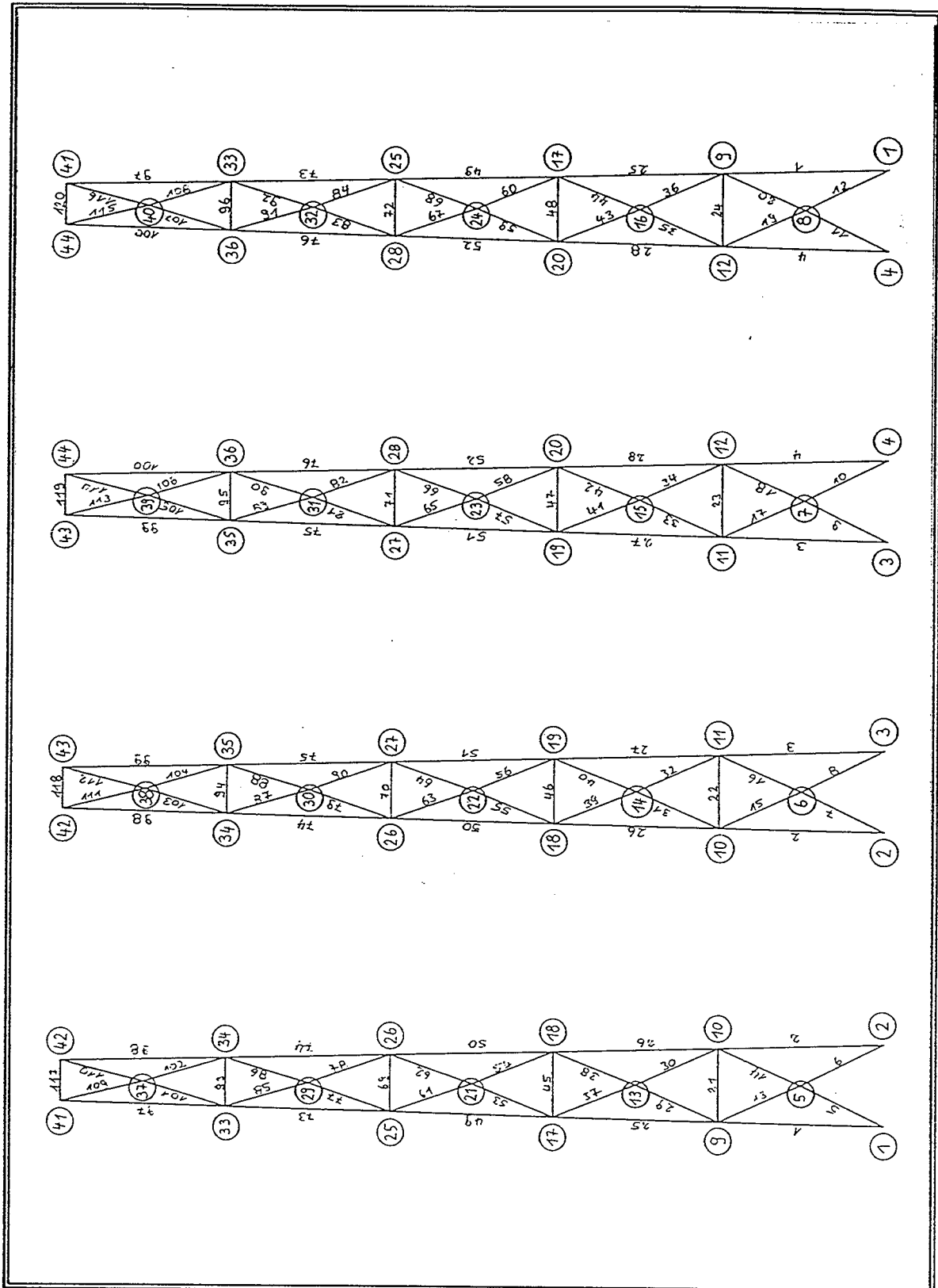


Bild 3.3 Knoten - und Stabnummerierung

Das gegebene System besteht insgesamt aus 44 Knoten mit 125 Stäben, die an den entsprechenden Knoten biegesteif angeschlossen werden. Die Auflagerstäbe 1 - 4 sind in das Fundament eingespannt. Auf die Konstruktion der Knoten wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Ebenso wird in der Bemessung auf einen Nachweis der Anschlüsse verzichtet.

Im Bereich der horizontalen Stäbe wird jeweils eine horizontale Diagonale eingebaut.

Mit diesen Abgrenzungen wird das gesamte Gerüst in fünf Bereiche eingeteilt, die als Feld 1 (unten) bis Feld 5 (oben) bezeichnet werden (Bild 3.2). In jedem dieser Bereiche, mit einer Höhe von 20 m, werden Stahlrohrprofile konstanten Durchmessers verwendet. Wegen den geringeren Belastungen in den oberen Teilen wird jedoch eine Abstufung der Rohre von Feld zu Feld vorgenommen. Damit ergeben sich für den Turm jeweils fünf verschiedene Rohrprofile, deren Abmessungen durch Ausnutzung der maximal zulässigen Spannungen iterativ ermittelt werden (Abs. 3.4). Maßgebend für die Bemessung sind bei dieser Anordnung in jedem Feld die vertikalen Eckstäbe, so daß eine weitere Abstufung der Horizontalen und Diagonalen innerhalb eines Feldes sinnvoll wäre. Für die durchgeführte Vergleichsbemessung wird darauf jedoch verzichtet.

## 3.2 Allgemeines

### 3.2.1 Vorgehensweise

Für einen Vergleich der gängigen europäischen Normen wird das unter Abs. 3.1 beschriebene Fachwerkgerüst unter

1. statischer Windbelastung
2. dynamischer Windbelastung (Böreaktion)

bemessen.

Die folgenden Normen sind für dieses System anwendbar:

- Eurocode 1(2i)
- Vornorm DIN 1055
- SIA 160
- ISO N 129
- ECCS Technical committee 12
- UTI NV 65

Die britische BSI kann auf dieses System nicht angewandt werden, da die erforderlichen aerodynamischen Beiwerte noch nicht veröffentlicht sind. Für die schweizer SIA ist nur die Berechnung der statischen Windlasten möglich.

Für den Vergleich der Normen werden neben den Annahmen zur Ermittlung der Windkräfte, mit den dazugehörenden Beiwerten, insbesondere die notwendigen Profile und das daraus resultierende Eigengewicht herangezogen. Hierfür werden die kleinstmöglichen Profile, die zur Aufnahme der Stabkräfte nötig sind, iterativ bestimmt.

Die Belastung des Systems durch Eigengewicht und Wind ist in beiden Fällen von den gewählten Profilmaßen abhängig. Dadurch ergeben sich für stärker anzusetzende Windlasten, welche größere Profile erfordern, nicht nur ein höheres Eigengewicht, sondern über die vergrößerte Belastungsfläche wiederum stärkere Windbelastungen. Für einen übersichtlichen Vergleich der erforderlichen Stahlrohre wird der Außendurchmesser soweit wie möglich konstant gehalten und nur die Wandstärke der Profile variiert, damit eine

vergrößerte Oberfläche die Windkräfte nicht zusätzlich beeinflußt. Über die bereits beschriebene Abstufung der Profile wird der Eigengewichtsanteil reduziert, damit dieser die Auswirkungen unterschiedlicher Windlasten nicht zu sehr überdeckt. Eine vergleichende Berechnung von Wind plus Eigengewicht zu Eigengewicht alleine ergab für die Stabdruckkräfte ein Verhältnis für Stab 4 (unten) von  $6,7 : 1$  und für Stab 100 (oben) von  $4,9 : 1$ , womit gezeigt ist, daß der Wind der Hauptlastanteil ist.

Weitere Lasten, wie z.B. Schnee und Eis, werden vernachlässigt. Alle angreifenden Lasten werden für den Fachwerkturm in Knotenlasten umgerechnet. Das Eigengewicht jedes Stabes wird hierfür je zur Hälfte auf seine Anschlußknoten verteilt. Zur Ermittlung der Windlasten wird die Windkraft jeweils im Flächenmittelpunkt der fünf Einzelfelder angesetzt. Für diese Felder wird die gesamte Fläche, die per Definition nach den Normen durch Wind belastet ist, berechnet und damit die entsprechende Windkraft bestimmt. Diese wird dann zu je einem Viertel auf die vier Randknoten des jeweiligen Feldes verteilt. Die berechneten Flächen sind in Abs. 3.2.3 angegeben.

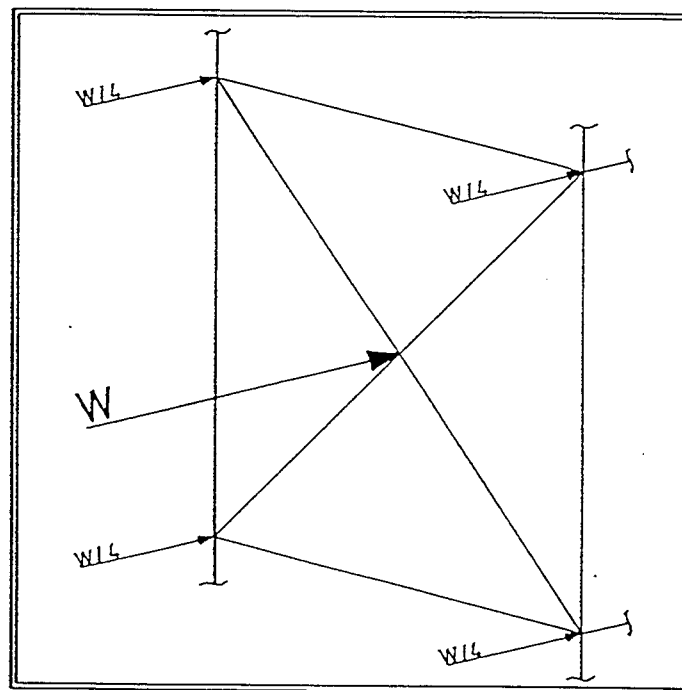


Bild 3.4 Verteilung der Windkräfte

Die Windbelastung wirkt übereinstimmend in allen Normen rechtwinklig auf die angeströmte Fläche. Die Neigung der Turmseiten von  $1,43^\circ$  wird vernachlässigt, so daß die Windrichtung parallel zur Erdoberfläche als normal auf die angeströmte Fläche gerechnet wird.

Die Anströmrichtung auf das Gesamtsystem wird in zwei Fälle unterschieden:

1. Anströmung auf eine Seitenfläche
2. Anströmung unter  $45^\circ$  auf eine Ecke

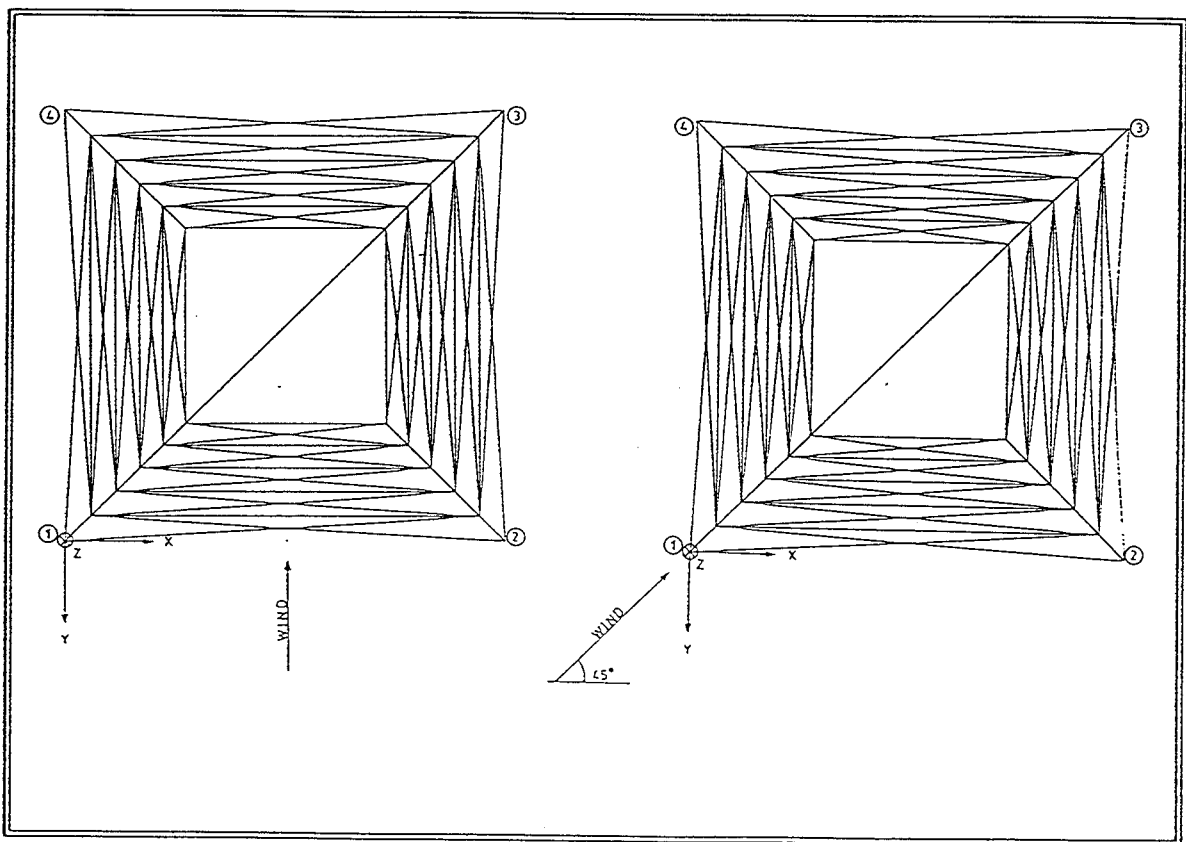


Bild 3.5 Windrichtungen, Darstellung in der Aufsicht

Bei Wind über Eck müssen die Windkräfte in ihre Komponenten zerlegt werden, damit sie normal auf die Flächen wirken. So erhält man für jede Fläche eine normale und eine tangentielle Kraft, die um den Faktor  $\cos 45^\circ$  verkleinert ist. Diese Komponenten werden wieder nach Bild 3.4 auf die Knoten verteilt.



### 3.2.2 Nachweise

Die Ermittlung der Profildurchmesser erfolgt iterativ über die zulässigen Spannungen. Die Nachweise werden nur nach den in der Bundesrepublik Deutschland üblichen Verfahren und Grenzwerten durchgeführt. Andere in den Normen angewandte Konzepte werden nicht berücksichtigt, da nur so ein Vergleich der reinen Windbelastungen möglich ist.

Für die Festlegung der Stahlrohrprofile werden der allgemeine Spannungsnachweis (zul  $\sigma$ ) und der Stabilitätsnachweis für Druck und Biegedruck (zul  $\sigma_D$ ) nach dem  $\omega$ -Verfahren durchgeführt. Nach DIN 1055 gilt für ein Bauwerk, welches, abgesehen von seiner Eigenlast, nur durch Zusatzlasten beansprucht wird, die Zusatzlast mit der größten Wirkung als Hauptlast. Da hier nur Wind berücksichtigt wird, sind die zulässigen Spannungen aus dem Lastfall H (St37) maßgebend.

$$\text{zul}\sigma = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{zul}\sigma_D = 140 \text{ N/mm}^2$$

Für den allgemeinen Spannungsnachweis gilt:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{zul}}$$

Für den Stabilitätsnachweis gilt:

$$\sigma = 0.9 \cdot \frac{M}{W} + \omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{zul}}$$

mit  $\omega$  - nach DIN 4114 Tafel 1 bzw 1a

und  $S_k = \beta \cdot l$  ;  $\beta_{\text{Feld1}} = 0.8$ ,  $\beta_{\text{Feld2-5}} = 1.0$

$$i = \sqrt{(I/A)}$$

$$\lambda = S_k/i$$

Aufgrund der großen Abstände der horizontalen Stäbe beträgt die Knicklänge für die Eckstiele in den oberen vier Feldern 20,0 m, womit sich als kleinstes zulässiges Profil ein Rohr DIN 2458 - St37-2 - 244,5x3,2 ergibt. Für Rohre mit kleinerem Außendurchmes-

ser erhält man einen unzulässigen  $\lambda$ -Wert für den Stabilitätsnachweis (z.B. Rohr 219,1x4,4:  $\lambda=264 \geq 250$ ). Weitere Profile mit ihren Querschnittswerten sind in Anhang 1.1 angegeben.

Die benötigten Schnittgrößen werden für das Fachwerkgerüst mit Hilfe eines räumlichen Stabwerksprogrammes des Lehrstuhles für Stahlbau der RWTH - Aachen berechnet.

### 3.2.3 Projektionsflächen

Die Windkräfte werden aus dem Winddruck auf die Projektionsflächen der angeströmten Profile errechnet. Für das Fachwerkgerüst ergeben sich die Flächen, in Abhängigkeit des jeweiligen Außendurchmessers  $d_i$  für die einzelnen Felder zu:

Feld Nr.	$A_i$	$A_{u,i}$
	[ m <sup>2</sup> ]	[ m <sup>2</sup> ]
1	$93,33 \cdot d_1$	190,00
2	$91,51 \cdot d_2$	170,00
3	$89,77 \cdot d_3$	150,00
4	$87,11 \cdot d_4$	130,00
5	$86,53 \cdot d_5$	110,00

Tabelle 1 : Umriß- und Projektionsflächen

$A_i$  - Projektionsfläche aller Profile im Feld i

$A_{u,i}$  - Umfangsfläche des Feldes i

$d_i$  - Durchmesser des Rohrprofiles im Feld i

Flächenberechnung siehe Anhang 1.2

Profildurchmesser siehe Anhang 1.1

### 3.3 Lasten

#### 3.3.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht (G) ist abhängig vom Querschnitt des verwendeten Profiles. Jeder angeschlossene Stab leitet die Hälfte seines Gewichtes in den entsprechenden Knoten ab.

Damit ergibt sich die Knotenlast  $G_i$  zu:

$$G_i = \frac{1}{2} \cdot \sum_i (l_i \cdot g_i) \text{ [KN]}$$

$l_i$  - Länge des angeschlossenen Stabes [m]  
 $g_i$  - Gewicht des angeschlossenen Stabes [KN/m]  
 $g_i = F_i \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-3}$  [KN/m]  
 $F_i$  - Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]  
 $\rho = 7.85 \cdot 10^3$  Kg/m<sup>3</sup>  
 $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>

Da die Längen ( $l_i$ ) sich nicht verändern und höchstens zwei unterschiedliche Profile angreifen, kann das Eigengewicht für jeden Knoten, in Abhängigkeit von den gewählten Profilen, wie folgt berechnet werden:

$$G_i = \frac{1}{2} \cdot \sum_i (l_i \cdot g_{i,u}) + \frac{1}{2} \cdot \sum_i (l_i \cdot g_{i,o})$$

$g_{i,u}$  - Stabgewicht unterhalb des Knotens  
 $g_{i,o}$  - Stabgewicht oberhalb des Knotens  
 $g_i$  - siehe Anhang 1.1  
 $l_i$  - siehe Anhang 1.2

Knoten Nr.	$G_i$
	[KN]
1, 2, 3, 4	$21.189 \cdot g_1$
5, 6, 7, 8	$22.152 \cdot g_1$
9,11	$36.339 \cdot g_1 + 20.975 \cdot g_2$
10,12	$29.975 \cdot g_1 + 20.975 \cdot g_2$
13,14,15,16	$21.742 \cdot g_2$
17,19	$34.436 \cdot g_2 + 20.779 \cdot g_3$
18,20	$28.779 \cdot g_2 + 20.779 \cdot g_3$
21,22,23,24	$21.371 \cdot g_3$
25,27	$32.254 \cdot g_3 + 20.604 \cdot g_4$
26,28	$27.304 \cdot g_3 + 20.604 \cdot g_4$
29,30,31,32	$21.041 \cdot g_4$
33,35	$30.629 \cdot g_4 + 20.449 \cdot g_5$
34,36	$26.449 \cdot g_4 + 20.449 \cdot g_5$
37,38,39,40	$20.774 \cdot g_5$
41,43	$28.853 \cdot g_5$
42,44	$25.317 \cdot g_5$

Tabelle 2 : Eigengewicht je Knoten

### 3.3.2 Windkräfte

#### 3.3.2.1 Eurocode 1,2(i)

Der Eurocode teilt die gesamte Reaktion eines Bauwerkes und seiner Bauteile in eine Überlagerung aus "Hintergrundanteil", der quasi statisch ohne strukturelle dynamische Verstärkung wirkt, und "Resonanzanteil", infolge einer Anregung nahe der Eigenfrequenz, ein. Für "normale", steife Konstruktionen wird der Resonanzanteil klein, so daß die Windlasten vereinfachend durch den alleinigen Ansatz des Hintergrundanteils und mittels statischer Rechnung ermittelt werden. Für diese nicht schwingungsanfälligen Bauwerke können die Windlasten mit dem Eurocode 1,2(i) berechnet werden. Windlasten auf Gebäude, die schwingungsanfällig sind, bei denen der Resonanzanteil also bedeutend wird, können nur durch Ansatz von gleichwertigen statischen Ersatzlasten oder mit einer dynamischen Berechnung bestimmt werden (Eurocode Abs.4).

Die Schwingungsanfälligkeit des gegebenen Systems kann mit Eurocode Fig. 1 über Höhe, Breite und logarithmisches Dämpfungsdekrement  $\delta$  abgeschätzt werden.

$$\begin{aligned}
 H &= 100 \text{ m} \\
 B &= 7.5 \text{ m (Mittelwert)} \\
 \delta &= \delta_s + \delta_a \\
 \delta_s &= 0.06 \text{ für Stahlkonstruktionen} \\
 \delta_a &= 0.98 \text{ (siehe Anhang 1.3)} \\
 \Rightarrow \delta &= 1.04
 \end{aligned}$$

Der sehr große Wert der aerodynamischen Dämpfung hat seine Ursache in dem geringen Eigengewicht des Fachwerkgerüsts. Für diesen Wert läßt sich aus Eurocode Fig. 1 keine Aussage über die Schwingungsanfälligkeit des Systems ablesen. Eine weitere Möglichkeit zur Beurteilung ist ein Vergleich der Verformungen unter statischer Windbelastung mit den entsprechenden Verformungen unter Berücksichtigung der dynamischen Windlasten. Ein System gilt als schwingungsanfällig, wenn die dynamische Verformung die statische um mehr als 10% übersteigt. Dieser Vergleich kann mit dem veröffentlichten Kapitel des Eurocode Teil (i) nicht durchgeführt

werden, da die Berechnung der dynamischen Verformung schwingungsanfälliger Konstruktionen nicht Gegenstand dieses Teils ist. Es wurde daher der Vergleich nach Vornorm DIN 1055 durchgeführt. Er ergab, daß das Fachwerkgerüst als nicht schwingungsanfällig anzusehen ist (vgl. Abs. 3.3.2.2).

Nach Eurocode wird der Staudruck aus der durchschnittlichen Windgeschwindigkeit  $v_m(z)$  berechnet:

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

mit :

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_t(z) \cdot v_{ref}$$

Die Windgeschwindigkeit  $v_m(z)$  ist abhängig von der Höhe  $z$  über Grund. Diese Abhängigkeit wird mit dem Rauheitskoeffizienten  $C_r(z)$  für verschiedene Landschaftskategorien erfaßt. Der Topographiebeiwert  $C_t(z)$  beschreibt den Einfluß der nahen Geländestruktur (Hügel, Bergkuppe, Geländesprung). Die Referenzgeschwindigkeit  $v_{ref}$  ist das extreme 10 min-Mittel in 10m Höhe für offenes, ebenes Gelände und einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren.

Es wird mit folgenden Werten gerechnet:

$$v_{ref} = 26 \text{ m/s} \quad (\text{Norddeutscher Raum, EC Fig. A1})$$

$$C_t(z) = 1.0 \quad \text{ebenes Gelände (EC Tab. 5)}$$

$$C_r(z) = B \cdot (z/10)^\alpha \quad \text{Kategorie 2}$$

$$B = 1.0; \quad \alpha = 0.14$$

$$z \geq z_{min} = 5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_r(z) = 1.0 \cdot (z/10)^{0.14}$$

Damit errechnet sich die Windgeschwindigkeit aus :

$$v(z) = (z/10)^{0.14} \cdot 26 \quad [\text{m/s}]$$

bzw. der Staudruck aus :

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 10^{-3} \cdot (z/10)^{0.28} \cdot 26^2$$

$$\Rightarrow q(z) = 0.4225 \cdot (z/10)^{0.28} \quad [\text{KN/m}^2]$$

wobei  $z$  in m eingesetzt werden muß.

Den Staudruck in der Höhe  $z$ , als Mittelwert über den fünf Feldern, erhält man in  $\text{KN/m}^2$ :

$$q(10) = 0.42$$

$$q(30) = 0.57$$

$$q(50) = 0.66$$

$$q(70) = 0.73$$

$$q(90) = 0.78$$

Der Eurocode berücksichtigt die Böigkeit des natürlichen Windes mit einem Böereaktionsfaktor  $G$ , der auch bei statischer Windbelastung angesetzt werden muß :

$$G = 1 + 2 \cdot g_w \cdot I(z) \cdot B_r$$

$$g_w = 3,5$$

$$I(z) = 0.18 / [ C_r(z) \cdot C_t(z) ]$$

$$B_r = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.34 \cdot [ (3/L_i) \cdot (b+h) + (1/L_i) \cdot \sqrt{b \cdot h} ]^{0.7}}}$$

$$L_i = 1.57 \cdot (\text{equ } h)^{0.2} \cdot v(\text{equ } h)$$

$$\text{equ } h = 0.6 \cdot h = 60 \text{ m} \geq 5 \text{ m} = z_{\min}$$

Es ist anzumerken, daß zur Berechnung von  $I(z)$  die äquivalente Höhe  $z = \text{equ } h$  einzusetzen ist und somit auch  $C_r(z) = C_r(\text{equ } h)$  wird. Der Böereaktionsfaktor ist ein bauwerksspezifischer Wert, der sich für ein System nicht ändert.

Für das Fachwerkgerüst errechnen sich die folgenden Werte :  
(vgl. Anhang 1.3)

$$B_r = 0.76$$

$$\text{mit } L_i = 119 \text{ m; } b = 7.5; h = 100; \text{equ } h = 60$$

$$C_t = 1.0$$

$$C_r(\text{equ } h) = 1.29$$

$$I(\text{equ } h) = 0.14$$

Der Böereaktionsfaktor für das Fachwerkgerüst hat den Wert :



$$G = 1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.14 \cdot 0.76 = 1.75$$

Bei schlanken Gebäuden mit einem Verhältnis von Höhe zu Breite  $h:b \geq 4$  sowie bei Gitterstrukturen mit nahezu konstantem Querschnitt empfiehlt der Eurocode das "Streifenmodell" zur Berechnung von Windkräften. Nach diesem Modell wird ein Bauwerk in mehrere Streifen unterteilt, für welche dann die Einzelwindkräfte berechnet werden. Diesem entspricht die vorgenommene Einteilung in fünf gleiche Felder.

Die resultierende Windkraft  $F_w$  als Summe der Einzelwindkräfte berechnet sich mit :

$$F_w = C_f \cdot G \cdot \sum_i (q(z)_i \cdot A_i)$$

$C_f$  - Aerodynamischer Kraftbeiwert (EC Anhang B)

$A_i$  - Teilfläche (EC Anhang B)

Die Kraftbeiwerte  $C_f$  für räumliche Fachwerke aus Rundprofilen sind im Eurocode Anhang B.8, Fig. B.8.3 angegeben.

$$C_f = \psi_\lambda \cdot C_{f,0}$$

$$\psi_\lambda = f(\lambda, \varphi)$$

$$\lambda = 1.4 \cdot h/b = 18.7$$

$$\varphi = A_c/A_i$$

$A_c$  = Umrißfläche (Abs. 3.2.4)

$A_i$  = Projektionsfläche (Abs. 3.2.4)

$C_{f,0}$  = Kraftbeiwert, abhängig von der Reynoldszahl  $Re$

$$Re = v \cdot d_1 / (1.5 \cdot 10^{-5})$$

$$v = 40 \cdot \sqrt{q}$$

$d_1$  = Profildurchmesser

Die Berechnung der Windkräfte mit den benötigten Beiwerten ist in Anhang 1.3 angegeben.

Unterschieden nach vier Lastfällen

1. Windkräfte bei Wind auf eine Seite, nicht schwingungsanfällig
2. Windkräfte mit Resonanzreaktion bei Wind auf eine Seite, schwingungsanfällig
3. Windkräfte bei Wind über Eck, nicht schwingungsanfällig
4. Windkräfte mit Resonanzreaktion bei Wind über Eck, schwingungsanfällig

ergeben sich nach Eurocode die folgenden Windkräfte  $F_{Wi}$  :  
Berechnungen siehe Anhang 1.3.

Feld Nr.  i	$F_{Wi}$ [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	29.2	--	36.5	--
2	40.8	--	49.7	--
3	41.8	--	49.0	--
4	37.1	--	39.6	--
5	34.0	--	36.7	--
$\Sigma$	182.9	--	211.5	--

Tabelle 3: Windkräfte  $F_{Wi}$  auf das Fachwerkgerüst nach Eurocode 1,2(i)

### 3.3.2.2 Vornorm DIN 1055

Die Vornorm DIN 1055 enthält Berechnungsgrundlagen zur Erfassung statischer und dynamischer Windwirkungen. Diese werden beim rechnerischen Nachweis wie folgt unterschieden

- bei nicht schwingungsanfälligen Konstruktionen
  - statische Windwirkungen
- bei schwingungsanfälligen Konstruktionen
  - statische Windersatzlasten zur Erfassung böenerregter Schwingungen
  - gegebenenfalls sonstige dynamische Windwirkungen.

Die statische Windersatzlast wird für schwingungsanfällige Bauwerke derart angesetzt, daß sich mit ihr rechnerisch die gleichen größten Beanspruchungen wie am schwingenden Bauwerk ergeben.

Eine Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit von Kragssystemen erfolgt mit den in DIN Bild A.1 dargestellten Funktionen über Bauwerkshöhe, -breite und logarithmisches Dämpfungsdekrement (analog Eurocode).

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_s + \delta_a \\ \delta_s &= 0.05 \quad \text{Stahlkonstruktion, geschraubt} \\ \delta_a &= 1.02 \quad (\text{siehe Anhang 1.4}) \\ \Rightarrow \delta &= 1.07\end{aligned}$$

Die Ursache für den hohen Wert der aerodynamischen Dämpfung liegt auch hier in dem geringen Eigengewicht des Fachwerkgerüsts. Aus dem Bild A.1 der Din 1055 Teil 4, Entwurf Januar 87 ergibt sich (s. Anhang 1.4), daß das Gerüst als nicht schwingungsanfällig einzustufen ist.

Es sollen hier jedoch beide Verfahren, sowohl für nicht schwingungsanfällige als auch für schwingungsanfällige Bauwerke, angewendet und miteinander verglichen werden.

Die Vornorm DIN 1055 unterscheidet zwei Regelwerte der Windgeschwindigkeit, die Grundgeschwindigkeit  $v_{m,10}$  und die Nennböengeschwindigkeit  $v_{b,10}$ , welche sich durch einen Böenfaktor  $G$  unterscheiden (DIN Bild A4). Für alle Windlastannahmen wird das Modell "offenes, ebenes Gelände" zugrundegelegt. Aus den Windgeschwindigkeiten errechnet sich der Staudruck  $q$  :

$$q = v^2 / 1600 \quad [\text{KN/m}^2]$$

mit :

$$v_{m,z} = (z/10)^{0.16} \cdot v_{m,10} \quad - \text{Grundgeschwindigkeit}$$

$$v_{b,z} = (z/10)^{0.11} \cdot v_{b,10} \quad - \text{Nennböengeschwindigkeit}$$

$$v_{b,z} \geq v_{b,5} = 32.06 \text{ m/s}$$

Die Windgeschwindigkeit wird auch in der DIN abhängig von der Höhe  $z$  über Grund, der Windzone (I bis IV), der Orographie der Bauwerksumgebung und den Regelwerten der Windgeschwindigkeit angegeben.

Es wird mit folgenden Werten gerechnet :

Regelwerte der Windgeschwindigkeit

$$v_{m,10} = 27.6 \text{ m/s}$$

$$v_{b,10} = 34.6 \text{ m/s}$$

Orographie

$$v(z, \Delta h) = v(z) \quad \text{ebenes Gelände, ohne Erhebung oder Neigung}$$

Damit erhält man die Windgeschwindigkeiten :

$$v_{m,z} = (z/10)^{0.16} \cdot 27.6 \quad [\text{m/s}]$$

$$v_{b,z} = (z/10)^{0.11} \cdot 34.6 \geq 32.06 = v_{b,5} \quad [\text{m/s}]$$

bzw. den Staudruck :

$$q_{m,z} = (z/10)^{0.32} \cdot 0.48 \quad [\text{KN/m}^2]$$

$$q_{b,z} = (z/10)^{0.22} \cdot 0.75 \geq 0.64 = q_{b,5} \quad [\text{KN/m}^2]$$

Den Staudruck in der Höhe  $z$ , als Mittelwert über den fünf Feldern, erhält man in  $\text{KN/m}^2$

aus Grundgeschwindigkeit

aus Nennböengeschwindigkeit

$$q_{m,10} = 0.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,10} = 0.74 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{m,30} = 0.67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,30} = 0.95 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{m,50} = 0.80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,50} = 1.06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{m,70} = 0.89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,70} = 1.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{m,90} = 0.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,90} = 1.21 \text{ KN/m}^2$$

Die statische Ersatzlast, die abhängig von den Eigenschaften des natürlichen Windes und vom Schwingungsverhalten bzw. der Größe des Bauwerkes sind, werden über einen dynamischen Beiwert, den Böereaktionsfaktor  $\Phi_R$ , berechnet. Dieser ist auf den Grundgeschwindigkeitsstaudruck  $q_m$  bezogen.

$$\Phi_R = 1 + r \cdot \sqrt{(B + S \cdot F/\delta)}$$

$$r = 0.83 \text{ (Geländefaktor)}$$

$$B = 0.67 \text{ (Böengrundanteil)}$$

$$S = 0.24 \text{ (Größenfaktor)}$$

$$F = 0.80 \text{ (Böenenergiefaktor)}$$

$$\delta = 1.07 \text{ (log. Dämpfungsdekrement)}$$

$$\Rightarrow \Phi_R = 1.76$$

Die resultierende Windkraft errechnet sich für nicht schwingungsanfällige Bauwerke gemäß :

$$W = \sum_i (C_f \cdot q_{b,z} \cdot A_i)$$

Für schwingungsanfällige Bauwerke errechnet sich die statische Ersatzlast gemäß :

$$\text{ers } W = \Phi_r \cdot \sum_i (c_f \cdot q_{m,z} \cdot A_i)$$

$c_f$  - aerodynamischer Kraftbeiwert  
(DIN Abs. 9.36)

$A_i$  - Projektionsfläche (Abs. 3.2.3)

Die aerodynamischen Kraftbeiwerte werden nach DIN Abs.9 für räumliche Fachwerke aus Rundprofilen bestimmt. Sie entsprechen denen des Eurocodes und sind mit der Berechnung der Windkräfte in Anhang 1.4 angegeben.

Die endgültigen Windkräfte  $W_i$  bzw.  $\text{ers } W_i$  errechnen sich nach Vornorm DIN 1055 für die vier Lastfälle (vgl: Seite 20) zu :

Feld Nr.  i	$W_i$ bzw. $\text{ers } W_i$ [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	31.1	39.1	38.1	45.1
2	41.4	57.4	49.8	67.2
3	32.7	52.0	41.9	60.2
4	34.9	46.3	37.1	49.7
5	31.5	43.7	33.0	46.6
$\Sigma$	171.6	238.5	199.9	268.8

Tabelle 4 : Windkräfte  $W_i$  bzw.  $\text{ers } W_i$  auf das Fachwerkgerüst  
nach Vornorm DIN 1055, Teil 4 (Mai 89)

## 3.3.2.3 SIA 160

Die schweizer SIA unterscheidet zwischen statischer und dynamischer Untersuchung der Windbelastung einer Konstruktion. Bei statischer Untersuchung werden die dynamischen Eigenschaften eines Bauwerkes (Eigenform, Grundfrequenz, Dämpfung) und der Einfluß von Böen durch entsprechende statische Ersatzkräfte erfaßt. Dynamische Untersuchungen werden nicht angegeben. Es wird lediglich auf Fachliteratur oder Windkanalversuche verwiesen.

Die Entscheidungshilfe für eine eventuell notwendige dynamische Untersuchung ist in SIA Tabelle 9 und SIA Figur 10 gegeben. Die Anwendung für eine Fachwerkkonstruktion ist jedoch nicht angegeben, so daß eine Entscheidung über die Schwingungsanfälligkeit nicht getroffen werden kann. Vereinfachend wird daher hier der dynamische Beiwert  $C_{dyn} = 1.0$  gesetzt und damit nur die statische Windkraft berechnet.

In der SIA wird kein Wert für Windgeschwindigkeiten angegeben, sondern lediglich der allgemeine Kennwert des Staudrucks :

$$q_r = 0.9 \text{ KN/m}^2$$

Dieser bezieht sich auf eine Wiederkehrperiode von 30 Jahren. Durch Umrechnung auf 50 Jahre (entsprechend Eurocode) mit SIA Figur 6 erhält man :

$$q_{r,50} = 1.09 \cdot 0.9 = 0.98 \text{ KN/m}^2$$

Die Vergrößerung des Staudruckes mit zunehmender Höhe wird mit einem Höhenbeiwert  $C_h$  berücksichtigt (SIA Figur 8). Bei Annahme eines Standortes zwischen "kleineren Ortschaften" und "Seeufer/großen Ebenen" liest man aus dem Diagramm folgende Werte ab :

$$C_h(10) = 1.22$$

$$C_h(30) = 1.55$$

$$C_h(50) = 1.76$$

$$C_h(70) = 1.93$$

$$C_h(90) = 2.05$$

Das Verhältnis der Abmessungen eines Bauwerkes und den Windböen, bezogen auf die Gesamtkonstruktion, wird über einen Reduktionsbeiwert  $C_{red}$  erfaßt (SIA Figur 9) :

$$C_{red} = 0.86$$

Die globale Windkraft normal zur Fläche errechnet sich mit :

$$Q_j = C_j \cdot C_{red} \cdot C_{dyn} \cdot C_h \cdot q_{r,50} \cdot A_j$$

$C_j$  - Kraftbeiwert (SIA Anhang 2, Tabelle 73)

$A_j$  - Projektionsfläche sämtlicher Bauteile (Anhang 1.5)

Die Kraftbeiwerte werden bestimmt zu :

$$C_j = C_\beta \cdot \cos \beta \cdot \alpha$$

$C_\beta$  - globaler Kraftbeiwert, für Rundprofile abhängig von  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_h}$

$\beta$  - Winkel zwischen Windrichtung und Stabachse

$\alpha$  - Abschirmbeiwert (SIA Anhang 2, Tabelle 72)

Für die Einzelprofile ergeben sich abhängig von  $\beta$  und  $C_\beta$  jeweils andere Windkräfte. Hier werden neben den direkt angeströmten Profilen außerdem auch alle anderen Profile berücksichtigt. Die Windkraft für jedes Einzelfeld  $i$  ergibt sich so als Summe aus :

$$Q_i = \sum_j C_{\beta,j} \cdot \alpha \cdot \cos \beta_j \cdot C_{red} \cdot C_{dyn} \cdot C_h \cdot q_{r,50} \cdot A_j$$



Damit ergeben sich für die SIA folgende statischen Windkräfte  $Q_i$  für die 4 Lastfälle (vgl: Seite 20) auf die einzelnen Felder :  
Berechnungen siehe Anhang 1.5

Feld Nr.  i	$Q_i$ [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	83.5	--	83.0	--
2	104.3	--	103.8	--
3	93.8	--	105.5	--
4	178.4	--	177.4	--
5	128.7	--	127.7	--
$\Sigma$	588.7	--	597.4	--

Tabelle 5 : Windkräfte  $Q_i$  auf das Fachwerkgerüst nach SIA

## 3.3.2.4 ISO N 129

Die ISO ist eine Musternorm, die als Richtlinie für nationale Windnormen gedacht ist. So sind die angegebenen Daten z.T. nur beispielhaft, ohne Gewähr für Vollständigkeit. Insbesondere wird bei aerodynamischen Formbeiwerten  $C_{shp}$  darauf hingewiesen, daß sie noch nicht immer mit den internationalen Werten übereinstimmen. In der aktuellen Ausgabe der ISO fehlen noch die Angaben über Referenzgeschwindigkeit und Winddruck (ISO Table A201.1). Da das angegebene Konzept mit dem Eurocode verglichen werden soll, wird hier dessen Wert für die Referenzwindgeschwindigkeit  $v_{ref}$  übernommen.

Zur Berechnung von Windlasten unterscheidet die ISO zwei Methoden. Die "simplified method" für normale Gebäude, welche niedriger als 15 m und damit nicht schwingungsanfällig sind und keine Geländeerhebungen in ihrer Nähe haben. Für diese Konstruktionen werden alle Beiwerte direkt angegeben, so daß eine statische Rechnung durchgeführt werden kann. Die "detailed method" erfaßt hingegen alle Einflüsse des Geländes und insbesondere die dynamischen Reaktionen.

Dynamische Reaktionen werden, analog zum Eurocode, in Hintergrundanteil und Resonanzanteil, infolge einer Anregung nahe der Eigenfrequenz, unterteilt. Für die meisten Bauwerke wird der Resonanzanteil klein, so daß die dynamische Berechnung vereinfachend mit der "simplified method" durchgeführt wird. Bei anderen Systemen muß untersucht werden, ob der Resonanzanteil maßgebend wird.

Das Untersuchungskriterium ist angegeben als :

$$(R/B)^2 \leq 0.5 \quad R - \text{Resonanzreaktionsfaktor}$$

B - Hintergrundfaktor

$$(R/B)^2 = 0.007 \leq 0.5$$

⇒ Resonanzreaktion muß also berücksichtigt werden. (?)\*)

---

\*) Hier liegt offensichtlich ein Fehler in der ISO vor. Es müßte nach unserem Verständnis heißen :  $(R/B)^2 \geq 0.5$

$$C_{dyn} = 1 + 2 \cdot g_w \cdot I_u \cdot B \cdot \sqrt{1 + (R/B)^2}$$

$$C_{dyn} = 1.61 \quad (\text{vgl. Anhang 1.6})$$

Der Referenzstaudruck wird für ISO entsprechend Eurocode angesetzt zu:

$$q_{ref,50} = 0.41 \text{ KN/m}^2$$

mit :

$$v_{ref,50} = 26.1 \text{ m/s}$$

Der Staudruck errechnet sich aus der Windgeschwindigkeit :

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

Die ISO berücksichtigt die Zunahme des Staudrucks mit der Höhe über einen Höhenfaktor  $C_{exp}$ , der wie folgt berechnet wird :

$$C_{exp}(z) = A \cdot [\ln(z/z_0)]^2$$

Für offenes Gelände ergibt sich :

$$C_{exp}(10) = 1.01$$

$$C_{exp}(30) = 1.43$$

$$C_{exp}(50) = 1.65$$

$$C_{exp}(70) = 1.80$$

$$C_{exp}(90) = 1.92$$

Der Einfluß des umgebenden Geländes wird über einen vergrößerten Höhenfaktor  $C_{exp}^*(z)$  erfaßt. Hier wird jedoch von ebenem Gelände ausgegangen, so daß  $C_{exp}^*(z) = C_{exp}(z)$  ist.

Damit errechnet man die Gesamtwindkraft aus :

$$W = \Sigma (q_{ref} \cdot C_{exp} \cdot C_{dyn} \cdot C_{shp} \cdot A_i)$$

$C_{shp}$  - Formbeiwert

$A_i$  - Projektionsflächen (Anhang 1.6)

Die Formbeiwerte für das Fachwerkgerüst sind in ISO Figure A406.12 angegeben :

$$C_{shp} = k \cdot C_{\infty\beta} \cdot \cos \beta$$

$k$  - Reduktionsfaktor für Schlankheit der Profile

$C_{\infty\beta}$  - aerodynamischer Kraftbeiwert

$\beta$  - Winkel zwischen Windrichtung und Stabachse

Für die Einzelprofile ergeben sich abhängig von  $\beta$  und  $C_{\infty\beta}$  jeweils andere Windkräfte. Ebenso wie in der SIA werden hier sämtliche Profile berücksichtigt. Die Windkraft  $F_i$  für jedes Feld errechnet sich so als Summe aus :

$$W_i = \sum_j q_{ref} \cdot C_{exp} \cdot C_{dyn} \cdot k \cdot C_{\infty\beta,j} \cdot \cos \beta_j \cdot A_j$$

Damit ergeben sich je Feld folgenden Windkräfte  $W_i$  für die vier Lastfälle (vgl: Seite 20) nach ISO :

Berechnungen siehe Anhang 1.6

Feld Nr.  i	$W_i$ [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	--	39.0	--	38.8
2	--	54.2	--	54.0
3	--	50.8	--	54.2
4	--	45.1	--	44.7
5	--	42.4	--	42.2
$\Sigma$	--	231.5	--	233.9

Tabelle 6 : Windkräfte  $W_i$  auf das Fachwerkgerüst nach ISO

## 3.3.2.5 ECCS

Die ECCS enthält Empfehlungen zur Berechnung statischer Windlasten sowie dynamischer Reaktionen von schwingungsanfälligen Bauwerken. Die dynamischen Reaktionen berücksichtigen resonanzartige Reaktionen infolge Böenerregung. Grundsätzlich wird der Einfluß von Böen auf die Gesamtkonstruktion erfaßt. Eine Abschätzung der Schwingungsempfindlichkeit wird über die Frequenz des Grundtones vorgenommen. Danach gilt ein Bauwerk als schwingungsanfällig, wenn diese Frequenz  $n_1$  kleiner als eine Grenzfrequenz  $n_{lim}$  ist (ECCS Figure 22).

$$n_1 = 0.4 \leq n_{lim} = \alpha \cdot (l)^{-1.2} = 1.2$$

l - Bauwerkshöhe

Eine andere Möglichkeit wird in ECCS Figur 23 gegeben. Hier erfolgt die Abschätzung mittels logarithmischer Dämpfung und den äußeren Abmessungen. Auch danach ist das gegebene Fachwerkgerüst schwingungsanfällig.

Den Staudruck erhält man wiederum über die Windgeschwindigkeit :

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

Die charakteristische Windgeschwindigkeit errechnet sich mit Beiwerten aus der Referenzgeschwindigkeit :

$$v_{ref} = 22.75 \text{ m/s} \quad \text{mit} \quad v_{50} = 26 \text{ m/s} \quad (\text{entspr. Eurocode})$$

$$v_k = k_e \cdot k_s \cdot k_t \cdot k_\theta \cdot v_{ref}$$

$k_s$  - Topographiebeiwert

$k_t$  - statistischer Faktor für Wiederkehrperiode

$k_\theta$  - Reduktionsfaktor für Windrichtung

$k_e = k_{me} \cdot \sqrt{1 + 7 \cdot I_v}$  - Höhenfaktor

mit :

$$k_s = 1.0$$

$$k_t = 1.14 \quad (50 \text{ Jahre})$$

$$k_\theta = 1.0$$

$$\begin{aligned}
k_e(10) &= 1.55 \\
k_e(30) &= 1.71 \\
k_e(50) &= 1.91 \\
k_e(70) &= 1.99 \\
k_e(90) &= 2.04
\end{aligned}$$

Damit errechnet sich der dynamische Staudruck  $q_k$  zu :

$$\begin{aligned}
q_k &= k_e^2 \cdot k_s^2 \cdot k_t^2 \cdot k_\theta^2 \cdot q_{ref} \\
q_{ref} &= 0.317 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

Der Mittelwert des Staudrucks über der Höhe  $z$  beträgt in  $\text{KN/m}^2$  :

$$\begin{aligned}
q_k(10) &= 0.92 \\
q_k(30) &= 1.23 \\
q_k(50) &= 1.40 \\
q_k(70) &= 1.52 \\
q_k(90) &= 1.60
\end{aligned}$$

Dynamische Effekte werden durch einen dynamischen Beiwert  $C_d$  berücksichtigt. Dieser erfaßt die Böigkeit über Gebäudeabmessungen und Intensität des Windes, sowie die Reaktion der Konstruktion über Bauwerksform, Dämpfung und Eigenfrequenz :

$$C_d = \frac{1 + 7 \cdot I_v \cdot \sqrt{B + R}}{1 + 7 \cdot I_v}$$

$$I_v = 0.16$$

$$B = 0.60$$

$$R = \sum_r (H_r \cdot E_r \cdot B_r \cdot 2 \cdot \pi / \delta)$$

$r$  = Ordnungszahl der Schwingungsmode, hier :  $r = 1$

$$H_r = 0.32; \quad E_r = 0.082; \quad B_r = 0.25$$

$$\delta = 0.05 + 1.03 = 1.08$$

$$R = 0.038$$

$$\Rightarrow C_d = 0.89$$

Damit erhält man die Gesamtwindlast zu :

$$S(w) = C_d \cdot \sum_i (C_f \cdot q_k \cdot A_i)$$

$C_f$  = Kraftbeiwert (ECCS Figure A 1.25)  
 $A_i$  = Projektionsfläche (Abs. 3.2.3)

Die Kraftbeiwerte sind abhängig von der Reynoldszahl :

$$Re = 0.7 \cdot 10^5 \cdot v_m \cdot d_1$$

$d_1$  = Rohrdurchmesser  
 $v_m$  = Mittelwert der Windgeschwindigkeit  $v_k$

und dem Verhältnis  $\varphi_{pl}$  :

$$\varphi_{pl} = A_{pl}/A$$

$A_{pl}$  =  $A_i$  - Projektionsfläche  
 $A$  = Umrißfläche (siehe Abs. 3.2.3)

Die Windanströmung über Eck, wird in der ECCS durch einen Faktor X berücksichtigt, mit dem die allgemeinen Kraftbeiwerte multipliziert werden.

$$X = 1 + 0.6 \cdot \varphi_{pl}$$

Damit errechnen sich die Windkräfte  $S(w)_i$  nach ECCS für die Lastfälle (vgl: Seite 20) zu :

Berechnungen siehe Anhang 1.7

Feld Nr.  i	S(w) <sub>i</sub> [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	45.7	41.1	58.1	52.3
2	59.9	53.9	77.5	69.8
3	53.7	48.3	66.2	59.6
4	48.3	43.5	53.6	48.2
5	44.7	40.2	49.6	44.6
Σ	252.3	227.0	305.0	274.5

Tabelle 7 : Windkräfte S(W)<sub>i</sub> auf das Fachwerkgerüst nach ECCS



## 3.3.2.6 UTI

Nach der französischen UTI wird die Schwingungsfähigkeit einer Konstruktion nicht bestimmt. Es werden lediglich allgemeine Angaben gemacht, für welche Bauwerke dynamische Reaktionen berücksichtigt werden müssen (siehe Abs. 1,51 Commentaires). Diese werden über einen Koeffizienten  $\beta$  erfaßt :

$$\beta = \theta \cdot (1 + \xi \cdot \tau)$$

$\xi$  - Reaktionsfaktor

$\tau$  - Böfaktor

$\theta$  - Globalkoeffizient, berücksichtigt die Bauwerksform

$$\beta = 1.0 \cdot (1.0 + 2.5 \cdot 0.24) = 1.6 \quad (\text{vgl. Anhang 1.6})$$

Über diesen Beiwert  $\beta$  wird die dynamische Reaktion berücksichtigt.

Den Staudruck erhält man , entsprechend allen anderen Normen, aus der Windgeschwindigkeit :

$$q = v^2/16,3 \quad [\text{daN/m}^2] = v^2/1630 \quad [\text{KN/m}^2]$$

Es wird ein Basisstaudruck definiert, der entweder "normale" oder "extreme" Belastung berücksichtigt. Extreme Belastung gilt für Gegenden mit starker Sturmgefahr, wofür eine Basisgeschwindigkeit von 44.7 m/s definiert ist. Bei normaler Belastung wird die Basisgeschwindigkeit mit 33.8 m/s (Region II) angesetzt. Damit errechnet sich der Basisstaudruck :

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 = 0.7 \text{ KN/m}^2$$

Die Höhenabhängigkeit wird mit einem Beiwert  $q_H$  berücksichtigt :

$$q_H = q_{10} \cdot 2.5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

Der Basisstaudruck wird abhängig von Gelände und Bauwerk über die Beiwerte  $k_s$  und  $\delta$  abgemindert :

$$k_s = 1.0 - \text{Rauheitsbeiwert (Effet de Site)}$$

$$\delta = 0.9 - \text{Reduktionsfaktor (Effet de Dimensions)}$$

Damit erhält man den Staudruck über der Höhe für das Fachwerkgerüst in  $\text{KN/m}^2$  :

$$q(10) = 0.63$$

$$q(30) = 0.84$$

$$q(50) = 0.97$$

$$q(70) = 1.07$$

$$q(90) = 1.13$$

Die statische Windkraft je Feld erhält man aus :

$$T = X \cdot c_t \cdot q_r \cdot S_p$$

$X$  - Materialbeiwert

$c_t$  - globaler Kraftbeiwert

$S_p$  - Projektionsfläche

Mit diesen Werten wird die statische Windkraft als Summe der Teilkräfte ermittelt :

$$T_{se} = \Sigma (X \cdot c_t \cdot q_r \cdot S_p)$$

Die dynamische Windkraft errechnet sich aus der statischen durch Multiplikation mit dem dynamischen Beiwert:

$$T_{de} = \beta \cdot T_{se}$$

Die UTI berücksichtigt zur Ermittlung der Windkräfte auf Fachwerke alle Flächen die durch Wind belastet werden, wie Seiten und abgeschirmte Flächen, gleichwertig. Die übrigen Normen berücksichtigen die Belastung nicht direkt dem Wind ausgesetzter Flächen

z.B. über Abschirmbeiwerte oder direkt in den aerodynamischen Kraftbeiwerten. Entsprechend UTI Tabelle X müssen die unten angegebenen Windkräfte mit gegebenen Faktoren in tangentielle und normale Anteile zerlegt werden.

Mit den Kraftbeiwerten für räumliche Fachwerke errechnen sich die Windkräfte  $T_{de,i}$  für die vier Lastfälle (vgl:Seite 20) nach UTI zu: Berechnungen siehe Anhang 1.8

Feld Nr.  i	$T_{de,i}$ [KN]			
	Lastfall			
	1	2	3	4
1	--	93.5	--	103.7
2	--	121.7	--	135.0
3	--	117.8	--	137.5
4	--	116.4	--	116.4
5	--	83.8	--	83.8
$\Sigma$	--	533.2	--	576.4

Tabelle 8 : Windkräfte  $T_{de}$  auf das Fachwerkgerüst nach UTI

### 3.4 Schnittgrößen und Nachweise

Das gegebene Fachwerkgerüst wird für statische Windbelastung und dynamische Windbelastung unter Berücksichtigung von Böreaktionen für zwei Windrichtungen bemessen. Diese vier Lastfälle werden im folgenden getrennt behandelt. Aus den unter Abs. 3.3 ermittelten Lasten werden die Schnittgrößen aller Stäbe und die Auflagerreaktionen berechnet. Aus jedem Feld wird für die Nachweise jeweils nur der Stab mit den größten Schnittkräften ausgewählt, und damit das kleinste mögliche Rohrprofil bestimmt. Maßgebend sind dann :

für Wind auf eine Seite : Stäbe Nr. 4, 27, 51, 75, 100

für Wind über Eck : Stäbe Nr. 3, 27, 51, 75, 99

Wie bereits beschrieben, sind die notwendigen Profile nach dem allgemeinen Spannungsnachweis überbemessen, da wegen ihrer großen Länge die Knickspannungen maßgebend sind. Die iterative Festlegung der Profile erfolgt also für die maximal zulässigen Spannungen nach dem Stabilitätsnachweis. Gewählt werden jeweils die kleinsten zulässigen Profile, die den Stabilitätsnachweis noch erfüllen. Jede weitere Querschnittsverminderung würde bei den oben angegebenen Eckprofilen zum Knicken führen.

Die Schnittgrößen und Nachweise sind in tabellarischer Form in Anhang 1.9 angegeben.

### 3.5 Ergebnisse - System 1

#### 3.5.1 Staudruck und Beiwerte

Der Grundwert des Staudrucks wird in den nationalen Normen unterschiedlich definiert:

	Mitte- lungszeit	Bezugs- höhe	Wiederkehr- periode R	Topo- graphie
EC : $q_{ref} = \rho / 2 \cdot v_{ref}(z)^2$	10 min	10 m	50 Jahre	fla- ches,
DIN: $q_m = \rho / 2 \cdot v_{m,10}^2$ $q_b = \rho / 2 \cdot v_{b,10}^2$	10 min 5 sek	10 m 10 m	10 Jahre 10 Jahre	
SIA: $q_r = 0.9 \text{ KN/m}^2$ $q_{r,50} = 0.98 \text{ KN/m}^2$	wenige Sekunden	10 m	30 Jahre 50 Jahre	ebe- nes
ISO: $q_{ref} = \rho / 2 \cdot v_{ref}^2$	10 min	10 m	50 Jahre	Ge- län- de
ECCS: $q_{ref} = \rho / 2 \cdot v_{ref}^2$ $q_{ref,50} = 1.3 \cdot q_{ref}$	10 min	10 m	10 Jahre 50 Jahre	
UTI: $q_{Basis} = 0.7 \text{ KN/m}^2$	wenige Sekunden	10 m	25 Jahre	

Die Mittelungszeit von SIA und UTI basiert auf Böen weniger Sekunden, während alle übrigen Normen auf dem 10 Minuten Mittelwert aufgebaut sind. In der DIN werden sowohl Böen von 5 Sekunden (bei statischer Rechnung) als auch der 10 Minuten Mittelwert (bei dynamischer Rechnung) angewandt.

Die Bezugshöhe ist in allen untersuchten Normen mit 10 m festgelegt.

Unterschiede bestehen hinsichtlich der zugrundegelegten Wiederkehrperiode, welche von 10 Jahren bis 50 Jahren beträgt. Außer der

UTI ist in allen Normen eine Umrechnung in andere Wiederkehrperioden angegeben.

Die Höhenbeiwerte zur direkten Berechnung des Staudruckes sind in den Normen wie folgt definiert :

$$\text{EC} : C(z) = (z/10)^{0.28}$$

$$\text{DIN} : C_m(z) = (z/10)^{0.32}$$

$$C_b(z) = (z/10)^{0.22}$$

SIA :  $C_h$  aus Diagramm: zwischen "kleinere Ortschaften" und "Seeufer/große Ebenen"

$$\text{ISO} : C_{\text{exp}} = [0.03 \cdot \ln(z/0.03)]^2$$

$$\text{ECCS} : k_{\text{me}}^2 = [0.202 \cdot \ln(z/0.07)]^2 \text{ ohne Böenberücksichtigung}$$

$$\text{UTI} : C_h = q_H/q_{10} = 2.5 \cdot (H+18) / (H+60)$$

Einheitlich für alle Normen erhält man einen Topographiebeiwert für ebenes, flaches Gelände ohne Erhebungen mit dem Wert 1.0.

Sowohl SIA, ECCS und UTI definieren Reduktionsfaktoren, welche bei Böenbelastung den Staudruck vermindern, da Böen von wenigen Sekunden nicht in gleicher Intensität über der gesamten Bauwerksfläche wirken.

Mit den jeweiligen Beiwerten wird die statische Windbelastung  $q_{\text{stat}}$  in den Flächenschwerpunkten der fünf Felder für die verschiedenen Normen ermittelt.

EC	: $q_{\text{stat}} = q_{\text{ref}} \cdot C(z)$	10 min Mittelwert
DIN	: $q_{\text{stat}} = q_{b,z}$	5 sek Böen
SIA	: $q_{\text{stat}} = q_{r,50} \cdot C_{\text{red}} \cdot C_h$	wenige Sekunden Böen
ISO	: $q_{\text{stat}} = q_{\text{ref}} \cdot C_{\text{exp}}$	10 min Mittelwert
ECCS	: $q_{\text{stat}} = q_{\text{ref},50} \cdot k_{\text{me}}^2 \cdot (1+7 \cdot I_v)$	2-5 sek Böen
UTI	: $q_{\text{stat}} = q_{\text{basis}} \cdot C_h \cdot \delta$	10 min Mittelwert

Sämtliche Beiwerte und der damit ermittelte Staudruck sind in Tabellen aus Seite 42 und 43 zusammengestellt.

Erläuterung zu Tabellen Seite 42 und 43:

1.  $q_{ref}$  - Grundwert des Staudrucks
2.  $v_{ref}$  - Grundwert der Windgeschwindigkeit
3.  $\rho_l$  - Luftdichte
4. Topographiebeiwert - Geländeeinfluß, hier immer ebenes Gelände ohne Erhebungen
5. Reduktionsbeiwert - Reduziert den Staudruck, da Böen nicht in gleicher Intensität über der gesamten Bauwerksfläche wirken
6. Höhenbeiwert - Erfäßt die Zunahme des Staudrucks mit der Höhe (ist bei DIN direkt im Staudruck enthalten)
7.  $q_{stat}$  - Staudruck für das gegebene System mit Berücksichtigung aller Beiwerte für statische Windlasten (dynamische Beiwerte = 1.0)
8.  $G; C_{dyn}$  - Böereaktionsfaktor; dynamischer Beiwert - erfaßt dynamische Reaktion des schwingungsanfälligen Systems zusammen mit der Böigkeit des Windes
9.  $q_{dyn}$  - Staudruck für gegebenes System mit berücksichtigter dynamischer Reaktion
10. Kraftbeiwerte - für räumliches Fachwerkgerüst, abhängig über Reynoldszahl von Staudruck und Rohrdurchmesser

	DIN		Eurocode	SIA	ISO	ECCS	UTI
	$V_m$	$V_b$					
1. $q_{ref}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	0.48	0.75	0.42	0.98	0.41	0.38	0.70
2. $V_{ref}$ [m/s]	27.5	34.6	26.0	40.4	26.1	26.0	33.8
3. $\rho_L$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	1.25		1.25	1.20	1.20	1.226	1.225
4. Topographiebeiw.	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5. Reduktionsbeiw.	--		--	0.86	--	1.0	0.9
6. Höhenbeiwert							
10 m	1.00	1.00	1.00	1.22	1.01	1.00	1.00
30 m	1.42	1.27	1.36	1.55	1.43	1.50	1.33
50 m	1.67	1.42	1.57	1.76	1.65	1.76	1.55
70 m	1.86	1.53	1.72	1.93	1.80	1.95	1.69
90 m	2.02	1.62	1.85	2.05	1.92	2.09	1.80
7. $q_{stat}$ [KN/m <sup>2</sup> ]							
10 m	0.48	0.75	0.42	1.03	0.41	0.92	0.63
30 m	0.67	0.95	0.57	1.31	0.59	1.23	0.84
50 m	0.80	1.06	0.66	1.48	0.68	1.40	0.97
70 m	0.89	1.15	0.73	1.63	0.74	1.52	1.07
90 m	0.97	1.21	0.78	1.73	0.79	1.60	1.13

Tabelle 9a : Zusammenstellung der Windlastberechnungsdaten



	DIN		Eurocode	SIA	ISO	ECCS	UTI
	$V_m$	$V_b$					
8. $G ; C_{dyn}$	1.76		1.75	--	1.61	0.89	1.60
9. $q_{dyn} [KN/m^2]$							
10 m	0.84		0.74	--	0.66	0.82	1.00
30 m	1.18		1.00	--	0.95	1.09	1.34
50 m	1.41		1.16	--	1.09	1.25	1.55
70 m	1.57		1.28	--	1.19	1.35	1.71
90 m	1.71		1.37	--	1.27	1.42	1.81
10. Kraftbeiwerte (für Lastfall 2 abhängig vom Rohrdurchmesser)				(abhängig von $\beta$ )	(abhängig von $\beta$ )		( $X \cdot c_l$ )
10 m 406.4 mm	1.22		1.19*(1.24)	0.58	0.58	1.31	2.18
30 m 406.4 mm	1.31		1.25*(1.29)	0.58	0.58	1.31	2.17
50 m 323.9 mm	1.27		1.24	0.58	0.58	1.32	2.17
70 m 273.0 mm	1.23		1.20	1.17	0.58	1.32	2.17
90 m 244.5 mm	1.21		1.17	1.18	0.59	1.32	2.19

Tabelle 9b

\* Rohrdurchmesser 355.6 mm  
Werte in Klammern : Rohrdurchmesser 406.4 mm

Tabelle 9b : Zusammenstellung der Windlastberechnungsdaten

Aus dem Basisstaudruck erhält man durch Multiplikation mit den erforderlichen Beiwerten den für das gegebene System spezifischen statischen Staudruck  $q_{\text{stat}}$  (vgl: S.40). Dieser ist höhenabhängig und daher über den Höhen 5, 10, 30, 50, 70 und 90 m in Diagramm 1 eingezeichnet. Zur besseren Übersicht sind die Einzelwerte durch Kurven verbunden.

(Diagramm 1 siehe Seite 45)

Aus diesen Diagrammen erkennt man sehr große Abweichungen des system- und höhenabhängigen Staudrucks der nationalen Normen. Auffällig sind der Eurocode und die ISO, deren statisch berechnete Werte mit Abstand die niedrigsten sind. Vergleicht man den Staudruck mit denen von UTI und DIN, ist dieser ca. 30% niedriger. Für die ISO ist hier zu beachten, daß die ermittelten Werte auf dem Staudruck des Eurocodes basieren, da die speziellen Angaben der ISO noch nicht veröffentlicht sind, und sich somit zwangsläufig die gute Übereinstimmung zwischen ISO und Eurocode ergeben muß. Desweiteren wird bei beiden der 10 Minuten Mittelwert der Windgeschwindigkeit angesetzt, während alle übrigen Normen bei statischer Rechnung Böen von wenigen Sekunden zur Grundlage haben. Bei dem Eurocode muß jedoch berücksichtigt werden, daß der Böreaktionskoeffizient kein dynamischer Koeffizient ist, sondern nur die Böigkeit des Windes ohne Systemreaktion erfaßt. Wird die statische Berechnung mit dem errechneten Böreaktionsfaktor ( $G = 1.75$ ) durchgeführt, liegen die Werte des Eurocodes ungefähr im Mittelbereich aller Normen. Diese Werte sind ebenfalls in Diagramm 1 eingezeichnet.

Für die DIN sind in diesem Diagramm die Werte für Grundgeschwindigkeit ( $q_m$ ) und Nennböengeschwindigkeit ( $q_b$ ) eingezeichnet. Die  $q_m$ -Werte sind nur zum Vergleich der DIN-Werte untereinander aufgeführt. Maßgebend sind hier die  $q_b$ -Werte, die ungefähr denen des Eurocode mit Böreaktionsfaktor und der UTI entsprechen.

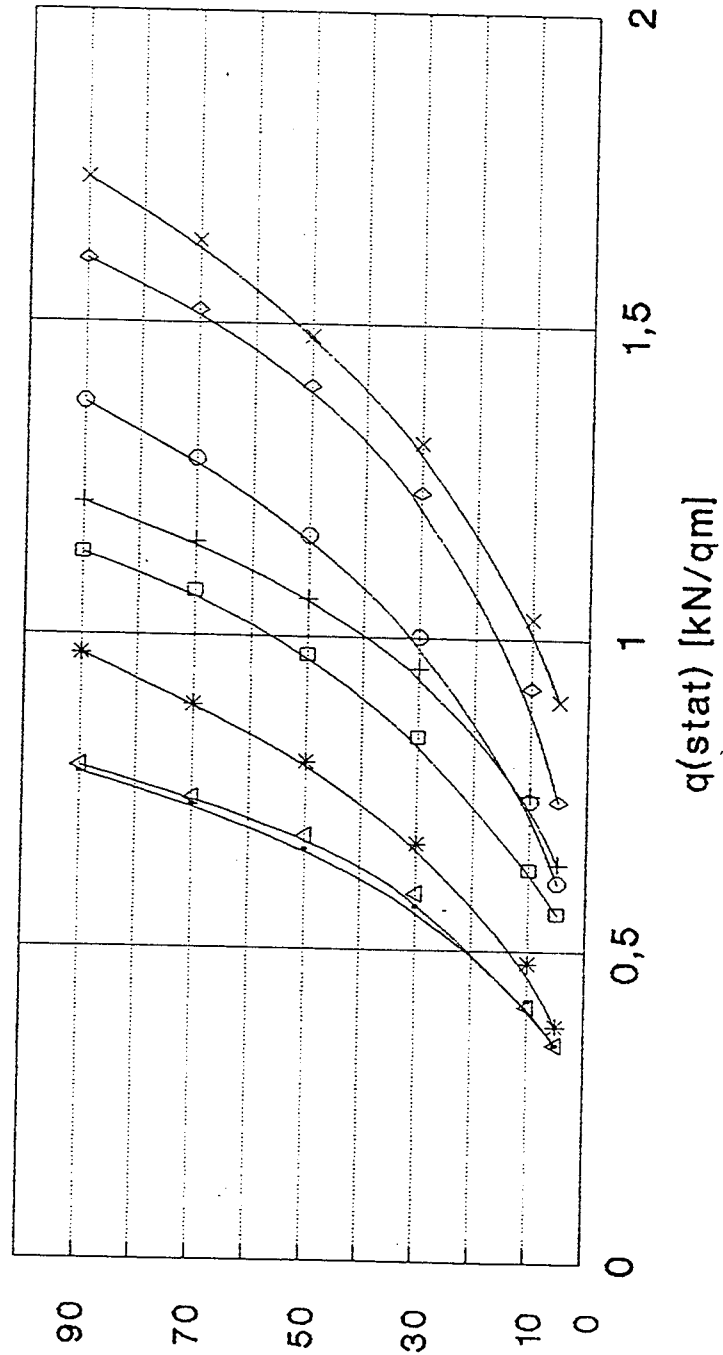
Die angesprochenen Kurven ergeben sich bei der Berechnung nicht schwingungsanfälliger Strukturen, welche in der hier durchgeführten Form nach DIN, UTI und Eurocode durchgeführt wurde. Darum sind diese statischen Ergebnisse mit denen aus ECCS eigentlich nicht vergleichbar.

# 1. Diagramm

## Statischer Druck über Höhe

$q(\text{stat})$  vgl. Tabelle 9a

Höhe [m]



- EC (G=1,0)
- ◇— ECCS
- \*— DIN (qm)
- x— SIA
- +— DIN (qb)
- UTI
- EC ohne Resonanz

Die ECCS berücksichtigt in den Höhenbeiwerten und dadurch auch bei statischer Rechnung bereits die Böenwirkung des Windes. Damit erhält man trotz eines sehr kleinen Wertes des Basisstaudruckes einen recht großen höhenabhängigen Staudruck. Hier ist jedoch anzumerken, daß die ECCS keine statische Rechnung in der durchgeführten Form vorsieht und der statisch ermittelte Winddruck, im Gegensatz zu den anderen Normen, mit dem dynamischen Beiwert reduziert wird (vgl: Tabelle S.43).

Obgleich nach dem allgemeinen Kriterium nach ECCS das Fachwerkgerüst als "schwingungsanfällig" einzustufen ist, ergibt die Berechnung jedoch einen sehr kleinen Resonanzanteil (s. Anhang 1.7), so daß das Bauwerk in Wirklichkeit als "nicht schwingungsanfällig" anzusehen ist.

Aussagekräftiger ist der Vergleich des höhenabhängigen Staudrucks nach Berücksichtigung der dynamischen Reaktionen. Hierfür werden die dynamischen Windbelastungen  $q_{dyn}$  ebenso wie  $q_{stat}$  in den Flächenschwerpunkten ermittelt. Die dynamische Belastung  $q_{dyn}$  erhält man durch Multiplikation der statischen Belastung mit den Böreaktionsfaktoren.

Die dynamischen Werte errechnen sich wie folgt :

$$EC : q_{dyn} = q_{ref} \cdot C(z) \cdot G$$

$$DIN : q_{dyn} = q_{m,z} \cdot \Phi_R$$

SIA : keine dynamische Rechnung möglich

$$ISO : q_{dyn} = q_{ref} \cdot C_{exp} \cdot C_{dyn}$$

$$ECCS : q_{dyn} = q_{ref,50} \cdot k_{me}^2 \cdot C_d$$

$$UTI : q_{dyn} = q_{basis} \cdot C_h \cdot \delta \cdot \beta$$

Analog zu Diagramm 1 werden diese dynamischen Staudrucke höhenabhängig in Diagramm 2 (Seite 47) dargestellt.

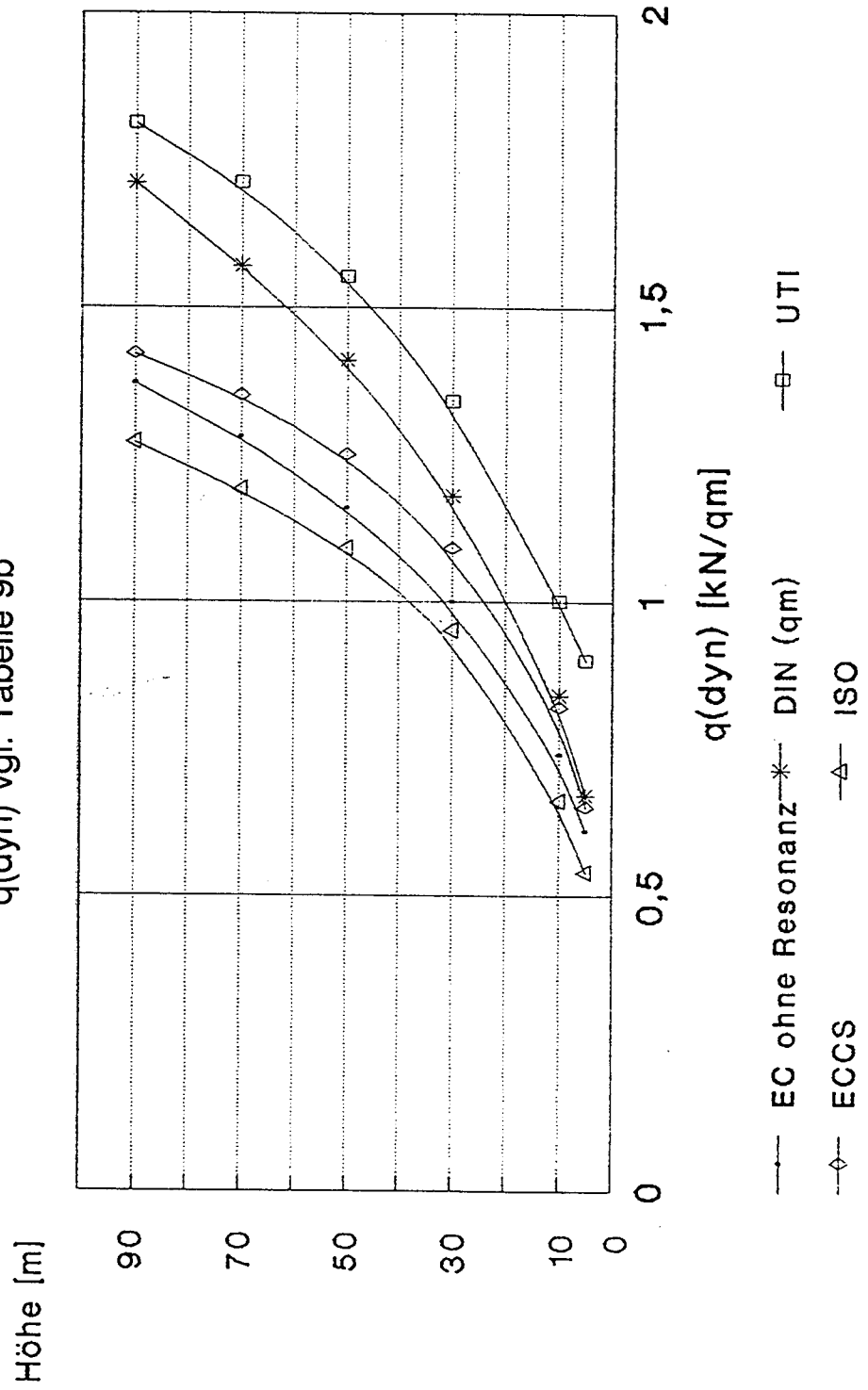
In diesem Diagramm 2 sind die Werte des Eurocode die niedrigsten, da hier der Resonanzanteil fehlt.

Auffällig ist der niedrige Wert nach ISO, der trotz dynamischer Rechnung die geringste Windbelastung ergibt. Es sind jedoch die

## 2. Diagramm

### Dynamischer Druck über Höhe

$q(\text{dyn})$  vgl. Tabelle 9b



bereits erwähnten Einschränkungen zu beachten (keine speziellen Angaben über die Windgeschwindigkeiten).

Die Werte nach DIN und UTI, welche eine ähnliche Größe haben, sind besonders im oberen Bereich etwas höher als die aus ECCS. Hier wirkt sich der dynamische Beiwert der ECCS aus, über den eine Reduzierung des Staudrucks erfolgt. DIN und UTI stimmen hier besser mit denen des statisch berechneten ECCS Staudrucks (siehe Diagramm 1) überein.

Vergleicht man die in den Tabellen Seite 42 und 43 zusammengestellten Beiwerte, so erkennt man auch hier auffallende Unterschiede. Dieses betrifft die dynamischen Faktoren, welche die Intensität der Böen in Verbindung mit der Reaktion der Konstruktion, abhängig von Eigenform, Grundeigenfrequenz, Dämpfung und Bauwerksgröße, berücksichtigen. Die Übereinstimmung von DIN ( $\Phi = 1.76$ ) und Eurocode ( $G = 1.75$ ) ergibt sich nur zufällig. Ursache ist die sehr hohe Dämpfung infolge des niedrigen Eigengewichtes. In der Regel müssen diese Werte unterschiedlich sein, da der Eurocode (Teil(i), static action), wie beschrieben, keine Systemreaktionen erfaßt. Vernachlässigt man die aerodynamische Dämpfung, die der Eurocode Teil (i) gar nicht berücksichtigt, zum Vergleich auch in der DIN, ergibt sich der entsprechende Böereaktionsfaktor der DIN zu  $\Phi = 2.76$ .

Auch in der ECCS wird der dynamische Beiwert wesentlich durch die hohe aerodynamische Dämpfung des Systems beeinflußt. Vernachlässigt man diese auch hier, ergibt sich jedoch nur ein Wert von  $C_d = 1.0$ . Somit erhält man für das Fachwerkgerüst aus den systembedingten Kennwerten einen Faktor  $C_d \leq 1.0$  der sich wesentlich von den übrigen Normen unterscheidet. Die Ursache liegt in der Berechnungsformel von  $C_d$ , da durch den Faktor  $(1 + 7 \cdot I_v)$  dividiert wird. Dies ist erforderlich, da die Intensität des Windes bereits bei der Berechnung des Staudrucks über den Höhenfaktor  $k_e$  erfaßt wird.

Die aerodynamischen Kraftbeiwerte sind zum Teil sehr verschieden. In Eurocode und DIN werden sie auf die gleiche Weise bestimmt, so daß die Abweichungen gering sind. Die Unterschiede ergeben sich in Abhängigkeit von gewähltem Profildurchmesser und dem Staudruck.

Die Kraftbeiwerte der ECCS liegen nur geringfügig über den Werten der DIN und des Eurocode, hingegen sind die Beiwerte der UTI fast Doppelt so groß.

Abweichende Kraftbeiwerte ergeben sich auch für SIA und ISO, die im wesentlichen nicht einmal halb so groß sind, wie die der übrigen Normen. Diese werden durch den Faktor  $d \cdot \sqrt{q} \geq 0.167$  (ISO) bzw.  $d \cdot \sqrt{(C_h \cdot q)} \geq 0.5$  (SIA) festgelegt. Die unterschiedliche Abgrenzung der beiden Normen überrascht, da beide auf dem gleichen Konzept aufgebaut sind. Diese Abgrenzung führt auch dazu, daß die Kraftbeiwerte der SIA in der Höhe von 70 und 90 m doppelt so groß sind wie in den unteren Bereichen, da der Faktor  $d \cdot \sqrt{(C_h \cdot q)}$  sich für die gegebenen Profile gerade im Bereich von 0.5 bewegt.

### 3.5.2 Windkräfte

Wie bereits unter Abs. 3.2.1 beschrieben, hängt die anzusetzende Windbelastung direkt von der Stärke der gewählten Profile ab. Zum einen wird der Winddruck mit der Projektionsfläche multipliziert, zum anderen werden aerodynamische Beiwerte und Böreaktionsfaktor über den Profildurchmesser und das Gesamtgewicht beeinflusst. Aus diesem Grund werden neben den resultierenden Windlasten auch die "bezogenen Windlasten" der vier Lastfälle verglichen. Dieses sind die Einzellasten, jeweils durch den dazugehörigen Profildurchmesser dividiert. So erhält man für jede Teilfläche den Winddruck bezogen auf den Profildurchmesser. Dieser Wert kann nicht zur Berechnung von Windkräften verwendet werden, es ist lediglich ein fiktiver Wert, der für einen Vergleich der profilunabhängigen Windlasten besser geeignet ist als die resultierenden Windkräfte. Bei guter Übereinstimmung der nationalen Normen müßte der Wert für alle Normen nahezu gleich sein.

Die resultierenden und die bezogenen Windlasten der Normen sind in den folgenden Tabellen für die Einzelfelder gegenübergestellt.



Feld	EUROCODE (Teil i)	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		$q_b$	$q_m$			stat	dyn	
1	29.2	31.1	39.1	83.5	39.0	45.7	41.1	93.5
2	40.8	41.4	57.4	104.3	54.2	59.9	53.9	121.7
3	41.8	32.7	52.0	93.9	50.8	53.7	48.3	117.8
4	37.1	34.9	46.3	178.4	45.1	48.3	43.5	116.4
5	34.0	31.5	43.7	128.7	42.4	44.7	40.2	83.8
$\Sigma$	182.9	171.6	238.5	588.6	231.5	252.3	227.0	533.2

x) mit Böreaktionsfaktor

Tabelle 10 : Windkräfte bei Belastung einer Seite [KN]

Feld	EUROCODE (Teil i)	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		$q_b$	$q_m$			stat	dyn	
1	36.5	38.1	45.1	83.0	38.8	58.1	52.3	103.7
2	49.7	49.8	67.2	103.8	54.0	77.5	69.8	135.0
3	49.0	41.9	60.2	105.5	54.2	66.2	59.6	137.5
4	39.6	37.1	49.7	177.4	44.7	53.6	48.2	116.4
5	36.7	33.0	46.6	127.7	42.2	49.6	44.6	83.8
$\Sigma$	211.5	199.9	268.8	597.4	233.9	305.0	274.5	576.4

x) mit Böreaktionsfaktor

Tabelle 11 : Windkräfte bei Belastung über Eck [KN]

Feld	x) EUROCODE (Teil i)	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		$q_b$	$q_m$			stat	dyn	
1	89.8	87.5	96.2	164.3	96.1	112.5	114.4	204.6
2	122.3	116.4	141.0	205.4	133.4	147.4	152.7	266.3
3	137.8	119.8	160.5	230.6	156.8	165.8	167.6	289.9
4	145.1	127.8	169.6	501.6	165.2	176.9	176.6	327.3
5	150.1	128.8	178.7	526.6	173.4	182.8	182.4	342.7
Mit. Wert	129.0	116.1	149.2	325.7	145.0	157.1	158.7	286.2

x) mit Böreaktionsfaktor

Tabelle 12 : Bezogene Windkräfte bei Belastung einer Seite [KN/m]

Feld	x) EUROCODE (Teil i)	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		$q_b$	$q_m$			stat	dyn	
1	89.8	93.8	98.7	163.5	95.5	127.1	114.1	204.1
2	122.3	122.5	147.0	204.3	132.9	169.6	152.7	265.7
3	137.8	129.4	169.3	230.8	152.4	186.2	167.6	300.9
4	145.1	135.8	182.1	498.8	163.7	196.3	176.6	327.3
5	150.1	135.0	190.6	522.2	172.6	202.9	182.4	342.7
$\Sigma$	129.0	123.3	157.5	323.9	143.4	176.4	158.7	288.1

x) mit Böreaktionsfaktor

Tabelle 13 : Bezogene Windkräfte bei Belastung über Eck [KN/m]

Der Lastfall, Wind über Eck, liefert eine stärkere Belastung des windabgewandten Eckprofiles und erfordert somit für jedes Feld einen größeren Profildurchmesser, wodurch auch die Windangriffsfläche vergrößert wird. Daher ergeben sich für diesen Lastfall aus allen Normen auch die höheren Windkräfte. Diese Zunahme ist jedoch systembedingt und damit für alle Normen gleichwertig.

Eine weitere Ursache sind die Kraftbeiwerte, die neben den Rohrdurchmessern auch von der Windrichtung abhängig sind. Anhand der bezogenen Windkräfte erkennt man, daß aus diesem Grund Eurocode, DIN und ECCS im Vergleich zu den anderen Normen relativ starke Windkraftvergrößerungen erfahren (ca. 15% größer). Nach ISO und SIA ergibt sich nahezu kein Unterschied, da hier die gleichen Kraftbeiwerte für beide Richtungen verwendet werden.

Vergleicht man die Windkräfte, so sind die Unterschiede erheblich. Der kleinste Wert (171.6 KN DIN  $q_b$ ) beträgt nur 29% des größten Wertes (588.6 SIA) (Belastung auf eine Seite, Tabelle 10).

Die überaus großen Werte der SIA haben ihre Ursache darin, daß SIA, ebenso wie ISO, grundsätzlich alle vorhandenen Profile zur Ermittlung der Windkräfte berücksichtigt. Daß der Wert der ISO nicht ähnlich groß wird, hängt mit den sehr kleinen Kraftbeiwerten und dem relativ geringen Staudruck (vgl. Eurocode) zusammen. Die großen Werte der UTI sind in den großen aerodynamischen Beiwerten begründet (s. Tabelle 9b).

Sieht man von den sehr hohen Werten der SIA und der UTI ab, so erkennt man, daß die Ergebnisse der dynamischen Berechnung für die anderen untersuchten Normen nahe beieinander liegen. Beim Eurocode fehlt noch der Resonanzanteil, so daß in der Endversion dieser Vorschrift eine noch bessere Angleichung zu erwarten ist. Die vereinfachte Berechnung nach DIN mit dem Böenstaudruck  $q_b$  liefert offenbar etwas zu kleine Werte ( $\approx 20$  bis 25%).

In den Tabellen 10 und 11 wurde auch der ECCS-Wert aufgenommen, der sich ergeben würde, wenn man das Fachwerkgerüst als "nicht schwingungsanfällig" einstufen würde. Es ergibt sich dann erstaunlicherweise eine höhere Windlast, was zeigt, daß in der ECCS im statischen Teil eine gewisse dynamische Antwort eingerechnet wurde (etwa 10% für den vorliegenden Fall).

Für die bezogenen Windlasten in Tabellen 12 und 13 ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen DIN ( $q_m$ ), ISO, ECCS und

Eurocode, wenn letzterer noch mit dem Resonanzanteil versehen wird.

Anmerkung zur SIA und zur UTI :

Der Grund für die sehr hohen Werte der SIA ist darin zu suchen, daß alle Stäbe des Fachwerkes zur Windlastberechnung herangezogen werden ohne die Abschattungswirkung ausreichend zu berücksichtigen.

Die UTI überschätzt offenbar den aerodynamischen Beiwert für Fachwerkgerüste aus Rohrprofilen. Moderne Untersuchungen bestätigen diese hohen Werte nicht.

### 3.5.3 Profile und Gesamtgewicht

Feld Nr.	Eurocode <sup>x)</sup>	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		q <sub>b</sub>	q <sub>m</sub>			stat	dyn	
1	355.6x5.6	355.6x5.0	406.4x4.5	508.0x7.1	406.4x4.5	406.4x5.0	406.4x4.5	457.0x7.1
2	366.6x5.6	355.6x5.6	406.5x5.0	508.0x7.1	406.4x5.0	406.4x5.0	406.4x5.0	457.0x7.1
3	323.9x4.5	273.0x7.1	323.9x5.6	406.4x8.8	323.9x5.6	323.9x5.6	323.9x5.6	406.4x5.6
4	273.0x5.0	273.0x5.0	273.0x6.3	355.6x8.0	273.0x6.3	273.0x6.3	273.0x6.3	355.6x5.0
5	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x4.0	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2
Eigengew [t]	53.84	55.50	57.86	101.52	57.86	59.39	57.86	79.30

x) mit Böreaktionsfaktor

Tabelle 14 : Windlast auf eine Seite

Feld Nr.	Eurocode x)	DIN		SIA	ISO	ECCS		UTI
		$q_b$	$q_m$			stat	dyn	
1	406.4x5.6	406.4x5.0	457.0x5.0	508.0x10	406.4x6.3	457.0x5.6	457.0x5.0	508.0x8.0
2	406.4x5.6	406.4x5.0	457.0x5.0	508.0x10	406.4x7.1	457.0x5.6	457.0x5.0	508.0x7.1
3	355.6x4.5	323.9x5.6	355.6x6.3	457.0x8.0	355.6x5.6	355.6x6.3	355.6x6.3	457.0x5.0
4	273.0x4.5	273.0x4.5	273.0x6.3	355.6x7.1	273.0x5.6	273.0x6.3	273.0x6.3	355.6x4.5
5	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x4.0	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2	244.5x3.2
Eigengew [t]	58.17	56.11	66.07	120.91	67.98	70.03	66.07	79.30

Tabelle 15 : Windlast über Eck  
x) mit Böreaktionsfaktor

Für alle Normen und Lastfälle ist das Profil in Feld 5 (oben) das Kleinstmögliche für den Stabilitätsnachweis (vgl. Abs 3.2.2).

In den anderen Feldern ist der Außendurchmesser je Ebene möglichst konstant gehalten und nur die Wandstärke variiert worden. Erst wenn aufgrund der zunehmenden Dicke das Eigengewicht unverhältnismäßig groß wurde, ist das nächst stärkere Profil gewählt worden. Die abweichenden Profilgrößen, innerhalb eines Lastfalles, ergeben sich abhängig von den unterschiedlichen Windkräften der untersuchten Normen.

Bedeutungsvoll für eine praktische Beurteilung der Normen ist neben den errechneten Profilquerschnitten das Eigengewicht der Konstruktion, welches sich aus den Profilen ergibt. Hierdurch wirken sich zu hohe Windkräfte noch stärker aus, da diese zusammen mit dem höheren Eigengewicht von der Konstruktion aufgenommen werden müssen.

Systembedingt erhält man für den Lastfall "Wind über Eck" mit Berücksichtigung der Böreaktion, das maximale Eigengewicht. Eine Ausnahme stellt lediglich die ECCS dar, da bei dynamischer Belastung ( $C_d = 0.89$ ) niedrigere Windkräfte als bei statischer ermittelt wurden.

Für diesen Lastfall, der für die endgültige Profilwahl maßgebend ist, erhält man für das gesamte Fachwerkgerüst Eigengewichte zwischen 66.07 Tonnen (DIN  $q_m$ , ECCS) bzw. 67.98 Tonnen (ISO) und 120.91 Tonnen (SIA). Dies entspricht einem Gewichtsunterschied von max 82%.

Bei Berechnung nach DIN mit dem vereinfachten Verfahren mit Hilfe des Böenstaudruckes, ergibt sich ein Mindergewicht gegenüber dem Mittelwert aus UTI, ISO, DIN ( $q_m$ ) und ECCS von 16%.

### 3.6 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Für das Fachwerkgerüst wurden die statischen Windkräfte und die Windkräfte mit Berücksichtigung der Böreaktion jeweils für zwei Windrichtungen berechnet und aus diesen Ergebnissen dann die kleinstmöglichen Rohrprofile bestimmt.

In allen untersuchten Normen wird grundsätzlich zwischen schwingungsanfälligen und nicht schwingungsanfälligen Konstruktionen unterschieden. Während in der SIA für die hier vorliegende Fachwerkkonstruktion keine eindeutige Zuordnung gefunden werden kann, wird sie bei der ECCS als "schwingungsanfällig" und bei allen anderen Normen als "nicht schwingungsanfällig" eingestuft. Wie die Berechnungen zeigen, müßte auch bei der ECCS das Fachwerk als "nicht schwingungsanfällig" gelten, da der Resonanzanteil in der Antwort weniger als 10% der quasistatischen Antwort beträgt. Neben der volldynamischen Berechnung wurde das "vereinfachte" Berechnungsverfahren für "nicht schwingungsanfällige" Bauwerke bei der DIN und der ECCS angewendet. Es zeigte sich aber, daß die DIN kleinere und die ECCS größere Lasten gegenüber der volldynamischen Berechnung liefert.

Die Ergebnisse der volldynamischen Berechnung liegen für die Normen DIN, ISO und ECCS sehr dicht beieinander. Die Unterschiede in der Windlast betragen nur max. +/- 6%. Dementsprechend sind auch die ermittelten Profile und Massen nahezu gleich. Die UTI liegt etwa 18% über dem Mittelwert aus DIN, ISO und ECCS.

Der Eurocode in seiner Form des Teils (i), (statische Einwirkungen), liefert etwas geringere Windlasten. Es fehlt hier noch der Resonanzanteil, der erst im Teil (ii) definiert wird. Die Ergebnisse des Eurocode liegen aber in der Nähe der Windlasten des vereinfachten Verfahrens aus der DIN, das ebenfalls den Resonanzanteil vernachlässigt.

Vergleicht man jedoch die Anteile, aus denen sich der jeweilige dynamische Faktor zusammensetzt, so erkennt man, daß der Resonanzanteil unterschiedlich bewertet wird. Ist er bei der ISO nahezu Null, wirkt er sich bei der DIN mit ca 4.8% aus. In jedem Falle liegt er deutlich unter 10%, was die Einstufung in "nicht schwingungsanfällig" rechtfertigt. Demnach liefert das verein-



fachte Verfahren nach DIN um 30% und das quasistatische Verfahren nach Eurocode (i) um 10% zu kleine Werte.

Ganz aus dem Rahmen fällt die SIA. Die ermittelten Windlasten liegen mehr als doppelt so hoch wie die Lasten aus den anderen Normen. Der Grund dafür liegt einmal darin, daß alle Fachwerkstäbe mit voller Windlast beaufschlagt werden ohne den Abschattungseffekt ausreichend zu berücksichtigen und zum anderen im Ansatz sehr hoher Staudrücke. Dementsprechend massiv ergibt sich die Struktur. Die Strukturmasse ist ca doppelt so groß wie die aus den übrigen Normen ermittelte. Bei der UTI ergeben sich aufgrund der höheren aerodynamischen Beiwerte zwar entsprechend höhere Windlasten, auf die Bemessung schlagen sie jedoch nicht voll durch.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß sich bei volldynamischer Berechnung mit Ausnahme der SIA nahezu gleiche Strukturgrößen für das Fachwerkgerüst ergeben. Der Eurocode (i) liegt etwa 10% unter dem Mittelwert, enthält aber noch keinen Resonanzanteil. Das vereinfachte Verfahren nach DIN mit Hilfe des Böenstaudruckes liefert hingegen eine Strukturmasse, die ca 16% unter den Mittelwerten der anderen Vorschriften liegt, während die UTI 18% höher liegt.

## 4 Hallenrahmen - System 2

### 4.1 Systembeschreibung

Es werden die Rahmen einer Stahlhalle unter statischer Windbelastung bemessen. Die Halle ist 100 m lang, 20 m breit und 11 m hoch. Alle Wände werden vollständig geschlossen angenommen. Im Abstand von 6 m werden in Hallenlängsrichtung die Rahmen aus Stahlprofilen angeordnet. Für diese sind zwei Auflagerungsarten vorgesehen.

1. Rahmen gelenkig gelagert
2. Rahmen eingespannt

Die statischen Systeme und Abmessungen sind in Bild 4.1 dargestellt. Außerdem sind in diesem Bild die in der weiteren Berechnung verwendeten Knotennummern angegeben.

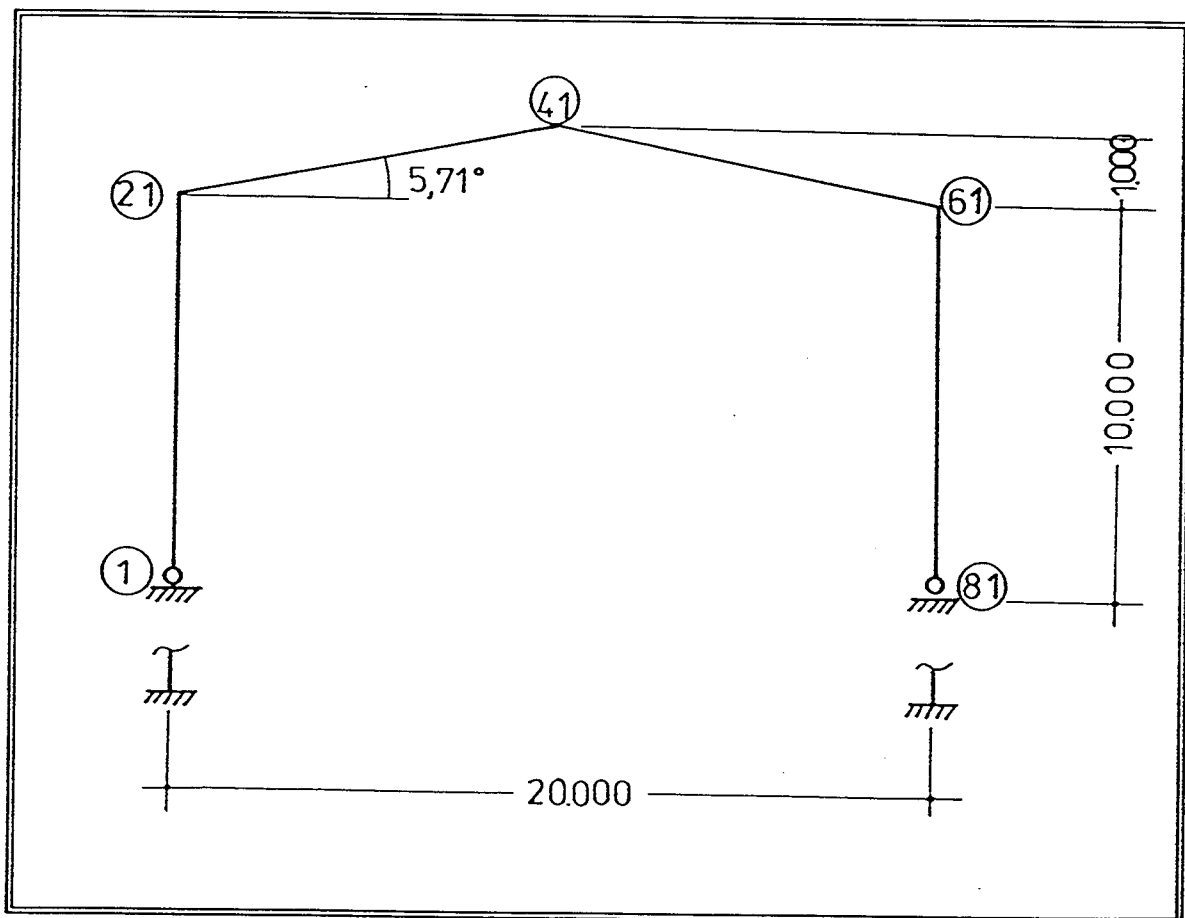


Bild 4.1 Systeme und Abmessungen

Für den Rahmen werden warmgewalzte mittelbreite I-Träger, IPE nach DIN 1025, Bl. 5(3.65) bzw. Euronorm 19-57 aus St 37, verwendet. Nicht genormte Profile wie  $IPE_a$ ,  $IPE_0$  und  $IPE_v$  werden nicht gewählt. Die benötigten Profile mit ihren Querschnittswerten sind in Anhang 2.1 angegeben.

## 4.2 Allgemeines

### 4.2.1 Vorgehensweise

Der Hallenrahmen wird nach den folgenden europäischen Normen bzw. Richtlinien, im Vergleich zum Eurocode 2,1(i) bemessen.

- Eurocode 2,1(i)
- Vornorm DIN 1055
- SIA 160
- ISO N 129
- ECCS Technical Committee 12
- BSI BS 6399
- UTI NV 65

Für den Vergleich wird die statische Windbelastung nach den Normen ermittelt und in Verbindung mit Schneelast und Eigengewicht iterativ die kleinstmöglichen IPE-Profile bestimmt. Die Profilwahl erfolgt getrennt nach Stielen und Riegel aus den maximalen Schnittgrößen für die maßgebende Lastkombination. Diese werden an den Knoten 1, 21, 41, 61 und 81 jeweils für die Lastfälle  $g + w$ ,  $g + s$ ,  $g + w/2 + s$  und  $g + w + s/2$  bestimmt.

In den Fällen, in welchen eine andere Lastkombination als  $g + w$  maßgebend ist und sich die maximalen Schnittgrößen somit aus der Schneebelastung errechnen, wird zusätzlich Windlast mit Eigengewicht alleine untersucht. Dieses entspricht zwar nicht dem maßgebenden Bemessungslastfall, aber ein Vergleich der Windkräfte ist so besser möglich.

Alle Lasten werden als Streckenlasten angesetzt. Entsprechend dem Rahmenabstand haben diese eine Einflußbreite von 6 m.

Berechnet wird ein Rahmen aus der Hallenmitte, damit höhere Lastannahmen im Randbereich, wie sie in einigen Normen vorgesehen sind, nicht berücksichtigt zu werden brauchen.

Wind wird nur auf die Längsseite in Richtung der Systemhauptachse angesetzt, nicht auf die Stirnseiten.

#### 4.2.2 Ermittlung der Schnittgrößen und Nachweise

Die Berechnung der Schnittgrößen wird getrennt für die drei Lastfälle durchgeführt, so daß die letztendlich maßgebende Lastkombination durch Überlagerung ermittelt werden kann.

Die Profilwahl erfolgt iterativ aus den Schnittgrößen. In dem ersten Iterationsschritt werden für Rahmenstiele und -riegel die gleichen Profile gewählt ( $I_R/I_S = 1$ ). Aufgrund der Ergebnisse aus den Spannungsnachweisen werden die Profile dann getrennt für Stiele und Riegel schrittweise verkleinert. Die Iteration wird abgebrochen, wenn die zulässigen Spannungen ausgeschöpft sind und die nächst kleinere Profilkombination im allgemeinen Spannungsnachweis oder im Stabilitätsnachweis auf Knicken versagen würde. Der Schubnachweis wird bei den errechneten Querkräften in keinem Fall maßgebend, so daß er bei den Nachweisen nicht aufgeführt ist. Nach diesem Iterationsprinzip wird die Bemessung für alle europäischen Normen durchgeführt. Es werden nur die üblichen deutschen Nachweisverfahren mit den entsprechenden Grenzwerten angewendet.

Bei gleichzeitiger Einwirkung von Schnee und Wind genügt es nach DIN 1055, bei Dachneigungen unter  $45^\circ$ , die ungünstigere Lastkombination aus

$$s + w/2 \quad \text{bzw.} \quad w/2 + g$$

in Verbindung mit Eigengewicht zu berücksichtigen. Schnee und Wind gelten dann als Hauptlasten. Die Lastfälle

$$g + w \quad \text{bzw.} \quad g + s$$

gehören ebenfalls zu den Hauptlasten, so daß die zulässigen Grenzwerte für Lastfall H (St37) in allen Fällen gelten.

$$\text{Allgemeiner Spannungsnachweis : } \sigma_{zul} = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stabilitätsnachweis : } \sigma_{Dzul} = 140 \text{ N/mm}^2$$

Der allgemeine Spannungsnachweis ist erfüllt, wenn :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{zul}$$

und der Stabilitätsnachweis, wenn :

$$\sigma_D = 0.9 \cdot \frac{M}{W} + \omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{Dzul}$$

(Formeln und Werte sind in Anhang 2.3 angegeben)

### 4.3 Lasten

#### 4.3.1 Eigengewicht und Dachlast

Dachlast ( $g_D$ ) :

$$g_D = 0.15 \text{ KN/m}^2$$

$$g_D = 0.15 \cdot 6.00 = 0.9 \text{ KN/m}$$

bei einer Dachneigung von  $5.71^\circ$  :

$$\rightarrow g_D = 0.9 \cdot 1/\cos 5.71^\circ = 0.905 \text{ KN/m}$$

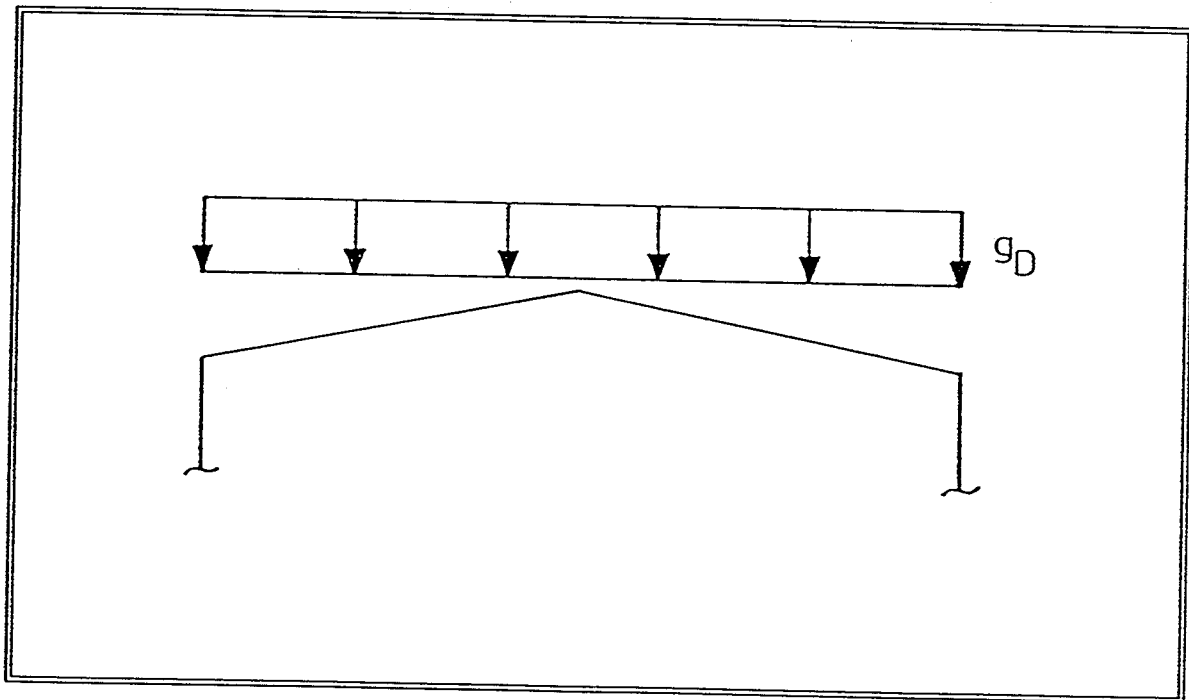


Bild 4.2 Dachlast

Eigengewicht (g) :

Das Eigengewicht hängt von den gewählten IPE - Profilen ab. Die Längengewichte  $G$  (Kg/m) sind in Anhang 2.1 angegeben.

Riegel :

$$\Rightarrow g_R = G \cdot 9.81 \cdot 1/\cos 5.71 \cdot 10^{-3} = G \cdot 9.86 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}$$

Stiel :

$$\Rightarrow g_S = G \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}$$

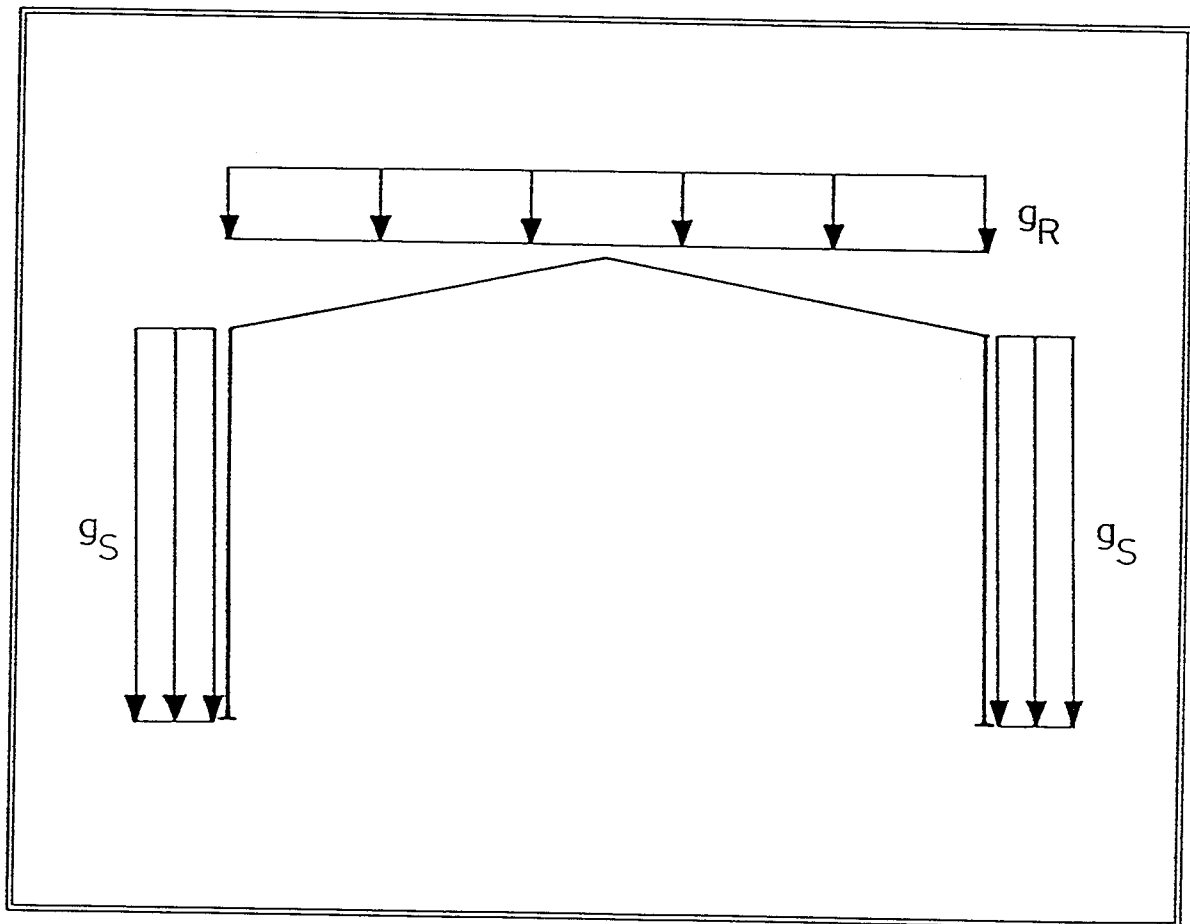


Bild 4.3 Eigengewicht



## 4.3.2 Schnee (s) nach DIN 1055, Teil 5

$$s = k_s \cdot s_0$$

$$k_s = 1 - (\alpha - 30^\circ) / 40^\circ \quad 0 \leq k_s \leq 1$$

$$\text{für } \alpha = 5.71^\circ \leq 30^\circ : k_s = 1.0$$

$$s_0 = 7.5 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Schneelastzone II, } h \leq 400 \text{ m über NN)}$$

$$s = 75 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Rightarrow s = 75 \cdot 9.81 \cdot 6.0 \cdot 10^{-3} = 4.415 \text{ KN/m}$$

Diese Schneelast wird einheitlich für alle Normen angesetzt.

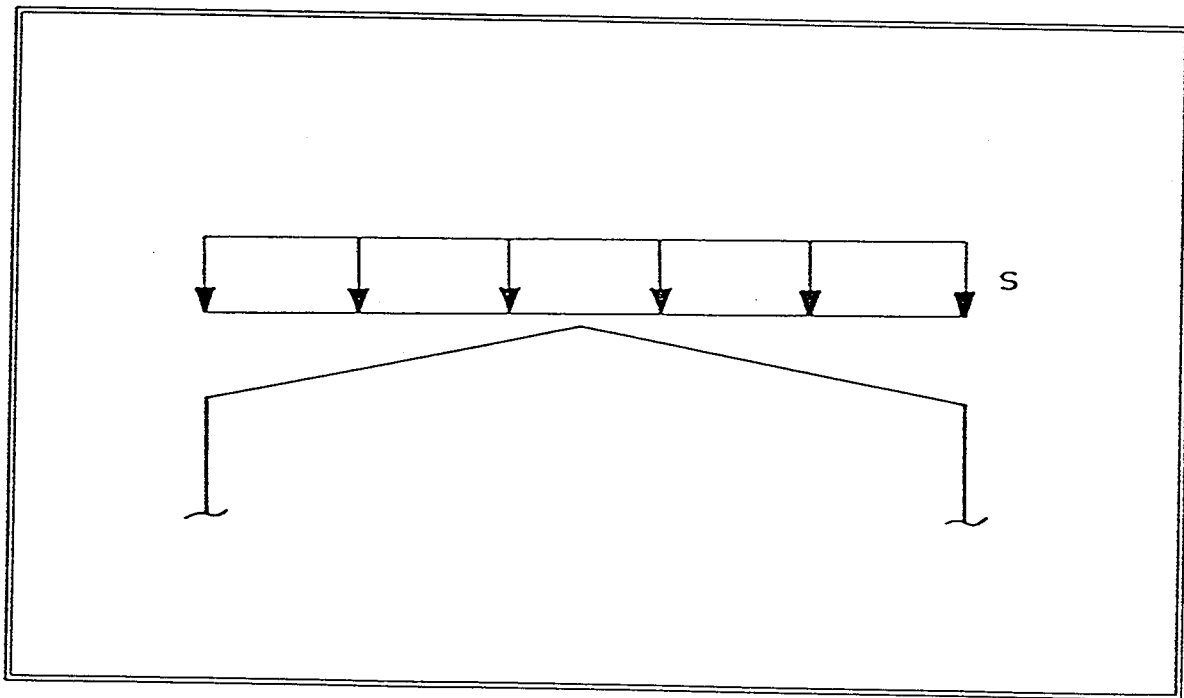


Bild 4.4 Schneelast

### 4.3.3 Wind (w)

#### 4.3.3.1 Eurocode 2,1(i)

Allgemeine Berechnung des Staudrucks

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

über den Mittelwert der Windgeschwindigkeit

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_t(z) \cdot v_{ref}$$

Referenzwindgeschwindigkeit  $v_{ref} = 26 \text{ m/s}$  (Zone C)

Rauheitskoeffizient  $C_r(z) = B \cdot (z/10)^\alpha$ ,  $z \geq z_{min}$

offenes Gelände mit wenigen, einzelnen  
Hindernissen : Kategorie 2

$\alpha = 0.14$ ;  $B = 1.0$ ;  $z_{min} = 5 \text{ m}$

$$C_r(z) = 1.1 \cdot (z/10)^{0.14} \geq 0.91$$

Topographiebeiwert  $C_t = 1.0$  (kein besonderes Gelände)

Wegen der geringen Hallenhöhe darf mit vereinfachten Werten gerechnet werden. Dabei wird mit konstantem Staudruck auf der Seitenfläche  $h = 10 \text{ m}$  gerechnet. Der maßgebende Staudruck wird in der äquivalenten Höhe ( $equ\ h = 0.6 \cdot h = 6 \text{ m}$ ) bestimmt.

$$C_r(equ\ h) = (6/10)^{0.14} = 0.93 \geq 0.91$$

$$\Rightarrow q(equ\ h) = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot (0.93 \cdot 26)^2 \cdot 10^{-3}$$

$$q(equ\ h) = 0.366 \text{ KN/m}^2$$

Für die Belastung auf der Dachfläche wird der Staudruck in der Höhe  $h = 10.5 \text{ m}$  (Mitte Dach) bestimmt.

$$C_r(10.5) = (10.5/10)^{0.14} = 1.01$$

$$\Rightarrow q(10.5) = 0.431 \text{ KN/m}^2$$

Damit erhält man den Winddruck :

$$w = G \cdot C_p \cdot q(z)$$

Der Böreaktionsfaktor  $G$  wird ebenfalls für vereinfachte Berechnung gewählt.

$$G = 2.0$$

Die Druckbeiwerte  $C_p$  erhält man für die entsprechenden Flächen (vgl. Bild 4.5) aus EC Fig. B.3.1 bzw. EC Fig. B.4.1.

$$C_{p1} = 0.8 \quad - \text{Wand Luvseite}$$

$$C_{p2} = -0.6 \quad - \text{Dach Luvseite}$$

$$C_{p2} = -0.6 \quad - \text{Dach Leeseite}$$

$$C_{p3} = -0.5 \quad - \text{Wand Leeseite}$$

Damit errechnen sich die Windlasten nach Eurocode in KN/m.

$$w_1 = 2.0 \cdot 0.8 \cdot 0.366 \cdot 6.0 = 3.52$$

$$w_2 = -2.0 \cdot 0.6 \cdot 0.431 \cdot 6.0 = -3.08$$

$$w_2 = -2.0 \cdot 0.6 \cdot 0.431 \cdot 6.0 = -3.08$$

$$w_3 = -2.0 \cdot 0.5 \cdot 0.366 \cdot 6.0 = -2.20$$

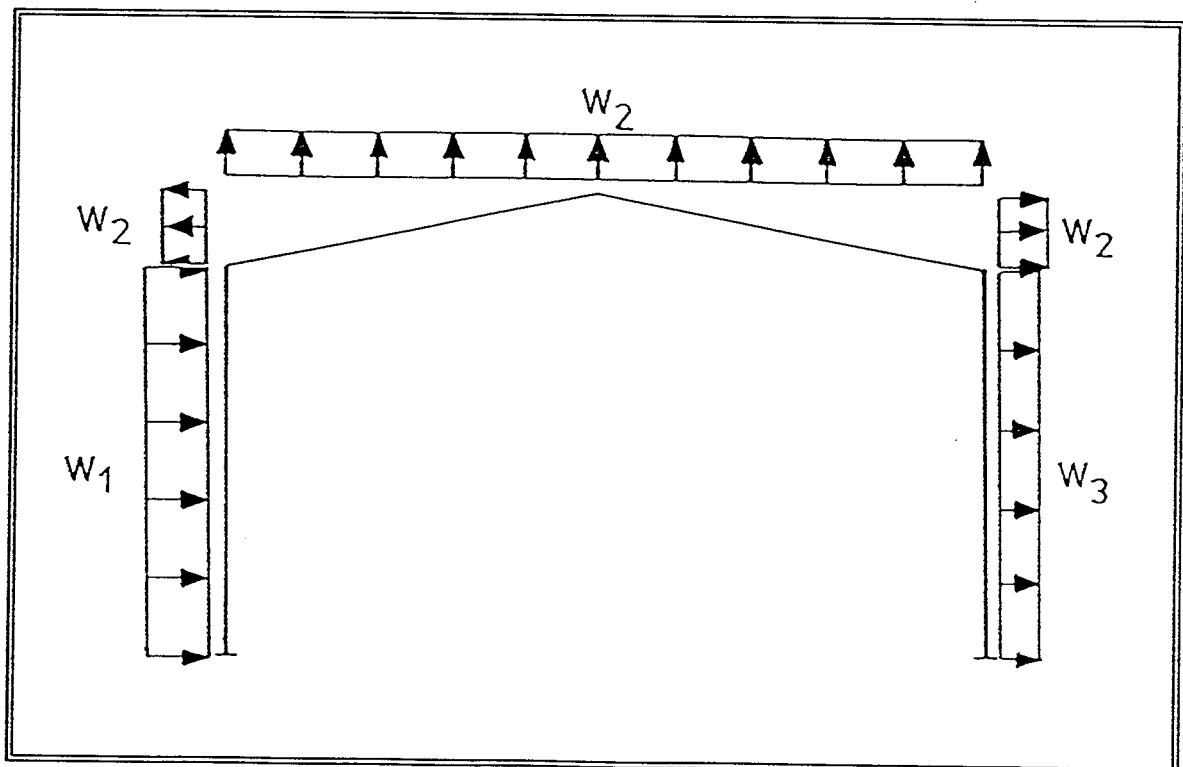


Bild 4.5 Windlasten nach Eurocode

## 4.3.3.2 Vornorm DIN 1055

Der Staudruck wird allgemein bestimmt aus

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 = v^2/1600$$

Nennböengeschwindigkeit bei statischer Windbelastung

$$v_{b,z} = v_{b,10} \cdot (z/10)^{0.11} \geq v_{b,5}$$

$$\text{für Zone II : } v_{b,10} = 34 \text{ m/s}$$

$$v_{b,5} = 32.06 \text{ m/s.}$$

Die statistisch festgelegte Wiederkehrperiode der Basisgeschwindigkeit von 10 Jahren entspricht den Werten des Eurocodes von 50 Jahren und wird nicht umgerechnet.

$$q_{b,z} = q_{b,10} \cdot (z/10)^{0.22} \geq q_{b,5}$$

$$\text{für Zone II : } q_{b,10} = 0.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,5} = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_{b,z} = (z/10)^{0.22} \cdot 0.75 \geq 0.64$$

Bei geschlossenen Gebäuden bis zu einer Höhe von 10 m wird vereinfachend mit konstantem Staudruck über der Höhe gerechnet. Da der Fehler für die gegebene Halle mit 11 m Höhe unbedeutend ist, wird auch hier diese Vereinfachung angewandt.

$$q_b = q_5 + \frac{1}{2} \cdot (q_h - q_5) = 0.64 + \frac{1}{2} \cdot (0.75 - 0.64)$$

$$q_b = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

Entsprechend den Annahmen zur Berechnung nach Eurocode wird im Dachbereich der Staudruck für  $h = 10.5 \text{ m}$  bestimmt.

$$q_{b,10.5} = 0.76 \text{ KN/m}^2$$

Einflüsse aus dem umgebenden Gelände sind nicht vorhanden (keine Erhebungen oder Neigung).

$$v(z, \Delta h) = v(z)$$

Den Winddruck erhält man aus :

$$w = c_p \cdot q_b$$

Die Druckbeiwerte  $c_p$  sind in DIN Tabelle 7 und DIN Bild 10 angegeben.

$$c_{p1} = 0.8 \quad - \text{Wand Luvseite}$$

$$c_{p2} = -0.6 \quad - \text{Dach Luvseite}$$

$$c_{p2} = -0.6 \quad - \text{Dach Leeseite}$$

$$c_{p3} = -0.5 \quad - \text{Wand Leeseite}$$

Damit errechnen sich die Windlasten nach DIN in KN/m :

$$w_1 = 0.8 \cdot 0.70 \cdot 6.0 = 3.36$$

$$w_2 = -0.6 \cdot 0.76 \cdot 6.0 = -2.73$$

$$w_2 = -0.6 \cdot 0.76 \cdot 6.0 = -2.73$$

$$w_3 = -0.5 \cdot 0.70 \cdot 6.0 = -2.10$$

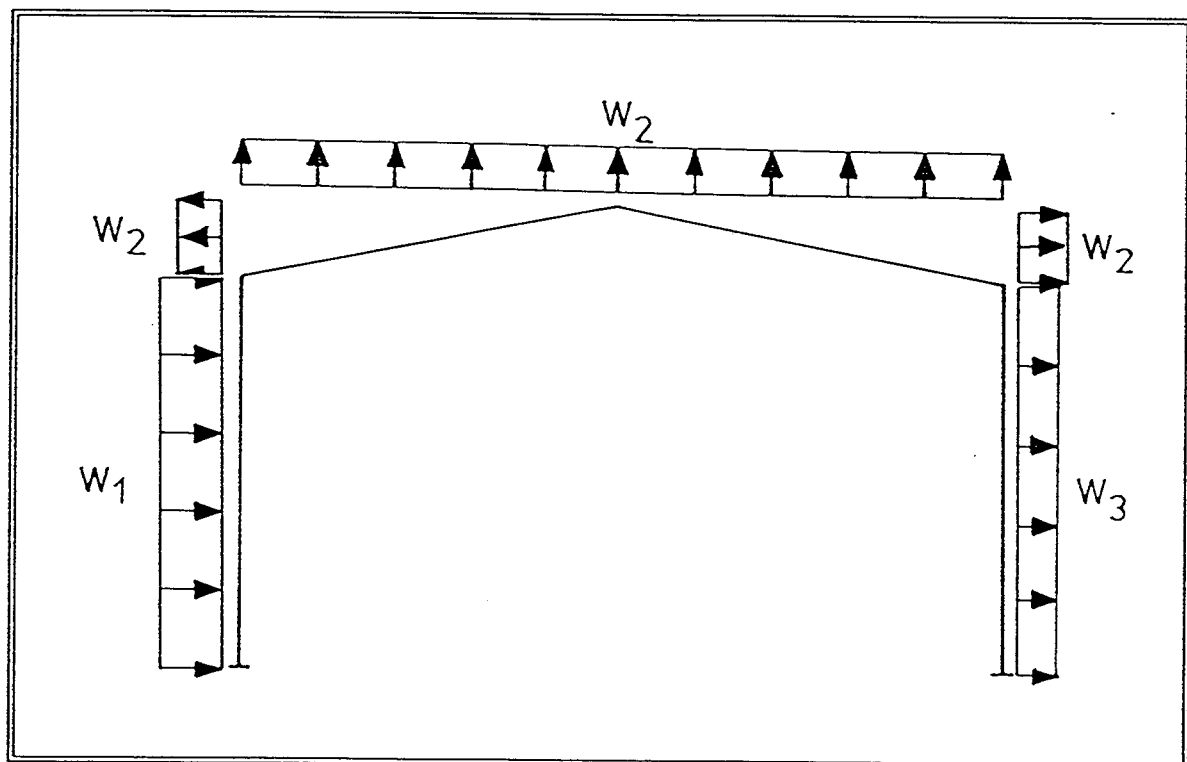


Bild 4.6 Windlasten nach DIN 1055

## 4.3.3.3 SIA 160

Der Staudruck wird nach SIA über den konstanten "Kennwert des Staudrucks"  $q_r$  berechnet.

$$q_r = 0.9 \text{ KN/m}^2$$

Dieser Wert bezieht sich auf eine Wiederkehrperiode von 30 Jahren. Entsprechend Eurocode wird er auf 50 Jahre umgerechnet (SIA Fig.6).

$$q_{50} = q_r \cdot 1.09 = 0.98 \text{ KN/m}^2$$

Die Höhenabhängigkeit wird mit einem Höhenbeiwert  $C_h$  erfaßt. Im Bereich zwischen "kleinen Ortschaften" und "Seeufer/große Ebenen" (SIA Fig. 8) erhält man in einer Höhe  $h = 11 \text{ m}$  :

$$C_h = 1.23$$

Wirkt Wind auf das gesamte Bauwerk, wird der Staudruck mit einem Reduktionsfaktor abgemindert. Hierdurch wird die Böigkeit des Windes im Zusammenhang mit den Gebäudeabmessungen erfaßt.

$$C_{red} = 0.7 \quad (\text{für } b/h = 102/10 = 10.2)$$

$$C_{red} = 1.0 \quad (\text{für Dächer})$$

Eine dynamische Untersuchung für das gegebene System ist nicht nötig ( $h \leq 30 \text{ m}$ ;  $h/l = 0.1 \leq 4$ ;  $h/b = 0.6 \leq 4$ ).

$$C_{dyn} = 1.0 \quad (\text{statisch})$$

Der lokale Winddruck  $q_e$  berechnet sich aus :

$$q_e = C_{qe} \cdot C_h \cdot q = C_{qe} \cdot 1.23 \cdot 0.98$$

Der Außendruckbeiwert  $C_{qe}$  wird abhängig von dem Verhältnis  $h : b : l$  bestimmt. Im Anhang der SIA ist kein System angegeben, welches der Stahlhalle ( $h : b : l = 0.55 : 5.1 : 1$ ) entspricht.

Aufgrund der Dachneigung ( $\alpha = 5.71^\circ \leq 10^\circ$ ) und der Höhe ( $h = 11\text{m}$ ) werden die Werte aus SIA Tabelle 39 gewählt, die für das gegebene System am sinnvollsten ist. Aus dieser Tabelle erhält man die folgenden Werte :

$$\begin{aligned} C_{qe1} &= 0.75 && \text{- Wand Luv (Fläche A)} \\ C_{qe2}^* &= -1.7 && \text{- Dachkante Luv (Fläche m)} \\ C_{qe2} &= -1.05 && \text{- Dach Luv (Fläche F)} \\ C_{qe3} &= -0.4 && \text{- Dach Lee (Fläche H)} \\ C_{qe4} &= -0.3 && \text{- Wand Lee (Fläche B)} \end{aligned}$$

Damit errechnen sich folgende Windlasten nach SIA in KN/m :

$$\begin{aligned} w_1 &= 0.75 \cdot 1.23 \cdot 0.98 \cdot 0.7 \cdot 6.0 = 3.79 \\ w_2^* &= -1.7 \cdot 1.23 \cdot 0.98 \cdot 6.0 = -12.30 \\ w_2 &= -1.05 \cdot 1.23 \cdot 0.98 \cdot 6.0 = -7.59 \\ w_3 &= -0.4 \cdot 1.23 \cdot 0.98 \cdot 6.0 = -2.89 \\ w_4 &= -0.3 \cdot 1.23 \cdot 0.98 \cdot 0.7 \cdot 6.0 = -1.52 \end{aligned}$$

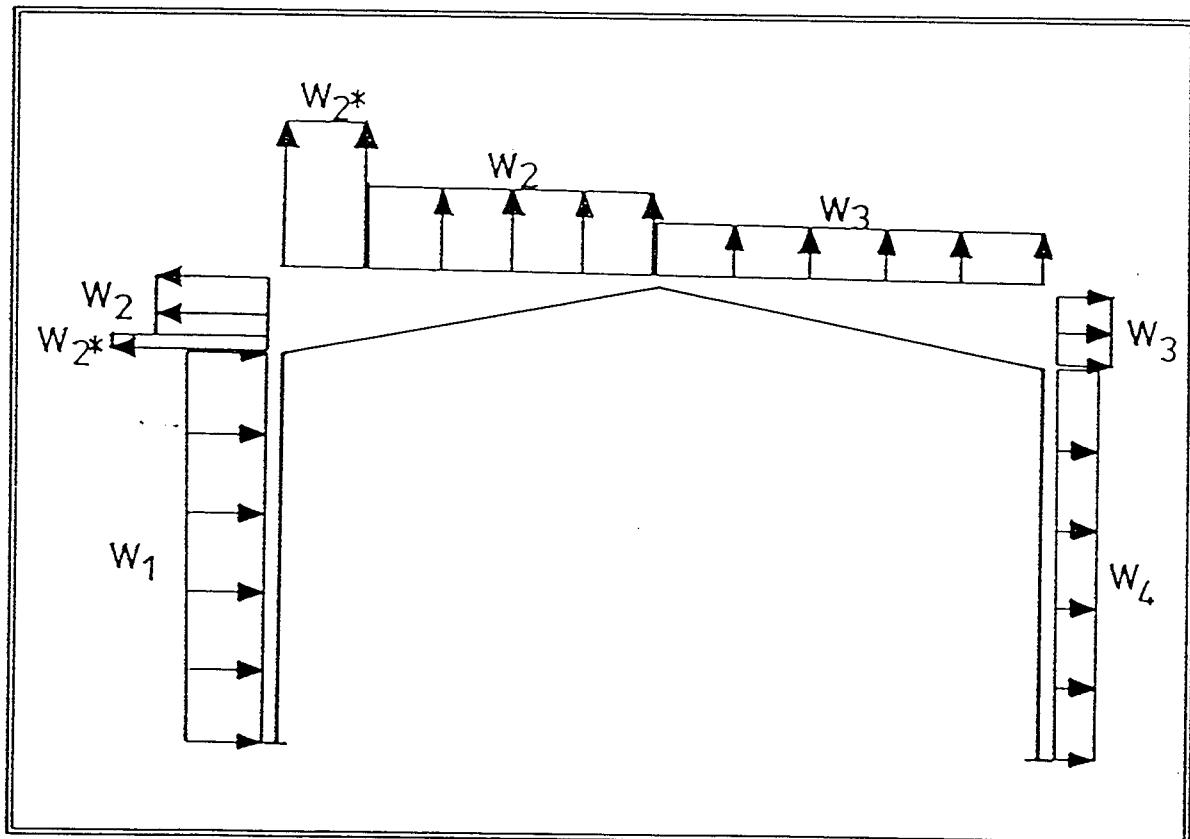


Bild 4.7 Windlasten nach SIA

## 4.3.3.4 ISO N 129

Allgemeine Berechnung des Staudrucks :

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

Die Referenzgeschwindigkeit bzw. der Referenzstaudruck zur Berechnung von Windlasten sind in der vorhandenen Fassung der ISO noch nicht veröffentlicht. Im Rahmen dieser Vergleichsrechnung werden hier die Werte des Eurocodes übernommen :

$$q_{\text{ref}} = 0.41 \text{ KN/m}^2$$

Dieser entspricht einer Referenzgeschwindigkeit von

$$v_{\text{ref}} = 26.0 \text{ m/s.}$$

Für die meisten "normalen" Konstruktionen ist unter den folgenden Bedingungen eine Berechnung nach der "simplified method" möglich.

- Höhe  $\leq 15 \text{ m}$
- keine ausgezeichnete Windrichtung
- keine Bergnähe oder Kammlage
- Konstruktion ist relativ steif

Damit erhält man den Höhenfaktor  $C_{\text{exp}}$  aus ISO Tabelle A 103.1.

$$C_{\text{exp}} = 1.1$$

Der Winddruck berechnet sich aus :

$$w = q_{\text{ref}} \cdot C_{\text{exp}} \cdot (C_{\text{dyn}} \cdot C_{\text{shp}})$$

Hier ist anzumerken, daß der dynamische Faktor in Verbindung mit den aerodynamischen Druckbeiwerten gegeben wird und damit auch bei statischer Berechnung berücksichtigt werden muß (Böenwirkung). Diese Werte sind in ISO Fig. A 104.1 angegeben.

$$\begin{aligned} (C_{\text{shp}} \cdot C_{\text{dyn}})_1 &= 0.75 && \text{- Wand Luvseite} \\ (C_{\text{shp}} \cdot C_{\text{dyn}})_2 &= -1.30 && \text{- Dach Luvseite} \\ (C_{\text{shp}} \cdot C_{\text{dyn}})_3 &= -0.70 && \text{- Dach Leeseite} \\ (C_{\text{shp}} \cdot C_{\text{dyn}})_4 &= -0.55 && \text{- Wand Leeseite} \end{aligned}$$



Damit errechnen sich die Windlasten in KN/m :

$$w_1 = 0.75 \cdot 1.1 \cdot 0.41 \cdot 6.0 = 2.01$$

$$w_2 = -1.30 \cdot 1.1 \cdot 0.41 \cdot 6.0 = -3.48$$

$$w_3 = -0.70 \cdot 1.1 \cdot 0.41 \cdot 6.0 = -1.87$$

$$w_4 = -0.55 \cdot 1.1 \cdot 0.41 \cdot 6.0 = -1.47$$

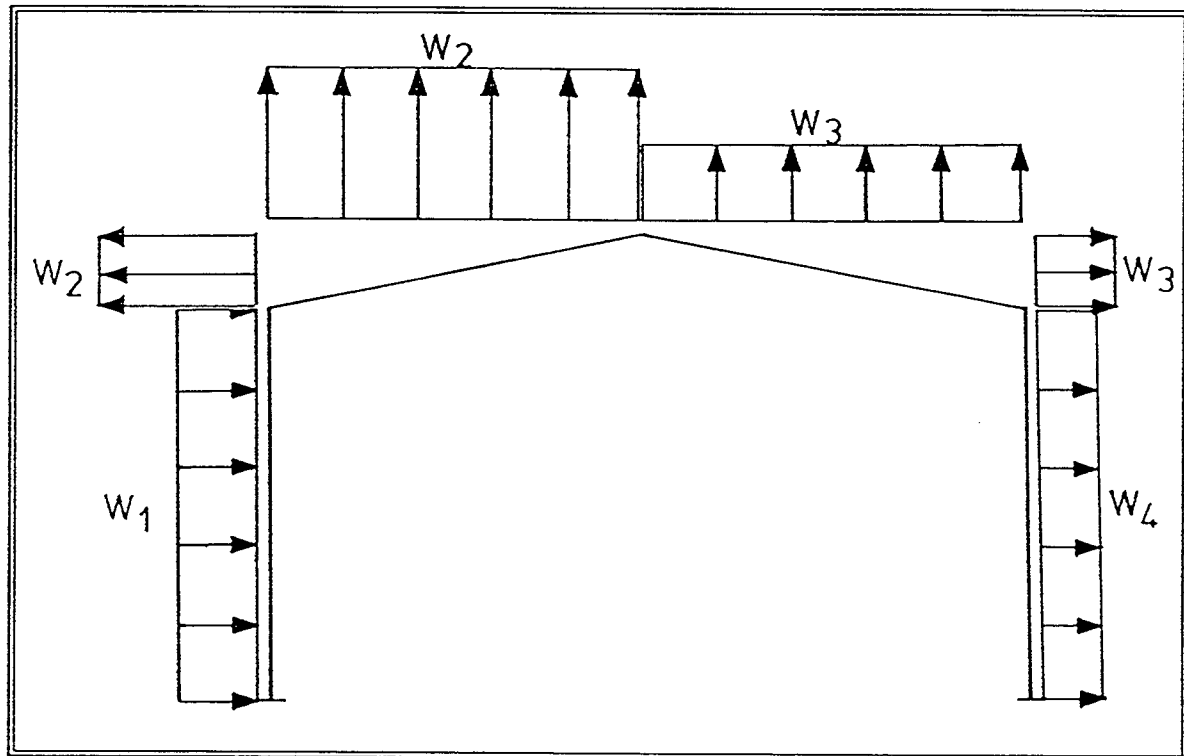


Bild 4.8 Windlasten nach ISO

## 4.3.3.5 ECCS

Staudruck allgemein :

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

Die charakteristische Windgeschwindigkeit  $v_k$  errechnet sich aus:

$$v_k = k_e \cdot k_s \cdot k_t \cdot k_\theta \cdot v_{ref}$$

bzw. der charakteristische Staudruck :

$$q_k = k_e^2 \cdot k_s^2 \cdot k_t^2 \cdot k_\theta^2 \cdot q_{ref}$$

Die Referenzgeschwindigkeit wird entsprechend Eurocode angesetzt

$$\begin{aligned} v_{ref} &= 22.75 \text{ m/s} & (v_{ref,50\text{Jahre}} &= 26 \text{ m/s}) \\ \Rightarrow q_{ref} &= 0.317 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Es wird mit den folgenden Beiwerten gerechnet.

$$k_s = 1.0 \quad (\text{ebenes Gelände})$$

$$k_t = 1.1 \quad (50 \text{ Jahre})$$

$$k_\theta = 1.0 \quad (\text{alle Windrichtungen})$$

$$k_e = \alpha \cdot \ln(z/z_0) \cdot \sqrt{(1 + 7 \cdot I_v)} \quad \text{mit } z = 11.0 \text{ m}$$

$$\text{für Klasse II : } z_0 = 0.07$$

$$\alpha = 0.202$$

$$\beta = 1.0$$

$$I_v = \beta / \ln(z/z_0)$$

$$k_e = 0.202 \cdot \ln(11.0/0.07) \cdot \sqrt{[1 + 7 \cdot 1.0 / \ln(11/0.07)]}$$

$$k_e = 1.577$$

Damit errechnet sich

$$v_k = 1.577 \cdot 1.1 \cdot 22.75 = 39.46 \text{ m/s}$$

bzw.

$$q_k = 1.577^2 \cdot 1.1^2 \cdot 0.317 = 0.95 \text{ KN/m}^2.$$

Der statische Winddruck wird bestimmt über

$$w = c_p \cdot c_d \cdot q_k$$

$$c_d = 1.0 \quad (\text{Vernachlässigung der Systemreaktion für nahezu steife Konstruktionen}).$$

Die äußeren Druckbeiwerte  $c_{pe}$  können für  $\lambda_e = 11/102 = 0.1 \leq 10$  ECCS Fig. A 1.4 und Fig. A 1.5 entnommen werden.

( $d = 20 \text{ m} \geq 12 = 11/2 = 5.5 \text{ m}$ ;  $d = 20 \text{ m} \leq b = 102 \text{ m}$ )

$$c_{pe1} = 0.8$$

$$c_{pe2} = -0.7$$

$$c_{pe3} = -0.5$$

$$c_{pe4} = -0.5$$

Damit errechnen sich die Windlasten in KN/m :

$$w_1 = 0.8 \cdot 0.95 \cdot 6.0 = 4.56$$

$$w_2 = -0.7 \cdot 0.95 \cdot 6.0 = -3.99$$

$$w_3 = -0.5 \cdot 0.95 \cdot 6.0 = -2.85$$

$$w_4 = -0.5 \cdot 0.95 \cdot 6.0 = -2.85$$

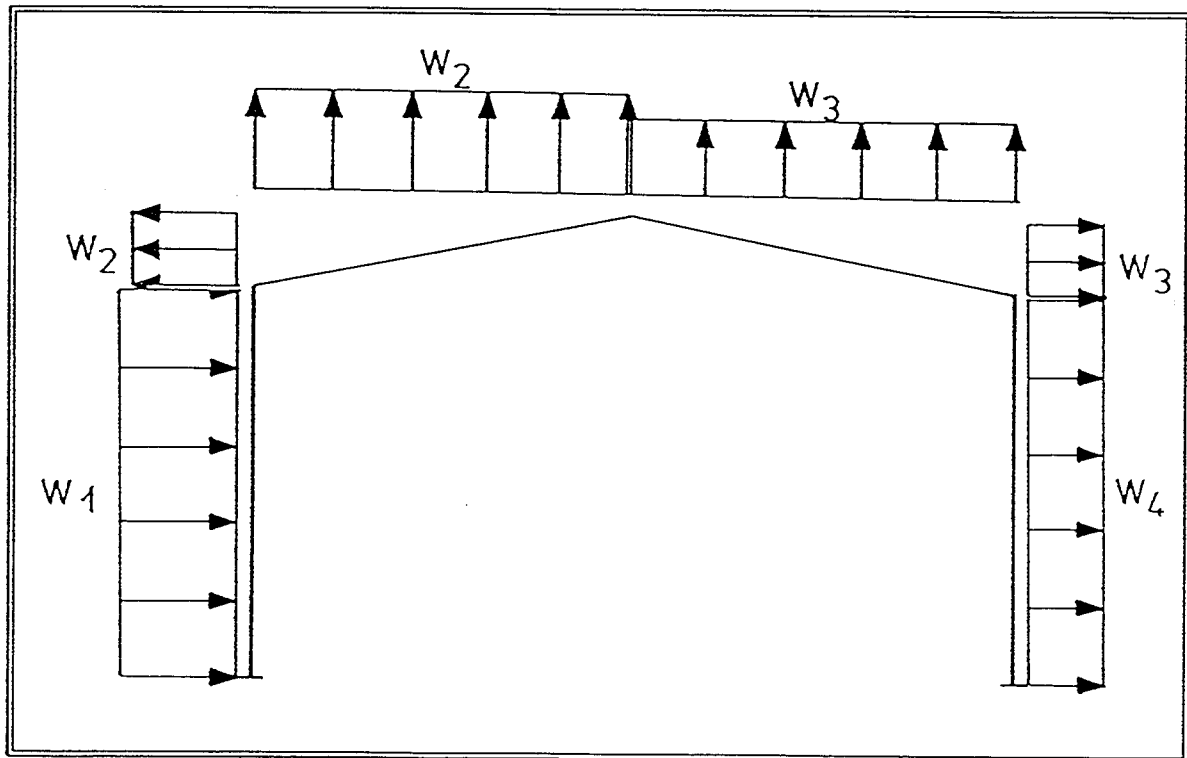


Bild 4.9 Windlasten nach ECCS

## 4.3.3.6 BSI BS 6399

Staudruck allgemein :

$$q_{\text{REF}} = 0.613 \cdot V_{\text{REF}}^2 \text{ [N/m}^2\text{]} = 1/1630 \cdot V_{\text{REF}}^2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nach Vorgabe der BSI muß zuerst untersucht werden, ob eine Berechnung zulässig ist, da diese nur für dynamisch unempfindliche Konstruktionen gilt. Dies entspricht einer statischen Berechnung.

$$K_F = K_H/K_B \leq 2.0$$

$$H_{\text{EFF}} = 10.5 \text{ m (Mitte Dachfläche)}$$

$$K_H = 4.68 \text{ (country terrain)}$$

$$K_B = 20 \text{ (Stahlkonstruktion ohne Innenwände)}$$

$$\Rightarrow K_F = 0.23 \leq 2.0$$

Die Referenzgeschwindigkeit  $V_{\text{REF}}$  kann nach der "detailed method" oder der "simplified method" berechnet werden.

## 1. simplified method

$$V_{\text{REF}} = V_{\text{SITE}} \cdot S_{\text{TB}}$$

$$V_{\text{SITE}} = V_B \cdot S_{\text{ALT}} \cdot S_{\text{DIR}} \cdot S_{\text{TEM}}$$

$$V_B = 26.0 \text{ m/s}$$

$$S_{\text{ALT}} = 1.0 \text{ (je nach Höhe über NN)}$$

$$S_{\text{DIR}} = 1.05 \text{ (alle Windrichtungen)}$$

$$S_{\text{REM}} = 1.0 \text{ (ständiges Bauwerk)}$$

$$V_{\text{SITE}} = 27.3 \text{ m/s}$$

$$S_{\text{TB}} = 1.46 \text{ (H}_{\text{EFF}}=10.5\text{m; Diagonale der Windangriffsfläche}=102.6\text{m} \geq 100\text{m})$$

(BSI Tabelle 6)

$$\Rightarrow V_{\text{REF}} = 27.3 \cdot 1.46 = 39.9 \text{ m/s}$$

## 2. detailed method

$$V_{\text{REF}} = V_{\text{SITE}} \cdot S_{\text{TB}}$$

$$V_{\text{SITE}} = 27.3 \text{ m/s}$$

$$S_{\text{TB}} = S_{\text{SC}} \cdot [1 + (g_{\text{GUST}} \cdot S_{\text{TSC}}) + S_{\text{TOP}}]$$

$$g_{\text{GUST}} = 2.23 \text{ (BSI Tabelle 5)}$$

$$(H_{\text{EFF}}=10.5\text{m}; a=102.6\text{m})$$

$$S_{\text{TSC}} = 0.178 \text{ (BSI Tabelle 3)}$$

$$S_{\text{SC}} = 1.05 \text{ (BSI Tabelle 3)}$$

$$S_{\text{TOP}} = 0 \text{ (ebenes Gelände)}$$

$$S_{\text{TB}} = 1.05 \cdot [1 + 2.23 \cdot 0.178] + 0]$$

$$\Rightarrow S_{\text{TB}} = 1.466$$

$$\Rightarrow V_{\text{REF}} = 27.3 \cdot 1.47 = 40.0 \text{ m/s} \quad (\text{entspricht der simplified method})$$

Die Windlast erhält man aus :

$$p = (w) = P_{\text{REF}} \cdot C_R \cdot C_P$$

$$C_R = 1.07 \text{ (BSI Fig. 4 : } K_F = 0.23; H = 11 \text{ m)}$$

Die benötigten Druckkoeffizienten werden BSI Anhang K, Tab. K 1 mit Bild K 1 bzw. Tab. K 7 und K 8 mit Bild K 10 entnommen.

$$H/B = 10/20 = 0.5$$

$$C_{P1} = 0.86 \text{ (Zone C für } 0^\circ)$$

$$C_{P2}^* = -1.19 \text{ (Zone D)}$$

$$C_{P2} = -0.59 \text{ (Zone F)}$$

$$C_{P3}^* = -0.28 \text{ (Zone D)}$$

$$C_{P3} = -0.20 \text{ (Zone F)}$$

$$C_{P4} = -0.22 \text{ (Zone C für } 180^\circ)$$

Damit errechnen sich die Windkräfte nach BSI in KN/m

$$w_1 = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot 0.86 \cdot 6.0 = 5.4$$

$$w_2^* = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot -1.19 \cdot 6.0 = -7.5$$

$$w_2 = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot -0.59 \cdot 6.0 = -3.7$$

$$w_3^* = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot -0.28 \cdot 6.0 = -1.8$$

$$w_3 = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot -0.20 \cdot 6.0 = -1.3$$

$$w_4 = 0.613 \cdot 40.0^2 \cdot 1.07 \cdot -0.22 \cdot 6.0 = -1.4$$

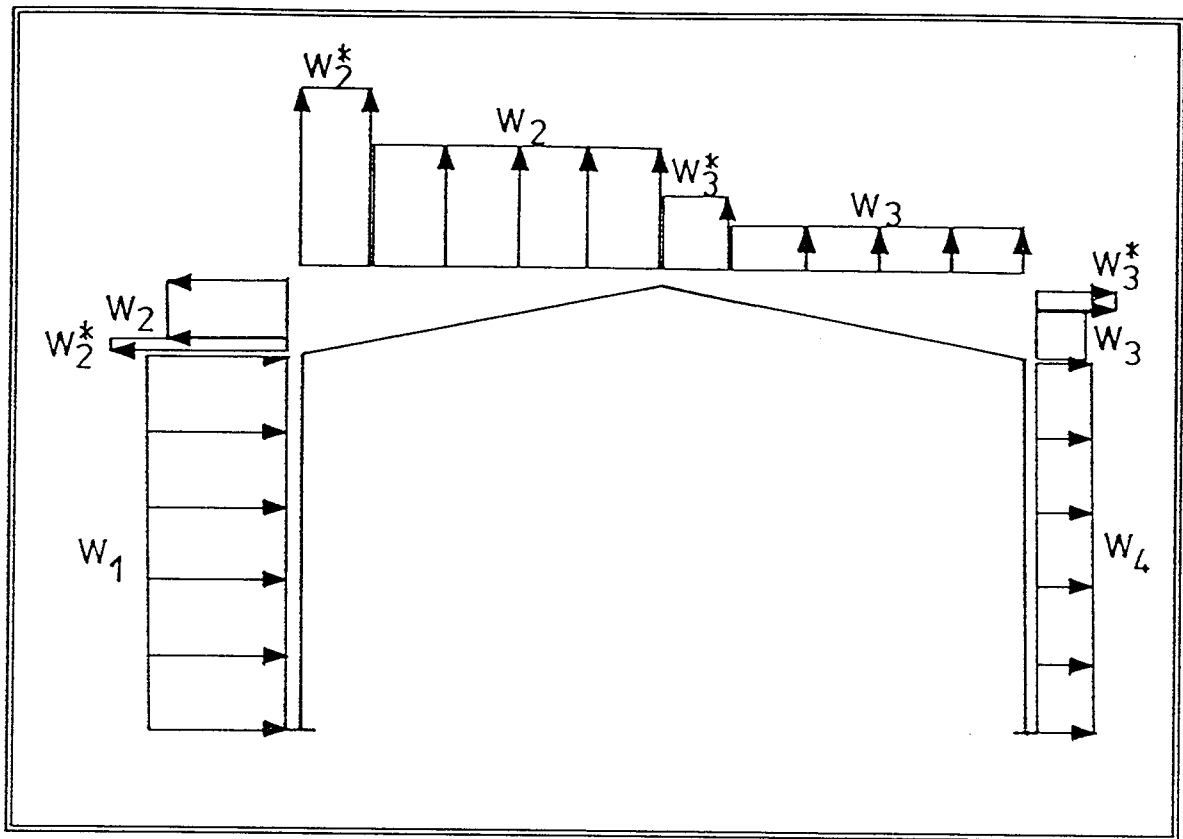


Bild 4.10 Windlasten nach BSI

## 4.3.3.7 UTI NV 65

Staudruck allgemein :

$$q = v^2/16.3 \quad [\text{daN/m}^2] = v^2/1630 \quad [\text{KN/m}^2]$$

Der Basisstaudruck beträgt für "normale" Belastung

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 = 0.7 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Region II}).$$

Der Staudruck wird modifiziert durch den Höhenfaktor  $q_H$ ; Topographiebeiwert  $k_s$  und Dimensionenfaktor  $\delta$

$$q_H = 2.5 \cdot q_{10} \cdot (H + 18)/(H + 60)$$

$$k_s = 1.0 \quad (\text{site normal})$$

$$\delta = 0.82 \quad (i = 102 \text{ m}; H \leq 30 \text{ m})$$

gilt nur auf Luvseite !

$$\Rightarrow q_r = k_s \cdot \delta \cdot 2.5 \cdot q_{10} \cdot (H + 18)/(H + 60)$$

für eine Höhe bis 10 m gilt :  $q_r = q_{r,10}$

Windzugewandte Seite :

$$q_{r,10} = 0.82 \cdot 0.7 = 0.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{r,11} = 0.57 \cdot 2.5 \cdot (11+18)/(11+60) = 0.59 \text{ KN/m}^2$$

Windabgewandte Seite :

$$q_{r,10} = 1.0 \cdot 0.7 = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{r,11} = 0.70 \cdot 2.5 \cdot (11+18)/(11+60) = 0.71 \text{ KN/m}^2$$

Der Winddruck wird berechnet aus :

$$p = C_e \cdot q_r$$

Die Druckbeiwerte  $C_e$  werden, abhängig von der Dachneigung und der Schlankheit, mit einem Faktor  $\gamma_0$  belegt (UTI Diagramm R-III-5).

$$\gamma_0 = 1.0 \quad (\lambda_a = h/a = 0.1; \lambda_b = h/b = 0.55)$$

$$C_{e1} = 0.8$$

$$C_{e2} = -2 \cdot (0.25 + \alpha/100) = -0.61$$

$$C_{e3} = -1.5 \cdot (0.333 - \alpha/100) = -0.41$$

$$C_{e4} = -(1.3 \cdot \gamma_0 - 0.8) = -0.5$$

Die Windlasten errechnen sich damit in KN/m :

$$w_1 = 0.80 \cdot 0.57 \cdot 6.0 = 2.83$$

$$w_2 = -0.61 \cdot 0.59 \cdot 6.0 = -2.16$$

$$w_3 = -0.41 \cdot 0.71 \cdot 6.0 = -1.75$$

$$w_4 = -0.50 \cdot 0.70 \cdot 6.0 = -2.10$$

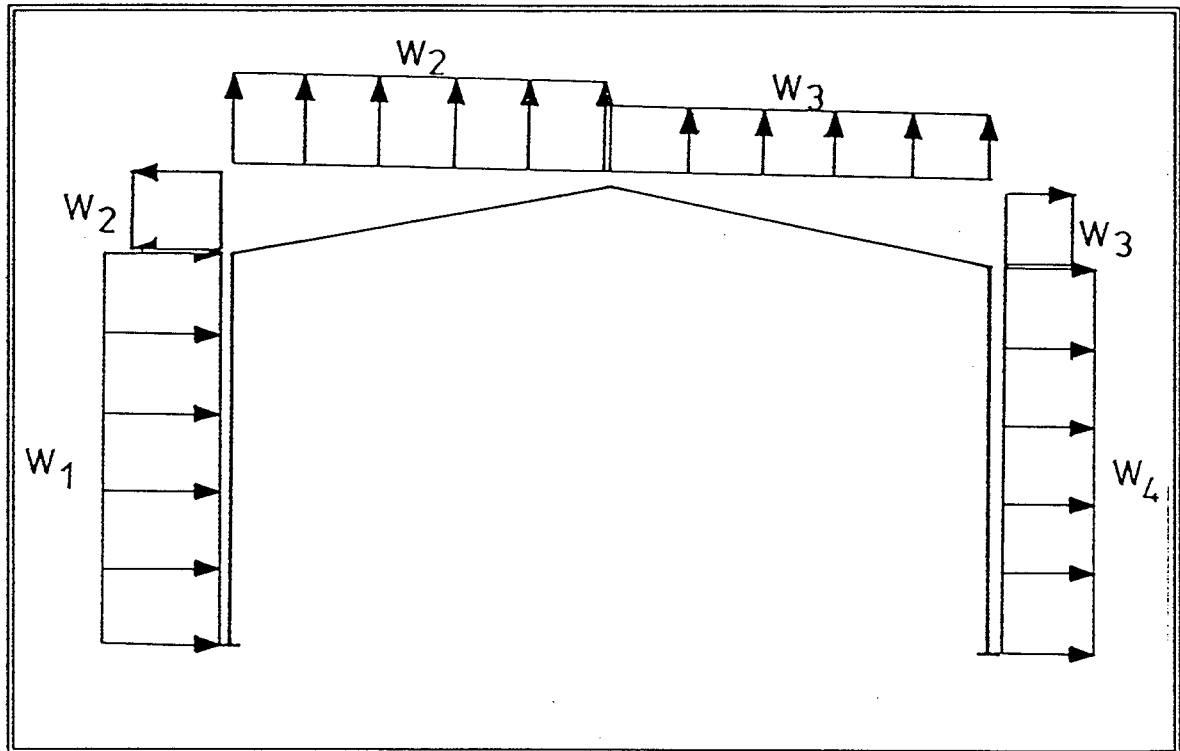


Bild 4.11 Windlasten nach UNI



#### 4.4 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen an den Knoten 1,21,41,61 und 81 sind für alle Lastkombinationen im Anhang 2.2 zusammengestellt. In diesem Abschnitt werden nur die maximalen Schnittgrößen aus dem jeweils maßgebenden Lastfall und aus den zusätzlichen Lastfällen Wind mit Eigengewicht aufgeführt. Die entsprechenden Nachweise sind in Anhang 2.3 durchgeführt worden.

##### 4.4.1 Gelenkig gelagerter Rahmen, maßgebender Lastfall

Norm	Lastfall	Knoten	M	N
			[KNm]	[KN]
Eurocode	(g + w)	(21 R)	(172.0)	( 3.0)
		(21 S)	(172.0)	( 27.8)
	g+w/2+s	61 R	182.0	-17.5
		61 S	182.0	-52.7
DIN	(g + w)	(21 R)	(157.9)	( 1.9)
		(21 S)	(157.9)	( 23.8)
	g+w/2+s	61 R	183.2	-18.0
		61 S	183.2	-54.1
SIA	g + w	21 R	245.3	5.8
		21 S	245.3	71.0
	(g+w/2+s)	(61 R)	(166.9)	(-15.7)
		(61 S)	(166.9)	(-49.3)
ISO	(g + w)	(21 R)	(104.2)	( 3.1)
		(21 S)	(104.2)	( 23.0)
	g+w/2+s	61 R	152.9	-16.2
		61 S	152.9	-52.3
ECCS	g + w	21 R	215.1	3.4
		21 S	215.1	37.6
	(g+w/2+s)	(61 R)	(195.2)	(-17.3)
		(61 S)	(195.2)	(-54.1)
BSI	(g + w)	(21 R)	(179.5)	( 4.5)
		(21 S)	(179.5)	( 36.8)
	g+w/2+s	61 R	201.9	-22.2
		61 S	201.9	-60.0
UTI	(g + w)	(21 R)	(104.5)	( 1.9)
		(21 S)	(104.5)	( 14.4)
	g+w/2+s	61 R	180.6	-20.2
		61 S	180.6	-55.4

R = Riegel; S = Stiel; - Druck; + Zug; ( ) Vergleichswerte  
Tabelle 16

Lastfall g + w (gelenkiger Rahmen) :

Norm	Knoten	M	N
		[KNm]	[KN]
Eurocode	21 R	172.7	3.5
	21 S	172.7	28.7
DIN	21 R	158.9	2.4
	21 S	158.9	24.7
SIA	21 R	243.4	5.6
	21 S	243.4	70.8
ISO	21 R	105.5	3.8
	21 S	105.5	24.5
ECCS	21 R	215.1	3.4
	21 S	215.1	37.6
BSI	21 R	173.1	- 4.7
	21 S	173.1	37.6
UTI	21 R	127.8	1.1
	21 S	127.8	17.5

R = Riegel; S = Stiel; + Druck; - Zug

Tabelle 17

## 4.4.2 Eingespannter Rahmen, maßgebender Lastfall

Norm	Lastfall	Knoten	M	N
			[KNm]	[KN]
Eurocode	g + s	21 R	159.5	-30.7
		21 S	159.5	-61.8
	(g + w)	(21 R)	( 69.2)	( 4.7)
		( 1 S)	(134.4)	( 8.9)
DIN	g + s	21 R	159.5	-30.7
		21 S	159.5	-61.8
	(g + w)	(21 R)	( 58.9)	( 3.1)
		( 1 S)	(124.2)	( 5.3)
SIA	g + s	21 R	167.2	-32.2
		(21 S)	(167.2)	(-60.0)
	g + w	(21 R)	(148.4)	( 14.6)
		1 R	199.1	54.7
ISO	g + s	21 R	159.5	-30.7
		21 S	159.5	-61.8
	(g + w)	(21 R)	( 45.5)	( 3.7)
		( 1 S)	( 75.3)	( 7.7)
ECCS	g + s	21 R	159.5	-30.7
		(21 S)	(159.5)	(-61.8)
	g + w	(21 R)	( 88.1)	( 5.6)
		1 S	168.0	16.2
BSI	g + s	21 R	159.5	-30.7
		21 S	159.5	-61.8
	(g + w)	(21 R)	( 64.4)	(- 2.5)
		( 1 S)	(151.8)	( 17.2)
UTI	g + s	21 R	159.5	-30.7
		21 S	159.5	-61.8
	(g + w)	(21 R)	( 35.8)	( 0.0)
		( 1 S)	( 98.1)	(- 1.8)

R = Riegel; S = Stiel; - Druck; + Zug; ( ) Vergleichswerte  
Tabelle 18

Lastfall g + w (eingespannter Rahmen) :

Norm	Knoten	M	N
		[KNm]	[KN]
Eurocode	21 R	75.0	7.9
	1 S	157.4	13.8
DIN	21 R	66.5	5.8
	1 S	139.6	11.5
SIA	21 R	148.4	14.6
	1 S	199.1	54.7
ISO	21 R	54.9	6.1
	1 S	85.0	15.6
ECCS	21 R	92.3	8.7
	1 S	193.3	19.2
BSI	21 R	85.2	2.8
	1 S	177.6	26.2
UTI	21 R	39.7	3.1
	1 S	121.7	5.6

R = Riegel; S = Stiel; - Druck; + Zug  
Tabelle 19

## 4.5 Ergebnisse

### 4.5.1 Staudruck und Windlast

	EC	DIN	SIA	ISO	ECCS	BSI	UTI
Staudruck [KN/m <sup>2</sup> ]							
Wand Luv 1	0.73	0.70	0.84	0.45	0.95	1.07	0.57
Dach Luv 2	0.86	0.76	1.21	0.45	0.95	1.07	0.59
Dach Lee 3	0.86	0.76	1.21	0.45	0.95	1.07	0.71
Wand Lee 4	0.73	0.70	0.84	0.45	0.95	1.07	0.70
Druckbeiwerte							
Wand Luv 1	0.8	0.8	0.75	0.75	0.8	0.86	0.8
Dach Luv 2*	-0.6	-0.6	-1.7	-1.3	-0.7	-1.19	-0.61
2			-1.05			-0.59	
Dach Lee 3*	-0.6	-0.6	-0.4	-0.7	-0.5	-0.28	-0.41
3						-0.20	
Wand Lee 4	-0.5	-0.5	-0.3	-0.55	-0.5	-0.22	-0.50
Winddruck [KN/m]							
Wand Luv 1	3.52	3.36	3.79	2.01	4.56	5.42	2.83
Dach Luv 2*	-3.08	-2.76	-12.31	-3.48	-3.99	-7.50	-2.16
2			-7.59			-3.72	
Dach Lee 3*	-3.08	-2.73	-2.89	-1.87	-2.85	-1.76	-1.75
3						-1.26	
Wand Luv 4	-2.20	-2.10	-1.52	-1.47	-2.85	-1.39	-2.10

Tabelle 20

Der Staudruck nach DIN hat einen etwas kleineren Wert als der des Eurocodes. Dies hat seine Ursache in der Berücksichtigung der Böigkeit, da nach Eurocode der Referenzstaudruck mit einem konstanten Böreaktionsfaktor  $G = 2.0$  umgerechnet wird, während die DIN direkt eine höhere Windgeschwindigkeit ansetzt. Da die Kraftbeiwerte gleich sind, erhält man damit auch höhere Windlasten.

Nach SIA wird der Referenzstaudruck mit einem Höhenbeiwert multipliziert, wodurch sich dann ein sehr hoher Staudruck ergibt. Obwohl dieser, abhängig von der angeströmten Bauwerksfläche wieder reduziert wird, ergeben sich höhere Werte als nach Eurocode. Durch große Kraftbeiwerte im angeströmten Dachbereich, die insbesondere an der Dachkante dreimal so groß sind wie die des Eurocodes, erhält man nach SIA erheblich höheren Druckkräfte. Die Sogkräfte hingegen werden kleiner angesetzt.

Der Staudruck der ISO scheint mit den hier verwendeten Werten des Eurocodes Teil(i) zu niedrig angenommen zu sein, da diese Werte unterhalb denen der übrigen Normen liegen. Der Unterschied zum Eurocode ergibt sich, da die ISO keinen direkten Böreaktionsfaktor für dieses System definiert, sondern diesen in Verbindung mit den Druckbeiwerten berücksichtigt. Der Druckbeiwert der ISO ist aber lediglich im angeströmten Dachbereich doppelt so hoch wie der des Eurocodes, während die Werte der anderen Flächen im wesentlichen übereinstimmen.

Ähnlich verhält es sich mit der ECCS, deren Druckbeiwerte bis auf geringe Abweichungen im Dachbereich, denen des Eurocodes entsprechen. Hier sind die Werte für die Luvseite etwas niedriger, für die Leeseite jedoch etwas höher festgelegt. Abweichungen bestehen allerdings in dem Staudruck, der nach ECCS ca. 20% über dem des Eurocodes angenommen ist. Hieraus ergeben sich dann auch dementsprechend größere Windlasten.

Die BSI setzt, abgesehen von den Werten nach ISO, den höchsten Staudruck an (ca. 35% höher als Eurocode). Während die Kraftbeiwerte auf der windzugewandten Seite nur dadurch wesentlich vom Eurocode abweichen, da hier ähnlich der SIA, ein höherer Winddruck auf die Dachkante angesetzt wird, unterscheiden sich diese auf der windabgewandten Seite erheblich. So sind die Sogwerte viel

niedriger als in den anderen Normen. Selbst der in First nähe erhöhte Wert ist nicht einmal halb so groß wie der des Eurocodes. Das Verhältnis von Druck zu Sog ergibt für BSI zu einen Wert von 4, wohingegen dieses beim Eurocode nur 1.6 beträgt. Vergleicht man die Schnittgrößen für den Lastfall Eigengewicht und Wind (Abs. 4.4) so ergeben sich jedoch nach BSI die Werte, die denen des Eurocodes am besten entsprechen.

Nach den Berechnungen der UTI erhält man den geringsten Winddruck aller Normen, obwohl die Druckbeiwerte kaum anders als nach Eurocode festgelegt sind. Ursache ist der sehr niedrige Staudruck, der in allen Bereichen zu niedrig ist. Insbesondere im Luvbereich wird dieser durch einen Dimensionsfaktor auf Werte reduziert, die bis zu 30% unter denen des Eurocodes liegen.

## 4.5.2 Zusammenstellung der Profile

## 4.5.2.1 gelenkig gelagerter Rahmen : maßgebender Lastfall

Norm	Bauteil	Lastfall	Spannung [KN/m <sup>2</sup> ]	IPE-Profil
Eurocode	R	g+w/2+s	$\sigma = 12.3$	450
	S	g+w/2+s	$\sigma = 12.6$	450
		g+w/2+s	$\sigma_D = 12.4$	
DIN	R	g+w/2+s	$\sigma = 12.4$	450
	S	g+w/2+s	$\sigma = 12.8$	450
		g+w/2+s	$\sigma_D = 12.7$	
SIA	R	g + w	$\sigma = 12.8$	500
	S	g + w	$\sigma = 13.3$	500
		g+w/2+s	$\sigma_D = 8.7$	
ISO	R	g+w/2+s	$\sigma = 13.4$	400
	S	g+w/2+s	$\sigma = 13.8$	400
		g+w/2+s	$\sigma_D = 13.4$	
ECCS	R	g + w	$\sigma = 14.3$	450
	S	g + w	$\sigma = 14.7$	450
		g+w/2+s	$\sigma_D = 13.1$	
BSI	R	g+w/2+s	$\sigma = 13.7$	450
	S	g+w/2+s	$\sigma = 14.1$	450
		g+w/2+s	$\sigma_D = 13.9$	
UTI	R	g+w/2+s	$\sigma = 12.6$	400
	S	g+w/2+s	$\sigma = 14.7$	450
		g+w/2+s	$\sigma_D = 12.6$	

R = Riegel; S = Stiel

Tabelle 21



gelenkig gelagerter Rahmen : Lastfall  $g + w$

Norm	Bauteil	Spannung [KN/m <sup>2</sup> ]	IPE-Profil
Eurocode	R	$\sigma = 15.0$	400
	S	$\sigma = 15.2$	400
DIN	R	$\sigma = 13.7$	400
	S	$\sigma = 14.0$	400
SIA	R	$\sigma = 12.7$	500
	S	$\sigma = 13.2$	500
ISO	R	$\sigma = 14.9$	330
	S	$\sigma = 15.2$	330
ECCS	R	$\sigma = 14.3$	450
	S	$\sigma = 14.7$	450
BSI	R	$\sigma = 15.0$	400
	S	$\sigma = 15.3$	400
UTI	R	$\sigma = 14.7$	360
	S	$\sigma = 14.3$	360

R = Riegel; S = Stiel

Tabelle 22

Aus der Bemessung errechnen sich für Eurocode, DIN, ECCS und BSI die gleichen Profile, sowohl im Riegel als auch in den Stielen. Außer für ECCS wurde für diese jeweils der Lastfall  $g + w/2 + s$  maßgebend. Berücksichtigt man zum Vergleich die entstandenen Schnittgrößen (vgl: 4.4), so zeigt sich jedoch, daß diese gute Übereinstimmung nur für Eurocode und DIN gilt. Nur minimal kleiner sind die Schnittgrößen aus UTI, dennoch konnte hier ein kleineres

Profil für den Riegel gewählt werden. Da? sich für BSI etwa 10%, für ECCS sogar 15% größere Schnittmomente errechnet haben, wird anhand der Profile nicht deutlich, da die Beanspruchung bei EC und DIN geringer ist. Die weite Abstufung der IPE-Profile überdeckt die Auswirkung unterschiedlicher Windkräfte, so daß die Schnittgrößen bei einem Vergleich mit einbezogen werden müssen.

Die Aufnahme der hohen Windlasten nach SIA erfordern stärkere Profile. Dies entspricht den hohen Werten des angesetzten Staudrucks, die zur Folge haben, daß für diese Norm der Lastanteil aus Wind die anderen Lasten überlagert und somit der Lastfall :  $g + w$  maßgebend wird.

Beachtet man die Unterschiede der ermittelten Momente des jeweils maßgebenden Lastfalles in der Rahmenecke, ISO 152.9 KNm bis SIA 245.3 KNm, werden die großen Unterschiede in den Windlastannahmen noch deutlicher, als dies durch die Profilvergrößerung um zwei Stufen zeigt.

Noch stärker ist die Auswirkung, wenn man die Belastung aus Schnee vernachlässigt und nur die reinen Windlasten berücksichtigt. hieraus ergeben sich Profile von IPE 330 (ISO) bis 500 (SIA) mit entsprechenden Momenten von 105.5 KNm bis 243.4 KNm.

Übereinstimmende Ergebnisse erhält man dann nur für Eurocode und BSI, in Grenzen auch noch für DIN, deren Werte jedoch über 10% niedriger sind.

## 4.5.2.2 eingespannter Rahmen : maßgebender Lastfall

Norm	Bauteil	Lastfall	Spannung [KN/m <sup>2</sup> ]	IPE-Profil
Eurocode	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + s	$\sigma = 14.5$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	
DIN	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + s	$\sigma = 14.5$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	
SIA	R	g + s	$\sigma = 14.8$	400
	S	g + w	$\sigma = 13.9$	450
		g + s	$\sigma_D = 10.9$	
ISO	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + s	$\sigma = 14.5$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	
ECCS	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + w	$\sigma = 14.7$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	
BSI	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + s	$\sigma = 14.5$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	
UTI	R	g + s	$\sigma = 14.2$	400
	S	g + s	$\sigma = 14.5$	400
		g + s	$\sigma_D = 13.5$	

R = Riegel; S = Stiel

Tabelle 23

eingespannter Rahmen : Lastfall  $g + w$

Norm	Bauteil	Spannung [KN/m <sup>2</sup> ]	IPE-Profil
Eurocode	R	$\sigma = 13.7$	300
	S	$\sigma = 13.8$	400
DIN	R	$\sigma = 12.0$	300
	S	$\sigma = 15.6$	360
SIA	R	$\sigma = 13.5$	400
	S	$\sigma = 13.9$	450
ISO	R	$\sigma = 13.2$	270
	S	$\sigma = 12.1$	330
ECCS	R	$\sigma = 13.1$	330
	S	$\sigma = 13.1$	450
BSI	R	$\sigma = 15.4$	300
	S	$\sigma = 15.6$	400
UTI	R	$\sigma = 12.4$	240
	S	$\sigma = 13.6$	360

R = Riegel; S = Stiel

Tabelle 24

Die Bemessung des eingespannten Hallenrahmens unter der maßgebenden Belastung, führte außer bei SIA in allen Fällen zu den gleichen Profilen (IPE 400 für Stiele und Riegel). Dies folgt unmittelbar aus der Schneebelastung, die für alle diese Normen jeweils zu den gleichen maximalen Schnittgrößen führt. Die hohen Windlasten nach SIA und ECCS haben zur Folge, daß hier die Stiele

unter Windbelastung bemessen werden müssen. Daraus errechnet sich für SIA ein stärkeres Stielprofil (IPE 450). Diese Schnittgrößen sind nach ECCS kaum größer als die aus Schnee, so daß hier kein stärkeres Profil nötig wird.

Beachtet man für dieses System wiederum die einzelnen Schnittkräfte aus Windlast, erkennt man, daß diese sich stark unterscheiden (Abs. 4.4.2). Der Vergleich der notwendigen Profile bei reiner Windbelastung mit Eigengewicht macht diese Unterschiede deutlich. Die Bemessung ergab Profilkombinationen von  $R/S = 240/360$  (UTI) bzw.  $R/S = 270/330$  (ISO) bis  $R/S = 400/450$  (SIA). Gleiche Profile errechneten sich lediglich nach Eurocode und BSI, deren Schnittmomente sich jedoch um ca. 20% voneinander unterscheiden. Alle anderen Ergebnisse weichen erheblich stärker voneinander ab.

An diesem System wird deutlich, wie stark die anzusetzenden Windlasten der einzelnen Normen differieren und zu welchen unterschiedlichen Ergebnissen eine Bemessung unter Windbelastung in der Praxis führen würde, wenn nicht in der Regel die Schneelasten die maßgebenden Schnittkräfte ergäben.

#### 4.6 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Die Rahmen einer Stahlhalle wurden unter Windbelastung in Verbindung mit Eigengewicht oder Eigengewicht plus Schnee bemessen. Es wurde zwischen gelenkig gelagerten und eingespannten Rahmen unterschieden. Die Festlegung der notwendigen IPE-Profile erfolgte iterativ mit allgemeinem Spannungsnachweis oder Stabilitätsnachweis.

Schnee- und Dachlast blieben für alle Normen konstant, während das Eigengewicht profilabhängig bestimmt wurde. Die Windlasten wurden nach den jeweiligen Normen errechnet und mit den übrigen Belastungen überlagert.

Die Ermittlung der Windbelastung erfolgt in allen Normen nach dem gleichen Konzept. Abhängig von dem anzusetzenden Staudruck, der mit der Höhe über Grund zunimmt, wird mit Hilfe der jeweiligen Druckbeiwerte der maßgebende Winddruck errechnet. Große Unterschiede bestehen zwischen den anzusetzenden Werten des Staudrucks. Die ISO geht hier von den niedrigsten Werten aus ( $0.45 \text{ KN/m}^2$ ), wobei wiederum daran erinnert werden muß, daß hier die Werte des Eurocodes übernommen wurden. Nach der ISO folgt die UTI (Luvseite Wand :  $0.57 \text{ KN/m}^2$ ), wohingegen die BSI die höchsten Werte vorgibt (Luvseite Wand :  $1.07 \text{ KN/m}^2$ ).

Für die SIA erhielt man in allen Fällen die höchsten Windlasten, die zum Teil erheblich über den anderen Normen lagen. Neben dem großen Basisstaudruck resultiert dies zusätzlich aus den hohen Druckbeiwerten.

Die Wirkung der Dachneigung wird in nahezu allen Normen anders bewertet. Eurocode, DIN, ECCS und UTI setzen konstant auf der Dachfläche die niedrigsten Werte an ( $\approx 0.6$ ), während diese nach SIA und ISO im Mittel etwa doppelt so groß sind. Außerdem berücksichtigen SIA und BSI den Randbereich noch durch eine zusätzliche Erhöhung der Druckbeiwerte (SIA: 1.7; BSI: 1.19). Im Sogbereich fallen diese beiden Normen ebenfalls auf, da sie die kleinsten Sogbeiwerte angeben. Insbesondere die der BSI sind nicht einmal halb so groß wie die des Eurocodes und der meisten anderen Normen.

Gute Übereinstimmung besteht hingegen für die Wandflächen, deren Beiwerte bei Druck lediglich im Bereich von 0.86 bis 0.75 und bei Sog, abgesehen von SIA und BSI, von 0.5 bis 0.55 schwanken.

Die Bemessung des gelenkig gelagerten Rahmens aus dem maßgebenden Lastfall ergibt Profile, die im Bereich von zwei Profilgrößen schwanken (s. Tabelle 21). Die SIA weist die größten Profile aus, während sich aus der ISO die kleinsten ergeben.

Betrachtet man die errechneten Schnittgrößen, so erkennt man, daß weitere Unterschiede vorhanden sind (s. Tabelle 16). Erstens ist für Eurocode, DIN, ISO, BSI und UTI der Lastfall  $g+w/2+s$  maßgebend, für SIA und ECCS aber überwiegt die Windlast, so daß  $g + w$  die maximalen Lasten ergibt. Zweitens schwanken die Bemessungsschnittmomente in einem Bereich von 152.9 (ISO) bis 245.3 KNm (SIA). Trotz dieser großen Abweichungen ist es nicht möglich andere Profilgrößen zu wählen, da durch eine systembedingte Umlagerung der Kräfte die Nachweise nicht mehr erfüllt werden. Drittens treten die maximalen Momente nicht immer an den gleichen Stellen auf.

Aus diesem Grund wurde eine zusätzliche Bemessung für den Lastfall  $g + w$  durchgeführt, aus deren Ergebnissen die Unterschiede deutlicher werden (s. Tabelle 17). In diesem Fall erhält man Übereinstimmung nur noch für Eurocode, DIN und BSI (IPE 400), während ISO (IPE 330), UTI (IPE 360), ECCS (IPE 450) und SIA (IPE 500) andere Profile ergaben (s. Tabelle 22). Ein Vergleich der Schnittgrößen zeigt aber, daß die Werte der DIN (158.9 KNm) noch 9% kleiner als die von Eurocode (172.7 KNm) und BSI (173.1 KNm) sind.

Etwas gleichmäßigere Ergebnisse erhält man für den eingespannten Rahmen. Hier errechnen sich insgesamt kleinere Profile, der Unterschied zwischen den Normen beträgt nur eine Profilstärke (SIA) (s. Tabelle 23). Es gelten für die Bemessung nach dem maßgebenden Lastfall die gleichen Aussagen wie für den gelenkigen Rahmen. Der Unterschied besteht jedoch darin, daß systemabhängig der Lastfall  $g + s$  für Eurocode, DIN, ISO, BSI und UTI die maximalen Momente liefert, diese sich infolge derselben Schneebelastung aber nicht unterscheiden (s. Tabelle 18).

Aussagekräftiger ist daher wieder der Vergleich ohne Schneeansatz.

Aus dieser Bemessung erhält man differenziertere Profilkombinationen, die sowohl für die Normen, als auch für Stiele und Riegel sehr unterschiedliche Ergebnisse liefern.

Die kleinste Profilkombination errechnete sich auch hier für die ISO ( $R/S = 270/330$ ) bzw. UTI ( $R/S = 240/360$ ), die größte für SIA ( $R/S = 400/450$ ) (s. Tabelle 24). Die einzige Übereinstimmung findet man zwischen Eurocode und BSI ( $R/S = 300/400$ ), welches wieder dem mittleren Bereich aller Normen entspricht. Unter Hinzuziehung der Bemessungsmomente zeigt sich jedoch auch in diesem Fall, daß die BSI 11% höhere Werte ergibt als der Eurocode, welches in etwa der Abweichung der DIN (11% niedriger) vom Eurocode entspricht.

Abschließend kann festgehalten werden, daß zwischen den Ergebnissen der statischen Windlasten auf eine Stahlhalle, unabhängig von den Systemen, erhebliche Ungleichheiten bestehen. Eine Bemessung wird dennoch in der Regel zu ähnlichen Profilabmessungen führen, da der Einfluß verschiedener Windlasten bei Berücksichtigung von Schnee überlagert wird und die Abstufung der genormten IPE-Profile, auch bei unterschiedlichen Schnittkräften, in gewissen Bereichen zu einer Nivellierung der Querschnittswahl führt.



## 5 Stahlschornstein - System 3

### 5.1 Berechnung nach DIN 4133

#### 5.1.1 Allgemeines

Ein freistehender Stahlschornstein wird nach DIN 4133 /10/ für statische- und dynamische Windlast bemessen. Bei der dynamischen Beanspruchung werden sowohl böenerregte Schwingungen in Windrichtung, als auch wirbelerregte Schwingungen in Querrichtung (Querschwingungen) untersucht.

Der gegebene Schornstein hat eine Höhe von 60 m und einen Außendurchmesser von 2 m, der über der gesamten Höhe konstant bleibt. Die Stärke des Tragrohres wird anhand der aufzunehmenden Schnittgrößen im Verlauf der Berechnung festgelegt.

Die Schnittgrößen für das Tragrohr sind nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung zu berechnen. Sie dürfen nach der Stabtheorie ermittelt werden, d. h. auf die Berücksichtigung der Schalenwirkung darf verzichtet werden, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist.

$$l/r \geq 0.14 \cdot r/t + 10$$

l - maßgebende Länge des Tragrohres

r - mittlerer Radius (hier zu 1.0 m gewählt)

t - mittlere Wanddicke (hier zu 10 mm gewählt)

Mit den gewählten Querschnittswerten, die auf der sicheren Seite liegen, erhält man :

$$60.0/1.0 = 60 \geq 0.14 \cdot 1.0/0.01 + 10 = 2438$$

Da die Schnittgrößen infolge Querschwingungen auch nach der Stabtheorie ermittelt werden dürfen, genügt für den gegebenen Schornstein grundsätzlich diese vereinfachte Berechnung.

Eine weitere Vereinfachung darf für die Berechnung der Momente nach Theorie II. Ordnung vorgenommen werden, wenn

- am Schornsteinkopf konzentriert wirkende Lasten kleiner als 10% der Eigenlast des Tragrohres sind und
- die Stabkennzahl  $\epsilon \leq 0.8$  ist

$$\epsilon = h_F \cdot \sqrt{[N_0 / (E \cdot I_0)]}$$

$h_F$  - Höhe des Tragrohres über der Auflagerung

$N_0$  - Längskraft am Einspannquerschnitt

$E \cdot I_0$  - Biegesteifigkeit Einspannquerschnitt.

In diesem Fall wird das Moment nach Theorie II. Ordnung direkt aus dem I. Ordnung errechnet :

$$M^{II} = M^I \cdot (1 + \epsilon^2/8)$$

Für den Schornstein wird eine Tragrohrdicke von 6 mm bei statischer Windbelastung und bei Berücksichtigung von Schwingungswirkungen 8 mm (böenerregt) bzw. 15 mm (Querschwingung) gewählt. Damit benötigt man die folgende Querschnittswerte :

	6 mm	8 mm	15 mm
A	375.9 cm <sup>2</sup>	500.6 cm <sup>2</sup>	935.4 cm <sup>2</sup>
I	1866059 cm <sup>4</sup>	2483275 cm <sup>4</sup>	4607417 cm <sup>4</sup>
W	18681 cm <sup>3</sup>	24833 cm <sup>3</sup>	46074 cm <sup>3</sup>
i	70.5 cm	70.4 cm	70.2 cm
g	295.1 Kg/m	393.0 Kg/m	734.3 Kg/m

Die entsprechenden Längskräfte für das Gesamtsystem errechnen sich dann zu :

$$N_{6mm} = 173.7 \text{ KN} \quad N_{8mm} = 231.3 \text{ KN} \quad N_{15mm} = 432.2 \text{ KN}$$

und hieraus die Stabkennzahl  $\epsilon$  :

$$\epsilon = 0.4 \quad \text{für alle Wandstärken}$$

$$\text{mit } E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

### 5.1.2 Statische Windlast

Zur Berechnung der Windkräfte wird der Schornstein in 6 Abschnitte von je 10 m Höhe eingeteilt, mit deren Mittelwerten die Windlasten bestimmt und dann im Flächenschwerpunkt angesetzt werden.

Die resultierende Windlast  $W_i$  im Tragwerksabschnitt  $i$  ist :

$$W_i = c_{fi} \cdot q_i \cdot A_i$$

$c_{fi}$  - aerodynamischer Kraftbeiwert  
 $q_i$  - Staudruck in Höhe  $z_i$   
 $A_i$  - Bezugsfläche im Abschnitt  $i$

Der Staudruck in Höhe  $z$  über Grund, welcher auf Basis der Böengeschwindigkeit (5 s Mittelwert, der in 50 Jahren einmal erreicht oder überschritten wird) ermittelt wird, ist anzunehmen mit :

$$q(z) = q_0 + 0.003 \cdot z \quad [\text{KN/m}^2]$$

$q_0$  - Rechenwert des Staudrucks  
 $z$  - Höhe über Gelände

Für Zone I (allgemeine Standorte bis zu 600 m Höhe über NN), ohne Erhebungen wird der Rechenwert des Staudrucks angesetzt zu :

$$q_0 = 0.8 \text{ KN/m}^2$$

Damit ergeben sich die benötigten Werte über der Höhe :

$$\begin{aligned} q(5) &= 0.82; \quad q(15) = 0.85; \quad q(25) = 0.88; \\ q(35) &= 0.91; \quad q(45) = 0.94; \quad q(55) = 0.97 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Die Kraftbeiwerte werden nach DIN 1055 Teil 4 bestimmt. Für übliche Schornsteine dürfen sie vereinfachend folgendermaßen berechnet werden .

$$c_{fi} = \psi \cdot c_{fo,i}$$

$c_{fo,i}$  - Grundkraftbeiwert,  
abhängig von  $Re$  oder  $d_m \cdot \sqrt{q}$  und der  
bezogenen Oberflächenrauigkeit  $k/d_m$

$\psi$  - Abminderungsfaktor

$$\psi = 0.65 + 0.0035 \cdot h/d \quad \text{für } h/d \leq 100$$

$$h/d = 60.0/2.0 = 30.0$$

$$\Rightarrow \psi = 0.755$$

Der Grundkraftbeiwert für kreiszylindrische Schornsteine mit  $d_m \geq 0.1$  m und einer Rauigkeitstiefe der Oberfläche  $k = 0.001$  m darf näherungsweise wie folgt ermittelt werden :

$$c_{fo} = 0.91 - 0.065 \cdot \log (d_m/d_o)$$

$$d_o = 1 \text{ m Bezugswert}$$

$$c_{fo} = 0.91 - 0.065 \cdot \log 1 = 0.91$$

(zum Vergleich:  $c_{fo} = 0.909$  nach DIN 1055)

Die Bezugsfläche  $A_i$  ist für alle Bereiche konstant :

$$A_i = Ah_i \cdot d_i = 10 \cdot 2.0 = 20.0 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow c_{fi} = 0.755 \cdot 0.91 = 0.69$$

Damit errechnen sich die resultierenden Windkräfte zu :

$$W_i = 0.69 \cdot q_i \cdot 20.0 = 13.8 \cdot q_i$$

$$W(5) = 11.32 \text{ KN}$$

$$W(15) = 11.73 \text{ KN}$$

$$W(25) = 12.14 \text{ KN}$$

$$W(35) = 12.56 \text{ KN}$$

$$W(45) = 12.97 \text{ KN}$$

$$W(55) = 13.39 \text{ KN}$$

---


$$\Sigma W_i = 74.11 \text{ KN}$$

### 5.1.3 Böenerregte Schwingungen in Windrichtung

Durch die Bögigkeit des Windes hervorgerufene Schwingungswirkung in Windrichtung wird durch den Ansatz einer statischen Ersatzlast erfaßt. Hierzu wird die statisch ermittelte Windlast mit dem Böereaktionsfaktor  $\Phi_B$  multipliziert. Die statische Ersatzlast berechnet sich aus :

$$\text{ers } W_i = \Phi_B \cdot W_{\text{stat},i}$$

Für freistehende Schornsteine wird  $\Phi_B$  wie folgt berechnet :

$$\Phi_B = \Phi_{B0} \cdot \eta$$

$\Phi_{B0}$  - Grundwert des Böereaktionsfaktors

$\eta$  - Größenfaktor

$$\eta = 1.05 - h/1000 = 0.99 \quad \text{für } h \geq 50 \text{ m}$$

$$\Phi_{B0} = 1 + (0.042 \cdot T - 0.0019 \cdot T^2) \cdot \delta_B^{-0.63}$$

$T$  - Schwingungsdauer der Bauwerksgrundschwingung

$\delta_B$  - Rechenwert des logarithmischen Dämpfungsdekrementes bei Böenbelastung (unabhängig von der Konstruktion  $\delta_B = 0.1$ )

Die Schwingungsdauer  $T$  der Grundschiwingung von frei stehenden, starr eingespannten Schornsteinen mit annähernd konstanten Querschnitten kann wie folgt abgeschätzt werden :

$$T = h_F^2 / (1000 \cdot d) \cdot \sqrt{(G/G_i)}$$

$$T = 60.0^2 / (1000 \cdot 2.0) \cdot 1.0$$

$$T = 1.8 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \Phi_{B0} = 1 + (0.042 \cdot 1.8 - 0.0019 \cdot 1.8^2) \cdot 0.1^{-0.63}$$

$$\Phi_{B0} = 1.3$$

Die statische Ersatzlast errechnet sich dann zu :

$$\text{ers } W_i = 1.3 \cdot 13.8 \cdot q_i = 17.94 \cdot q_i$$

$$\text{ers } W(5) = 14.71 \text{ KN}$$

$$\text{ers } W(15) = 15.25 \text{ KN}$$

$$\text{ers } W(25) = 15.79 \text{ KN}$$

$$\text{ers } W(35) = 16.33 \text{ KN}$$

$$\text{ers } W(45) = 16.86 \text{ KN}$$

$$\text{ers } W(55) = 17.40 \text{ KN}$$

---

$$\Sigma W_i = 96.34 \text{ KN}$$

#### 5.1.4 Schnittgrößen und Nachweise

An der Einspannstelle des Schornsteines erhält man damit folgende Schnittgrößen für

a) statische Windlast :

$$N = 173.7 \text{ KN}$$

$$Q_W = 74.1 \text{ KN}$$

$$M_W^I = 2295.8 \text{ KNm}$$

$$M_W^{II} = 2295.8 \cdot (1 + 0.4^2/8) = 2341.7 \text{ KNm}$$

b) dynamische Windlast unter Berücksichtigung der Böreaktion :

$$N = 231.3 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ersW}} = 96.3 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ersW}}^I = 2984.3 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{ersW}}^{II} = 2984.3 \cdot (1 + 0.4^2/8) = 3043.0 \text{ KNm}$$

Allgemeiner Spannungsnachweis :

$$\text{a) } \sigma = \frac{234170}{18681} + \frac{173.7}{375.9} = 12.5 + 0.5 = 13.0 \leq 16.0$$

$$\text{b) } \sigma = \frac{304300}{24833} + \frac{231.3}{500.6} = 12.3 + 0.5 = 12.8 \leq 16.0$$

Knicknachweis :

$$\lambda = 2 \cdot 6000/70.4 = 170.5 \quad \Rightarrow \quad \omega = 4.94$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 12.5 + 4.94 \cdot 0.5 = 13.6 \leq 14.0$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 12.3 + 4.94 \cdot 0.5 = 13.5 \leq 14.0$$

Damit sind die kleinsten möglichen Wandstärken des Tragrohres für

statische Windbelastung :  $t = 6 \text{ mm}$  und

bei Böenberücksichtigung :  $t = 8 \text{ mm}$ .

### 5.1.5 Wirbelerregte Schwingungen in Querrichtung

Wirbelerregte Schwingungen rechtwinklig zur Windrichtung treten insbesondere bei Schornsteinen mit kreisförmigen oder annähernd kreisförmigen Querschnitten auf. Für die Bemessung ist der Resonanzfall maßgebend, bei dem die Wirbelablösefrequenz mit der Eigenfrequenz übereinstimmt.

Die auf den Schornstein im Bereich der Wirklänge  $L_j$  einwirkenden Erregerkräfte je Längeneinheit ergeben sich in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  nach der Gleichung :

$$p_{lat}(t) = c_{lat} \cdot \rho / 2 \cdot v_{crit}^2 \cdot d \cdot \sin 2\pi f t$$

$c_{lat}$  - aerodynamischer Erregerkraftbeiwert  
 $\rho$  = 1.25 Kg/m<sup>3</sup> - Luftdichte  
 $f$  = 1/T - Eigenfrequenz  
 für  $h/d = 60.0/2.0 = 30.0 \leq 60$  :  
 $f = (1010/H_{eff}^2) \cdot d = (1010/60^2) \cdot 2 = 0.56$   
 $f = 1/1.8 = 0.56$  Hz

Die kritische Windgeschwindigkeit beträgt somit :

$$v_{crit} = d \cdot f / S = 2.0 \cdot 0.56 / 0.2 = 5.6 \text{ m/s}$$

$S \approx 0.2$  ( für Kreiszyylinder ).

Ein Nachweis der Querschwingungen wäre nicht nötig, wenn :

$$v_{crit} \geq 30 \text{ m/s.}$$

Der aerodynamische Erregerkraftbeiwert  $c_{lat}$  ergibt sich in Abhängigkeit von der kritischen Windgeschwindigkeit und dem Grundwert des Kraftbeiwertes  $c_{lat,0}$ , der wiederum von der Reynoldszahl abhängt.

$$Re = d \cdot v_{crit} / \nu = 2.0 \cdot 5.6 / 1.5 \cdot 10^{-5}$$

$$Re = 7.47 \cdot 10^5$$

für  $v_{crit} \leq 20 \text{ m/s}$  :

$$c_{lat} = c_{lat,0} = 0.2$$



Die maßgebenden Schnittgrößen ergeben sich als Reaktionsgrößen unter der Einwirkung der Trägheitskräfte  $F_i$  des schwingenden Systems. Die Trägheitskräfte errechnen sich aus der folgenden Gleichung :

$$F_i = m_i \cdot (2\pi f)^2 \cdot \theta_i \cdot \max y_F$$

$m_i$  - schwingende Masse im Abschnitt i  
 $\theta$  - bezogene Schwingwegamplitude  
 $\max y_F$  - maximale Schwingwegamplitude des Schornsteines

Die bezogene Schwingwegamplitude (die Schwingungsform  $\theta(z)$ ) erhält man über :

$$\theta(z) = y(z) / \max y_F$$

Die Schwingwegamplitude  $\max y_F$ , die bei der kritischen Windgeschwindigkeit auftritt, ist über die Scrutonzahl abhängig von der Masse des Schornsteines. Es werden zwei verschiedene Wandstärken untersucht

1.  $t = 8 \text{ mm}$  - Mindestdicke zur Aufnahme der Spannungen bei böenerregten Schwingungen
2.  $t = 15 \text{ mm}$  - Mindestdicke bei Querschwingungen.

Die Schwingwegamplitude errechnet sich aus :

$$\max y_F / d = K_W \cdot K \cdot c_{lat} \cdot 1/S^2 \cdot 1/S_c$$

$K_W$  = Wirklängenfaktor  
 $K = 0.13$  - Beiwert der Schwingungsform  
 $S = 0.2$   
 $S_c$  = Scrutonzahl  
 $S_c = 2 \cdot M \cdot \delta / (\rho \cdot d^2)$   
 $M = \sum m_i \cdot \theta_i^2 / \sum \theta_i^2 \cdot \Delta h_i$

Der benötigte Wirklängenfaktor für Schornsteine, bei denen nur die Grundschiwingung berücksichtigt zu werden braucht, ergibt sich näherungsweise aus :

$$K_W = 3 \cdot \frac{L_j/d}{h_F/d} \left[ 1 - \frac{L_j/d}{h_F/d} + \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{L_j/d}{h_F/d} \right)^2 \right]$$

Diese Gleichung wird iterativ gelöst.

1. Wandstärke von  $t = 8 \text{ mm}$  :

$$M = 393.0 \text{ Kg/m}$$

$$S_c = 2 \cdot 393.0 \cdot 0.015 / (1.25 \cdot 2.0^2)$$

$$S_c = 2.36$$

$$\begin{array}{lll} \text{1. Iterationsschritt :} & L_1/d = 6 & \Rightarrow K_W = 0.49 \\ & \max y_F/d = 0.13 & \Rightarrow L_1/d = 6.41 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{2. Iterationsschritt :} & L_1/d = 6.41 & \Rightarrow K_W = 0.51 \\ & \max y_F/d = 0.14 & \Rightarrow L_1/d = 6.50 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{3. Iterationsschritt :} & L_1/d = 6.50 & \Rightarrow K_W = 0.52 \\ & \max y_F/d = 0.14 & \Rightarrow L_1/d = 6.52 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{4. Iterationsschritt :} & L_1/d = 6.52 & \Rightarrow K_W = 0.52 \\ & \max y_F/d = 0.14 & \Rightarrow L_1/d = 6.52 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \Rightarrow \max y_F / d = 0.14 \\ \max y_F = 0.28 \text{ m} \end{array}$$

2. Wandstärke von  $t = 15 \text{ mm}$  :

$$M = 734.3 \text{ Kg/m}$$

$$S_c = 2 \cdot 734.3 \cdot 0.015 / (1.25 \cdot 2.0^2)$$

$$S_c = 4.41$$

$$\begin{aligned}
 1. \text{ Iterationsschritt : } \quad L_1/d &= 6 & \Rightarrow & K_W = 0.49 \\
 \max y_F/d &= 0.07 & \Rightarrow & L_1/d = 5.66
 \end{aligned}$$

Da hier  $\max y_F/d \leq 0.1$  stets  $L_1/d = 6.00$  gesetzt wird, kann hier nach dem 1. Iterationsschritt abgebrochen werden.

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow \quad \max y_F / d &= 0.07 \\
 \max y_F &= 0.14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Die Ersatzlast zur Erfassung der Querschwingungen errechnet sich aus der Systemsteifigkeit  $c$  und der Schwingungsamplitude  $\max y_F$ . Die Systemsteifigkeit wird durch Ansatz einer Einheitslast an der Schornsteinspitze wie folgt ermittelt:

1.  $t = 8 \text{ mm}$  :

$$\begin{aligned}
 EI\Delta &= 1/3 \cdot 60^2 \cdot 60 = 72000 \text{ m}^3 \\
 \text{mit } EI &= 5.215 \cdot 10^6 \text{ KNm}^2 \\
 \Rightarrow \Delta &= 0.0138 \text{ m/KN} \\
 \Rightarrow c &= 1/\Delta = 72.46 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Damit erhält man die Ersatzlast  $P_{\text{ers}}$  :

$$\begin{aligned}
 c &= 72.46 \text{ KN/m} \quad (\Delta = 0.013 \text{ m/KN}) \\
 \max y_F &= 0.28 \text{ m} \\
 P_{\text{ers}} &= 0.28 \cdot 72.46 = 20.29 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Die Bemessungsschnittgrößen sind dann :

$$\begin{aligned}
 N &= 231.3 \text{ KN} \\
 Q &= 20.3 \text{ KN} = P_{\text{ers}} \\
 M^I &= 20.3 \cdot 60 = 1218.0 \text{ KNm} \\
 M^{II} &= 1218.0 \cdot (1 + 0.4^2/8) = 1242.4 \text{ KNm} \\
 \Rightarrow \Delta\sigma &= 2 \cdot M/W = 2 \cdot 1242400/24833 = 100.1 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

2.  $t = 15 \text{ mm}$  :

$$\begin{aligned} EIA &= 1/3 \cdot 60^2 \cdot 60 = 72000 \text{ m}^3 \\ \text{mit } EI &= 9.676 \cdot 10^6 \text{ KNm}^2 \\ \Rightarrow \Delta &= 0.0074 \text{ m/KN} \\ \Rightarrow c &= 1/\Delta = 135.13 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Damit erhält man die Ersatzlast  $P_{\text{ers}}$  :

$$\begin{aligned} c &= 135.13 \text{ KN/m} \quad (\Delta = 0.0074 \text{ m/KN}) \\ \max y_F &= 0.14 \text{ m} \\ P_{\text{ers}} &= 0.14 \cdot 135.13 = 18.92 \text{ KN} \end{aligned}$$

Die Bemessungsschnittgrößen sind dann :

$$\begin{aligned} N &= 432.2 \text{ KN} \\ Q &= 18.9 \text{ KN} = P_{\text{ers}} \\ M^I &= 18.9 \cdot 60 = 1134.0 \text{ KNm} \\ M^{II} &= 1134.0 \cdot (1 + 0.4^2/8) = 1156.7 \text{ KNm} \\ \Rightarrow \Delta\sigma &= 2 \cdot M/W = 2 \cdot 1156700/46074 = 50.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Für den vorliegenden Kerbfall 3 nach DIN 4133 ist die Dauerfestigkeit des Systems gewährleistet, wenn die Spannungsschwingbreite kleiner ist, als

$$\text{zul } \Delta\sigma = 71 \quad (\text{Kerbfall 3, DIN 4133}).$$

Mit der Tragrohrdicke von 8 mm, welche zur Aufnahme der Spannungen bei Schwingungen aus Böenerregung ausreicht, wird der Dauer-schwingfestigkeitsnachweis nicht erfüllt. Die Belastung infolge Querschwingung wird also hier für die Bemessung der Tragrohrdicke maßgebend.

Die zulässige Dauerfestigkeit wird für die Stärke von 15 mm erfüllt.

Die notwendige Tragrohrdicke infolge der Querschwingungen kann, abhängig von dem gewählten Kerbfall, noch optimiert werden, so daß sich dann eine etwas kleinere Stärke ergibt.

Da zur Aufnahme der Querschwingungsbelastung ein wesentlich größeres Profil nötig wird, ist es sinnvoll, geeignete Maßnahmen zur Verringerung der Querschwingungen vorzusehen. Diese Maßnahmen können aerodynamische und/oder dämpfende sein.

Mögliche Maßnahmen sind z.B.

- aerodynamisch : Schraubenwendel, Störstreifen, shrouds usw.
- dämpfend : Schwingungsdämpfer, Störabspannungen

## 5.1.6 Beulsicherheitsnachweis

Für das Einspannfeld des Schornsteines wird mit den maximalen Schnittgrößen der Beulsicherheitsnachweis nach DIN 18800, Teil 4 /11/ durchgeführt. Die maximalen Schnittgrößen ergaben sich bei böenerregten Schwingungen mit :

$$M = 3043.0 \text{ KNm}$$

$$N = 231.7 \text{ KN}$$

$$Q = 96.3 \text{ KN}$$

Damit ergeben sich die folgenden Beanspruchungsgrößen :

$$\sigma_{xM} = M / (\pi \cdot r^2 \cdot t) = 3043.0 / 0.025 \cdot 10^{-3} = 121 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{xN} = N / (2 \cdot \pi \cdot r \cdot t) = 231.7 / 0.05 \cdot 10^{-3} = 4.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_o = \delta \cdot \max q_w \cdot r / t = 0.46 \cdot 0.97 \cdot 1/8 = 0.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = Q / (\pi \cdot r \cdot t) = 96.3 / 0.025 \cdot 10^{-3} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

Für sehr lange Zylinder braucht die Beulsicherheit nicht nachgewiesen zu werden, wenn :

$$S_K/r = 120.0/1.0 \geq 6 \cdot \sqrt{r/t} = 6 \cdot 11.2 = 67$$

Dieser Nachweis wird hier dennoch durchgeführt.

$$\text{grenz } \sigma_{xS} = \sigma_{xSu} / \gamma \quad \text{mit } \sigma_{xSu} = \kappa_2 \cdot \beta_S$$

$$\text{grenz } \sigma_{oS} = \sigma_{oS_u} / \gamma \quad \text{mit } \sigma_{oS_u} = \kappa_1 \cdot \beta_S$$

$$\text{grenz } \tau_S = \tau_{Su} / \gamma \quad \text{mit } \sigma_{xSu} = \kappa_1 \cdot \beta_S / \sqrt{3}$$

$$\lambda_{Sx} = \sqrt{\beta_S / \sigma_{xSi}}$$

$$\sigma_{xSi} = 0.605 \cdot c_x \cdot E \cdot t/r$$

$$\lambda_{So} = \sqrt{\beta_S / \sigma_{oS_i}}$$

$$\sigma_{oS_i} = E \cdot (t/r)^2 \cdot [0.275 + 2.03 \cdot (c_o / (1/r \cdot \sqrt{t/r}))^4]$$

$$\lambda_{Sr} = \sqrt{\beta_S / \sqrt{3} \cdot \tau_{Si}}$$

$$\tau_{Si} = 0.25 \cdot E \cdot (t/r)^{1.5}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{xSi} &= 610.0 \text{ N/mm}^2 & \Rightarrow & \lambda_{Sx} = 0.33 & \kappa_2 &= 0.87 \\
\sigma_{\phi Si} &= 3.7 \text{ N/mm}^2 & \Rightarrow & \lambda_{S\phi} = 8.05 & \kappa_1 &= 0.01 \\
\tau_{Si} &= 37.6 \text{ N/mm}^2 & \Rightarrow & \lambda_{Sr} = 1.92 & \kappa_1 &= 0.18
\end{aligned}$$

$$\sigma_{xSu} = \kappa_2 \cdot \beta_S = 208.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\phi Su} = \kappa_1 \cdot \beta_S = 0.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Su} = \kappa_1 \cdot \beta_S / \sqrt{3} = 43.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{grenz } \sigma_{xS} = 208.8 / 1.1 = 189.1$$

$$\geq 121.0 \cdot 1.35 + 4.6 \cdot 1.5 = 170.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{grenz } \sigma_{\phi S} = 2.4 / 1.1 = 2.2 \geq 0.1 \cdot 1.5 = 0.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{grenz } \tau_S = 43.2 / 1.1 = 39.3 \geq 3.8 \cdot 1.5 = 5.7 \text{ N/mm}^2$$

Mit der gewählten Tragrohrstärke  $t = 8 \text{ mm}$  ist der Beulnachweis erfüllt.

## 5.2 Normen Vergleich

### 5.2.1 Allgemeines

Die vorangegangene Berechnung hat gezeigt, daß der Querschwingungsfall für schwachgedämpfte Schornsteine bemessungsbestimmend ist. Der folgende Vergleich der Normen

- ISO TC 98 (6.1986) /8/
- CICIND (9.1989) /9/
- DIN 4133 (3./6.1986) /10/

kann sich also auf den wirbelerregten Querschwingungsfall beschränken.



## 5.2.2 ISO TC 98

Der Vorschlag nach ISO basiert auf der Kanadischen Norm /12/ beziehungsweise den Ausführungen von Vickery/Isyumov/Davenport /13/ welche hinsichtlich einer realistischeren dynamischen Berechnung verändert sind. Die Schwingungsamplitude  $\hat{y}$  infolge Wirbelerregung berechnet sich nach der folgenden Formel :

$$\frac{\hat{y}}{d} = \left[ \left( \frac{h}{d} \right)^{1/2} \left[ \zeta_{\text{str}} - \rho_{\text{air}} \frac{d^2}{m} c_2 \right]^{1/2} \frac{m}{\rho_{\text{air}} \cdot d^2} \right]^{-1}$$

$y$  - maximale Amplitude am Schornsteinkopf

$h$  - Schornsteinhöhe

$d$  - Durchmesser im oberen Schornsteindrittel

$\zeta_{\text{str}}$  - strukturelles Dämpfungsdekrement

$\rho_{\text{air}}$  - Luftdichte

$c_2$  - 0.6 ( für  $v_{\text{crit}} \leq 10\text{m/s}$  und  $h/d \geq 12$ :  $c_2 = 1.2$ )

Die Spannungen können aus den Trägheitskräften infolge der Schornsteinschwingung, mit der Amplitude  $\hat{y}$  errechnet werden.

Die berechnete Schwingwegamplitude  $\hat{y}/d$  ist in Bild 5.5 über dem strukturellen Dämpfungsbeiwert  $K_s$  bzw. der Scrutonzahl  $S_c$  dargestellt.

$$\left. \begin{aligned} K_s &= \frac{m \cdot \zeta_{\text{str}}}{\rho_{\text{air}} \cdot d^2} \\ S_c &= \frac{4 \cdot \pi \cdot m \cdot \zeta_{\text{str}}}{\rho_{\text{air}} \cdot d^2} \end{aligned} \right\} K_s = \frac{S_c}{4 \cdot \pi}$$

Die Größe der Amplituden strebt gegen Unendlich, wenn der Dämpfungsbeiwert  $K_s$  sich einem bestimmten Werte nähert. Dies hat zur Folge, daß für Schornsteine mit niedrigem Dämpfungsbeiwert, das Konzept der ISO keine Ergebnisse liefert.

Für solche Fälle empfiehlt die ISO spezielle Normen oder Fachliteratur.

## 5.2.3 CICIND

Die CICIND (Windlasten für Stahlschornsteine) /9/ basiert auf der Veröffentlichung von A.F. Daly /14/ welche wiederum auf der von Vickery/Basu aufbaut. Hier wird die Resonanzamplitude folgendermaßen berechnet :

$$\frac{\hat{y}}{d} = \frac{0.005 \cdot g}{[K_S - K_{ao} \cdot (1 - [\hat{y}/(\alpha \cdot g \cdot d)]^2)^{1/2}]^{1/2}}$$

$g$  = Spitzenfaktor

$$g = \sqrt{2} \cdot [1 + 1.2 \cdot \tan^{-1}(0.75 \cdot [K_S/K_{ao}]^4)]$$

der für sinusförmige Schwingungen den Wert  $\sqrt{2}$  annimmt und  $\approx 4$  bei ungleichmäßiger Bewegung.

$K_{ao}$  = negativer aerodynamischer Dämpfungsbeiwert

$$K_{ao} = m \cdot \zeta_{ao} / (\rho_{air} \cdot d^2)$$

$m$  = äquivalente Masse pro Längeneinheit

$$m = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \Phi^2(z) dz}{\int_0^h \Phi^2(z) dz}$$

$\Phi(z)$  = Schwingungsform des Schornsteins

$\alpha$  =  $y_L/d$  - begrenzende Amplitude

$\zeta_{ao}$  = aerodynamische Dämpfung bei Amplitude  $\rightarrow 0$

Die Werte von  $\alpha$  und  $K_{ao}$  sind von Daily statistisch aus der Tabelle von Pritchard /15/ (Tabelle 5.1) gewonnen worden. Dargestellt sind diese in Abhängigkeit von der Reynoldszahl in Bild 5.1. Für die drei Bereiche der Reynoldszahl ist die Funktion  $y/d$  in Bild 5.2 eingezeichnet. Die Amplitude ist in allen Bereichen, auch für niedrige Dämpfungsparameter, beschränkt. Die Erhöhung beim Übergang von "stabiler" zu "instabiler" Schwingung (große Amplituden) beginnt erst bei recht hohen Dämpfungsparametern, besonders für den kritischen und überkritischen Bereich.

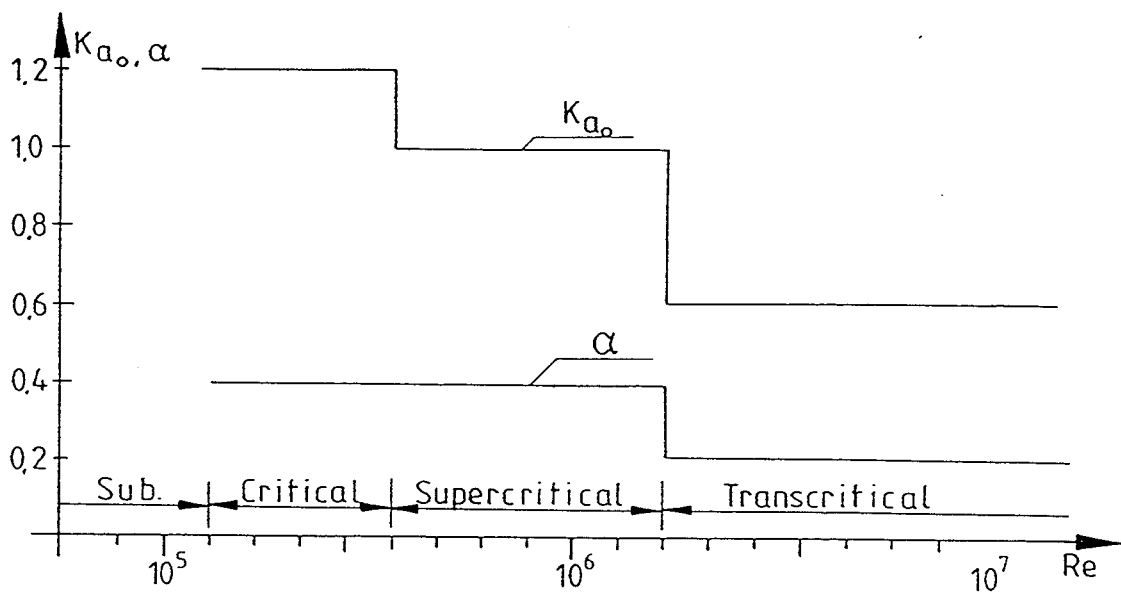


Bild 5.1 Werte von  $\alpha$  und  $K_{a_0}$  als Funktionen der Reynoldszahl

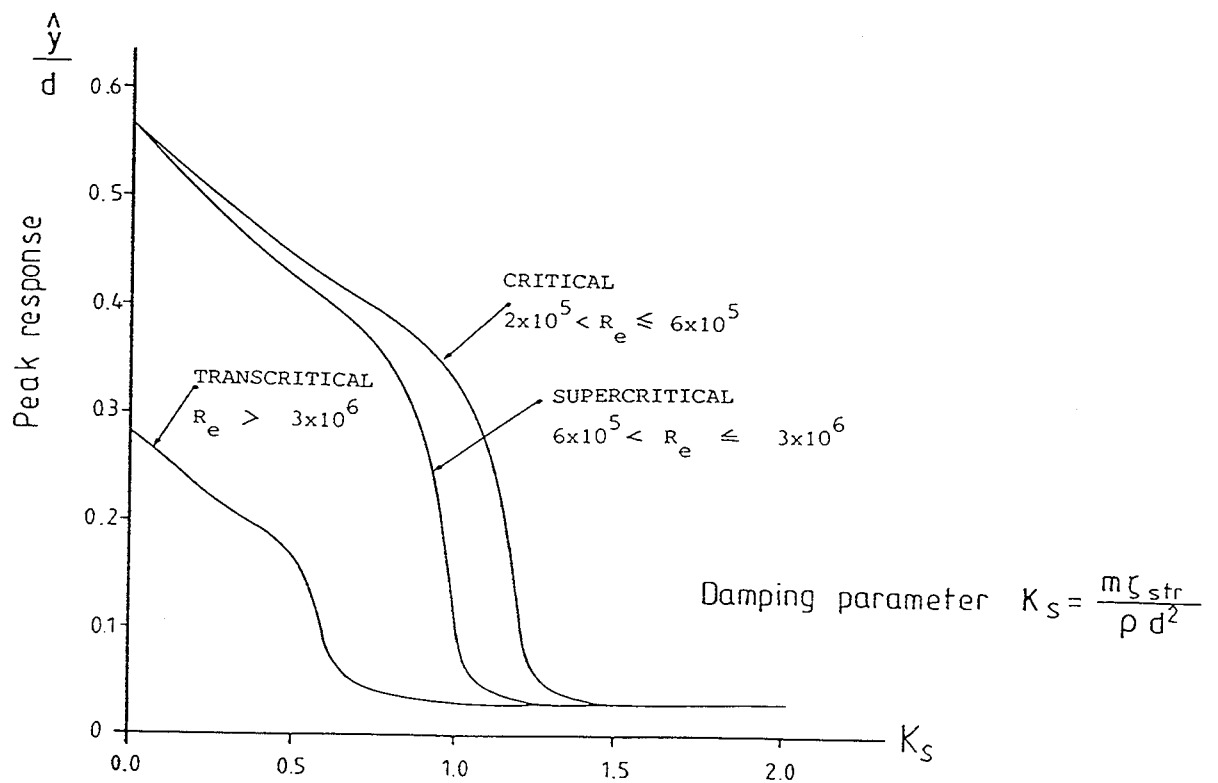


Bild 5.2 Resonanzamplitude als Funktion der strukturellen Dämpfung und der Reynoldszahl

Prichard's table												Prediction					full-scale		
Nr.	Ref.	H [m]	d [m]	$\lambda$ [m]	$f_e$ [Hz]	$v_{crit}$ [m/s]	$Re_{crit}$ $10^6$	$\delta$ [m]	M $ K_s/m $	Sc [m]	DIN		Vickery/Daly			$\hat{y}_0/d$	amplitude		
											$c_{lat}$	$y_0/d$ [m]	$K_s$	$K_{a_0}$	$\alpha$		$\hat{y}/d$	m	obs.
1	/10/	45	1,26	35,7	0,642	4,04	0,34	0,043m	341	15,4	0,58	0,052	1,225	1,2	0,4	0,073	0,013	x	
2		50	2,2	22,7	0,919	10,1	1,5	0,014m	945	4,5	0,20	0,087	0,358	1,0	0,4	0,46	0,016	x	
3		45	1,1	40,9	0,629	3,5	0,25	0,034m	258	12,1	0,70	0,071	0,963	1,2	0,4	0,343	0,025	x	
4		64	2,8	22,8	0,578	8,1	1,5	0,014m	1085	3,2	0,20	0,126	0,255	1,0	0,4	0,490	0,035	x	
5		54	2,2	24,5	0,61	6,7	0,98	0,059m	834	16,9	0,20	0,022	1,345	1,0	0,4	0,029	0,012	x	
6	/22/	59,25	2,85	20,8	0,73	10,4	2,0	0,034m	1145	7,7	0,20	0,054	0,613	1,0	0,4	0,397	0,053	x	
7	/23/	90	5,32	16,9	0,75	20,0	7,1	0,030m	2090	4,95	0,251	0,121	0,394	0,6	0,2	0,194	0,062	x	
15		91,6	5,13	17,9	0,675	17,3	5,9	0,028m	2010	4,72	0,224	0,109	0,376	0,6	0,2	0,198	0,057	x	
17		83,5	4,10	20,4	1,15	23,6	6,4	0,038m	1360	8,08	0,236	0,062	0,643	0,6	0,4	0,061	0,063	x	
19	/24/	140	6	23,3	0,475	14,3	5,7	0,02	1950	1,73	0,219	0,305	0,138	0,6	0,2	0,249	0,20	x	
35	/25/	74,15	3	24,7	0,66	9,9	2,0	0,012m	591	1,26	0,20	0,40	0,101	1,0	0,4	0,537	0,46	x	
56	/26/	60	1,58	38	0,5	3,95	0,42	0,015	233	2,24	0,37	0,275	0,366	1,2	0,4	0,475	0,25	?	
57	/27/	60	1,0	60	1,38	6,9	0,46	0,010	148	2,40	0,281	0,24	0,191	1,2	0,4	0,519	0,40	x(?)	
64		55	2,14	25,7	1,12	12,0	1,7	0,015	323	1,70	0,20	0,255	0,135	1,0	0,4	0,527	0,18	?	
15	/19/	60	2,0	30	0,80	8,0	1,07	0,012m	340	1,63	0,20	0,24	0,13	1,0	0,4	0,525	0,24	x	

m = measured

obs = observed

Tabelle 5.1 Stahlschornsteine mit gemessener oder beobachteter Amplitude nach Pritchard /15/

## 5.2.4 DIN 4133 Anhang A

Die DIN basiert auf den Untersuchungen von Ruscheweyh /8/,/21/ einschließlich dem Report des Institutes für Bautechnik, Berlin /17/. Die DIN zieht in Betracht, daß die Korrelationslänge mit zunehmender Amplitude ebenfalls anwächst. Die Resonanzamplitude berechnet sich hier aus :

$$\hat{y}/d = K_W \cdot K \cdot c_{lat} / (S_c \cdot S^2)$$

S - Strouhalzahl

$c_{lat}$  - aerodynamischer Erregerkraftbeiwert, abhängig von der Reynoldszahl in Bild 5.3 dargestellt

K - Beiwert der Schwingungsform  
(für Kragarme  $K \approx 0.11 - 0.14$ )

$$K = \frac{\int_0^h |\Phi(z)| dz}{4\pi \cdot \int_0^h \Phi^2(z) dz}$$

$K_W$  - Wirklängenfaktor

$$K_W = \frac{\sum_{j=1}^n L_j \int |\Phi(z)| dz}{\int_0^h |\Phi(z)| dz}$$

$L_j$  - Korrelationslänge (vgl. Bild 5.4)

d - Durchmesser im Bereich der Wirbelerregung

n - Anzahl der Felder mit Wirbelerregung  
(vgl. Bild 5.4)

Für Schornsteine in Form eines Kragarmes kann der Wirklängenfaktor vereinfacht mit folgendem Ausdruck ermittelt werden :

$$K_W = 3 \cdot \frac{L_j/d}{h_F/d} \left[ 1 - \frac{L_j/d}{h_F/d} + \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{L_j/d}{h_F/d} \right)^2 \right]$$

Die Korrelationslänge  $L_f$  selber ist eine Funktion der Schwingungsamplitude  $\hat{y}/d$ . Näherungsweise kann sie bestimmt werden aus:

$$\begin{aligned} \hat{y}/d \leq 0.1 & \longrightarrow L_f/d = 0.6 \\ 0.1 \leq \hat{y}/d \leq 0.6 & \longrightarrow L_f/d = 4.8 + 12 \cdot \hat{y}/d \\ \hat{y}/d \geq 0.6 & \longrightarrow L_f/d = 12 \end{aligned}$$

Die Berechnung der Schwingungsamplitude erfolgt iterativ. Beginnt man mit  $L_f/d = 6$ , führt diese jedoch schnell zum Ziel. Die Lösung ist für einige Schornsteine in Bild 5.5 dargestellt.

Die dynamischen Spannungen werden mit den Trägheitskräften des schwingenden Systems berechnet.

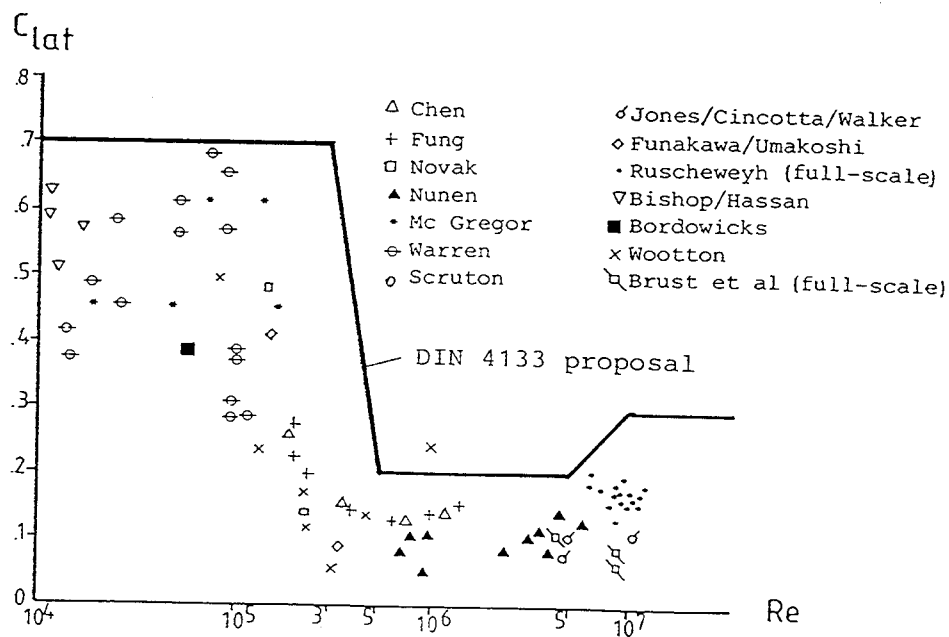


Bild 5.3 Erregerkraftbeiwert  $c_{lat}$  über der Reynoldszahl

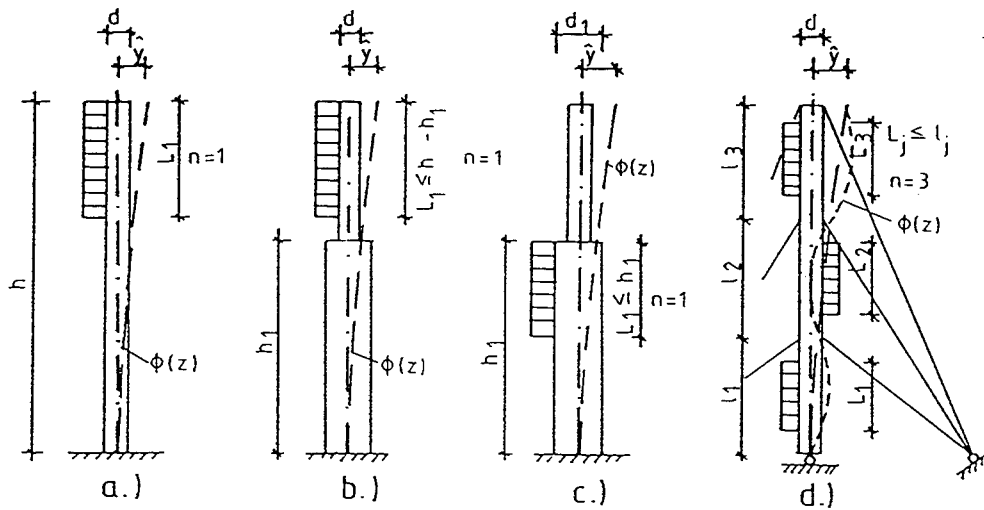


Bild 5.4 Beispiele zur Festlegung von Korrelationslängen  $L_i$

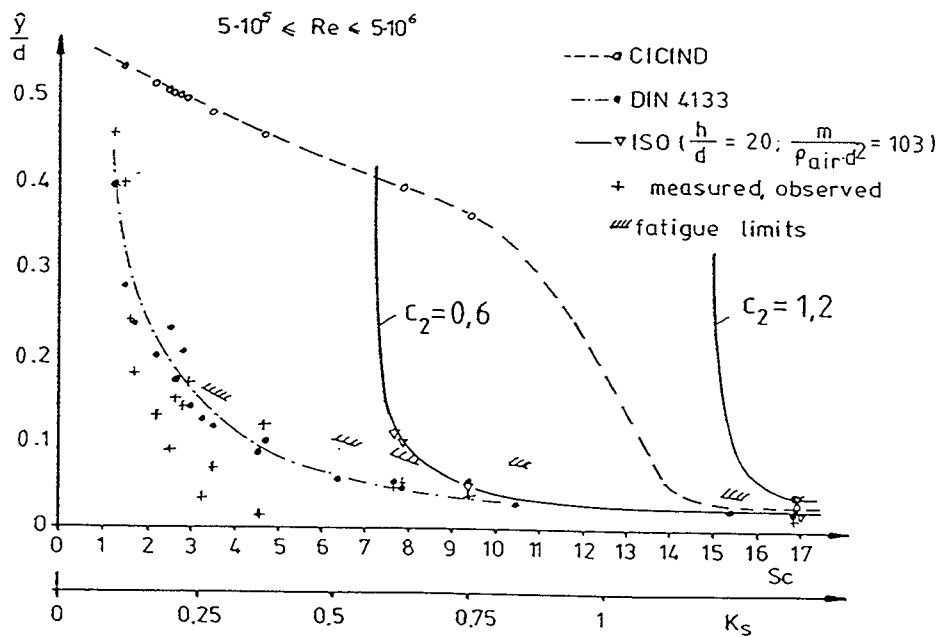


Bild 5.5 Vergleich berechneter Amplituden nach ISO, CICIND und DIN mit gemessenen bzw. beobachteten und den Ermüdungsgrenzen konstruierter Schornsteine (Reynoldszahl im überkritischen Bereich)

### 5.2.5 Ermüdungsfestigkeit

Im Zusammenhang mit wirbelerregten Schwingungen muß die Dauerfestigkeit berücksichtigt werden. Die Lastspielzahl kann aus folgender Formel, die sowohl in der CICIND als auch in der DIN angegeben ist, ermittelt werden :

$$N \approx 2 \cdot 10^7 \cdot T \cdot f_e \cdot (v_{\text{krit}}/v_o)^2 \cdot \exp -(v_{\text{krit}}/v_o)^2$$

$T$  - Lebensdauer

$f_e$  - Eigenfrequenz

$v_{\text{krit}}$  - kritische Windgeschwindigkeit

$v_o$  -  $1.15 \cdot v$

$v$  - mittlere Jahreswindgeschwindigkeit

Die errechnete Schwingbreite muß unter Beachtung der Kerbfälle hinsichtlich der Betriebsfestigkeit beurteilt werden (z.B. nach Eurocode 3).

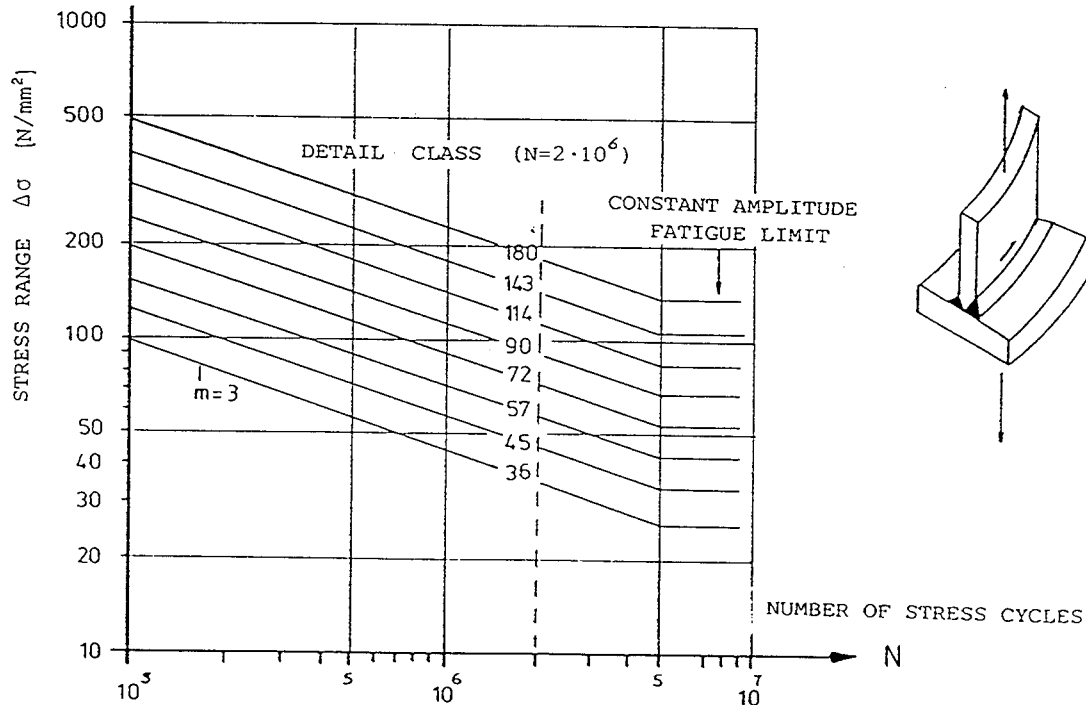


Bild 5.6 Ermüdungsfestigkeitskurven



### 5.2.6 Zusammenfassung und Bewertung

Allgemein sollten Normen sich an Erfahrungen aus der Praxis orientieren. Pritchard kam auf diese Weise zu dem Ergebnis, daß zwischen den bestehenden Normen große Unterschiede in der Berechnung wirbelerregter Schwingungsamplituden bestehen. Eine Überarbeitung seiner Zusammenstellung ergab, daß hier sowohl Schornsteingruppen (Interferenzeinflüsse bei Schornsteingruppen können die Amplituden auf vierfache Werte erhöhen) als auch solche mit unbestätigten Daten (aus Literatur übernommen) eingeschlossen waren. Nachdem diese Schornsteine aus der Zusammenstellung herausgenommen und andere, deren Daten exakt angegeben waren, zu diesem Vergleich hinzugefügt wurden /18/ /19/, ergaben sich die in Bild 5.5 dargestellten Ergebnisse. Es zeigt sich, daß die nach den Formeln der DIN 4133 ermittelten Amplituden gut mit den gemessenen bzw. beobachteten übereinstimmen. Generell sind die berechneten Amplituden oberhalb der gemessenen und damit auf der sicheren Seite.

Gute Übereinstimmung besteht auch mit den Methoden von ISO und CICIND für Schornsteine mit großer struktureller Dämpfung, also bei kleinen Amplituden. Für niedrige Werte von  $K_s$  bzw.  $S_c$  ergeben sich nach den Methoden von CICIND und ISO viel größere Werte als in Wirklichkeit gemessen wurden. Der Sicherheitsbereich ist in diesen Fällen überaus groß, bis zu einem Faktor von 9 (CICIND). Diese Abweichung wird auch aus Bild 5.5 deutlich. Die CICIND-Lösung führt zu hohen, begrenzten Amplituden während die ISO für bestimmte Werte von  $K_s$  bzw.  $S_c$  zu keiner Lösung führt.

Fünf Schornsteine, die vor 5-8 Jahren gebaut wurden, sind hinsichtlich Ermüdung untersucht /20/ worden. Die Schwingungsamplitude, die zur Materialermüdung führt, ist ebenfalls in Bild 5.5 eingezeichnet. Die Versagensgrenze liegt oberhalb den gemessenen wie auch den errechneten Werten und da noch kein Ermüdungsversagen bei diesen Schornsteinen aufgetreten ist, bestätigt dies die Richtigkeit der DIN Lösung.

## 6 Literaturverzeichnis

- /1/ DIN 1055 - Vornorm, Teil 40, Deutsche Norm, Lastannahmen für Bauten, Windwirkungen auf Bauwerke, 8.1989.
- /2/ Eurocode 9 for Actions on Building Structures, Chapter 8(i). Wind loads - static actions, Draft, 2.1990.
- /3/ SIA 160, Schweizer Norm, Einwirkungen auf Tragwerke, 6.1989.
- /4/ ISO/TC/ 98/SC 3/WG 2 N 129, Wind actions on structures, Draft for DP 4354.
- /5/ ECCS - Technical Committee 12, -Wind, Recommendations for Calculating the Effects of Wind on Buildings and Structures, second edition, N°52, 11.1987.
- /6/ BSI Document 89/12824, REF CSB/54, BS 6399 Part 2, Wind Loading, (CSB 54/2 - 9th Draft), 5.1989.
- /7/ UTI Regles NV 65 et annexes, Document Technique Unifie, Regles definissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, 1987.
- /8/ ISO - TC 98/SC 3/WG 2, 6.1986.
- /9/ H. van Koten, J.P. de Raadt, Cross-Wind Vibrations of cylindrical Chimneys at low Reynoldnumbers, CICIND Model Code for Steel Chimneys, CICIND-Report, Vol 1, No 1, 5.1988, pp. 28-37.
- /10/ DIN 4133 -Entwurf, Schornsteine aus Stahl, Statische Berechnungen und Ausführungen, 12.1989.
- /11/ DIN 18 800, Teil 4 - Entwurf, Stahlbauten, Stabilität fälle, Schalenbeulen, 12.1988.
- /12/ NBCC, National Building Code of Canada, Part 4 Design, Subsection 4.1.8 Live loads due to wind, 1980.
- /13/ B.J. Vickery, N. N. Isyumov, A.G. Davenport, The Role of Damping Mass and Stiffness in the Reduction of Wind Effects on Structures, Journ. of Wind Engin. and Industr. Aerodynamics, 11, (1983) 285-294.
- /14/ A.F. Daly, Evaluation of Methods of Predicting the Across-Wind Response of Chimneys, CICIND-Report, Vol.2, No1, 1986.

- /15/ B.N. Pritchard, Oscillation of Steel Stacks - A new Design Parameter, Proc. 5th Intern. Congress, CICIND, Essen, W.Germany, 10.1984, pp. 147-153.
- /16/ H. Ruscheweyh, A refined Engeniering Model for the Estimation of vortex-exited Vibrations of slender Struktures, Contribution for the Applikation of the Aeroelastic for the Civil Engeneering Struktures, Technical Report Series, Editor G.I. Schueller, F.H. Wittmann, Inst. f. Mechanik. Univ. Innsbruck, Austria (in german).
- /17/ Report, Institut für Bautechnik, Berlin, Calculation method for vortex-exited crosswind oscillations of steelstacks after DIN 4133, Vol.1, 1983, pp 2 (in german).
- /18/ Riso-Report, Fullscale Measurements on five Steel Stacks, Riso-National Lab., 4000 Roshild, Denmark, 1977 (in danish).
- /19/ W. Langer, Cross-Wind Vibrations of high and slender Struktures with circular Cross Section, 394. IfL-Report 8, Vol 5, Dresden 1969, (in german).
- /20/ Eurocode 3, Unified Rules for the Design of Steel Structures, Commission of the European Communities, Bruxelles, Draft 1984.
- /21/ H. Ruscheweyh, Dynamic Wind Effects on Buildings, Vol. I and II, Bauverlag, Wiesbaden, 1982 (in german)
- /22/ H. Ruscheweyh, Consult-Report of the full-scale measurement on a steel stack, 1984
- /23/ K. Nakagawa et.al., An experimental study of aerodynamic devices for reducing wind-induced oscillatory tendencies in stacks, Int. Conf. "Wind Effects on Buildings and Struktures", NPL, UK.1963,pp 773.
- /24/ H. Ruscheweyh, G. Hirsch, H. Zutt, Schadensfall an einem 140 m hohen Stahlkamin infolge wirbelerregter Schwingungen quer zur Windrichtung, Der Stahlbau, Heft2, 1975
- /25/ H. Ruscheweyh, g. Hirsch, Full scale measurements of the dynamic response of tower shaped struktures, 4th Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Struktures, London 1975

- /26/ H. van Koten, Experiences with cross wind vibrations of towers and stacks, Symp. on Practical Experiences with Flow-Induced Vibrations, Karlsruhe 1979, pp. 720
- /27/ Beaumont, (Personal information)

## Anhang 1

## Anhang 1.1

Rohr	F	G	I	W	i	g
	[cm <sup>2</sup> ]	[Kg/m]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[KN/m]
244.5 x 3.2	24.3	19.1	1766	144	8.52	0.1874
244.5 x 4.0	30.2	23.7	2186	179	8.50	0.2327
244.5 x 4.5	33.9	26.6	2444	200	8.49	0.2613
244.5 x 5.0	37.6	29.5	2699	221	8.47	0.2896
244.5 x 5.6	42.0	33.0	3000	245	8.45	0.3237
273.0 x 4.5	38.0	29.8	3422	251	9.49	0.2923
273.0 x 5.0	42.1	33.0	3781	277	9.48	0.3237
273.0 x 5.6	47.0	36.9	4207	308	9.46	0.3620
273.0 x 6.3	52.8	41.4	4696	344	9.43	0.4061
273.0 x 7.1	59.3	46.6	5245	384	9.40	0.4571
273.0 x 8.0	66.6	52.3	5852	429	9.37	0.5129
323.9 x 3.6	36.2	28.4	4646	287	11.30	0.2788
323.9 x 4.0	40.2	31.6	5143	318	11.30	0.3100
323.9 x 4.5	45.2	35.5	5759	356	11.30	0.3483
323.9 x 5.0	50.1	39.3	6369	393	11.30	0.3855
323.9 x 5.6	56.0	44.0	7094	438	11.30	0.4316
323.9 x 6.3	62.9	49.3	7929	490	11.20	0.4836
323.9 x 7.1	70.7	55.5	8869	548	11.20	0.5445
355.6 x 4.0	44.2	34.7	6828	384	12.40	0.3404
355.6 x 4.5	49.6	38.9	7650	430	12.40	0.3816
355.6 x 5.0	55.1	43.3	8468	476	12.40	0.4248
355.6 x 5.6	61.6	48.3	9431	530	12.40	0.4738
355.6 x 6.3	69.1	54.2	10547	593	12.40	0.5317
355.6 x 7.1	77.7	61.0	11806	664	12.30	0.5984
355.6 x 8.0	87.4	68.6	13201	742	12.30	0.6730
406.4 x 4.5	56.8	44.6	11473	565	14.20	0.4374
406.4 x 5.0	63.1	49.5	12701	625	14.20	0.4856
406.4 x 5.6	70.5	55.3	14162	697	14.20	0.5429
406.4 x 6.3	79.2	62.2	15850	780	14.10	0.6102
406.4 x 7.1	89.1	69.9	17756	874	14.10	0.6857
406.4 x 8.8	110.0	86.3	21730	1070	14.10	0.8466
457.0 x 4.5	64.0	50.2	16375	717	16.00	0.4929
457.0 x 5.0	71.0	55.7	18134	794	16.00	0.4568
457.0 x 5.6	79.4	62.3	20230	885	16.00	0.6112
457.0 x 7.1	100.4	78.8	25397	1111	15.90	0.7730
457.0 x 8.0	113.0	89.0	28446	1245	15.90	0.8702
508.0 x 7.1	111.7	87.7	35048	1380	17.70	0.8603
508.0 x 8.0	125.7	98.7	39278	1546	17.70	0.9690
508.0 x10.0	156.5	122.8	48520	1910	17.60	1.2052

Tabelle 25 : Rohrprofile DIN 2458 - St37-2

## Anhang 1.2 Flächen und Längen

Feld Nr.		$A_u$
	$[m] \cdot [m]$	$[m^2]$
1	$9.50 \cdot 20.00$	190.00
2	$8.50 \cdot 20.00$	170.00
3	$7.50 \cdot 20.00$	150.00
4	$6.50 \cdot 20.00$	130.00
5	$5.50 \cdot 20.00$	110.00

Tabelle 26 :Umfangsflächen  $A_u$ 

Feld Nr.	$\Sigma l \cdot d$	$A_i$
	$[m] \cdot [m]$	$[m^2]$
1	$(2 \cdot 20.01 + 2 \cdot 11.18 + 2 \cdot 10.97 + 9.00) \cdot d_1$	$93.33 \cdot d_1$
2	$(2 \cdot 20.01 + 2 \cdot 10.97 + 2 \cdot 10.77 + 8.00) \cdot d_2$	$91.51 \cdot d_2$
3	$(2 \cdot 20.01 + 2 \cdot 10.77 + 2 \cdot 10.60 + 7.00) \cdot d_3$	$89.99 \cdot d_3$
4	$(2 \cdot 20.01 + 2 \cdot 10.60 + 2 \cdot 10.44 + 6.00) \cdot d_4$	$88.11 \cdot d_4$
5	$(2 \cdot 20.01 + 2 \cdot 10.44 + 2 \cdot 10.31 + 5.00) \cdot d_5$	$86.53 \cdot d_5$

Tabelle 27 : Projektionsflächen  $A_i$

Knoten Nr.	$\frac{1}{2} \cdot \Sigma l$	li
	[m]	[m]
1- 4	$(20.01 + 2 \cdot 11.18) \cdot 0.5$	21.185
5- 8	$(2 \cdot 11.18 + 2 \cdot 10.97) \cdot 0.5$	22.15
9;11	$[(20.01 + 2 \cdot 10.97 + 2 \cdot 9.00 + 12.73) + (2 \cdot 10.97 + 20.01)] \cdot 0.5$	36.34 + 20.98
10;12	$[(20.01 + 2 \cdot 10.97 + 2 \cdot 9.00) + (2 \cdot 10.97 + 20.01)] \cdot 0.5$	29.98 + 20.98
13-16	$(2 \cdot 10.97 + 2 \cdot 10.77) \cdot 0.5$	21.74
17;19	$[(20.01 + 2 \cdot 10.77 + 2 \cdot 8.00 + 11.31) + (2 \cdot 10.77 + 20.01)] \cdot 0.5$	34.44 + 20.78
18;20	$[(20.01 + 2 \cdot 10.77 + 2 \cdot 8.00) + (2 \cdot 10.77 + 20.01)]$	28.78 + 20.78
21-24	$(2 \cdot 10.77 + 2 \cdot 10.60) \cdot 0.5$	21.37
25;27	$[(20.01 + 2 \cdot 10.60 + 2 \cdot 7.00 + 9.90) + (2 \cdot 10.60 + 20.01)] \cdot 0.5$	32.25 + 20.60
26;28	$[(20.01 + 2 \cdot 10.60 + 2 \cdot 7.00) + (2 \cdot 10.60 + 20.01)] \cdot 0.5$	27.30 + 20.60
29-32	$(2 \cdot 10.60 + 2 \cdot 10.44) \cdot 0.5$	21.04
33;35	$[(20.01 + 2 \cdot 10.44 + 2 \cdot 6.00 + 8.49) + (2 \cdot 10.44 + 20.01)] \cdot 0.5$	30.69 + 20.45
34;36	$[(20.01 + 2 \cdot 10.44 + 2 \cdot 6.00) + (2 \cdot 10.44 + 20.01)] \cdot 0.5$	26.45 + 20.45
37-40	$(2 \cdot 10.44 + 2 \cdot 10.31) \cdot 0.5$	20.77
41;43	$(20.01 + 2 \cdot 10.31 + 2 \cdot 5.00 + 7.07) \cdot 0.5$	28.85
42;44	$(20.01 + 2 \cdot 10.31 + 2 \cdot 5.00) \cdot 0.5$	25.37

Tabelle 28 : Länge aller angreifenden Stäbe zur Ermittlung des Eigengewichtes je Knoten

## Anhang 1.3 Eurocode Berechnungen

$$h = 100 \text{ m}$$

$$b_m = 7.5 \text{ m}$$

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3$$

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = 1/1600 \cdot v_m(z)^2$$

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_t(z) \cdot v_{ref}$$

$$v_{ref} = 26 \text{ m/s (10m Höhe; R=50 Jahre; } t_a=10\text{min)}$$

## Beiwerte

$$C_r(z) = B \cdot (z/10)^\alpha \text{ mit } z \geq z_{min}$$

Kategorie 2 : offenes Terrain,  $\alpha = 0.14$ ,  $B = 1.0$

$$\Rightarrow C_r(z) = 1.0 \cdot (z/10)^{0.14}$$

$$C_t(z) = 1.0$$

## Windgeschwindigkeit

$$v_m(z) = 1.0 \cdot 1.0 \cdot (z/10)^{0.14} \cdot 26$$

$$\Rightarrow v(z) = (z/10)^{0.14} \cdot 26 \text{ [m/s]}$$

## Staudruck

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 10^{-3} \cdot (z/10)^{0.28} \cdot 26^2$$

$$\Rightarrow q(z) = 0.4225 \cdot (z/10)^{0.28} \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$q(10) = 0.42; q(30) = 0.57; q(50) = 0.66;$$

$$q(70) = 0.73; q(90) = 0.78$$

## Schwingungsanfälligkeit

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.06 \text{ für Stahlkonstruktionen}$$

$$\delta_a = \frac{\rho \cdot v(h) \cdot b \cdot C_f}{2 \cdot f_e \cdot m}$$

$$f_e = 0.4 \cdot (100/h)^{1.6} = 0.4 \text{ Hz}$$

$$m = A_{ges} \cdot 7850/100 = 538 \text{ Kg/m}$$

$$v(h) = 35.89 \text{ m/s ; } C_f = 1.26$$



A 5

$$\Rightarrow \delta_a = \frac{1.25 \cdot 35.89 \cdot 7.5 \cdot 1.26}{2 \cdot 0.4 \cdot 538} = 0.98$$

Böreaktionsfaktor

$$G = 1 + 2 \cdot g_w \cdot I(\text{equ}h) \cdot B_r$$

$$g_w = 3,5$$

$$\text{equ}h = 0.6 \cdot h = 60 \text{ m} \geq 5 \text{ m } z_{\min}$$

$$I(z) = 0.18 / [ C_r(\text{equ}h) \cdot C_t(\text{equ}h) ]$$

$$C_r(\text{equ}h) = 1.0 \cdot (\text{equ}h/10)^{0.14} = 1.0 \cdot (60/10)^{0.14}$$

$$C_r(\text{equ}h) = 1.29$$

$$C_t(z) = 1.0$$

$$I(z) = 0.18 / (1.29 \cdot 1.0) = 0.14$$

$$B_r = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.34 \cdot [3/L_i \cdot (b+h) + 1/L_i \cdot \sqrt{b \cdot h}]^{0.7}}}$$

$$L_i = 1.57 \cdot (\text{equ}h)^{0.2} \cdot v(\text{equ}h) = 1.57 \cdot 2.27 \cdot 33.41$$

$$L_i = 119.0 \text{ m}$$

$$B_r = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.34 \cdot [3/119 \cdot (7.5 + 100) + 1/119 \cdot \sqrt{7.5 \cdot 100}]^{0.7}}}$$

$$B_r = 0.76$$

$$\Rightarrow G = 1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.14 \cdot 0.76 = 1.75$$

Kraftbeiwerte  $C_f$  für räumliche Fachwerke aus Rundprofilen

$$C_f = \psi_\lambda \cdot C_{f,0}$$

$$\psi_\lambda = f(\lambda, \varphi)$$

$$\lambda = 1.4 \cdot h/b = 18.7$$

$$\varphi = A_c/A_i$$

$C_{f,0}$  - abhängig von der Reynoldszahl  $Re$

$$Re = v \cdot d_1 / (1.5 \cdot 10^{-5})$$

$$v = 40 \cdot \sqrt{q}$$

Resultierende Windkraft

$$F_w = C_f \cdot G \cdot \sum_i (q(z)_i \cdot A_i)$$

Berechnung der Windkräfte und Beiwerte tabellarisch :

EUROCODE : Windlast auf eine Seite, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_i$	$A_u$	$\varphi$	$q$	$Re10^{-5}$	$C_{f,0}$	$\psi$	$C_f$	G	$F_w$	$F_w$ je Knoten
1	355.6x5.6	$93.33 \cdot d_1$	190	0.17	0.42	0.61	1.23	0.97	1.19	1.75	29.2	7.3 *1
2	355.6x5.6	$91.51 \cdot d_2$	170	0.19	0.57	0.72	1.29	0.97	1.25	1.75	40.8	17.5 *2
3	323.9x4.5	$89.77 \cdot d_3$	150	0.19	0.66	0.70	1.28	0.97	1.24	1.75	41.8	20.7 *3
4	273.0x5.0	$88.11 \cdot d_4$	130	0.19	0.73	0.62	1.24	0.97	1.20	1.75	37.1	19.7 *4
5	244.5x3.2	$86.53 \cdot d_5$	110	0.19	0.78	0.58	1.21	0.97	1.17	1.75	34.0	17.8 *5
												8.5 *6

$F_w$  je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1;2	9;10	17;18	25;26	33;34	41;42

EUROCODE : Windlast auf eine Ecke, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_i$	Au	$\phi$	q	$Re10^5$	$C_{f,0}$	$\psi$	$C_f$	G	$F_w$	$F_w$ je Knoten	
1	406.4x5.6	$93.33 \cdot d_1$	190	0.20	0.42	0.70	1.36	0.96	1.31	1.75	36.5	6.5 *1	3.2 *2
2	406.4x5.6	$91.51 \cdot d_2$	170	0.22	0.57	0.82	1.40	0.96	1.34	1.75	49.7	15.2 *2	7.6 *4
3	355.6x4.5	$89.77 \cdot d_3$	150	0.21	0.66	0.77	1.39	0.96	1.33	1.75	49.0	17.4 *5	8.7 *6
4	273.0x4.5	$88.11 \cdot d_4$	130	0.19	0.73	0.62	1.33	0.97	1.29	1.75	39.6	15.7 *7	7.8 *8
5	244.5x3.2	$86.53 \cdot d_5$	110	0.19	0.78	0.58	1.31	0.97	1.27	1.75	36.7	13.5 *9	6.7 *10
												6.5 *11	3.2 *12

$F_w$  je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

Knoten Nr.	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7	*8	*9	*10	*11	*12
	1	2;4	9	10;12	17	18;20	25	26;28	33	34;36	41	42;44

## Anhang 1.4 DIN Berechnungen

$$\begin{aligned}
 h &= 100 \text{ m} \\
 b_m &= 7.5 \text{ m} \\
 \rho &= 1.25 \text{ Kg/m}^3 \\
 q(z) &= 1/1600 \cdot v^2
 \end{aligned}$$

## Beiwerte

Orographie

 $v(z, \Delta h) = v(z)$  ebenes Gelände, ohne Erhebung oder Neigung

## Windgeschwindigkeit

$$\begin{aligned}
 v_{m,z} &= (z/10)^{0.16} \cdot v_{m,10} \quad - \text{Grundgeschwindigkeit} \\
 &\quad (10\text{m Höhe; } R=10 \text{ Jahre; } t_a=10\text{min; Zone II}) \\
 v_{b,z} &= (z/10)^{0.11} \cdot v_{b,10} \quad - \text{Nennböengeschwindigkeit} \\
 &\quad (10\text{m Höhe; } R=10 \text{ Jahre; } t_a=5\text{sec; Zone II})
 \end{aligned}$$

$$v_{b,z} \geq v_{b,5} = 32.06 \text{ m/s}$$

Regelwerte der Windgeschwindigkeit

$$v_{m,10} = 27.6 \text{ m/s}$$

$$v_{b,10} = 34.6 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow v_{m,z} = (z/10)^{0.16} \cdot 27.6 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow v_{b,z} = (z/10)^{0.11} \cdot 34.6 \text{ m/s} \geq 32.06 = v_{b,5}$$

## Staudruck

$$q_{m,z} = (z/10)^{0.32} \cdot q_{m,10}$$

$$q_{b,z} = (z/10)^{0.22} \cdot q_{b,10} \geq 0.64 = q_{b,5}$$

Regelwerte des Staudrucks

$$q_{m,10} = 0.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{b,10} = 0.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_{m,z} = (z/10)^{0.32} \cdot 0.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_{b,z} = (z/10)^{0.22} \cdot 0.75 \text{ KN/m}^2 \geq 0.64 = q_{b,5}$$

# A 9

aus Grundgeschwindigkeit      aus Nennböengeschwindigkeit

$q_{m,10} = 0.48$	$q_{b,10} = 0.75$
$q_{m,30} = 0.67$	$q_{b,30} = 0.95$
$q_{m,50} = 0.80$	$q_{b,50} = 1.06$
$q_{m,70} = 0.89$	$q_{b,70} = 1.15$
$q_{m,90} = 0.97$	$q_{b,90} = 1.21$

## Schwingungsanfälligkeit

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05 \text{ für Stahlkonstruktionen, geschraubt}$$

$$\delta_a = \frac{\rho \cdot v \cdot b \cdot C_f}{2 \cdot f_e \cdot m}$$

$$f_e = 0.4 \cdot (100/h)^{1.6} = 0.4$$

$$m = A_{ges} \cdot 7850/100 = 579 \text{ Kg/m}$$

$$v_m(100) = 39.89 \text{ m/s ; } c_f = 1.26$$

$$\delta_a = \frac{1.25 \cdot 39.89 \cdot 7.5 \cdot 1.26}{2 \cdot 0.4 \cdot 579} = 1.02$$

$$\Rightarrow \delta_a = 1.02$$

$$\Rightarrow \delta = 1.07$$

## Böereaktionsfaktor $\Phi_R$

$$\Phi_R = 1 + r \cdot \sqrt{(B + S \cdot F/\delta)}$$

$$r = 0.83 \text{ (DIN Bild 6 : } h = 100\text{m)}$$

$$B = 0.67 \text{ (DIN Bild 2 : } b_m = 5.83; b/h = 0.06)$$

$$S = 0.24 \text{ (DIN Bild 8 : } f_e \cdot h/v_{m,h} = 0.4 \cdot 100/39.89 = 1,0)$$

$$F = 0.80 \text{ (DIN Bild 9 : } f_e/v_{m,h} = 0.4/39.89 = 0.01)$$

$$\delta = 1.07$$

$$\Rightarrow \Phi_R = 1.76$$

## Kraftbeiwerte $C_f$ für räumliche Fachwerke aus Rundprofilen

$$C_f = \psi_\lambda \cdot C_{f,0}$$

$$\psi_\lambda = f(\lambda, \varphi) \text{ (DIN Abs. 9.3)}$$

A 10

$$\lambda = 1.4 \cdot h/b = 18.7$$

$$\varphi = A_c/A_i$$

$C_{f,0}$  - abhängig von der Reynoldszahl  $Re$  bzw.  $d \cdot \sqrt{q}$

$$Re = v \cdot d / (1.5 \cdot 10^{-5})$$

$$Re \approx 7 \cdot 10^5$$

Resultierende Windkraft für nicht schwingungsanfällige Bauwerke

$$W = \sum_i (C_{f_i} \cdot q_{b,z} \cdot A_i)$$

Resultierende statische Ersatzwindkraft für schwingungsanfällige Bauwerke :

$$W_{ers} = \Phi_r \cdot \sum_i (C_{f_i} \cdot q_{m,z} \cdot A_i)$$

Berechnung der Windkräfte und Beiwerte tabellarisch :

DIN : Windlast auf eine Seite, nicht schwingungsanfällige Strukturen [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_i$	$A_u$	$\varphi$	$q_b$	$d \cdot \sqrt{q}$	$C_{i,0}$	$\psi_\lambda$	$C_f$	W	W je Knoten
1	355.6x5.0	$93.33 \cdot d_1$	190	0.17	0.75	0.28	1.31	0.97	1.27	31.1	7.8 *1
2	355.6x5.6	$91.51 \cdot d_2$	170	0.19	0.95	0.35	1.38	0.97	1.34	41.4	18.1 *2
3	273.0x7.1	$89.77 \cdot d_3$	150	0.16	1.06	0.28	1.30	0.97	1.26	32.7	18.5 *3
4	273.0x5.0	$88.11 \cdot d_4$	130	0.19	1.15	0.29	1.30	0.97	1.26	34.9	17.0 *4
5	244.5x3.2	$86.53 \cdot d_5$	110	0.19	1.21	0.27	1.27	0.97	1.23	31.5	16.6 *5
											7.8 *6

W je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1;2	9;10	17;18	25;26	33;34	41;42

DIN : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Seite, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>i</sub>	A <sub>u</sub>	φ	q <sub>m</sub>	d·√q	C <sub>f,0</sub>	ψ <sub>λ</sub>	C <sub>f</sub>	G	W	W je Knoten
1	406.4x4.5	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.20	0.48	0.26	1.27	0.96	1.22	1.76	39.1	9.9 *1
2	406.4x5.0	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.22	0.67	0.33	1.36	0.96	1.31	1.76	57.4	23.4 *2
3	323.9x5.6	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.19	0.80	0.29	1.31	0.97	1.27	1.76	52.0	26.6 *3
4	273.0x6.3	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.19	0.89	0.26	1.27	0.97	1.23	1.76	46.3	24.6 *4
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	0.97	0.24	1.25	0.97	1.21	1.76	43.7	22.5 *5
												10.9 *6

W je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1;2	9;10	17;18	25;26	33;34	41;42



DIN : Windlast auf eine Ecke, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_i$	$A_u$	$\varphi$	$q_b$	$d \cdot \sqrt{q}$	$C_{f,0}$	$\psi_\lambda$	$C_f$	W	W je Knoten	
1	406.4x5.0	$93.33 \cdot d_1$	190	0.20	0.75	0.32	1.40	0.96	1.34	38.1	6.7 *1	3.4 *2
2	406.4x5.0	$91.51 \cdot d_2$	170	0.22	0.95	0.40	1.47	0.96	1.41	49.8	15.5 *3	7.8 *4
3	323.9x5.6	$89.77 \cdot d_3$	150	0.19	1.06	0.33	1.40	0.97	1.36	41.9	16.2 *5	8.1 *6
4	273.0x4.5	$88.11 \cdot d_4$	130	0.19	1.15	0.29	1.38	0.97	1.34	37.1	14.0 *6	7.0 *8
5	244.5x3.2	$86.53 \cdot d_5$	110	0.19	1.21	0.27	1.36	0.95	1.29	33.0	12.4 *9	6.2 *10
											5.8 *11	2.9 *12

W je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7	*8	*9	*10	*11	*12
Knoten Nr.	1	2;4	9	10;12	17	18;20	25	26;28	33	34;36	41	42;44

DIN : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Ecke, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>i</sub>	A <sub>u</sub>	φ	q <sub>m</sub>	d·√q	C <sub>f,0</sub>	ψ <sub>λ</sub>	C <sub>f</sub>	G	W	W je Knoten	
1	457.0x5.0	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.22	0.48	0.29	1.31	0.96	1.26	1.75	45.1	8.0 *1	4.0*
2	457.0x5.0	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.25	0.67	0.37	1.44	0.95	1.37	1.75	67.2	19.9 *3	9.924
3	355.6x6.3	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.21	0.80	0.32	1.40	0.96	1.34	1.76	60.2	22.5 *5	11.3*6
4	273.0x6.3	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.19	0.89	0.26	1.36	0.97	1.32	1.76	49.7	19.7 *7	9.8 *8
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	0.97	0.24	1.33	0.97	1.29	1.76	46.6	17.0 *9	8.5*10
												8.2*11	4.1*12

W je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7	*8	*9	*10	*11	*12
Knoten Nr.	1	2;4	9	10;12	17	18;20	25	26;28	33	34;36	41	42;44

## Anhang 1.5 SIA Berechnungen

$$h = 100 \text{ m}$$

$$b_m = 7.5 \text{ m}$$

$$\rho = 1.2 \text{ Kg/m}^3$$

## Staudruck

$$q_r = 0.9 \text{ m/s}$$

( $h = 10 \text{ m}$ ;  $R = 30 \text{ Jahre}$ ;  $t_a = \text{wenige Sekunden}$ ; über freiem Feld)

$$q_{r,50} = 1.09 \cdot 0.9 = 0.98 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{SIA Figur 6})$$

Höhenbeiwert  $C_h$  (SIA Figur 8).

(zwischen "kleineren Ortschaften" und "Seeufer/großen Ebenen")

$$C_h(10) = 1.22; C_h(30) = 1.55; C_h(50) = 1.76$$

$$C_h(70) = 1.93; C_h(90) = 2.05$$

## Beiwerte

$$C_{red} = 0.86 \quad (\text{SIA Figur 9})$$

Die Entscheidung, ob die dynamische Berechnung erforderlich ist, kann aus Tab. 9 und Figur 10 nicht eindeutig entschieden werden. Daher wird gesetzt :

$$C_{dyn} = 1.0 \quad (\text{statisch})$$

Kraftbeiwerte für Rundprofile (SIA Anhang 2, Tab. 73)

$$C_j = C_B \cdot \cos \beta \cdot \alpha$$

$$C_B \text{ abhängig von } d \cdot \sqrt{q \cdot C_h}$$

$$\alpha \quad (\text{SIA Anhang 2, Tabelle 72})$$

Wind senkrecht :

$$A_{\phi}/A = 561.2/3000 = 0.198; \quad \alpha = 1.0$$

Feld 1 :  $d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.56 > 0.5$

$\beta$	0.0°	45.0°	25.4°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.55

Feld 2 :  $d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.63 > 0.5$

$\beta$	0.0°	45.0°	23.0°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.55

Feld 3 :  $d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.53 > 0.5$

$\beta$	0.0°	45.0°	20.6°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.56

Feld 4 :  $d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.49 \leq 0.5$

$\beta$	0.0°	45.0°	18.0°
$C_{\beta}$	1.2	0.85	1.14

Feld 5 :  $d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.35 \leq 0.5$

$\beta$	0.0°	45.0°	15.4°
$C_{\beta}$	1.2	0.85	1.16

Wind über Eck :

$$A_{\varphi}/A = 631.2/3000 = 0.210; \quad \alpha = 1.0$$

$$\text{Feld 1 : } d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.56 > 0.5$$

$\beta$	0.0°	45.0°	12.7°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.58

$$\text{Feld 2 : } d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.63 > 0.5$$

$\beta$	0.0°	45.0°	11.5°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.58

$$\text{Feld 3 : } d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.60 > 0.5$$

$\beta$	0.0°	45.0°	10.3°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.59

$$\text{Feld 4 : } d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.49 \leq 0.5$$

$\beta$	0.0°	45.0°	9.0°
$C_{\beta}$	1.2	0.85	1.20

$$\text{Feld 5 : } d \cdot \sqrt{q} \cdot C_h = 0.35 \leq 0.5$$

$\beta$	0.0°	45.0°	7.7°
$C_{\beta}$	1.2	0.85	1.18

Anteilige Flächen für Wind senkrecht und über Eck, abhängig von Rohrdurchmesser und Winkel  $\beta$ :

$A_j$	senkrecht		über Eck	
	$\beta$ [°]	A [m <sup>2</sup> ]	$\beta$ [°]	A [m <sup>2</sup> ]
$A_1$	0.0	$186.65 \cdot d_1$	0.0	$80.05 \cdot d_1$
	45.0	$12.73 \cdot d_1$	45.0	$36.00 \cdot d_1$
	25.4	$88.61 \cdot d_1$	12.7	$177.00 \cdot d_1$
$A_2$	0.0	$183.02 \cdot d_2$	0.0	$80.05 \cdot d_2$
	45.0	$11.31 \cdot d_2$	45.0	$32.00 \cdot d_2$
	23.0	$86.97 \cdot d_2$	11.5	$173.94 \cdot d_2$
$A_3$	0.0	$179.53 \cdot d_3$	0.0	$80.05 \cdot d_3$
	45.0	$9.90 \cdot d_3$	45.0	$28.00 \cdot d_3$
	20.6	$85.48 \cdot d_3$	10.3	$170.97 \cdot d_3$
$A_4$	0.0	$176.21 \cdot d_4$	0.0	$80.05 \cdot d_4$
	45.0	$9.49 \cdot d_4$	45.0	$24.00 \cdot d_4$
	18.0	$84.16 \cdot d_4$	9.0	$168.33 \cdot d_4$
$A_5$	0.0	$173.06 \cdot d_5$	0.0	$80.05 \cdot d_5$
	45.0	$7.07 \cdot d_5$	45.0	$20.00 \cdot d_5$
	15.4	$83.02 \cdot d_5$	7.7	$166.03 \cdot d_5$

Tabelle 29 : Anteilige Flächen SIA

Globale Windkraft normal zur Fläche

$$Q_j = C_B \cdot \alpha \cdot \cos \beta \cdot C_{red} \cdot C_{dyn} \cdot C_h \cdot q_{r,50} \cdot A_j$$

Berechnung der Windkräfte tabellarisch :

SIA : Windlast auf eine Seite, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>j</sub>	β	C <sub>h</sub>	q	C <sub>red</sub>	C <sub>β</sub>	α	Q <sub>j</sub>	Q je Knoten
1	508.0X 7.1	186.65·d <sub>1</sub>	0.0				0.6		58.5	10.4
1	508.0X 7.1	12.73·d <sub>1</sub>	45.0	1.22	0.98	0.86	0.42	1.0	2.0	
1	508.0X 7.1	88.61·d <sub>1</sub>	25.4				0.55		23.0	
2	508.0X 7.1	183.02·d <sub>2</sub>	0.0				0.6		72.8	23.5
2	508.0X 7.1	11.31·d <sub>2</sub>	45.0	1.55	0.98	0.86	0.42	1.0	2.2	
2	508.0X 7.1	86.97·d <sub>2</sub>	23.0				0.55		29.2	
3	406.4X 8.8	179.53·d <sub>3</sub>	0.0				0.6		64.9	24.8
3	406.4X 8.8	9.90·d <sub>3</sub>	45.0	1.76	0.98	0.86	0.42	1.0	1.8	
3	406.4X 8.8	85.48·d <sub>3</sub>	20.6				0.56		27.0	
4	355.6X 8.0	176.21·d <sub>4</sub>	0.0				1.2		122.3	34.0
4	355.6X 8.0	9.49·d <sub>4</sub>	45.0	1.93	0.98	0.86	0.85	1.0	3.3	
4	355.6X 8.0	84.16·d <sub>4</sub>	18.0				1.14		52.8	
5	244.4X 4.0	173.06·d <sub>5</sub>	0.0				1.2		87.7	38.4
5	244.0X 4.0	7.07·d <sub>5</sub>	45.0	2.05	0.98	0.86	0.85	1.0	1.8	
5	244.5X 4.0	83.02·d <sub>5</sub>	15.4				1.16		39.2	16.1

Q je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1; 2; 3; 4	9;10;11;12	17;18;19;20	25;26;27;28	33;34;35;36	41;42;43;44

SIA : Windlast auf eine Ecke, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>j</sub>	β	C <sub>h</sub>	α	C <sub>red</sub>	C <sub>B</sub>	α	Q <sub>j</sub>	Q je Knoten
1	508.0x10.0	80.05·d <sub>1</sub>	0.0	1.22	0.98	0.86	0.6		25.1	7.3
1	508.0x10.0	36.00·d <sub>1</sub>	45.0				0.42	1.0	5.6	
1	508.0x10.0	177.22·d <sub>1</sub>	12.5				0.58		52.4	
2	508.0x10.0	80.05·d <sub>2</sub>	0.0	1.55	0.98	0.86	0.6	1.0	31.9	16.5
2	508.0x10.0	32.00·d <sub>2</sub>	45.0				0.42		6.3	
2	508.0x10.0	173.94·d <sub>2</sub>	11.5				0.58		65.6	
3	457.0x 8.0	80.05·d <sub>3</sub>	0.0	1.76	0.98	0.86	0.6	1.0	32.6	18.5
3	457.0x 8.0	28.00·d <sub>3</sub>	45.0				0.42		5.6	
3	457.0x 8.0	170.97·d <sub>3</sub>	10.3				0.59		67.3	
4	355.6x 7.1	80.05·d <sub>4</sub>	0.0	1.93	0.98	0.86	1.2	1.0	55.6	25.0
4	355.6x 7.1	24.00·d <sub>4</sub>	45.0				0.85		8.3	
4	355.6x 7.1	168.33·d <sub>4</sub>	9.0				1.20		113.5	
5	244.4x 4.0	80.05·d <sub>5</sub>	0.0	2.05	0.98	0.86	1.2	1.0	40.6	27.0
5	244.0x 4.0	20.00·d <sub>5</sub>	45.0				0.85		5.1	
5	244.5x 4.0	166.03·d <sub>5</sub>	7.7				1.18		82.0	11.3
										*6

Q je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

Knoten Nr.	*1	*2	*3	*4	*5	*6
	1; 2; 3; 4	9;10;11;12	17;18;19;20	25;26;27;28	33;34;35;36	41;42;43;44



## Anhang 1.6 ISO N 129 Berechnungen

$$\begin{aligned}h &= 100 \text{ m} \\b_m &= 7.5 \text{ m} \\\rho &= 1.2 \text{ Kg/m}^3\end{aligned}$$

## Staudruck

$$\begin{aligned}q_r &= 0.41 \text{ m/s} \quad (\text{entsprechend Eurocode}) \\(h &= 10 \text{ m}; R = 50 \text{ Jahre}; t_a = 10 \text{ min})\end{aligned}$$

Höhenfaktor  $C_{\text{exp}}(z)$ 

$$C_{\text{exp}}(z) = A \cdot [\ln(z/z_0)]^2$$

offenes Gelände

$$A = 0.03$$

$$z_0 = 0.03$$

$$C_{\text{exp}}(z) = 0.03 \cdot [\ln(z/0.03)]^2$$

$$\begin{aligned}C_{\text{exp}}(10) &= 1.01; C_{\text{exp}}(30) = 1.43; C_{\text{exp}}(50) = 1.65; \\C_{\text{exp}}(70) &= 1.80; C_{\text{exp}}(90) = 1.92\end{aligned}$$

## Geländeeinfluß

$$\text{vergrößerter Höhenfaktor } C_{\text{exp}}^*(z)$$

$$C_{\text{exp}}^*(z) = C_{\text{exp}}(z) \quad (\text{ebenes Gelände})$$

## Dynamischer Faktor

$$C_{\text{dyn}} = 1 + 2 \cdot g_w \cdot I_u \cdot B \cdot \sqrt{1 + (R/B)^2}$$

$$I_u = [\ln(h/z_0)]^{-1}$$

$$g_w = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + 0.58 / [\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}]$$

$$v \cdot T = f_0 \cdot T \cdot R/B \cdot [\sqrt{1 + (R/B)^2}]^{-1}$$

$$(R/B)^2 = \pi/4 \cdot S \cdot Q^{5/6} / \xi \quad (b/h = 7.5/100 = 0.08 \leq 0.25)$$

$$Q = [v_h / (f_0 \cdot h)]^2$$

$$\xi = \xi_{\text{aer}} + \xi_{\text{str}}$$

$$\xi_{\text{aer}} = \frac{\rho_{\text{aer}} \cdot d^2}{m} \cdot \frac{v_h}{f_0 \cdot d} \cdot C_{\text{aer}}$$

$$v_h(100) = 36.7 \text{ m/s} \quad (q = 0.41 \text{ KN/m}^2)$$

$$f_0 = 0.4$$

$$T = 10 \text{ min} = 600 \text{ sec}$$

## A 22

$$Q = 36.7 / (0.675 \cdot 100)^2 = 0.30$$

$$(R/B)^2 = \pi/4 \cdot 0.02 \cdot 0.3^{5/6} / 0.79 = 0.007$$

$$R/B = 0.085$$

$$S = 0.02 \quad (\text{ISO Fig. A501.1})$$

$$B = 0.8 \quad (\text{ISO Fig. A501.1})$$

$$\xi_{\text{aer}} = \frac{1.2 \cdot 7.5^2}{536} \cdot \frac{36.7}{0.4 \cdot 7.5} \cdot 0.5 = 0.78$$

$$\xi = 0.78 + 0.01 = 0.79 \quad (\xi_{\text{str}} \text{ ISO TAB.A 502.1})$$

$$v \cdot T = 0.4 \cdot 600 \cdot 0.35 \cdot [\sqrt{1 + 0.007}]^{-1} = 83.7$$

$$g_w = \sqrt{2 \cdot \ln 83.7} + 0.58 / [\sqrt{2 \cdot \ln 83.7}] = 3.17$$

$$I_u = [\ln(100/0.3)]^{-1} = 0.12$$

$$C_{\text{dyn}} = 1 + 2 \cdot 3.17 \cdot 0.12 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{1 + 0.007}$$

$$C_{\text{dyn}} = 1.61$$

### Formbeiwerte

räumliches Fachwerk aus Rohrprofilen (ISO Fig A 406.12)

$$C_{\text{shp}} = k \cdot C_{\text{exp}} \cdot \cos \beta$$

$$\text{abhängig von } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} \geq 0.167$$

Wind senkrecht :

$$A_{\phi}/A = 407.1/3000 = 0.136; \quad k = 0.9$$

Feld 1 :  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.23 > 0.167$

$\beta$	0.0°	45.0°	25.4°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.55

Feld 2 :  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.27 > 0.167$

$\beta$	0.0°	45.0°	23.0°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.55

Feld 3 :  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.22 > 0.167$

$\beta$	0.0°	45.0°	20.6°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.56

Feld 4 :  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.21 > 0.167$

$\beta$	0.0°	45.0°	18.0°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.57

Feld 5 :  $d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.22 > 0.167$

$\beta$	0.0°	45.0°	15.4°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.58

Wind über Eck :

$$A_{\phi}/A = 427.7/3000 = 0.143; \quad k = 0.9$$

$$\text{Feld 1 : } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.23 > 0.167$$

$\beta$	0.0°	45.0°	12.7°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.58

$$\text{Feld 2 : } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.27 > 0.167$$

$\beta$	0.0°	45.0°	11.5°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.58

$$\text{Feld 3 : } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.27 > 0.167$$

$\beta$	0.0°	45.0°	10.3°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.59

$$\text{Feld 4 : } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.21 > 0.167$$

$\beta$	0.0°	45.0°	9.0°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.59

$$\text{Feld 5 : } d \cdot \sqrt{q \cdot C_{\text{exp}}} = 0.22 > 0.167$$

$\beta$	0.0°	45.0°	7.7°
$C_{\beta}$	0.6	0.42	0.59

Anteilige Flächen für Wind senkrecht und über Eck, abhängig von Rohrdurchmesser und Winkel  $\beta$ :

$A_i$	senkrecht		über Eck	
	$\beta$ [°]	A [m²]	$\beta$ [°]	A [m²]
$A_1$	0.0	$186.65 \cdot d_1$	0.0	$80.05 \cdot d_1$
	45.0	$12.73 \cdot d_1$	45.0	$36.00 \cdot d_1$
	25.4	$88.61 \cdot d_1$	12.7	$177.00 \cdot d_1$
$A_2$	0.0	$183.02 \cdot d_2$	0.0	$80.05 \cdot d_2$
	45.0	$11.31 \cdot d_2$	45.0	$32.00 \cdot d_2$
	23.0	$86.97 \cdot d_2$	11.5	$173.94 \cdot d_2$
$A_3$	0.0	$179.53 \cdot d_3$	0.0	$80.05 \cdot d_3$
	45.0	$9.90 \cdot d_3$	45.0	$28.00 \cdot d_3$
	20.6	$85.48 \cdot d_3$	10.3	$170.97 \cdot d_3$
$A_4$	0.0	$176.21 \cdot d_4$	0.0	$80.05 \cdot d_4$
	45.0	$9.49 \cdot d_4$	45.0	$24.00 \cdot d_4$
	18.0	$84.16 \cdot d_4$	9.0	$168.33 \cdot d_4$
$A_5$	0.0	$173.06 \cdot d_5$	0.0	$80.05 \cdot d_5$
	45.0	$7.07 \cdot d_5$	45.0	$20.00 \cdot d_5$
	15.4	$83.02 \cdot d_5$	7.7	$166.03 \cdot d_5$

Tabelle 30 : Anteilige Flächen ISO

Gesamtwindkraft F

$$W_j = \sum_j (q_{\text{ref}} \cdot C_{\text{exp}} \cdot C_{\text{dyn}} \cdot C_{\omega\beta,j} \cdot \cos \beta_j \cdot k \cdot A_j)$$

Berechnung der Windkräfte tabellarisch :

ISO : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Seite, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>i</sub>	β	C <sub>exp</sub>	q <sub>ref</sub>	C <sub>ω</sub>	k	C <sub>dyn</sub>	F	F je Knoten
1	406.4X 4.5	186.65·d <sub>1</sub>	0.0	1.01	0.41	0.6	0.9	1.61	27.3	4.9 *1
1	406.4X 4.5	12.73·d <sub>1</sub>	45.0			0.42			1.0	
1	406.4X 4.5	88.61·d <sub>1</sub>	25.4			0.55			10.7	
2	406.4X 5.0	183.02·d <sub>2</sub>	0.0			0.6			37.8	11.7 *2
2	406.4X 5.0	11.31·d <sub>2</sub>	45.0	1.43	0.41	0.42	0.9	1.61	1.2	
2	406.4X 5.0	86.97·d <sub>2</sub>	23.0			0.55			15.2	
3	323.9X 5.6	179.53·d <sub>3</sub>	0.0			0.6			35.5	13.1 *3
3	323.9X 5.6	9.90·d <sub>3</sub>	45.0	1.65	0.41	0.42	0.9	1.61	1.0	
3	323.9X 5.6	85.48·d <sub>3</sub>	20.6			0.56			14.3	
4	273.0X 6.3	176.21·d <sub>4</sub>	0.0			0.6			30.9	12.0 *4
4	273.0X 6.3	9.49·d <sub>4</sub>	45.0	1.80	0.41	0.42	0.9	1.61	0.9	
4	273.0X 6.3	84.16·d <sub>4</sub>	18.0			0.57			13.3	
5	244.5X 3.2	173.06·d <sub>5</sub>	0.0			0.6			28.9	10.9 *5
5	244.5X 3.2	7.07·d <sub>5</sub>	45.0	1.92	0.41	0.42	0.9	1.61	0.6	
5	244.5X 3.2	83.02·d <sub>5</sub>	15.4			0.58			12.9	5.3 *6

F je Knoten in negativer y - Richtung :

Knoten Nr.	*1	*2	*3	*4	*5	*6
	1; 2; 3; 4	9;10;11;12	17;18;19;20	25;26;27;28	33;34;35;36	41;42;43;44

ISO : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Ecke, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>i</sub>	β	C <sub>exp</sub>	q	C <sub>∞</sub>	k	C <sub>dyn</sub>	F	F je Knoten
1	406.4x 6.3	80.05·d <sub>1</sub>	0.0			0.6			11.7	*1
1	406.4x 6.3	36.00·d <sub>1</sub>	45.0	1.01	0.41	0.42	0.9	1.61	2.6	
1	406.4x 6.3	177.22·d <sub>1</sub>	12.5			0.58			24.5	
2	406.4x 7.1	80.05·d <sub>2</sub>	0.0			0.6			16.6	*2
2	406.4x 7.1	32.00·d <sub>2</sub>	45.0	1.43	0.41	0.42	0.9	1.61	3.3	
2	406.4x 7.1	173.94·d <sub>2</sub>	11.5			0.58			34.1	
3	355.6x 5.6	80.05·d <sub>3</sub>	0.0			0.6			16.7	*3
3	355.6x 5.6	28.00·d <sub>3</sub>	45.0	1.65	0.41	0.42	0.9	1.61	2.9	
3	355.6x 5.6	170.97·d <sub>3</sub>	10.3			0.59			34.6	
4	273.0x 5.6	80.05·d <sub>4</sub>	0.0			0.6			14.0	*4
4	273.0x 5.6	24.00·d <sub>4</sub>	45.0	1.80	0.41	0.42	0.9	1.61	2.1	
4	273.0x 5.6	168.33·d <sub>4</sub>	9.0			0.59			28.6	
5	244.5x 3.2	80.05·d <sub>5</sub>	0.0			0.6			13.4	*5
5	244.5x 3.2	20.00·d <sub>5</sub>	45.0	1.92	0.41	0.42	0.9	1.61	1.7	
5	244.5x 3.2	166.03·d <sub>5</sub>	7.7			0.59			27.1	*6

F je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1; 2; 3; 4	9;10;11;12	17;18;19;20	25;26;27;28	33;34;35;36	41;42;43;44

## Anhang 1.7 ECCS Berechnungen

$$h = 100 \text{ m}$$

$$b_m = 7.5 \text{ m}$$

$$\rho = 1.226 \text{ Kg/m}^3$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

## Windgeschwindigkeit

$$v_k = k_e \cdot k_s \cdot k_t \cdot k_\theta \cdot v_{ref}$$

$$v_{ref} = 22.75 \text{ m/s (10-Jahreswind)}$$

$$v_{50} = 26 \text{ m/s (entspr. Eurocode)}$$

$$k_s = 1.0 \text{ ebenes Gelände } \psi = 0$$

$$k_t = 1.14 \text{ (50 Jahre)}$$

$$k_\theta = 1.0 \text{ (alle Windrichtungen)}$$

$$k_e = k_{me} \cdot \sqrt{1 + 7 \cdot I_v}$$

$$k_{me} = \alpha \cdot \ln(z/z_0)$$

$$\alpha = 0.202$$

$$\beta = 1.0$$

$$z_0 = 0.07$$

$$I_v = \beta / [ \ln(z/z_0) ]$$

$$k_{me}(10) = 1.00; k_{me}(30) = 1.22; k_{me}(50) = 1.33;$$

$$k_{me}(70) = 1.40; k_{me}(90) = 1.45;$$

Klasse II :

$$k_e(10) = 1.55; k_e(30) = 1.71; k_e(50) = 1.91$$

$$k_e(70) = 1.99; k_e(90) = 2.04$$

## Staudruck q

$$q_k = k_e^2 \cdot k_s^2 \cdot k_t^2 \cdot k_\theta^2 \cdot q_{ref}$$

$$q_{ref} = 0.317 \text{ KN/m}^2$$

$$q_k(10) = 0.92; q_k(30) = 1.23; q_k(50) = 1.40$$

$$q_k(70) = 1.52; q_k(90) = 1.60$$

## Schwingungsanfälligkeit (ECCS Figure 22).

$$n_1 = 0.4 \leq n_{lim} = \alpha \cdot (1)^{-1.2} = 1.2 \quad 1 - \text{Bauwerkshöhe}$$

⇒ System ist schwingungsanfällig



Dynamischer Beiwert  $C_d$ 

$$C_d = \frac{1 + 7 \cdot I_v \cdot \sqrt{B + R}}{1 + 7 \cdot I_v}$$

$$Z_c = z_0 \cdot \exp \left[ \frac{\sum \{ \beta_i \cdot A_i \cdot [\ln(z_i/z_0)]^2 \}}{\sum \{ \beta_i \cdot A_i \cdot [\ln(z_i/z_0)] \}} \right]$$

 $A_i$  - Fläche Element  $i$  $z_i$  - Höhe Mittelpunkt Fläche  $i$ 

$$Z_c = 0.07 \cdot \exp \left[ \frac{37,9 \cdot 24,6 + 37,2 \cdot 36,7 + 29,1 \cdot 43,2 + 24,1 \cdot 47,7 + 21,2 \cdot 51,3}{37,9 \cdot 5,0 + 37,2 \cdot 6,1 + 29,1 \cdot 6,6 + 24,1 \cdot 6,9 + 21,2 \cdot 7,2} \right]$$

$$Z_c = 0.07 \cdot \exp \left[ \frac{5792}{927} \right] = 36.2$$

$$I_v(z_c) = 0.16$$

$$B = 0.60 \quad (\text{ECCS Fig. 26})$$

$$R = \sum (H_r \cdot E_r \cdot B_r \cdot 2 \cdot \pi / \delta)$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05 \text{ für Stahlkonstruktionen}$$

$$\delta_a = \frac{\rho \cdot v \cdot b \cdot C_f}{2 \cdot n_r \cdot m}$$

$$v_m = k_{me} \cdot k_s \cdot k_t \cdot k_\theta \cdot v_{ref}$$

$$v_m = 1.47 \cdot 1.0 \cdot 1.14 \cdot 1.0 \cdot 22.75 = 38.12 \text{ m/s}$$

$$C_f = 1.33 \quad (\varphi = 0.2) \quad (\text{ECCS Fig. A 1.25})$$

$$m = 568 \text{ Kg/m}$$

$$n_r = 0.4 \text{ Hz}$$

$$\delta_a = \frac{1.226 \cdot 38.1 \cdot 1.33 \cdot 7.5}{2 \cdot 0.4 \cdot 568} = 1.03$$

$$\delta_a = 1.03 + 0.05$$

$$\Rightarrow \delta = 1.08$$

# A 30

$$f_r = n_r \cdot z_c/v_m = 0.4 \cdot 36.2/38.1 = 0.38$$

$$E_r = 15.7 \cdot f_r / (0.5 + 33 \cdot f_r)^{5/3}$$

$$E_r = 15.7 \cdot 0.38 / (0.5 + 33 \cdot 0.38)^{5/3}$$

$$E_r = 0.082 \quad (\text{ECCS Fig. 31})$$

$$B_r = 0.25$$

$$n_r \cdot l/v_m = 0.4 \cdot 100/38.1 = 1.05 \quad (\text{ECCS Fig.32})$$

$$H_r = 0.32 \quad (\text{ECCS Fig. 30})$$

$$\Rightarrow R = 2 \cdot \pi \cdot 0.32 \cdot 0.082 \cdot 0.25/1.08 = 0.038$$

$$C_d = \frac{1 + 7 \cdot I_v \cdot \sqrt{B + R}}{1 + 7 \cdot I_v}$$

$$C_d = \frac{1 + 7 \cdot 0.16 \cdot \sqrt{0.60 + 0.038}}{1 + 7 \cdot 0.16}$$

$$\Rightarrow C_d = 0.89$$

Kraftbeiwerte  $C_f$  (ECCS Fig. A 1.25)

abhängig von der Reynoldszahl  $Re$

$$Re = 0.7 \cdot 10^5 \cdot v_m \cdot d_1$$

$$Re = 6.4 \cdot 10^5 \text{ bis } 10.1 \cdot 10^5$$

und  $\varphi_{pl}$

$$\varphi_{pl} = A_{pl}/A$$

Wind unter  $45^\circ$  : Faktor  $X$

$$X = 1 + 0.6 \cdot \varphi_{pl}$$

Gesamtwindlast pro Feld :

$$S_i(w) = C_d \cdot C_f \cdot q_k \cdot A_i$$

Berechnung der Windkräfte und der Beiwerte tabellarisch :

ECCS : Windlast auf eine Seite, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_{pl}$	$A_u$	$\varphi$	$q$	$Re10^5$	$C_f$	S	S je Knoten
1	406.4x5.0	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.20	0.92	1.04	1.31	45.7	11.5 *1
2	406.4x5.0	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.22	1.23	1.20	1.31	59.9	26.4 *2
3	323.9x5.6	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.19	1.40	1.02	1.32	53.7	28.4 *3
4	273.0x6.3	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.19	1.52	0.90	1.32	48.3	25.4 *4
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	1.60	0.82	1.32	44.7	23.2 *5
									11.2 *6

S je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1;2	9;10	17;18	25;26	33;34	41;42

ECCS : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Seite, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	$A_{pl}$	$A_u$	$\varphi$	$q$	$Re10^{-5}$	$C_f$	$C_d$	S	S je Knoten
1	406.4x4.5	$93.33 \cdot d_1$	190	0.20	0.92	1.04	1.31	0.89	41.1	10.3 *1
2	406.4x5.0	$91.51 \cdot d_2$	170	0.22	1.23	1.20	1.31	0.89	53.9	23.8 *2
3	323.9x5.6	$89.77 \cdot d_3$	150	0.19	1.40	1.02	1.32	0.89	48.3	25.6 *3
4	273.0x6.3	$88.11 \cdot d_4$	130	0.19	1.52	0.90	1.32	0.89	43.5	23.0 *4
5	244.5x3.2	$86.53 \cdot d_5$	110	0.19	1.60	0.82	1.32	0.89	40.2	21.0 *5
										10.5 *6

S je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1;2	9;10	17;18	25;26	33;34	41;42

ECCS : Windlast auf eine Ecke, nicht schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>pl</sub>	A <sub>u</sub>	φ	q	Re10 <sup>-5</sup>	C <sub>f</sub>	X	S	S je Knoten	
1	457.4x5.6	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.22	0.92	1.17	1.31	1.13	58.1	10.2 *1	5.1 *2
2	457.4x5.6	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.25	1.23	1.35	1.31	1.15	77.5	23.8 *3	11.9 *4
3	355.6x6.3	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.21	1.40	1.12	1.31	1.13	66.2	25.7 *5	12.6 *6
4	273.0x6.3	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.19	1.52	0.90	1.32	1.11	53.6	21.0 *7	10.5 *8
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	1.60	0.82	1.32	1.11	49.6	18.1 *9	9.1*10
										8.7*11	4.4*12

S je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

Knoten Nr.	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7	*8	*9	*10	*11	*12
	1	2;4	9	10;12	17	18;20	25	26;28	33	34;36	41	42;44

ECCS : Windlast mit Resonanzreaktion auf eine Ecke, schwingungsanfällige Struktur [KN]

Feld Nr.	Profil	A <sub>pl</sub>	A <sub>u</sub>	φ	q	Re10 <sup>-5</sup>	C <sub>f</sub>	C <sub>d</sub>	X	S	S je Knoten	
1	457.4x5.0	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.22	0.92	1.17	1.31	0.89	1.13	52.3	9.2 *1	4.6 *2
2	457.4x5.0	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.25	1.23	1.35	1.31	0.89	1.15	69.8	21.6 *3	10.8 *4
3	355.6x6.3	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.21	1.40	1.12	1.31	0.89	1.13	59.6	22.9 *5	11.4 *6
4	273.0x6.3	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.19	1.52	0.90	1.32	0.89	1.11	48.2	19.1 *7	9.5 *8
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	1.60	0.82	1.32	0.89	1.11	44.6	16.4 *9	8.2*10
											7.9*11	3.9*12

S je Knoten in negativer y - Richtung und in positiver x - Richtung :

Knoten Nr.	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7	*8	*9	*10	*11	*12
	1	2;4	9	10;12	17	18;20	25	26;28	33	34;36	41	42;44

## Anhang 1.8 UTI Berechnungen

$$h = 100 \text{ m}$$

$$b_m = 7.5 \text{ m}$$

$$\rho = 1.226 \text{ Kg/m}^3$$

$$q = v^2/16,3 \text{ daN/m}^2 = v^2/1630 \text{ KN/m}^2$$

## Staudruck

$$q = q_{10} \cdot 2.5 \cdot (H+18)/(H+60) \cdot k_s \cdot \delta$$

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 = 0.7 \text{ KN/m}^2$$

(10m Höhe; ebenes Gelände; auf ein Element mit einer maximalen Seitenlänge von 50 cm;  $t_a$ =wenige Sekunden; Region II; normale Belastung)

## Höhenabhängigkeit

$$q_H = q_{10} \cdot 2.5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60} \geq 70 \text{ daN/m}^2$$

Beiwerte  $k_s$  und  $\delta$ 

$$k_s = 1.0 \text{ (Site normal, Region II)}$$

$$\delta = 0.9 \text{ (H} \geq 50 \text{ m; größte Breite B = 100 m)}$$

## Maximale Abminderung

$$\delta \cdot k_s \cdot q_{Hmin} = 0.9 \cdot 1.0 \cdot 70 = 63 \geq 30 \text{ daN/m}^2$$

$$\delta \cdot k_s \cdot q_{Hmax} = 0.9 \cdot 1.0 \cdot 126 = 113.4 \leq 170 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow q(10) = 0.63; \quad q(30) = 0.84; \quad q(50) = 0.97;$$

$$q(70) = 1.07; \quad q(90) = 1.13$$

## Berücksichtigung dynamischer Reaktionen

$$\beta = \theta \cdot (1 + \xi \cdot \tau)$$

$$\xi = 2.5 \text{ (T = 2.5)}$$

$$\tau = 0.24 \text{ (H = 100)}$$

$$\theta = 1.0 \text{ (H} \geq 60 \text{ m)}$$

$$\Rightarrow \beta = 1.0 \cdot (1.0 + 2.5 \cdot 0.24) = 1.6$$

Kraftbeiwerte für räumliche Fachwerke aus Rohrprofilen  
abhängig von  $\varphi$

$$\varphi = S_p / S \quad 0.08 \leq \varphi \leq 0.35$$

$$\varphi = 0.19$$

Materialbeiwert X

$$X = 1 + 0.6 \cdot \varphi \quad \text{für Stahlkonstruktionen}$$

statische Windkraft

$$T_{se} = \Sigma (X \cdot c_t \cdot q_r \cdot S_p)$$

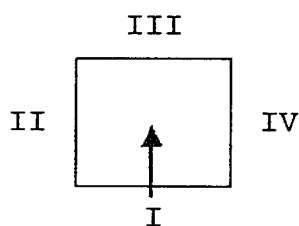
mit:  $c_t = 2.24 - 1.4 \cdot \varphi \quad (\text{UTI } 5,231)$

dynamische Windkraft

$$T_{de} = \beta \cdot T_{se}$$

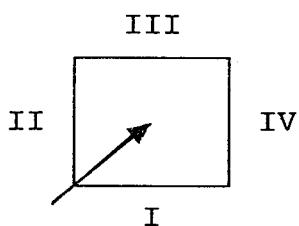
Komponentenzerlegung der Windkräfte

1. Wind senkrecht



	I	II	III	IV
n	0.5	0.0	0.5	0.0
t	0.0	0.0	0.0	0.0

2. Wind schräg (45°)



	I	II	III	IV
n	0.18	0.18	0.18	0.18
t	0.18	0.18	0.18	0.18

Berechnung der Windkräfte und Beiwerte tabellarisch :



UTI : Windlast mit dynamischer Reaktion auf eine Seite [KN]

Feld Nr.	Profil	S	S <sub>p</sub>	φ	q	C <sub>t</sub> · X	β	T	T je Knoten
1	457.0x7.1	93.33·d <sub>1</sub>	190	0.22	0.63	2.18	1.60	93.5	11.7 *1
2	457.0x7.1	91.51·d <sub>2</sub>	170	0.25	0.84	2.17	1.60	121.7	26.9 *2
3	406.4x5.6	89.77·d <sub>3</sub>	150	0.24	0.97	2.17	1.60	117.8	29.9 *3
4	355.6x5.0	88.11·d <sub>4</sub>	130	0.24	1.07	2.17	1.60	116.4	29.3 *4
5	244.5x3.2	86.53·d <sub>5</sub>	110	0.19	1.13	2.19	1.60	83.8	25.0 *5
									10.5 *6

T je Knoten in negativer y - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1-4	9-12	17-20	25-28	33-36	41-44

UTI : Windlast mit dynamischer Reaktion auf eine Ecke [KN]

Feld Nr.	Profil	S	S <sub>p</sub>	φ	q	C <sub>t</sub> · X	β	T	T je Knoten
1	508.0x8.0	93.33 · d <sub>1</sub>	190	0.25	0.63	2.17	1.60	103.7	9.2 *1
2	508.0x7.1	91.51 · d <sub>2</sub>	170	0.27	0.84	2.16	1.60	135.0	21.1 *2
3	457.0x5.0	89.77 · d <sub>3</sub>	150	0.27	0.97	2.16	1.60	137.5	24.1 *3
4	355.6x4.5	88.11 · d <sub>4</sub>	130	0.24	1.07	2.17	1.60	116.4	22.4 *4
5	244.5x3.2	86.53 · d <sub>5</sub>	110	0.19	1.13	2.19	1.60	83.8	17.7 *5
									7.4 *6

T je Knoten in negativer y - Richtung und positiver x - Richtung :

	*1	*2	*3	*4	*5	*6
Knoten Nr.	1-4	9-12	17-20	25-28	33-36	41-44

## Anhang 1.9 Nachweise

## Anhang 1.9.1 : Lastfälle 1 und 3

Nr.	$S_k$	$i$	$\lambda$	$\omega$	$A$	$W$	$M$	$N$	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	12.40	129	2.81	61.6	530	1.4	283.8	131
27	20	12.40	162	4.43	61.6	530	0.9	192.2	140
51	20	11.30	177	5.29	45.2	356	0.6	110.5	131
75	20	9.48	211	7.52	42.1	277	0.4	73.3	132
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	14.7	57

Tabelle 30 :

Eurocode : Lastfall 1, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	$i$	$\lambda$	$\omega$	$A$	$W$	$M$	$N$	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	14.20	113	2.16	70.5	697	2.3	420.3	132
27	20	14.20	141	3.36	70.5	697	1.2	281.3	136
51	20	12.40	162	4.43	49.6	430	0.8	153.8	139
75	20	9.49	211	7.52	38.0	251	0.2	69.2	138
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	13.6	53

Tabelle 31 :

Eurocode : Lastfall 3, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	12,40	129	2.81	55.1	476	1.3	265.7	138
27	20	12.40	162	4.43	61.6	530	0.8	182.6	132
51	20	9.40	213	7.66	59.3	384	0.3	106.4	138
75	20	9.48	211	7.52	42.1	277	0.4	69.4	125
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	13.8	54

Tabelle 32

DIN : Lastfall 1, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	14.20	113	2.16	63.1	625	2.1	387.0	135
27	20	14.20	141	3.36	63.1	625	1.1	259.8	139
51	20	11.30	177	5.29	56.0	438	0.6	143.5	129
75	20	9.49	211	7.52	38.0	251	0.2	64.2	128
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	12.5	48

Tabelle 33

DIN : Lastfall 2, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	17.70	91	1.54	111.7	1380	9.8	939.3	135
27	20	17.70	113	2.16	111.7	1380	6.5	664.5	132
51	20	14.10	142	3.41	110.0	1069	3.4	402.3	128
75	20	12.30	163	4.49	87.4	742	2.6	259.9	137
100	20	8.50	236	9.41	30.2	179	0.4	43.9	139

Tabelle 34 :

SIA : Lastfall 1, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	17.60	91	1.54	156.5	1910	10.6	1315.6	134
27	20	17.60	114	2.16	156.6	1910	6.0	923.9	131
51	20	15.90	126	2.68	113.0	1245	4.8	529.0	128
75	20	12.30	163	4.49	77.7	664	1.7	221.5	130
99	20	8.50	236	9.41	30.2	179	0.3	44.5	140

Tabelle 35 :

SIA : Lastfall 3, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	14.20	113	2.16	63.1	625	2.5	364.2	129
27	20	14.20	141	3.36	63.1	625	1.5	245.3	133
51	20	11.30	177	5.29	56.0	438	0.7	141.7	135
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.5	93.6	136
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.6	69

Tabelle 36 :

ECCS : Lastfall 1, nicht schwingungsanfällige Struktur

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	16.00	100	1.70	79.4	885	4.0	569.9	126
27	20	16.00	125	2.64	79.4	885	2.0	378.5	128
51	20	12.40	162	4.43	69.1	593	1.0	207.4	135
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.3	91.6	133
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.9	70

Tabelle 37 :

ECCS : Lastfall 3, nicht schwingungsanfällige Struktur

## Anhang 1.9.2 : Lastfall 2 und 4

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	14.20	113	2.16	56.8	565	2.6	356.7	140
27	20	14.20	141	3.36	63.1	625	1.5	243.6	132
51	20	11.30	177	5.29	56.0	438	0.7	140.6	134
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.5	93.2	135
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.5	68

Tabelle 38 :

DIN : Lastfall 2, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	16.00	100	1.70	71.0	794	3.6	531.0	131
27	20	16.00	125	2.64	71.0	794	2.0	358.8	135
51	20	12.40	162	4.43	69.1	593	0.9	199.3	129
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.3	88.3	128
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.2	67

Tabelle 39 :

DIN : Lastfall 4, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	14.20	113	2.16	56.8	565	2.5	354.3	139
27	20	14.20	141	3.36	63.1	625	1.4	242.3	131
51	20	11.30	177	5.29	56.0	438	0.7	140.4	134
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.5	93.4	135
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.6	69

Tabelle 40 :

ISO : Lastfall 2, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	14.10	113	2.16	79.2	780	2.6	495.3	138
27	20	14.10	142	3.41	89.1	874	1.2	334.5	129
51	20	12.40	162	4.43	61.6	530	1.0	182.8	133
75	20	9.46	212	7.59	47.0	308	0.3	82.2	134
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	16.1	63

Tabelle 41 :

ISO : Lastfall 4, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion



Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	14.20	113	2.16	56.8	565	2.4	347.9	137
27	20	14.20	141	3.36	63.1	625	1.4	237.0	128
51	20	11.30	177	5.29	56.0	438	0.7	137.1	131
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.5	90.8	132
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.0	66

Tabelle 42 :

ECCS: Lastfall 2, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	16.00	100	1.70	71.0	794	3.8	546.2	135
27	20	16.00	125	2.64	71.0	794	2.0	363.9	137
51	20	12.40	162	4.43	69.1	593	0.9	198.7	129
75	20	9.43	212	7.59	52.8	344	0.3	88.0	128
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.1	17.9	67

Tabelle 43 :

ECCS: Lastfall 4, schwingungsfähige Struktur mit Resonanzreaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
4	16	15.90	101	1.73	100.4	1111	6.7	731.9	131
27	20	15.90	126	2.68	100.4	1111	4.0	486.7	133
51	20	14.10	142	3.41	70.5	697	2.6	271.5	134
75	20	12.43	162	4.43	55.1	476	1.7	169.2	139
100	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.2	30.4	118

Tabelle 44 :

UTI : Lastfall 2, dynamische Reaktion

Nr.	$S_k$	i	$\lambda$	$\omega$	A	W	M	N	$\sigma_D$
	m	cm	-	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	KNm	KN	N/mm <sup>2</sup>
3	16	17.70	91	1.54	125.7	1546	9.2	1038.8	132
27	20	17.70	113	2.16	111.7	1380	5.0	678.6	134
51	20	16.00	125	2.64	71.0	794	3.2	364.9	140
75	20	12.46	162	4.43	49.6	430	1.2	145.9	133
99	20	8.52	235	9.33	24.3	144	0.2	29.4	114

Tabelle 45 :

UTI : Lastfall 4, dynamische Reaktion

## Anhang 2

## Anhang 2.1 IPE-Profile mit Querschnittswerten

IPE	A	$W_x$	i	$I_x$	G
	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[Kg/m]
240	39.1	324	9.97	3890	30.7
270	45.9	420	11.2	5790	36.1
300	53.8	557	12.5	8360	42.2
330	62.6	713	13.7	11770	49.2
360	72.7	904	15.0	16270	57.1
400	84.5	1160	16.5	23130	66.3
450	98.8	1500	18.5	33740	77.6
500	116.0	1930	20.4	48200	90.7
550	134.0	2440	22.3	67120	106.0

## Anhang 2.2 Schnittgrößen

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

Eurocode : Profil  $\frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 450}}{\text{IPE 450}}$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	- 4.1
s	0.0	- 44.1	- 11.1
w	0.0	45.9	37.3
g + w	0.0	21.8	33.6
g + s	0.0	- 68.2	- 15.2
g+w+s/2	0.0	- 0.3	28.1
g+w/2+s	0.0	- 45.3	3.7

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	4.1
s	-109.0	- 44.2	10.9
w	- 63.6	16.9	- 4.0
g + w	-104.8	- 0.0	0.1
g + s	-150.2	- 61.1	15.0
g+w+s/2	-159.3	- 22.1	5.6
g+w/2+s	-182.0	- 52.7	13.0

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	- 4.1
s	-109.0	- 44.2	- 10.7
w	213.2	44.7	5.1
g + w	172.0	27.8	1.0
g + s	-150.2	- 61.1	- 14.8
g+w+s/2	117.5	5.7	- 4.4
g+w/2+s	- 43.6	- 38.8	- 12.3

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	4.1
s	0.0	- 44.1	11.0
w	0.0	17.2	16.8
g + w	0.0	- 6.9	20.9
g + s	0.0	- 68.2	15.1
g+w+s/2	0.0	- 29.0	26.4
g+w/2+s	0.0	- 59.6	23.5

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	15.8
s	-109.0	- 14.9	41.8
w	213.2	8.7	- 43.2
g + w	172.0	3.0	- 27.4
g + s	-150.2	- 20.6	57.6
g+w+s/2	117.5	- 4.5	- 6.5
g+w/2+s	- 43.6	- 16.3	36.0

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 73.0	6.0	- 13.7
g + w	- 34.7	1.9	- 13.7
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	16.0	- 3.6	- 13.7
g+w/2+s	103.2	- 12.0	- 6.9

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 73.0	8.8	- 13.8
g + w	- 34.7	4.7	- 13.8
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	16.0	- 0.8	- 13.8
g+w/2+s	130.2	- 10.6	- 6.9

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.9	- 15.8
s	-109.0	- 14.9	- 41.8
w	- 63.6	6.2	15.6
g + w	-104.8	0.5	- 0.2
g + s	-150.2	- 20.6	- 57.6
g+w+s/2	-159.3	- 7.5	- 21.1
g+w/2+s	-182.0	- 17.5	- 49.8

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{DIN 1055 : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 450}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 24.1	- 4.1
s	0.0	- 44.1	- 11.1
w	0.0	41.4	35.6
g + w	0.0	17.3	31.5
g + s	0.0	- 68.2	- 15.2
g+w+s/2	0.0	- 4.8	26.0
g+w/2+s	0.0	- 47.5	2.7

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 16.9	4.1
s	-109.0	- 44.2	10.9
w	- 66.0	14.1	- 3.3
g + w	-107.1	- 2.8	0.8
g + s	-150.2	- 61.1	15.0
g+w+s/2	-161.7	- 24.9	6.3
g+w/2+s	-183.2	- 54.1	13.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 16.9	- 4.1
s	-109.0	- 44.2	- 10.7
w	199.1	40.7	4.4
g + w	157.9	23.8	0.3
g + s	-150.2	- 61.1	- 14.8
g+w+s/2	103.4	1.7	- 5.1
g+w/2+s	- 50.7	- 40.8	- 12.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 24.1	4.1
s	0.0	- 44.1	11.0
w	0.0	14.4	16.5
g + w	0.0	- 9.7	20.6
g + s	0.0	- 68.2	15.1
g+w+s/2	0.0	- 31.8	26.1
g+w/2+s	0.0	- 61.0	23.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	15.8
s	-109.0	- 14.9	41.8
w	199.1	7.6	- 39.4
g + w	157.9	1.9	- 23.6
g + s	-150.2	- 20.6	57.6
g+w+s/2	103.4	- 5.6	- 2.7
g+w/2+s	- 50.7	- 16.8	37.9

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 65.2	5.2	- 13.2
g + w	- 26.9	1.1	- 13.2
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	23.8	- 4.4	- 13.2
g+w/2+s	107.1	- 12.4	- 6.6

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 65.2	7.8	- 13.2
g + w	- 26.9	3.7	- 13.2
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	23.8	- 1.8	- 13.2
g+w/2+s	107.1	- 11.1	- 6.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.9	- 15.8
s	-109.0	- 14.9	- 41.8
w	- 66.0	5.2	13.0
g + w	-107.2	- 0.5	- 2.8
g + s	-150.2	- 20.6	- 57.6
g+w+s/2	-161.7	- 8.0	- 23.7
g+w/2+s	-183.2	- 18.0	- 51.1

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{SIA : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 500}}{\text{IPE 500}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 26.7	- 4.1
s	0.0	- 44.1	- 11.1
w	0.0	90.2	35.6
g + w	0.0	63.5	49.5
g + s	0.0	- 70.8	- 15.5
g+w+s/2	0.0	41.5	44.0
g+w/2+s	0.0	- 25.7	11.5

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 44.4	- 18.2	4.4
s	-109.0	- 44.2	10.8
w	- 26.9	26.2	- 7.7
g + w	- 71.3	8.0	- 3.3
g + s	-153.4	- 62.4	15.2
g+w+s/2	-125.8	- 14.1	2.1
g+w/2+s	-166.9	- 49.3	11.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 44.4	- 18.2	- 4.4
s	-109.0	- 44.2	- 10.8
w	289.7	89.2	4.3
g + w	245.3	71.0	- 0.1
g + s	-153.4	- 62.4	- 15.2
g+w+s/2	190.8	48.9	- 5.5
g+w/2+s	- 8.6	- 17.8	- 13.1

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 26.7	4.5
s	0.0	- 44.1	11.0
w	0.0	26.4	13.1
g + w	0.0	- 0.3	17.6
g + s	0.0	- 70.8	15.5
g+w+s/2	0.0	- 22.4	23.1
g+w/2+s	0.0	- 57.6	22.1



Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 44.4	- 6.1	17.0
s	-109.0	- 15.0	41.8
w	289.7	11.9	- 85.3
g + w	245.3	5.8	- 68.3
g + s	-153.4	- 21.1	58.5
g+w+s/2	190.8	- 1.7	- 47.4
g+w/2+s	- 8.6	- 15.2	16.2

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	41.2	- 4.5	0.0
s	101.3	- 10.9	0.0
w	-129.4	10.6	- 4.1
g + w	- 88.2	6.1	- 4.1
g + s	142.5	- 15.4	0.0
g+w+s/2	- 37.6	0.7	- 4.1
g+w/2+s	77.8	- 10.1	- 2.1

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	41.2	- 4.5	0.0
s	101.3	- 10.9	0.0
w	-129.4	11.4	- 4.5
g + w	- 88.2	6.9	- 4.5
g + s	142.5	- 15.4	0.0
g+w+s/2	- 37.6	1.5	- 4.5
g+w/2+s	77.8	- 9.7	- 2.3

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 44.4	- 6.1	- 17.0
s	-109.0	- 15.0	- 41.8
w	- 26.9	10.8	24.5
g + w	- 71.3	4.7	7.5
g + s	-153.4	- 21.1	- 58.8
g+w+s/2	-125.8	- 2.8	- 13.4
g+w/2+s	-166.9	- 15.7	- 46.6

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{ISO : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 21.9	- 3.9
s	0.0	- 44.1	- 11.1
w	0.0	39.2	23.7
g + w	0.0	17.3	19.8
g + s	0.0	- 66.0	- 15.0
g+w+s/2	0.0	- 4.8	14.3
g+w/2+s	0.0	- 46.4	- 3.2

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 15.8	3.8
s	-109.1	- 44.2	10.6
w	- 10.5	15.4	- 6.0
g + w	- 49.0	0.4	- 2.2
g + s	-147.6	- 60.0	14.4
g+w+s/2	-103.6	- 22.5	- 3.1
g+w/2+s	-152.9	- 52.3	11.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 15.8	- 3.8
s	-109.1	- 44.2	- 10.6
w	142.7	38.8	- 5.0
g + w	104.2	23.0	- 8.8
g + s	-147.6	- 60.0	- 14.4
g+w+s/2	49.7	0.9	- 14.1
g+w/2+s	- 76.3	- 40.6	- 16.9

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 21.9	3.9
s	0.0	- 44.1	11.1
w	0.0	15.5	8.2
g + w	0.0	- 6.4	12.1
g + s	0.0	- 66.0	15.0
g+w+s/2	0.0	- 28.5	17.7
g+w/2+s	0.0	- 58.3	19.1

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 5.3	14.7
s	-109.1	- 14.8	41.9
w	142.7	8.4	- 37.2
g + w	134.2	3.1	- 22.5
g + s	-147.6	- 20.1	56.6
g+w+s/2	79.7	-4.3.8	- 1.6
g+w/2+s	- 76.3	- 15.9	38.0

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.7	- 3.9	0.0
s	101.6	- 10.9	0.0
w	- 62.3	7.7	- 3.7
g + w	- 26.6	3.8	- 3.7
g + s	137.3	- 14.8	0.0
g+w+s/2	- 24.2	- 1.7	- 3.7
g+w/2+s	106.2	- 11.0	- 1.9

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.7	- 3.9	0.0
s	101.6	- 10.9	0.0
w	- 62.3	8.4	- 3.6
g + w	- 26.6	4.5	- 3.6
g + s	137.3	- 14.8	0.0
g+w+s/2	24.2	- 1.0	- 3.6
g+w/2+s	106.2	- 10.6	- 1.8

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 5.3	- 14.7
s	-109.1	- 14.8	- 41.9
w	- 10.5	7.9	14.2
g + w	- 49.0	2.6	- 0.5
g + s	-147.6	- 20.1	- 56.6
g+w+s/2	-103.6	- 4.8	- 41.5
g+w/2+s	-152.9	- 16.2	- 49.5

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

ECCS:      Profil       $\frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 450}}{\text{IPE 450}}$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	- 4.1
s	0.0	- 44.1	- 11.0
w	0.0	55.7	46.8
g + w	0.0	31.6	42.7
g + s	0.0	- 68.2	- 15.1
g+w+s/2	0.0	9.6	37.2
g+w/2+s	0.0	- 40.4	8.3

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	4.1
s	-109.0	- 44.2	10.7
w	- 89.9	14.1	- 4.5
g + w	-131.1	- 2.8	- 0.4
g + s	-150.2	- 61.1	14.8
g+w+s/2	-185.6	- 24.9	5.0
g+w/2+s	-195.2	- 54.1	12.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	- 4.1
s	-109.0	- 44.2	- 10.7
w	256.3	54.5	4.7
g + w	215.1	37.6	0.6
g + s	-150.2	- 61.1	- 14.8
g+w+s/2	160.6	15.5	- 4.8
g+w/2+s	- 22.1	- 33.9	- 12.5

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	4.1
s	0.0	- 44.1	11.0
w	0.0	14.6	22.5
g + w	0.0	- 9.5	22.6
g + s	0.0	- 68.2	15.1
g+w+s/2	0.0	- 31.6	32.1
g+w/2+s	0.0	- 60.9	26.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	15.8
s	-109.0	- 14.9	41.8
w	256.3	9.1	- 52.8
g + w	215.1	3.4	- 37.0
g + s	-150.2	- 20.6	57.6
g+w+s/2	160.6	- 4.1	- 16.1
g+w/2+s	- 22.2	- 16.1	31.2

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 81.8	6.4	- 14.4
g + w	- 43.5	2.3	- 14.4
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	7.2	- 3.2	- 14.4
g+w/2+s	98.8	- 11.8	- 7.2

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 81.8	9.3	- 14.6
g + w	- 43.5	5.2	- 14.6
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	7.2	- 0.3	- 14.6
g+w/2+s	98.8	- 10.4	- 7.3

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	- 15.8
s	-109.0	- 14.9	- 41.8
w	- 89.9	6.6	12.8
g + w	-131.1	0.9	- 3.3
g + s	-150.2	- 20.6	- 57.6
g+w+s/2	-185.6	- 6.6	- 23.9
g+w/2+s	-195.2	- 17.3	- 51.2

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{BSI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 450}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	- 4.1
s	0.0	- 44.1	- 11.0
w	0.0	54.9	47.3
g + w	0.0	30.8	43.2
g + s	0.0	- 68.2	- 15.1
g+w+s/2	0.0	8.8	37.7
g+w/2+s	0.0	- 40.8	8.6

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	4.1
s	-109.0	- 44.2	10.7
w	-103.4	14.1	- 3.7
g + w	-144.6	- 14.7	- 0.4
g + s	-150.2	- 61.1	14.8
g+w+s/2	-199.1	- 36.8	5.8
g+w/2+s	-201.9	- 60.0	13.0

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 16.9	- 4.1
s	-109.0	- 44.2	- 10.7
w	220.7	54.5	4.7
g + w	179.5	36.8	- 1.2
g + s	-150.2	- 61.1	- 14.8
g+w+s/2	125.0	14.7	- 6.6
g+w/2+s	- 39.9	- 34.3	- 13.4

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 24.1	4.1
s	0.0	- 44.1	11.0
w	0.0	2.5	17.0
g + w	0.0	- 21.6	21.1
g + s	0.0	- 68.2	15.1
g+w+s/2	0.0	- 43.7	26.6
g+w/2+s	0.0	- 67.0	23.6

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	15.8
s	-109.0	- 14.9	41.8
w	220.7	1.2	- 52.0
g + w	179.5	- 4.5	- 36.2
g + s	-150.2	- 20.6	57.6
g+w+s/2	125.0	- 12.0	- 15.3
g+w/2+s	- 39.9	- 20.0	31.6

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 64.4	- 0.4	- 8.7
g + w	- 26.1	- 4.5	- 8.7
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	24.6	- 10.0	- 8.7
g+w/2+s	107.5	- 15.2	- 4.4

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	38.3	- 4.1	0.0
s	101.4	- 10.9	0.0
w	- 64.4	1.5	- 9.9
g + w	- 26.1	- 2.6	- 9.9
g + s	139.7	- 15.0	0.0
g+w+s/2	24.6	- 8.1	- 9.9
g+w/2+s	107.5	- 14.3	- 5.0

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.2	- 5.7	- 15.8
s	-109.0	- 14.9	- 41.8
w	-103.4	- 3.1	2.2
g + w	-144.6	- 8.8	- 13.6
g + s	-150.2	- 20.6	- 57.6
g+w+s/2	-199.1	- 16.3	- 34.5
g+w/2+s	-201.9	- 22.2	- 56.5

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{UTI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 23.0	- 4.2
s	0.0	- 44.1	- 11.9
w	0.0	30.6	27.9
g + w	0.0	27.6	23.7
g + s	0.0	- 47.1	- 16.1
g+w+s/2	0.0	5.6	17.8
g+w/2+s	0.0	- 31.8	- 2.2

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.5	- 15.8	4.1
s	-117.7	- 44.2	11.5
w	- 24.7	9.2	- 0.7
g + w	- 84.2	- 6.6	3.4
g + s	-159.2	- 60.0	15.6
g+w+s/2	-143.1	- 28.7	9.2
g+w/2+s	-180.6	- 55.4	15.3

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.5	- 15.8	- 4.1
s	-117.7	- 44.2	- 11.5
w	146.0	30.2	1.4
g + w	104.5	14.4	- 2.7
g + s	-159.2	- 60.0	- 15.6
g+w+s/2	45.7	- 7.7	- 8.5
g+w/2+s	- 86.2	- 44.9	- 14.9

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 23.1	4.2
s	0.0	- 44.1	11.9
w	0.0	9.3	9.3
g + w	0.0	- 13.7	13.5
g + s	0.0	- 67.1	16.1
g+w+s/2	0.0	- 35.8	19.5
g+w/2+s	0.0	- 62.5	20.8



Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.5	- 5.6	14.7
s	-117.7	- 15.7	41.7
w	146.0	3.7	- 29.3
g + w	104.5	- 1.9	- 14.6
g + s	-159.2	- 21.3	56.4
g+w+s/2	45.7	- 9.8	6.3
g+w/2+s	- 86.2	- 19.5	41.8

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	32.4	- 4.2	0.0
s	92.1	- 11.8	0.1
w	- 44.3	2.1	- 8.2
g + w	- 11.9	- 2.1	- 8.2
g + s	124.5	- 16.0	0.1
g+w+s/2	34.2	- 8.0	- 8.2
g+w/2+s	102.4	- 15.0	- 4.0

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	32.4	- 4.2	0.0
s	92.1	- 11.8	- 0.1
w	- 44.3	3.8	- 8.6
g + w	- 11.9	- 0.4	- 8.6
g + s	124.5	- 16.0	- 0.1
g+w+s/2	34.2	- 6.3	- 8.7
g+w/2+s	102.4	- 14.1	- 4.4

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 41.5	- 5.6	- 14.7
s	-117.7	- 15.7	- 41.7
w	- 42.7	2.2	8.5
g + w	- 84.2	- 3.4	- 6.2
g + s	-159.2	- 21.3	- 56.4
g+w+s/2	-141.1	- 11.3	- 27.1
g+w/2+s	-180.6	- 20.2	- 52.2

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{Eurocode : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 21.9	- 3.9
w	0.0	45.6	37.4
g + w	0.0	23.7	33.5

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 15.8	3.8
w	- 61.6	17.1	- 4.2
g + w	-100.1	1.3	- 0.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 15.8	- 3.8
w	211.2	44.5	5.1
g + w	172.7	28.7	- 1.3

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 21.9	3.9
w	0.0	17.6	16.5
g + w	0.0	- 4.3	20.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 5.3	14.7
w	211.2	8.8	- 43.0
g + w	172.7	3.5	- 28.3

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 72.8	6.2	- 13.5
g + w	- 37.1	2.3	- 13.5

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 72.8	8.9	- 13.6
g + w	- 37.1	5.0	- 13.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 5.3	- 14.7
w	- 61.6	6.4	15.8
g + w	-100.1	1.1	1.1

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{DIN : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 21.9	- 3.9
w	0.0	41.6	35.3
g + w	0.0	19.7	31.4

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 15.8	3.8
w	- 64.3	14.3	- 3.5
g + w	-102.8	- 1.5	0.3

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 15.8	- 3.8
w	197.3	40.5	4.4
g + w	158.8	24.7	0.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	0.0	- 21.9	3.9
w	0.0	14.7	16.3
g + w	0.0	- 7.2	20.2

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 5.3	14.7
w	197.3	7.7	- 39.2
g + w	158.8	2.4	- 24.5

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 65.0	5.3	- 13.0
g + w	- 29.3	1.4	- 13.0

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 65.0	7.9	- 13.0
g + w	- 29.3	4.0	- 13.0

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 38.5	- 5.3	- 14.7
w	- 64.3	5.4	13.1
g + w	-102.8	0.1	- 1.6

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

SIA : Profil  $\frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 500}}{\text{IPE 500}}$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 26.6	- 4.5
w	0.0	90.0	53.8
g + w	0.0	63.4	49.3

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 44.4	- 18.2	4.4
w	- 25.1	26.3	- 7.9
g + w	- 69.5	8.1	- 3.5

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 44.4	- 18.2	- 4.4
w	287.8	89.0	4.1
g + w	243.4	70.8	- 0.3

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 26.7	4.5
w	0.0	26.6	12.9
g + w	0.0	- 0.1	17.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 44.4	- 6.1	17.0
w	287.8	11.7	- 85.2
g + w	243.4	5.6	- 68.2

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	41.2	- 4.5	0.0
w	-129.2	10.8	- 3.9
g + w	- 87.9	6.3	- 3.9

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	41.2	- 4.5	0.0
w	-129.2	11.6	- 4.3
g + w	- 87.9	7.1	- 4.3

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 44.4	- 6.1	- 17.0
w	- 25.1	11.0	24.6
g + w	- 69.5	4.9	7.6

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{ISO : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 330}}{\text{IPE 330}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 18.6	- 3.5
w	0.0	39.3	23.1
g + w	0.0	20.7	19.6

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 34.3	- 14.0	3.4
w	- 7.8	15.6	- 6.3
g + w	- 42.1	1.6	- 2.9

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 34.3	- 14.0	- 3.4
w	139.8	38.5	5.1
g + w	105.5	24.5	1.7

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 18.6	3.5
w	0.0	15.9	7.9
g + w	0.0	- 2.7	11.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 34.3	- 4.7	13.2
w	139.8	8.5	- 36.9
g + w	105.5	3.8	- 23.7

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	31.9	- 3.4	0.0
w	- 61.9	7.8	- 3.6
g + w	- 30.0	4.4	- 3.6

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	31.9	- 3.4	0.0
w	- 61.9	8.5	- 3.3
g + w	- 30.0	5.1	- 3.3

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 34.3	- 4.7	- 13.2
w	- 7.8	8.2	14.4
g + w	- 42.1	3.5	1.2

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{ECCS : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 450}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 24.1	- 4.1
w	0.0	55.7	46.8
g + w	0.0	31.6	42.7

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 16.9	4.1
w	- 89.9	14.1	- 4.5
g + w	-131.1	- 2.8	- 0.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 16.9	- 4.1
w	256.3	54.5	4.7
g + w	215.1	37.6	0.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 24.1	4.1
w	0.0	14.6	22.5
g + w	0.0	- 9.5	26.6

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 5.7	15.8
w	256.3	9.1	- 52.8
g + w	215.1	3.4	- 37.0

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	38.3	- 4.1	0.0
w	- 81.8	6.4	- 14.4
g + w	- 43.5	2.3	- 14.4

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	38.2	- 4.1	0.0
w	- 81.8	9.3	- 14.6
g + w	- 43.5	5.2	- 14.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 41.2	- 5.7	- 15.8
w	- 89.9	6.6	12.8
g + w	-131.1	0.9	3.0

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{BSI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 21.9	- 3.9
w	0.0	55.0	46.2
g + w	0.0	33.1	42.3

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 15.8	3.8
w	- 84.3	5.2	1.8
g + w	-122.8	- 10.6	5.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 15.8	- 3.8
w	211.6	53.4	- 3.5
g + w	173.1	37.6	- 7.3

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 21.9	3.9
w	0.0	5.6	15.1
g + w	0.0	- 16.3	19.0

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 5.3	14.7
w	211.6	0.6	- 51.7
g + w	173.1	- 4.7	- 37.0

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 71.0	- 0.9	- 8.3
g + w	- 35.3	- 4.8	- 8.3

Knoten : 41 R <sub>q</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	35.7	- 3.9	0.0
w	- 71.0	0.8	- 9.7
g + w	- 35.3	- 3.1	- 9.7

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.5	- 5.3	- 14.7
w	- 84.3	- 1.0	5.0
g + w	-122.8	- 6.3	- 9.7

gelenkiger Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{UTI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 360}}{\text{IPE 360}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 20.1	- 3.7
w	0.0	33.4	29.5
g + w	0.0	13.3	25.8

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.2	- 14.8	3.6
w	- 68.7	6.9	- 3.0
g + w	-104.9	- 7.9	0.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.2	- 14.8	- 3.6
w	164.0	32.3	3.5
g + w	127.8	17.5	- 0.1

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	0.0	- 20.1	3.7
w	0.0	7.5	16.8
g + w	0.0	- 12.6	20.5

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.2	- 5.0	13.9
w	164.0	6.1	- 31.3
g + w	127.8	1.1	- 17.4

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	33.7	- 3.6	0.0
w	- 45.9	4.2	- 10.6
g + w	- 12.2	0.6	- 10.6

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	33.7	- 3.6	0.0
w	- 45.9	6.3	- 10.6
g + w	- 12.2	2.7	- 10.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.2	- 5.0	- 13.9
w	- 68.7	4.2	6.1
g + w	-104.9	- 0.8	- 7.8



eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{Eurocode : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-160.3	34.4	44.3
g + w	-134.4	8.9	37.2
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	-101.4	- 13.2	28.2
g+w/2+s	11.9	- 52.4	- 3.0

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.5	- 44.2	17.8
w	43.6	27.2	- 9.6
g + w	- 1.4	9.6	- 2.6
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 58.7	- 12.5	6.3
g+w/2+s	-137.7	- 48.2	20.0

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	114.2	34.3	10.9
g + w	69.2	16.7	3.9
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	12.0	- 5.4	- 5.0
g+w/2+s	-102.4	- 44.7	- 19.4

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	52.8	27.3	11.5
g + w	78.7	1.8	18.6
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	111.8	- 20.3	27.6
g+w/2+s	118.4	- 56.0	30.9

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	114.2	13.4	- 32.4
g + w	69.2	4.7	- 16.2
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	12.0	- 6.3	4.4
g+w/2+s	-102.4	- 24.0	41.2

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 63.1	12.6	- 4.0
g + w	- 28.0	5.5	- 3.7
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	16.7	- 3.6	- 3.4
g+w/2+s	93.0	- 18.9	- 1.0

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 63.1	13.3	- 3.0
g + w	- 28.0	6.2	- 3.3
g + s	124.5	- 25.2	- 1.0
g+w+s/2	16.7	- 2.9	- 3.7
g+w/2+s	93.0	- 18.6	- 2.5

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	43.6	12.8	25.3
g + w	- 1.4	4.1	9.1
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 58.7	- 6.9	- 11.5
g+w/2+s	-137.7	- 24.3	- 44.8

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{DIN 1055 : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-150.1	30.8	41.5
g + w	-124.2	5.3	34.4
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	- 91.2	- 16.8	25.4
g+w/2+s	17.0	- 54.2	- 4.4

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.5	- 44.2	17.8
w	36.5	24.0	- 8.3
g + w	- 8.5	6.4	- 1.3
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 65.8	- 15.7	7.6
g+w/2+s	-141.3	- 49.8	20.7

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	103.9	30.8	9.6
g + w	58.9	13.2	2.6
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	1.7	- 8.9	- 6.3
g+w/2+s	-107.6	- 46.4	- 20.0

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	53.4	24.0	11.7
g + w	79.3	- 1.5	18.8
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	112.4	- 23.6	27.8
g+w/2+s	118.7	- 57.6	31.0

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	103.9	11.8	- 29.4
g + w	58.9	3.1	- 13.2
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	1.7	- 7.9	7.4
g+w/2+s	-107.6	- 24.8	42.7

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 56.2	11.1	- 3.8
g + w	- 21.1	4.0	- 3.5
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	23.6	- 5.1	- 3.2
g+w/2+s	96.4	- 19.7	- 0.9

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 56.2	11.8	- 2.9
g + w	- 21.1	4.7	- 3.2
g + s	124.5	- 25.2	- 1.0
g+w+s/2	23.6	- 4.4	- 3.6
g+w/2+s	96.4	- 19.3	- 2.5

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	36.5	11.2	22.3
g + w	- 8.5	2.5	6.1
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 65.8	- 8.5	- 14.5
g+w/2+s	-141.3	- 25.1	- 46.3

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{SIA : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	25.2	- 23.0	- 6.8
s	75.3	- 44.2	- 20.0
w	-224.3	77.7	67.4
g + w	-199.1	54.7	60.6
g + s	100.5	- 67.2	- 26.8
g+w+s/2	-161.5	32.6	50.6
g+w/2+s	- 11.7	- 28.4	6.9

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 42.6	- 15.8	6.8
s	-124.6	- 44.2	19.9
w	103.9	37.6	- 20.0
g + w	61.3	21.8	- 13.2
g + s	-167.2	- 60.0	26.7
g+w+s/2	- 1.0	- 0.3	- 3.3
g+w/2+s	-115.3	- 41.2	16.7

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 42.6	- 15.8	- 6.8
s	-124.6	- 44.2	- 19.9
w	191.0	77.6	16.4
g + w	148.4	61.8	9.6
g + s	-167.2	- 60.0	- 26.7
g+w+s/2	86.1	39.7	- 0.4
g+w/2+s	- 71.7	- 21.2	- 18.5

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	25.2	- 23.0	6.8
s	75.3	- 44.1	20.0
w	10.1	37.7	1.1
g + w	35.3	14.7	7.9
g + s	100.5	- 67.1	26.8
g+w+s/2	73.0	- 7.4	17.9
g+w/2+s	105.6	- 48.3	27.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 42.6	- 8.2	14.5
s	-124.6	- 24.0	40.9
w	191.0	22.8	- 72.6
g + w	148.4	14.6	- 58.1
g + s	-167.2	- 32.2	55.4
g+w+s/2	86.1	2.5	- 37.7
g+w/2+s	- 71.7	- 20.9	19.1

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	28.6	- 6.8	0.3
s	77.3	- 20.0	0.9
w	-100.0	24.0	6.1
g + w	- 71.4	17.2	6.4
g + s	105.9	- 26.8	1.2
g+w+s/2	- 32.8	7.2	6.9
g+w/2+s	55.9	- 14.8	4.3

Knoten : 41 R <sub>2</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	28.6	- 6.8	- 0.3
s	77.3	- 20.0	- 0.9
w	-100.0	22.4	8.1
g + w	- 71.4	15.6	7.8
g + s	105.9	- 26.8	- 1.2
g+w+s/2	- 32.8	5.6	7.4
g+w/2+s	55.9	- 15.6	2.9

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 42.6	- 8.2	- 14.5
s	-124.6	- 24.0	- 40.9
w	103.9	24.2	34.6
g + w	61.3	16.0	20.1
g + s	-167.2	- 32.2	- 55.4
g+w+s/2	- 1.0	4.0	- 0.4
g+w/2+s	-115.3	- 20.1	- 38.1

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{ISO : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-101.2	33.2	28.9
g + w	- 75.3	7.7	21.8
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	- 42.3	14.4	12.8
g+w/2+s	41.4	- 53.0	10.7

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.3	- 44.2	17.8
w	48.3	20.9	- 10.5
g + w	3.3	3.3	- 3.5
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 54.0	- 18.8	5.4
g+w/2+s	-135.4	- 51.4	19.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	90.5	33.2	9.6
g + w	45.5	15.6	2.6
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	- 11.8	- 6.5	- 6.3
g+w/2+s	-114.3	- 45.2	- 20.0

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	14.6	21.0	3.8
g + w	40.5	- 4.5	10.9
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	73.6	- 26.6	19.9
g+w/2+s	99.3	- 59.1	27.0

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	90.5	12.4	- 31.2
g + w	45.5	3.7	- 15.0
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	- 11.8	- 7.3	5.6
g+w/2+s	-114.3	- 24.5	41.8

Knoten : 41 R <sub>r</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 54.3	12.8	1.2
g + w	- 19.2	5.7	1.5
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	25.5	3.4	1.9
g+w/2+s	97.4	- 18.8	1.6

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 54.3	12.4	2.4
g + w	- 19.2	5.3	2.1
g + s	124.5	- 25.3	- 1.0
g+w+s/2	25.5	- 3.8	1.8
g+w/2+s	97.4	- 19.0	0.2

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	48.3	12.9	19.3
g + w	3.3	4.2	3.1
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 54.0	- 6.8	- 17.5
g+w/2+s	-135.4	- 24.3	- 47.8



eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{ECCS: Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-193.9	41.7	54.5
g + w	-168.0	16.2	47.4
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	-135.0	- 5.9	38.4
g+w/2+s	- 5.0	- 48.4	2.2

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.5	- 44.2	17.8
w	42.5	26.9	- 10.8
g + w	- 2.5	9.3	- 3.8
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 59.8	- 12.8	5.1
g+w/2+s	-138.3	- 48.4	19.4

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	133.1	41.6	11.3
g + w	88.1	24.0	4.3
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	30.9	1.9	- 4.6
g+w/2+s	- 93.0	- 41.0	- 19.2

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	71.3	26.9	16.6
g + w	97.2	1.4	23.7
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	130.3	- 20.7	32.7
g+w/2+s	127.7	- 56.2	33.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	133.1	14.3	- 39.4
g + w	88.1	5.6	- 23.2
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	30.9	- 5.4	- 2.6
g+w/2+s	- 93.0	- 23.6	37.7

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 70.6	13.9	- 2.3
g + w	- 35.5	6.8	- 2.0
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	9.2	- 2.3	- 1.7
g+w/2+s	89.2	- 18.3	- 0.2

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 70.6	14.2	- 1.2
g + w	- 35.5	7.1	- 1.5
g + s	124.5	- 25.2	- 1.0
g+w+s/2	9.2	- 2.0	- 1.9
g+w/2+s	89.2	- 18.1	- 1.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	42.5	14.1	24.9
g + w	- 2.5	5.4	8.7
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 59.8	- 5.6	- 11.9
g+w/2+s	-138.3	- 23.7	- 45.0

eigespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{BSI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-177.7	42.7	54.5
g + w	-151.8	17.2	47.4
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	-118.8	- 4.9	38.4
g+w/2+s	3.2	- 48.3	2.2

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.5	- 44.2	17.8
w	27.7	15.9	- 4.7
g + w	- 17.3	- 1.7	2.3
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 74.6	- 23.8	11.2
g+w/2+s	-145.7	- 53.9	22.5

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	109.4	42.7	3.3
g + w	64.4	25.1	- 3.7
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	7.2	3.0	- 12.6
g+w/2+s	-104.8	- 40.5	- 23.2

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	47.7	15.9	8.7
g + w	73.6	- 9.6	15.8
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	106.7	- 31.7	24.8
g+w/2+s	115.9	- 61.7	29.5

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	109.4	6.2	- 40.4
g + w	64.4	- 2.5	- 24.2
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	7.2	- 13.5	- 3.6
g+w/2+s	-104.8	- 27.6	37.2

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 59.3	6.6	1.7
g + w	- 24.2	- 0.5	2.0
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	20.5	- 9.6	2.4
g+w/2+s	94.9	- 21.9	1.9

Knoten : 41 R <sub>1</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 59.3	6.2	1.6
g + w	- 24.2	- 0.9	1.3
g + s	124.5	- 25.2	- 1.0
g+w+s/2	20.5	- 10.0	1.0
g+w/2+s	94.9	- 22.1	- 0.2

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	27.7	6.6	15.0
g + w	- 17.3	- 2.1	- 1.2
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 74.6	- 13.1	- 21.8
g+w/2+s	-145.7	- 27.4	- 49.9

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Schnee + Wind

$$\text{UTI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	- 7.1
s	66.1	- 44.1	- 18.0
w	-124.0	23.7	34.0
g + w	- 98.1	- 1.8	26.9
g + s	92.0	- 69.6	- 25.1
g+w+s/2	- 65.1	- 23.9	17.9
g+w/2+s	30.0	- 57.8	- 8.1

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	7.0
s	-114.5	- 44.2	17.8
w	19.7	15.5	- 6.3
g + w	- 25.3	- 2.1	0.7
g + s	-159.5	- 61.8	24.8
g+w+s/2	- 82.6	- 24.2	9.6
g+w/2+s	-149.7	- 54.1	21.7

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 45.0	- 17.6	- 7.0
s	-114.5	- 44.2	- 17.8
w	80.8	23.6	7.1
g + w	35.8	6.0	0.1
g + s	-159.5	- 61.8	- 24.8
g+w+s/2	- 21.5	- 16.1	- 8.8
g+w/2+s	-119.1	- 50.0	- 21.3

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.9	- 25.5	7.1
s	66.1	- 44.1	18.0
w	56.8	15.6	13.7
g + w	82.7	- 9.9	20.8
g + s	92.0	- 69.6	25.1
g+w+s/2	115.8	- 32.0	29.8
g+w/2+s	120.4	- 61.8	32.0

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	16.2
s	-114.5	- 22.0	41.2
w	80.8	8.7	- 22.3
g + w	35.8	0.0	- 6.1
g + s	-159.5	- 30.7	57.4
g+w+s/2	- 21.5	- 11.0	14.5
g+w/2+s	-119.1	- 26.4	46.3

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	0.3
s	89.4	- 18.1	0.7
w	- 40.0	8.3	- 2.4
g + w	- 4.9	1.2	- 2.1
g + s	124.5	- 25.2	1.0
g+w+s/2	39.8	- 7.9	- 1.8
g+w/2+s	104.5	- 21.1	- 0.2

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	35.1	- 7.1	- 0.3
s	89.4	- 18.1	- 0.7
w	- 40.0	8.7	- 1.7
g + w	- 4.9	1.6	- 2.0
g + s	124.5	- 25.5	- 1.0
g+w+s/2	39.8	- 7.5	- 2.4
g+w/2+s	104.5	- 20.9	- 1.9

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 45.0	- 8.7	- 16.2
s	-114.5	- 22.0	- 41.2
w	19.7	8.3	14.3
g + w	- 25.3	- 0.4	- 1.9
g + s	-159.5	- 30.7	- 57.4
g+w+s/2	- 82.6	- 11.4	- 22.5
g+w/2+s	-149.7	- 26.6	- 50.3

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{Eurocode : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 300}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	24.4	- 19.5	- 6.3
w	-181.8	33.3	46.4
g + w	-157.4	13.8	40.1

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.4	- 13.4	6.3
w	64.6	28.3	- 11.8
g + w	26.2	14.95	- 5.5

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.4	- 13.4	- 6.3
w	113.4	33.3	12.9
g + w	75.0	19.9	6.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	24.4	- 19.5	6.3
w	52.4	28.4	9.3
g + w	76.8	8.9	15.6

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.4	- 7.5	12.2
w	113.4	15.4	- 31.1
g + w	75.0	7.9	- 18.9

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	21.5	- 6.3	0.3
w	- 50.1	14.8	- 3.1
g + w	- 28.6	8.5	- 2.8

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	21.5	- 6.3	0.3
w	- 50.1	15.3	- 1.7
g + w	- 28.6	9.0	- 1.4

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 38.4	- 7.5	- 12.2
w	64.6	15.1	26.1
g + w	26.2	7.6	13.9

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{DIN : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 300}}{\text{IPE 360}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.7	- 18.7	- 6.0
w	-162.3	30.2	42.8
g + w	-139.6	11.5	36.8

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 37.4	- 13.4	6.0
w	49.8	24.6	- 9.7
g + w	12.4	- 11.2	- 3.7

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 37.4	- 13.4	- 6.0
w	103.9	30.1	10.8
g + w	66.5	16.7	4.8

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.7	- 18.7	6.0
w	53.2	24.7	10.4
g + w	75.9	6.0	16.4

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 37.4	- 7.2	12.2
w	103.9	13.0	- 28.3
g + w	66.5	5.8	- 16.1

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.9	- 6.0	0.3
w	- 47.6	12.5	- 3.3
g + w	- 24.7	6.5	- 3.0

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.9	- 6.0	0.3
w	- 47.6	13.0	- 2.1
g + w	- 24.7	7.0	- 1.8

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 37.4	- 7.2	- 12.2
w	49.8	12.7	22.7
g + w	12.4	5.5	10.5



eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{SIA : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 400}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.2	- 23.0	- 6.8
w	-224.3	77.7	67.4
g + w	-199.1	54.7	60.6

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 42.6	- 15.8	6.8
w	103.9	37.6	- 20.0
g + w	61.3	21.8	- 13.2

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 42.6	- 15.8	- 6.8
w	191.0	77.6	16.4
g + w	148.6	61.8	9.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.2	- 23.0	6.8
w	10.1	37.7	1.1
g + w	35.3	34.7	7.9

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 42.6	- 8.2	14.5
w	191.0	22.8	- 72.6
g + w	148.4	14.6	- 58.1

Knoten : 41 R <sub>t</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	41.2	- 4.5	0.0
w	-100.0	24.0	- 6.1
g + w	- 58.8	19.5	- 6.1

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	28.6	- 6.8	- 0.3
w	-100.0	22.4	8.1
g + w	- 71.4	15.6	7.8

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 42.6	- 8.2	- 14.5
w	103.9	24.2	34.6
g + w	61.3	16.0	20.1

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{ISO : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 270}}{\text{IPE 330}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	24.2	- 17.4	- 6.4
w	-109.2	33.0	30.2
g + w	- 85.0	15.6	23.8

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 39.6	- 14.0	6.3
w	57.1	21.1	- 11.9
g + w	17.5	7.1	- 5.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 39.6	- 14.0	- 6.3
w	94.5	32.9	10.9
g + w	54.9	18.9	4.6

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	24.2	- 17.4	6.4
w	10.2	21.2	2.5
g + w	14.0	3.8	8.9

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 39.6	- 7.6	12.9
w	94.5	13.7	- 30.8
g + w	54.9	6.1	- 17.9

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	24.0	- 6.4	- 0.3
w	- 45.5	14.1	1.3
g + w	- 21.5	7.7	1.0

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	24.0	- 6.4	- 0.3
w	- 45.5	13.6	2.7
g + w	- 21.5	7.2	2.4

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	Q
g	- 39.6	- 7.6	- 12.9
w	57.1	14.4	19.3
g + w	17.5	6.8	6.4

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{ECCS : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 330}}{\text{IPE 450}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.8	- 21.3	- 6.6
w	-219.1	40.5	57.0
g + w	-193.3	19.2	50.4

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 40.5	- 14.1	6.6
w	66.4	28.1	- 13.2
g + w	25.9	14.0	- 6.6

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 40.5	- 14.1	- 6.6
w	132.8	40.5	13.7
g + w	92.3	26.4	7.1

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	25.8	- 21.3	6.6
w	70.7	28.2	14.1
g + w	96.5	6.9	20.7

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 40.5	- 7.9	12.8
w	132.8	16.6	- 38.0
g + w	92.3	8.7	- 35.2

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.5	- 6.6	0.3
w	- 55.9	16.5	- 1.4
g + w	- 33.4	9.9	- 1.1

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	22.5	- 6.6	- 0.3
w	- 55.9	16.5	0.2
g + w	- 33.4	9.9	- 0.1

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 40.5	- 7.9	- 12.8
w	66.4	16.7	25.8
g + w	25.9	8.8	13.0

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{BSI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 300}}{\text{IPE 400}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	17.5	- 15.8	- 4.5
w	-195.1	42.0	54.6
g + w	-177.6	26.2	50.1

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 27.5	- 9.6	4.5
w	45.2	16.6	- 6.8
g + w	17.7	7.0	- 2.3

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 27.5	- 9.6	- 4.5
w	112.7	42.0	5.3
g + w	85.2	32.4	0.8

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	17.5	- 15.6	4.5
w	44.0	16.6	6.6
g + w	61.5	1.0	11.1

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 27.5	- 5.4	8.7
w	112.7	8.2	- 39.5
g + w	85.2	2.8	- 30.8

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	15.4	- 4.5	0.2
w	- 46.4	8.8	2.2
g + w	- 31.0	4.3	2.4

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	15.4	- 4.5	- 0.2
w	- 46.4	8.2	2.5
g + w	- 31.0	3.7	2.3

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 27.5	- 5.4	- 8.7
w	45.2	8.8	15.4
g + w	17.7	3.4	6.7

eingespannter Rahmen : Eigengewicht + Wind

$$\text{UTI : Profil } \frac{R}{S} = \frac{\text{IPE 240}}{\text{IPE 360}}$$

Knoten : 1 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	24.6	- 16.8	- 6.1
w	-146.3	22.4	35.8
g + w	-121.7	5.6	29.7

Knoten : 61 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.1	- 12.2	6.0
w	39.8	16.7	- 8.2
g + w	3.7	4.5	- 2.2

Knoten : 21 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.1	- 12.2	- 6.0
w	75.8	22.4	8.8
g + w	39.7	10.2	2.8

Knoten : 81 S			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	24.6	- 17.5	6.1
w	58.3	16.8	11.9
g + w	82.9	- 0.7	18.0

Knoten : 21 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.1	- 7.2	11.1
w	75.8	10.3	- 20.9
g + w	39.7	3.1	- 9.8

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	18.7	- 6.1	0.3
w	- 29.7	10.2	- 1.4
g + w	- 11.0	4.1	- 1.1

Knoten : 41 R <sub>l</sub>			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	18.7	- 6.1	- 0.3
w	- 29.7	10.4	- 0.3
g + w	- 11.0	4.3	- 0.6

Knoten : 61 R			
	$M_y$	$N_y$	$Q$
g	- 36.1	- 7.2	- 11.1
w	39.8	10.3	15.3
g + w	3.7	3.1	4.2

## Anhang 2.3 Nachweise

allgemeiner Spannungsnachweis :

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{zul} = 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Knicknachweis :

$$\sigma_D = 0.9 \cdot \frac{M}{W} + \omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{Dzul} = 14.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda = \beta \cdot h/i \quad \Rightarrow \quad \omega$$

$$\beta_{gel} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot (1+m)} \cdot \sqrt{4 + 1.4 \cdot (C+6 \cdot \alpha) + 0.02 (C+6 \cdot \alpha)^2}$$

$$\beta_{eing} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot (1+m)} \cdot \sqrt{1 + 0.35 \cdot (C+6 \cdot \alpha) - 0.017 (C+6 \cdot \alpha)^2}$$

$$m = P_1/P \quad (\text{vgl. Bild A 2.1})$$

$$C = I \cdot b / (b^2 \cdot F)$$

$$\alpha = 4 \cdot I / (b^2 \cdot F) \leq 0.2 \quad \text{hier : } \alpha \approx 0$$

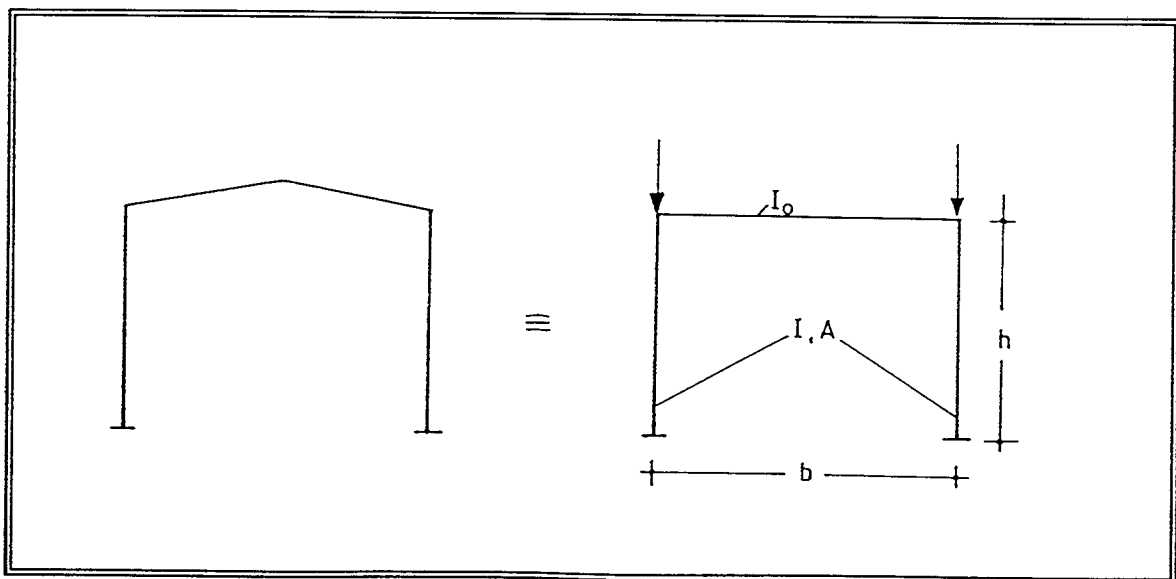


Bild A 2.1 Querschnittswerte Knicknachweis

Eurocode :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 450/450

Riegel :

Lastfall  $g+w/2+s$ ; Knoten 61 R;  $M = 182.0 \text{ KNm}$ ;  $N = 17.5 \text{ KN}$  (Druck)

$$\sigma = \frac{18200}{1500} + \frac{17.5}{98.8} = 12.1 + 0.2 = 12.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall  $g+w/2+s$ ; Knoten 61 S;  $M = 182.0 \text{ KNm}$ ;  $N = 52.7 \text{ KN}$  (Druck)

$$\sigma = \frac{18200}{1500} + \frac{52.7}{98.8} = 12.1 + 0.5 = 12.6 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 12.1 + 2.99 \cdot 0.5 = 10.9 + 1.5 = 12.4 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 45.3/59.6 = 0.76 \quad C = 2.0 \quad \beta = 2.46 \quad \lambda = 133 \quad \omega = 2.99$$

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall  $g + w$ ; Knoten 21 R;  $M = 172.7 \text{ KNm}$ ;  $N = 3.5 \text{ KN}$  (Zug)

$$\sigma = \frac{17270}{1160} + \frac{3.5}{84.5} = 14.9 + 0.1 = 15.0 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall  $g + w$ ; Knoten 21 S;  $M = 172.7 \text{ KNm}$ ;  $N = 28.7 \text{ KN}$  (Zug)

$$\sigma = \frac{17270}{1160} + \frac{28.7}{84.5} = 14.9 + 0.3 = 15.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{61.8}{84.5} = 13.8 + 0.7 = 14.5 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.52 \cdot 0.7 = 12.4 + 1.1 = 13.5 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.6/69.6 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 77.6 \quad \omega = 1.52$$

Profil : R/S = 300/400

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 75.0 KNm; N = 7.9 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{7500}{557} + \frac{7.9}{53.8} = 13.5 + 0.2 = 13.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 157.4 KNm; N = 13.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{15740}{1160} + \frac{13.8}{84.5} = 13.6 + 0.2 = 13.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$



DIN :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 450/450

Riegel :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 R; M = 183.2 KNm; N = 18.0 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{18320}{1500} + \frac{18.0}{98.8} = 12.2 + 0.2 = 12.4 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 S; M = 183.2 KNm; N = 54.1 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{18320}{1500} + \frac{54.1}{98.8} = 12.2 + 0.6 = 12.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 12.2 + 2.99 \cdot 0.6 = 10.9 + 1.8 = 12.7 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 47.5/61.0 = 0.78 \quad C = 2.0 \quad \beta = 2.46 \quad \lambda = 133 \quad \omega = 2.99$$

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 158.8 KNm; N = 2.4 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{15880}{1160} + \frac{2.4}{84.5} = 13.7 + 0.0 = 13.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 158.8 KNm; N = 24.7 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{15880}{1160} + \frac{24.7}{84.5} = 13.7 + 0.3 = 14.0 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{61.8}{84.5} = 13.8 + 0.7 = 14.5 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.52 \cdot 0.7 = 12.4 + 1.1 = 13.5 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.6/69.6 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 77.6 \quad \omega = 1.52$$

Profil : R/S = 300/360

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 66.5 KNm; N = 5.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{6650}{557} + \frac{5.8}{53.8} = 11.9 + 0.1 = 12.0 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 139.6 KNm; N = 11.5 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{13960}{904} + \frac{11.5}{72.7} = 15.4 + 0.2 = 15.6 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

SIA :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 500/500

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 245.3 KNm; N = 5.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{24530}{1930} + \frac{5.8}{116.0} = 12.7 + 0.1 = 12.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 245.3 KNm; N = 71.0 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{24530}{1930} + \frac{71.0}{116.0} = 12.7 + 0.6 = 13.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 S; M = 166.5 KNm; N = 49.3 KN (Druck)

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 8.6 + 2.11 \cdot 0.4 = 7.7 + 0.8 = 8.7 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 25.7/57.6 = 0.45 \quad C = 2.0 \quad \beta = 2.23 \quad \lambda = 109.3 \quad \omega = 2.11$$

Profil : R/S = 500/500

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 243.4 KNm; N = 5.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{24340}{1930} + \frac{5.6}{116.0} = 12.6 + 0.1 = 12.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 243.4 KNm; N = 70.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{24340}{1930} + \frac{70.8}{116.0} = 12.6 + 0.6 = 13.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/450

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 167.2 KNm; N = 32.2 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{16720}{1160} + \frac{32.2}{84.5} = 14.4 + 0.4 = 14.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 199.1 KNm; N = 54.7 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{19910}{1500} + \frac{54.7}{98.8} = 13.3 + 0.6 = 13.9 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 167.2 KNm; N = 60.0 KN

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 11.1 + 1.46 \cdot 0.6 = 10.0 + 0.9 = 10.9 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 67.2/67.1 = 1.0 \quad C = 2.92 \quad \beta = 1.37 \quad \lambda = 74.0 \quad \omega = 1.46$$

Profil : R/S = 400/450

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 148.4 KNm; N = 14.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{14840}{1160} + \frac{14.6}{84.5} = 12.8 + 0.7 = 13.5 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 199.1 KNm; N = 54.7 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{19910}{1500} + \frac{54.7}{98.8} = 13.3 + 0.6 = 13.9 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

ISO :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 R; M = 152.9 KNm; N = 16.2 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15290}{1160} + \frac{16.2}{84.5} = 13.2 + 0.2 = 13.4 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 S; M = 152.9 KNm; N = 52.3 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15290}{1160} + \frac{52.3}{84.5} = 13.2 + 0.6 = 13.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.2 + 3.55 \cdot 0.6 = 11.9 + 2.1 = 14.0 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 46.4/58.3 = 0.80 \quad C = 2.0 \quad \beta = 2.39 \quad \lambda = 144.8 \quad \omega = 3.55$$

Profil : R/S = 330/330

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 105.5 KNm; N = 3.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{10550}{713} + \frac{3.8}{62.6} = 14.8 + 0.1 = 14.9 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 105.5 KNm; N = 24.5 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{10550}{713} + \frac{24.5}{62.6} = 14.8 + 0.4 = 15.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{159.5}{1160} + \frac{61.8}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.78 \cdot 0.7 = 12.4 + 0.7 = 13.1 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.5/69.5 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 93.4 \quad \omega = 1.78$$

Profil : R/S = 270/330

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = .54.9 KNm; N = 6.1 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{5490}{420} + \frac{6.1}{45.9} = 13.1 + 0.1 = 13.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 85.0 KNm; N = 15.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{8500}{713} + \frac{15.6}{62.6} = 11.9 + 0.2 = 12.1 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

ECCS :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 450/450

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 215.1 KNm; N = 3.4 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{21510}{1500} + \frac{3.4}{98.8} = 14.3 + 0.0 = 14.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + W; Knoten 21 S; M = 215.1 KNm; N = 37.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{21510}{1500} + \frac{37.6}{98.8} = 14.3 + 0.4 = 14.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Lastfall g+w/2+s: Knoten 61 S; m = 195.2 KNm; N = 54.1 KN

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.0 + 2.81 \cdot 0.5 = 11.7 + 1.4 = 13.1 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 40.4/60.9 = 0.66 \quad C = 2.0 \quad B = 2.38 \quad \lambda = 129 \quad \omega = 2.81$$

Profil : R/S = 450/450

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 215.1 KNm; N = 3.4 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{21510}{1500} + \frac{3.4}{98.8} = 14.3 + 0.0 = 14.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 215.1 KNm; N = 37.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{21510}{1500} + \frac{37.6}{98.8} = 14.3 + 0.4 = 14.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

A 100

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 168.0 KNm; N = 16.2 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{16800}{1160} + \frac{16.2}{84.5} = 14.5 + 0.2 = 14.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.52 \cdot 0.7 = 12.4 + 1.1 = 13.5 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.6/69.6 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 77.6 \quad \omega = 1.52$$

Profil : R/S = 330/450

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 92.3 KNm; N = 8.7 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{92.3}{713} + \frac{8.7}{62.6} = 13.0 + 0.1 = 13.1 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 193.3 KNm; N = 19.2 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{19330}{1500} + \frac{19.2}{98.8} = 12.9 + 0.2 = 13.1 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$



BSI :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 450/450

Riegel :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 R; M = 201.9 KNm; N = 22.2 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{20190}{1500} + \frac{22.2}{98.8} = 13.5 + 0.2 = 13.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g+w/2+s; Knoten 61 S; M = 201.9 KNm; N = 60.0 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{20190}{1500} + \frac{60.0}{98.8} = 13.5 + 0.6 = 14.1 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.5 + 2.77 \cdot 0.6 = 12.2 + 1.7 = 13.9 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 40.8/67.0 = 0.61 \quad C = 2.0 \quad \beta = 2.36 \quad \lambda = 128 \quad \omega = 2.77$$

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 173.1 KNm; N = 4.7 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{17310}{1160} + \frac{4.7}{84.5} = 14.9 + 0.1 = 15.0 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 21 S; M = 173.1 KNm; N = 37.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{17310}{1160} + \frac{37.6}{84.5} = 14.9 + 0.4 = 15.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{61.8}{84.5} = 13.8 + 0.7 = 14.5 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.52 \cdot 0.7 = 12.4 + 1.1 = 13.5 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.6/69.6 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 77.6 \quad \omega = 1.52$$

Profil : R/S = 300/400

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 85.2 KNm; N = 2.8 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{8520}{557} + \frac{2.8}{53.8} = 15.3 + 0.1 = 15.4 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 177.6 KNm; N = 26.2 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{17760}{1160} + \frac{26.2}{84.5} = 15.3 + 0.3 = 15.6 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

UTI :

gelenkiger Rahmen :

Profil : R/S = 400/450

Riegel :

Lastfall  $g+w/2+s$ ; Knoten 61 R;  $M = 180.6 \text{ KNm}$ ;  $N = 20.2 \text{ KN}$  (Druck)

$$\sigma = \frac{18060}{1160} + \frac{20.2}{84.5} = 15.6 + 0.2 = 15.8 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall  $g+w/2+s$ ; Knoten 61 S;  $M = 180.6 \text{ KNm}$ ;  $N = 55.4 \text{ KN}$  (Druck)

$$\sigma = \frac{18060}{1500} + \frac{55.4}{98.8} = 12.0 + 0.6 = 12.6 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 12.0 + 3.03 \cdot 0.6 = 10.8 + 1.8 = 12.6 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 31.8/62.5 = 0.51 \quad C = 2.92 \quad \beta = 2.50 \quad \lambda = 134 \quad \omega = 3.03$$

Profil : R/S = 360/360

Riegel :

Lastfall  $g + w$ ; Knoten 21 R;  $M = 127.8 \text{ KNm}$ ;  $N = 1.1 \text{ KN}$  (Zug)

$$\sigma = \frac{127.8}{904} + \frac{1.1}{72.7} = 14.1 + 0.0 = 14.7 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall  $g + w$ ; Knoten 21 S;  $M = 127.8 \text{ KNm}$ ;  $N = 17.5 \text{ KN}$  (Zug)

$$\sigma = \frac{12780}{904} + \frac{17.5}{72.7} = 14.1 + 0.2 = 14.3 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

eingespannter Rahmen :

Profil : R/S = 400/400

Riegel :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 R; M = 159.5 KNm; N = 30.7 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{30.7}{84.5} = 13.8 + 0.4 = 14.2 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + s; Knoten 21/61 S; M = 159.5 KNm; N = 61.8 KN (Druck)

$$\sigma = \frac{15950}{1160} + \frac{61.8}{84.5} = 13.8 + 0.7 = 14.5 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_D = 0.9 \cdot 13.8 + 1.52 \cdot 0.7 = 12.4 + 1.1 = 13.5 \leq 14.0 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 69.6/69.6 = 1.0 \quad C = 2.0 \quad \beta = 1.28 \quad \lambda = 77.6 \quad \omega = 1.52$$

Profil : R/S = 240/360

Riegel :

Lastfall g + w; Knoten 21 R; M = 39.7 KNm; N = 3.1 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{3970}{324} + \frac{3.1}{39.1} = 12.3 + 0.1 = 12.4 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$

Stiele :

Lastfall g + w; Knoten 1 S; M = 121.7 KNm; N = 5.6 KN (Zug)

$$\sigma = \frac{12170}{904} + \frac{5.6}{72.7} = 13.5 + 0.1 = 13.6 \leq 16.0 \text{ KN/cm}^2$$