Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau

Volker Schmid
Entwerfen und Konstruieren – Verbundstrukturen
Institut für Bauingenieurwesen
Technische Universität Berlin
Berlin, Deutschland

Tobias Nettekoven
EuK – Verbundstrukturen
TU-Berlin
Berlin, Deutschland

Melf Sutter
EuK – Verbundstrukturen
TU-Berlin
Berlin, Deutschland

Hochhäuser in Holzbauweise – Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau

1. Allgemeines zum Hochhausbau

Rechtlich werden Hochhäuser in Deutschland als Gebäude bezeichnet, deren höchste Fußbodenoberkannte mehr als 22 Meter über der Geländeoberfläche liegt. Diese Definition hat brandschutztechnische Gründe. Aber auch aus konstruktiver Sicht ändern sich die maßgebenden Design-Parameter, wenn die Gebäudehöhe zunimmt. Dabei ist es zunächst egal mit welchem Material konstruiert wird. Der folgende Beitrag diskutiert die tragwerkstechnischen Besonderheiten von Hochhäusern aus Holz.
Bei hohen Gebäuden bestimmen vor allem die Auswirkungen des Windes den Tragwerksentwurf und damit die Aussteifungskonstruktion des Gebäudes. Die Materialwahl, die Konstruktion und die Abmessungen werden dann weniger von den Festigkeitskriterien bestimmt, sondern vor allem von Gebrauchskriterien, wie der horizontalen Verformung infolge Wind und der Horizontalbeschleunigungen infolge der Windböen. Vor allem das Schwingungsverhalten unter Windböen wird maßgeblich von der Höhe, Masse und Steifigkeit des Hochhauses sowie seiner inneren Dämpfung bestimmt.
Außerdem treten insbesondere am Fußpunkt des Gebäudes hohe Biegemomente aus Wind auf. Bei Hochhäusern mit geringem Eigengewicht, wie beispielsweise bei Holz- oder Holzhybrid-Bauten, können daraus abhebende Kräfte in der Aussteifungskonstruktion entstehen. Diese Zugkräfte erfordern dann zusätzliche Maßnahmen.

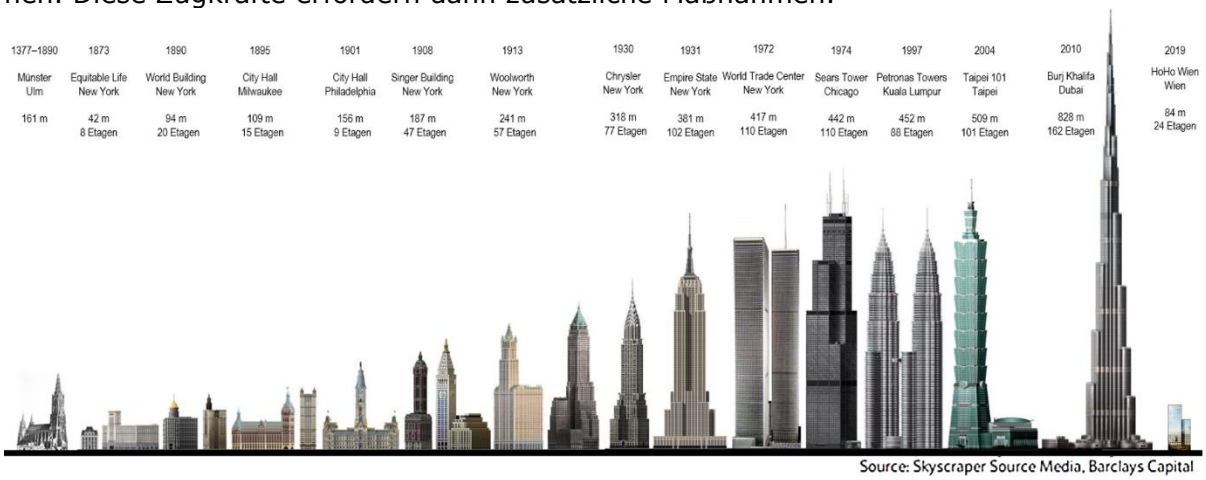


Abbildung 1: Entwicklung im Hochhausbau

2. Bemessungsrelevante Horizontallasten

2.1. Wind

2.1.1. Kräfte und Verformungen in Windrichtung

Der Wind bläst unstetig und turbulent. Die DIN EN 1991-1-4 -Windlasten [1] beschreibt den Wind als eine Grundströmung mit mittlerer Windgeschwindigkeit, in die Böen unterschiedlicher Größe und Windgeschwindigkeit eingelagert sind (Abbildung 2). Die maximale Windgeschwindigkeit wird nur in einigen wenigen dieser Böen erreicht.
Die Bemessung kleiner Gebäude mit weniger als 25 m Höhe ist nach deutscher Norm einfach, da die Böe mit der maximalen Luftgeschwindigkeit und damit dem maximalen Winddruck q_p eine größere Ausdehnung als das Gebäude hat. Der maximale Böengeschwindigkeitsdruck q_p wirkt deshalb auf die gesamte die Anströmfläche A_{ref} des Gebäudes. Mit dem aerodynamischen Kraftbeiwert c_f erhält man so die bekannte Gesamtwindlast F_W auf das Gebäude zu:

$$F_W = q_p \cdot c_f \cdot A_{ref} \qquad (1)$$

Bei Hochhäusern die größer als die Einzelböen sind, wäre dieser Ansatz zu konservativ, denn der maximale Böengeschwindigkeitsdruck q_p wirkt bei großen Gebäuden immer nur auf einen Teil der gesamten Anströmfläche. Die Gesamtwindlast wird deshalb reduziert mit einem Beiwert c_s.
Ungünstig hingegen ist, dass einige dieser Böen das Hochhaus in einem Zeitabstand treffen, der der Schwingungsperiode des Hochhauses entspricht. Oder umgekehrt - die Eigenschwingung des Hochhauses mit der Eigenfrequenz n_{1x} wird durch diese resonanten Böen angeregt. Das führt zum Schwingen des Hochhauses in der Frequenz n_{1x}, mit zusätzlichen Auslenkungen und Biegemomenten und – besonders wichtig – mit Beschleunigungen. Diese stören die Nutzer und müssen deshalb in ihrer Größe beschränkt werden (siehe Kapitel 4.4). Die Überprüfung der Schwingungsneigung des Hochhauses (siehe 4.3) zeigt, ob dieser Einfluss tatsächlich berücksichtigt werden muss; für Hochhäuser ist das in der Regel der Fall. Diese beschriebenen resonanten, dynamischen Windeinwirkungen auf das Hochhaus werden mit dem Resonanzfaktor c_d erfasst.

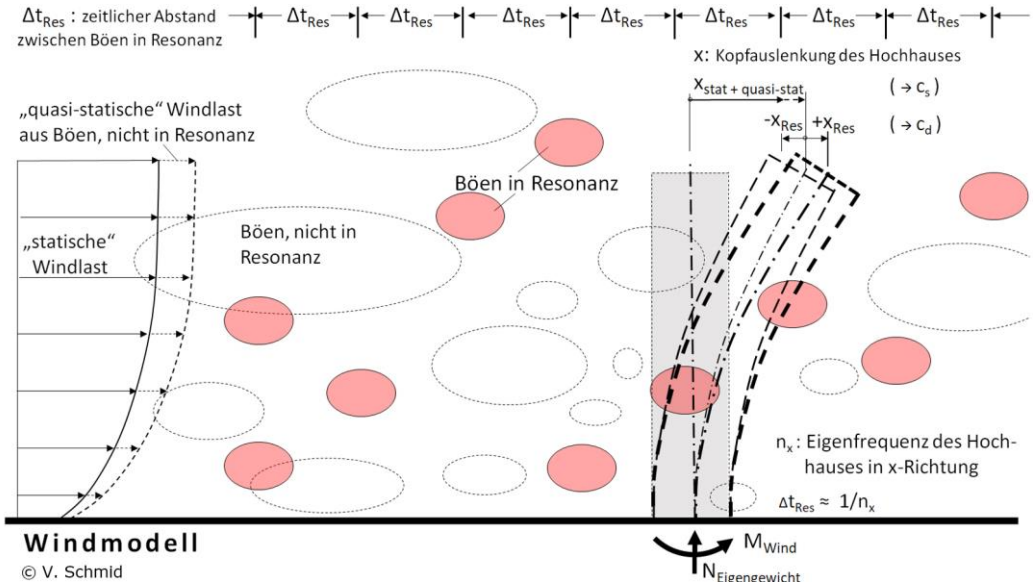


Abbildung 2: Die Ersatzwindlast F_W errechnet sich aus dem statischen Anteil aus konstantem Wind und dem quasi-statischen Anteil aus Böen. Dazu addiert sich der resonante Anteil aus denjenigen Böen, deren Auftrefffrequenz in etwa der Eigenfrequenz n_{1x} des Gebäudes entspricht.

Für schwingungsanfällige Hochhäuser kann eine statische Ersatzwindlast F_W ermittelt werden. F_W ruft die gleichen Auslenkung und Kräfte im Tragwerk hervorruft, wie der kontinuierliche Wind mit den eingelagerten, räumlich begrenzten Böen (c_s) plus der dynamischen Überhöhung durch die resonanten Böen (c_d). c_s und c_d werden zum Strukturbeiwert c_sc_d zusammengefasst. Man erhält so die Ersatzwindlast F_W zu:

$$F_W = c_sc_d \cdot q_{p(ze)} \cdot c_f \cdot A_{ref} \qquad (2)$$

Die Ersatzwindkraft F_W greift rechnerisch auf der Höhe 0,6·H (mit H=Gebäudehöhe) am Gebäude an.
c_s hängt von der Böengröße L(ze) am Standort des Gebäudes ab und von den Abmessungen des Gebäudes.
c_d hängt ebenfalls von der Höhe und Breite des Gebäudes ab, aber vor allem vom Winddruck der resonanten Böen. Dieser Winddruck verringert sich mit höherer Böenfrequenz. Da die resonante Böenfrequenz nahe der 1. Eigenfrequenz n_{1x} des Hochhauses liegt, nimmt der resonante Böenwinddruck mit zunehmender Eigenfrequenz des Hochhauses ab. Die Eigenfrequenz n_{1x} des Hochhauses ist wiederum abhängig von dessen Höhe, Massenverteilung und Steifigkeit (siehe Gl. 13 in Kapitel 6.2.1).
Die Dämpfung δ des Hochhauses verhindert, dass die Schwingungen infolge einer Anregung des Hochhauses nahe der Eigenfrequenz unendlich groß werden. Zur Beschreibung der Dämpfung von horizontalen Hochhausschwingungen wird das logarithmische Dämpfungsdekrement benutzt.

Der deutsche Anhang zu DIN EN 1991-1-4 gibt den Strukturbeiwert c_sc_d wie folgt an:

$$c_sc_d = \frac{1 + 2\,k_p \cdot I_v\,(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 6 \cdot I_v\,(z_s)} \qquad (3)$$

Dabei beschreiben die tabellierten Werte k_p (Spitzenbeiwert) und I_v (Turbulenzintensität) den Wind am Standort des Gebäudes. Die Auswirkungen der Böen werden durch B^2 und R^2 erfasst:
B^2 ist der sogenannte Böengrundanteil, ein quasi-statischer Verhältniswert in den diejenigen Böen umgerechnet werden, die nicht in Resonanz mit der Eigenfrequenz des Hochhauses auftreffen. B^2 hängt vor allem vom Verhältnis der Böengröße zur Hochhausgröße ab und es ist immer $B^2 \leq 1$.
R^2 ist der sogenannte Resonanzanteil. Er berücksichtigt die Vergrößerung der Bauwerksreaktion infolge der Resonanz. R^2 ist abhängig von den Abmessungen des Hochhauses, seiner Eigenfrequenz, also seiner Steifigkeit und Masse, sowie von seiner Dämpfung.

Für zwei rechteckige Gebäude mit unterschiedlicher Dämpfung (Stahl: δ_s=0,05 und Beton: δ_s=0,10) aber gleicher Eigenfrequenz zeigt Abbildung 3 die c_sc_d–Werte. Angezeichnet ist jeweils der Wert für eine Gebäudebreite von 28m und -höhe von 87m. Der günstige Einfluss der Dämpfung wird dabei deutlich.

übliche c_sc_d – Werte für mehrstöckige Gebäude in

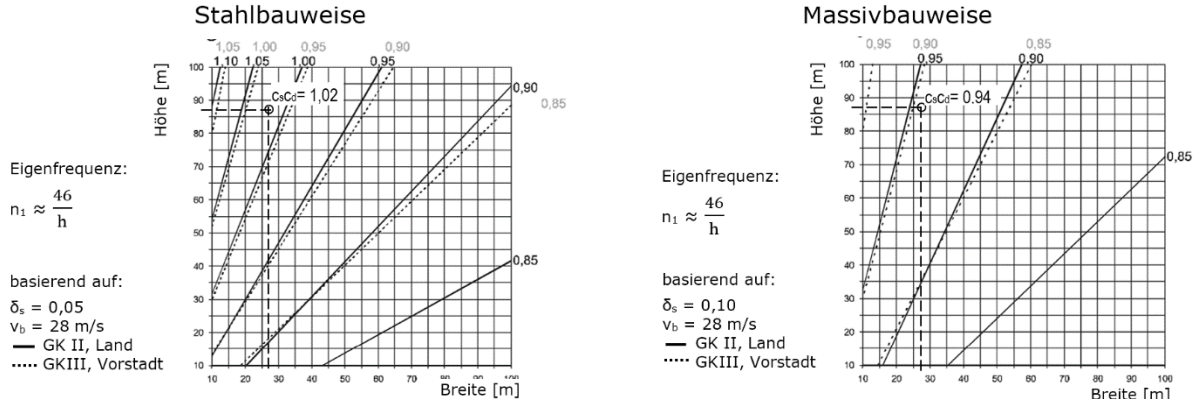


Abbildung 3: c_sc_d – Werte für mehrstöckige Gebäude in Stahl- und Massivbauweise nach DIN EN1991-1-4, Bilder D.1 und D.2

Ist die Ersatzwindlast F_W bekannt, können daraus das Einspannmoment M am Fußpunkt und die Verformung x des Hochhauses in Windrichtung berechnet werden (siehe Kapitel 4.1). Die Berechnung der Beschleunigung beruht ebenfalls auf dem oben dargestellten Windlastmodell. Sie wird in Kapitel 4.4.1 erläutert.

2.1.2. Kräfte, Verformungen und Beschleunigungen quer zur Windrichtung

Auf die Auswirkungen der Schwingen quer zur Windrichtung infolge von Wirbelablösungen (Vortex-Shedding) wird hier nicht eingegangen, da sie für gedrungene Hochhäuser mit weniger als 100m Höhe und vergleichsweise hoher Eigenfrequenz n_{1y} der Querschwingung selten maßgebend werden. Querschwingungen müssen untersucht werden, wenn für die mittlere Windgeschwindigkeit v_m gilt: $v_m \geq 1{,}25 \cdot v_{crit}$. Bei der kritischen Windgeschwindigkeit $v_{crit} = \frac{n_{1,y} \cdot b}{St}$ kommt es infolge alternierender Wirbelablösungen zu Querschwingungen. Schlanke Hochhäuser mit niedriger Eigenfrequenz n_{1y} und schmaler Anströmbreite b neigen zu Querschwingungen und sind diesbezüglich zu untersuchen.

2.2. Weitere Horizontallasten

Zu den Horizontallasten aus Wind sind die horizontalen Ersatzlasten zu addieren, die aus den ungewollten Schrägstellungen der Stützen und der aussteifenden Bauteile, wie z.B. eines Hochhauskerns, entstehen.
In Erdbebengebieten können die horizontalen Ersatzlasten aus Erdbebenwirkung größer als die Einwirkungen aus Wind werden. Sie sind damit bemessungsrelevant.

3. Aussteifungssysteme für Hochhäuser

Die Schnittgrößen aus den Horizontallasten werden durch das Aussteifungssystem des Hochhauses aufgenommen. Je nach verwendetem Material und Hochhaushöhe werden dazu unterschiedliche Systeme eingesetzt. Ein Hochhaus unter quasi-statischer Windlast kann sehr vereinfacht als ein Kragarm unter Gleichlast betrachtet werden. Die verschiedenen Möglichkeiten der Auflösung dieses Kragarms in ein Tragwerk aus Einzelbauteilen liefern die unterschiedlichen Aussteifungssysteme. Abbildung 4 zeigt die gebräuchlichsten Aussteifungssysteme und gibt einen (sehr!) groben Anhaltspunkt zur Anzahl der damit üblicherweise ausgeführten Stockwerke, bei einer Stockwerkshöhe von ca. 4m von OK-Fußboden zu OK-Fußboden. Die Abbildung bezieht sich auf Stahl- oder Stahlbeton-Hochhäuser. Für Bauweisen rein in Holz oder Holz-Hybridkonstruktionen sind diese Systeme ebenfalls sinnvoll, ausgenommen die Rahmenkonstruktionen, deren biegesteife Rahmenecken in Holz nur schwer ausführbar sind.

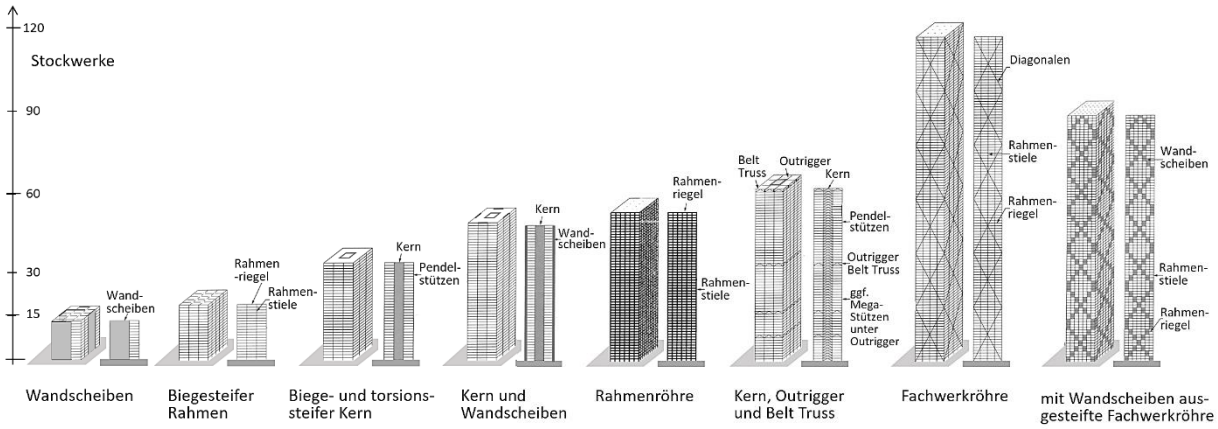


Abbildung 4: Gebräuchliche Aussteifungssysteme für Stahl und Stahlbetongebäude und zugehörige, sehr grobe Höhenangaben nach [2]

Im Holzbau werden Wohngebäude oft mit einer hohen Anzahl an Wandscheiben ausgesteift. Für Büros mit offenem Grundrissen und Spannweiten ab 8m bietet es sich jedoch an, die Wandscheiben zu einem Kern zusammenzufassen, der das Treppenhaus, die Aufzugs- und Versorgungsschächte und ggf. die Nassräume umschließt. Man erhält so eine biege- und torsionssteife Röhre, die möglichst zentral im Gebäude angeordnet ist. Dieses System erlaubt es, die Stützen als Pendelstützen auszuführen, die über die steife Deckenscheibe mit dem Kern verbunden sind (Abbildung 5 links). Die Ausführung des Kerns in Holz ist zwar prinzipiell denkbar, sinnvoller ist jedoch ein betonierter Kern. Bei gleicher Steifigkeit ist dessen Wandstärke geringer, spart damit vermietbare Fläche, ist kostengünstiger und unproblematisch im Brandfall. Die beschriebene Kern-Aussteifung kann zusätzlich durch Wandscheiben verstärkt werden. Diese sind am effizientesten, wenn sie in der Fassadenebene angeordnet werden.

Aussteifungssysteme mit Kern können zusätzlich mit Outriggern verstärkt werden. Outrigger verringern die Kopfverdrehung des Hochhauses, indem sie sich auf die Außenstützen abstützten. Dadurch werden die Verformungen und Momente im Kern reduziert (Abbildung 5 mitte). Mit einem Belt Truss können die Kräfte aus dem Outrigger zusätzlich auf mehrere Stützen verteilt werden (Abbildung 5 rechts). Outrigger-Konstruktionen laufen quer durchs Gebäude und behindern deshalb die Nutzung. Sie werden deshalb bevorzugt in den Technikgeschossen angeordnet.

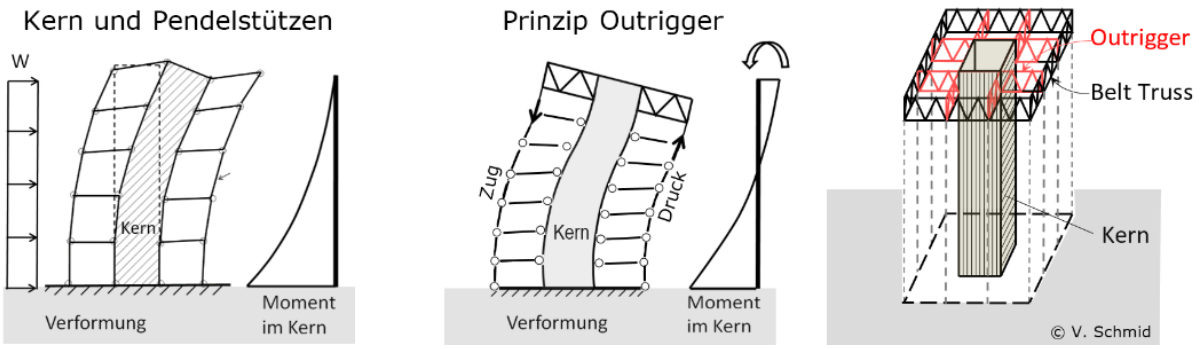


Abbildung 5: Aussteifung mit Kern (links); Kern und Outrigger (mitte); Outrigger und Belt Truss (rechts)

Die effizientesten Aussteifungskonstruktionen bilden in der Fassadenebene angeordnete Fachwerke, die räumlich zu einer Fachwerkröhre zusammengeschlossen werden (vgl. Abbildung 4 rechts). Die gleiche Wirkung kann dadurch erreicht werden, dass einzelne Wandscheiben diagonal über die Fassade angeordnet werden. Diese Systeme haben den geringsten Materialaufwand, beeinflussen aber stark die Architektur. Sie sind gut als Holzkonstruktionen ausführbar.

4. Bemessungskriterien für Aussteifungssysteme

4.1. Verformungskriterium

In vielen Ländern wird die maximale Horizontalverschiebung x der Hochhausspitze unter Windlast begrenzt. Eine ähnliche Funktion hat in Deutschland die Einhaltung der Labilitätszahl (Kapitel 4.2.). Einen guten Startwert für die Festlegung der Steifigkeit von Aussteifungskonstruktionen erhält man, wenn die Verschiebung unter Wind auf 1/500 der Hochhaushöhe H begrenzt wird.
Die maßgebenden Verformungen an der Hochhausspitze werden dazu mit den, um den Faktor $c_s c_d$ erhöhten, Windlasten quasi-statisch errechnet.

Um den Einfluss dieses Kriteriums auf das Verhältnis von Hochhaushöhe und -steifigkeit zu demonstrieren, wird als grobe Näherung angenommen, dass sich der Winddruck w über die Höhe nicht ändert. Damit erhält man $x \approx \frac{w \cdot H^4}{8\,EI} \leq \frac{H}{500}$
Die nach dem Verformungskriterium erforderliche Steifigkeit erf EI_{Verf} ist demnach in etwa proportional zur dritten Potenz der Höhe:

$$\text{erf } EI_{Verf} \sim H^3 \qquad (4)$$

Die mit der Höhe zunehmende Windlast bedeutet aber, dass in den Vergleichs-rechnungen des Kapitel 6 eine Verdoppelung der Höhe nicht nur ein 8-faches sondern ein ca. 10-faches erf EI_{Verf} erfordert.

4.2. Labilitätszahl

Aussteifungssysteme tragen Horizontal- und Vertikallasten. Sind sie schlank im Verhältnis zur Höhe des Hochhauses, wie z.B. bei Hochhauskernen, muss untersucht werden, ob die druckbeanspruchte Aussteifung nach Theorie II. Ordnung bemessen werden muss. Dazu dient der Labilitätsnachweis nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 5.18:

Für elastisch gerechnete Aussteifung ohne Fundamentverdrehung:

$$F_{V,Ed} \leq 0{,}62 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \cdot \frac{\sum E_{cd}\, I_c}{L^2} \qquad (5)$$

$F_{V,Ed}$ Drucknormalkraft des gesamten Gebäudes im Gebrauchszustand (γ_F = 1,0)
L Höhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung
$E_{cd}\ I_c$ Bemessungssteifigkeit der Aussteifung, z.B. Hochhauskern. Für Beton: $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1{,}2}$
Für andere Werkstoffe kann statt $\Sigma E_{cd} I_c$ die Ersatzsteifigkeit EI_{ers} nach Kapitel 5 eingesetzt werden
n_s Anzahl der Stockwerke

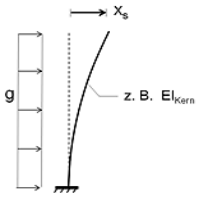
Ist die o.a. Ungleichung (5) eingehalten, kann auf die aufwändige Berechnung nach Theorie II. Ordnung verzichtet werden.
Verbleibt die Aussteifung unter Eigengewicht und Windlast nicht im elastischen Zustand, sondern ergeben sich z.B. Risse im Beton, müssen die $\Sigma E_{cd} I_c$ –Werte reduziert werden. So wird im Stahlbetonbau die Steifigkeit $\Sigma E_{cd} I_c$ bei Rissen im Betonkern vereinfacht auf 50% reduziert. Bei anderen Werkstoffen müssen die zusätzlichen Verformungsanteile wie Schubverformungen und Verbindungsmittelschlupf über das EI_{ers} nach Kapitel 5 berücksichtigt werden.
Die nach der Labilitätszahl erforderliche Steifigkeit erf EI_{Lab} ist demnach in etwa proportional zur die Masse m_l [kg] pro Meter Hochhaushöhe und der dritten Potenz der Höhe:

$$\text{erf } EI_{Lab} \sim m_l \cdot H^3 \qquad (6)$$

4.3. Überprüfung der Schwingungsanfälligkeit

Für nicht schwingungsanfällige Gebäude dürfen die Windbeanspruchungen mit dem einfachen Verfahren aus Abschnitt NA.B.3 der DIN EN 1991-1-4, berechnet werden. Ansonsten muss ein genauer Nachweis nach Anhang B.2 und NA.C geführt werden. Hochhäuser gelten als nicht schwingungsanfällig, wenn die folgende Gleichung (7) nach DIN EN 1991-1-4, Gl. NA.C.6 eingehalten ist:

$$\frac{x_s}{h} \leq \frac{\delta}{\left(\sqrt{\frac{h_{ref}}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0{,}125\sqrt{\frac{h}{h_{ref}}}\right)^2} \qquad (7)$$



mit: x_s: Kopfpunktverschiebung in Windrichtung unter Eigenlast g,
wobei die Eigenlast g horizontal wirkend angenommen wird, statt vertikal !
b, h: Breite, Höhe (auch H) des Bauwerks in m
h_{ref} Referenzhöhe $h_{ref} = 25$ m
δ: logarithmisches Dämpfungsdekrement nach DIN EN 1991-1-4 Anhang F.5.
Für Hochhäuser wird die aerodynamische Dämpfung meist vernachlässigt.
Ohne zusätzliche Schwingungsdämpfer entspricht δ der Strukturdämpfung δ_s, z.B. nach Tab F.2 im Anhang F.5 der DIN EN1991-1-4 (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**)

Tabelle F.2 —Näherungswerte für das logarithmische Dämpfungsdekrement δ_s von Bauwerken für die Grundschwingungsform

Bauwerkstyp		Bauwerksdämpfung δ_s
Gebäude in Stahlbetonbauweise		0,10
Gebäude in Stahlbauweise		0,05
Gebäude in gemischter Bauweise (Stahl und Beton)		0,08
Verbundbrücken		0,04
Massivbrücken	vorgespannt ohne Risse	0,04
	mit Rissen	0,10
Holzbrücken		0,06 bis 0,12

Abbildung 6: Auszug aus Tabelle F.2, DIN EN 1991-1-4, Anhang F: Struktur- dämpfung δ_s

Die für nicht schwingungsanfällige Bauwerke erforderliche Steifigkeit erf $EI_{Schwing}$ ist proportional zur Masse m_l pro Meter, zu H^2 und umgekehrt proportional zur Dämpfung δ:

$$\text{erf } EI_{Schwing} \sim \frac{m_l \cdot h^2}{\delta} \qquad (8)$$

Ist das Hochhaus schwingungsanfällig, was sehr oft der Fall ist, müssen die Windlasten und Verformungen unter Berücksichtigung des Strukturbeiwertes $c_s c_d$ berechnet werden.

Anders als für die Dämpfung von Holzdecken, die in DIN EN 1995 mit dem modalen Dämpfungsgrad ζ beschrieben werden, benutzt DIN EN 1991-1-4 für Hochhäuser das logarithmische Dämpfungsdekrement δ. Für die hier auftretenden kleinen Dämpfungen gilt: $\delta = 2\pi \cdot \zeta$. Die Bestimmung einer wirklichkeitsnahen Dämpfung ist schwierig. Messungen an ausgeführten Bauwerken zeigen eine enorme Streuung und weisen auf eine Abnahme der Dämpfung mit der Bauwerkshöhe hin (Abbildung 7 aus [3] mit Ergänzung der δ-Werte).

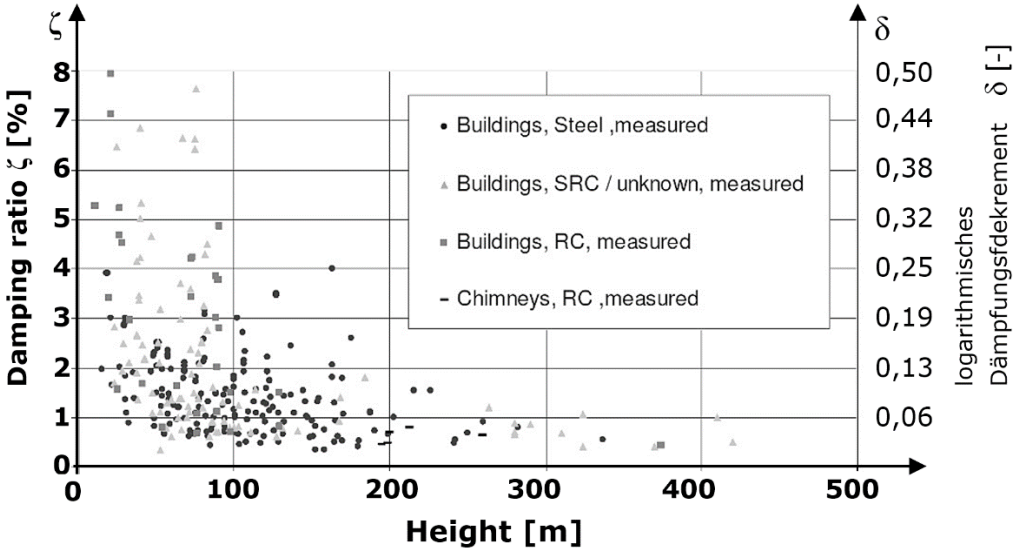


Abbildung 7: Gemessene Dämpfungen von ausgeführten Bauwerken, als ζ und als δ–Werte für Stahl, Stahlverbund und Stahlbeton-Hochhäuser. Nach Smith and Wilford 2008 [3]

4.4. Beschleunigungskriterium

Ist das Hochhaus schwingungsanfällig müssen die Windlasten und Verformungen unter Berücksichtigung des Strukturbeiwertes $c_s c_d$ berechnet werden. Außerdem ist nachzuweisen, dass die horizontalen Beschleunigungen infolge der resonanten Windböen für die Nutzer tolerierbar sind. Dabei ist zu beachten, dass die Akzeptanz von Beschleunigungswerten unmittelbar von der Frequenz der Beschleunigung abhängt. Bei Hochhäusern ist das die Eigenfrequenz des Gebäudes. Sehr häufig werden die Beschleunigungen für die Bemessung des Aussteifungssystems maßgebend.

Die Beschleunigungen nach DIN EN 1991-1-4 werden als maximale Beschleunigungen (peak acceleration) errechnet und müssen dementsprechend auch mit den Grenzwerten für Maximalbeschleunigungen verglichen werden. Häufig findet man in der Literatur Angaben zur Beschleunigung als rms-Wert (root mean square). Damit wird ein Mittelwert über einen bestimmten Zeitraum definiert - genauer als die Wurzel aus den Mittelwerten der Quadrate der Beschleunigungen, damit sich die positiven und negativen Werte nicht gegenseitig aufheben.

Den prinzipiellen Zusammenhang zwischen akzeptabler Maximalbeschleunigung und Frequenz zeigt Fig. D1 aus ISO 10137 (2007) (Abbildung 8, links) [4], allerdings für eine Wiederkehrperiode des Bemessungswindes von nur einem Jahr. Melbourne und Palmer (1992) schlagen Maximalbeschleunigungen für unterschiedliche Wiederkehrperioden R vor (Abbildung 8 rechts) [5]. Dass bei langen Wiederkehrperioden größere Beschleunigungen akzeptiert werden als bei einer Wiederkehrperiode von 5 Jahren, beschreibt er mit folgender Verhältniszahl:

$$\frac{\text{akzeptierte Beschleunigung bei Wiederkehrperiode von R Jahren}}{\text{akzeptierte Beschleunigung bei Wiederkehrperiode von 5 Jahren}} = \left(0{,}68 + \frac{\ln R}{5}\right) \qquad (9)$$

Diese Formel sieht er für die Zeiträume $0{,}5 < R < 10$ [Jahre] als gesichert an.

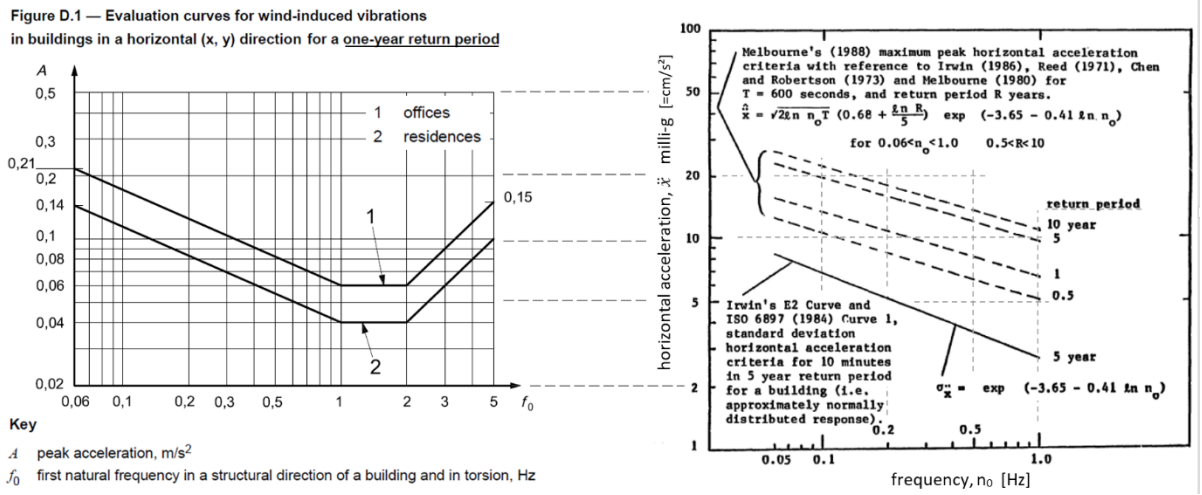


Abbildung 8: akzeptable Horizontalbeschleunigungen für unterschiedliche Nutzungen und Wiederkehrperioden
links: ISO 10137 (2007) [4]: Wiederkehrperiode von einem Jahr
rechts: Melbourne W.H and Palmer T.R. [5]: Wiederkehrperioden 0,5 bis 10 Jahre

Melbourne (1998) [6] zitiert Isyumovs Vorschlag, der die akzeptablen Beschleunigungswerte für unterschiedliche Nutzungen und eine 1 jährige sowie 10 jährige Wiederkehrperiode in einer Tabelle zusammenfasst (s. Abbildung 9). Die Beschleunigungen der Tabelle müssen für den 1-Jahreswind und den 10-Jahreswind eingehalten werden. DIN EN 1991-1-4 bezieht die Bemessungswindgeschwindigkeit allerdings auf den 50-Jahreswind. Die zulässigen 10-Jahres-Werte in Abbildung 9 könnten ggf. also rechnerisch noch etwas erhöht werden, z.B. analog zu Gleichung (9).

Wiederkehrperiode	Wohnen	Büro
10 Jahres-Wind:	0,10 – 0,15 $\frac{m}{sec^2}$	0,20 – 0,25 $\frac{m}{sec^2}$
1 Jahres-Wind	0,05 – 0,07 $\frac{m}{sec^2}$	0,09 – 0,12 $\frac{m}{sec^2}$

Abbildung 9: Vorschlag für zulässige Beschleunigungen für Wohngebäude und Büros nach Isyumov, zitiert in Melbourne (1998)

Neuere Untersuchungen veranlasst durch den CTBUH [7], kommen zu dem Schluss, dass für die Nutzer die Horizontalbeschleunigungen bei einer Wiederkehrperiode von einem Jahr maßgebend sind. Dazu müssen die maximalen Beschleunigungen für den 1-Jahres Wind berechnet werden, anders als die DIN EN 1991-1-4, deren Werte auf dem 50-Jahreswind beruhen.

4.4.1. Berechnung der Beschleunigung

Die Formel zur Berechnung der maximalen Beschleunigung nach DIN EN 1991-1-4 lautet:

$$\max a_x(z) = k_p \cdot \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{l,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{l,x}(z) \qquad (10)$$

Dabei beschreibt der Term, $k_p \cdot c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)$ [N/m] den Maximalwert des zu Schwingungen führenden veränderlichen Böenwinddrucks.
Dessen Auswirkungen auf das Bauwerk hängen von der Geschwindigkeit derjenigen Böen ab, die in Resonanz mit der Eigenfrequenz n_{1x} des Bauwerks auftreffen. Außerdem von der Wurzel der Dämpfung δ. Diese Abhängigkeit von δ und $n_{1,x}$ wird durch R [ ] ausgedrückt.
$m_{l,x}$ [kg/m] ist die äquivalente Masse des Hochhauses pro Meter Hochhaushöhe. Sie darf vereinfacht als Mittelwert der Massenverteilung im oberen Drittel des Hochhauses angenommen werden.
$K_x \cdot \Phi_{l,x}(z)$ [-] beschreibt die Veränderung der Beschleunigungen über die Gebäudehöhe. Damit können die Beschleunigungen in den unterschiedlichen Stockwerken berechnet werden.

Die mit Gl. (10) errechneten Werte sind mit den zulässigen Beschleunigungen aus Kapitel 4.4 zu vergleichen.

Etwas vereinfacht dargestellt ist die Beschleunigung damit umgekehrt proportional zur Masse m_l pro Meter Hochhaushöhe und der Wurzel seiner Dämpfung. Lamp (2013) leitet aus Messungen eine Formel ab, nach der die Beschleunigung a umgekehrt proportional zur Eigenfrequenz und der Masse pro Meter m_l ist [7]. Zusammenfassend ist damit die Beschleunigung a proportional zu $1/(m_l \cdot n_{1x} \cdot \sqrt{\delta})$. Die Eigenfrequenz eines Hochhauses ist wiederum proportional zu $\sqrt{EI_{ers}/m_l}$. Eingesetzt ergibt sich eine Proportionalität, mit deren Hilfe der entwerfende Tragwerksplaner die Einflüsse der Gebäudemasse pro Meter m_l [kg/m], der Ersatzbiegesteifigkeit des Gebäudes EI_{ers} (s. Kapitel 5) und der Dämpfung δ auf die Beschleunigungen a grob abschätzen kann:

$$a \sim \frac{1}{\sqrt{m_l} \cdot \sqrt{EI_{ers}} \cdot \sqrt{\delta}} \qquad (11)$$

Aus Gl. (11) folgt, dass bei einer Halbierung der Gebäudemasse die Beschleunigungen um etwa $\sqrt{2}$ zunehmen. Muss umgekehrt im Tragwerksentwurf die Beschleunigung halbiert werden, kann entweder die Steifigkeit oder die Masse vervierfacht werden, oder beide werden gleichzeitig verdoppelt.
Reicht die Strukturdämpfung δ_S des Gebäudes (i.d.R. zwischen 0,05 und 0,1) nicht aus, müssen ggf. zusätzliche Schwingungstilger angeordnet werden. Deren Dämpfung δ_d darf zu δ_S addiert werden, so dass $\delta = \delta_S + \delta_d$. Durch zusätzlich Dämpfer kann die Gesamtdämpfung δ durchaus verdoppelt oder verdreifacht werden. Dadurch reduziert sich die Beschleunigung um ca. 30% bis 40% [9].
Die laut Norm zusätzlich ansetzbare aerodynamische Dämpfung ist bei Hochhäusern i.d.R. vernachlässigbar klein.

5. Ersatzsteifigkeit EI_{ers}

Die oben vorgestellte (Vor-)Bemessung der Aussteifungssysteme beruht auf einer Ersatzsteifigkeit EI_{ers} [MNm²]. Dabei handelt es sich um die Ersatzbiegesteifigkeit des Aussteifungssystems, z.B. eines Hohlkastens, mit der die Biegeverformungen und die Schubverformungen gleichermaßen berücksichtigt werden. Ebenso berücksichtigt EI_{ers} die Auswirkungen von Wandöffnungen und Schlupf der Verbindungsmittel (Abbildung 10).
EI_{ers} kann bestimmt werden, indem das Aussteifungssystem, z.B. ein Kern, in der FE-Rechnung inklusive der Verbindungssteifigkeiten und der Schubsteifigkeit modelliert wird. Entlang des Hochhauses wird dann die Einheitsgleichlast $\overline{1}$ aufgebracht und die zugehörige Gesamtverschiebung $x_{ers,\overline{1}}$ [m] errechnet.

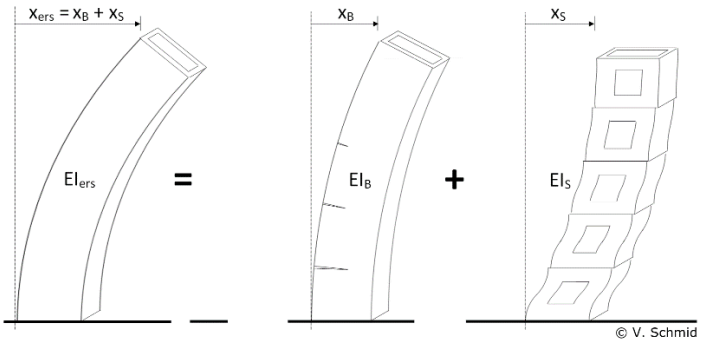


Abbildung 10: Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} und Verformung x_{ers}, errechnet aus der Biegeverformung x_B und der Schubverformung x_S, beide ermittelt unter Berücksichtigung von Fugenöffnungen, Schlupf und Rissbildung

EI_{ers} [MNm²] ergibt ist damit zu:

$$EI_{ers} = \frac{\overline{1} \cdot H^4}{8 \cdot x_{ers,\overline{1}}} \qquad (12)$$

Damit lassen sich die in Kapitel 4 geforderten Nachweise durchführen.

Der Einfluss von Wandöffnungen, wie z.B. Türen, auf die Steifigkeit EI_{ers} einer einzelnen, rissefreien Betonwandscheibe, kann näherungsweise mit dem Verfahren von König und Liphardt [10] abgeschätzt werden (Beton-Kalender 2003).
Das Beispiel einer 6,00m langen, 26,60m hohen und 25cm breiten, durchgehenden Stahlbetonwand hat eine Biegesteifigkeit von $E_c \cdot I = E_c \cdot 4{,}5m^4$. Mit den Öffnungen ergibt sich eine Ersatzbiegesteifigkeit von $E_c \cdot I_{ers} = E_c \cdot 3{,}78m^4$. Die Steifigkeit der 25cm dicken, perforierten Wand entspricht demnach einer durchgehenden unperforierten Wand mit der Ersatzwandstärke $d_{ers} = \frac{I_{ers}}{I} = 21$ cm.

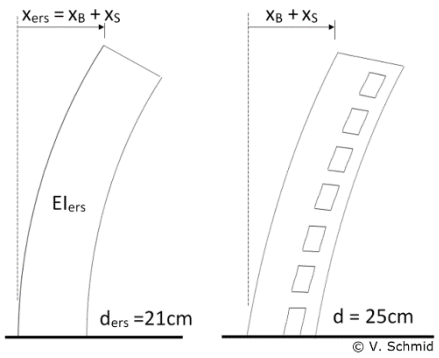


Abbildung 11: Ersatzwanddicke d_{ers} für eine Stahlbetonwand

6. Aussteifungen für Hochhäuser in Holz, Beton und Holzhybrid-Bauweise

6.1. Vergleich der Materialsteifigkeiten am Beispiel einer Wand

Die Materialwahl für die Aussteifung wird von der Materialfestigkeit und vor allem von der Materialsteifigkeit bestimmt. Im Folgenden werden dazu Brettsperrholz- und Betonwandscheiben verglichen sowie Wandscheiben als Holzfachwerke. Die Scheiben werden mit Elastizitäts- und Schubmodul modelliert sowie für die Holzscheibe die Verbindungssteifigkeit in jedem Stockwerk. Die Verbindungen sind so ausgelegt, dass sie 75% der Tragfähigkeit der Holzplatte aufnehmen können.
Verglichen werden die Ersatzsteifigkeiten EI_{ers} der BSP-Wand und der Betonwand. Die Wände sind jeweils 8m lang und 40m bzw. 80m hoch. Die zugehörigen Wanddicken betragen d=120mm und d=480mm. Diese Konfiguration wird für dieses Beispiel, anders als in der Praxis, über die Höhe H konstant gehalten. Als vergleichsweise willkürliche Last werden p=5,5 kN/m als Gleichlast über die Wandhöhe aufgebracht und die zugehörige Verschiebungen x_p errechnet. Vereinfachend werden keine Vertikalkräfte auf die Wand angesetzt.
Allgemein ergibt sich für einen Kragarm unter einer gegebenen Gleichstreckenlast p und der daraus resultierende Verformung x_p eine Ersatzsteifigkeit EI_{ers} zu:

$$EI_{ers} = \frac{p \cdot H^4}{8 \cdot x_p} \qquad (13)$$

Abbildung 12 fasst die Ergebnisse zusammen. Die Verformungen setzen sich aus den Biegeverformungen und den Schubverformungen zusammen, wobei der Schubverformungsanteil bei Holz prozentual größer ist als bei Betonkonstruktionen. Da der Schubanteil mit zunehmender Höhe geringer wird, verringert sich auch mit zunehmender Höhe das Verhältnis der Ersatz-Betonsteifigkeiten $EI_{ers,Beton}$ zur Ersatz-Holzsteifigkeit $EI_{ers,BSP}$. Im Beispiel aus Abbildung 12 ist die Betonwand mit 40m Höhe 4,9 mal steifer als die Holzwand. Bei 80m Wandhöhe beträgt das Verhältnis nur noch 4,4.
Das bedeutet, dass eine Aussteifungskonstruktion aus Brettsperrholz die 4,9 bis 4,4 fache Materialmenge (in m³) einer Betonkonstruktion erfordert, um die gleiche Ersatzsteifigkeit EI_{ers} zu erreichen.
Der Vergleich zwischen einer BSP-Wand und einem Holzfachwerk mit jeweils gleicher Ersatzsteifigkeit zeigt, dass ein Holzfachwerk nur ca. 50% der Holzmenge einer BSP-Wand benötigt (Abbildung 12).

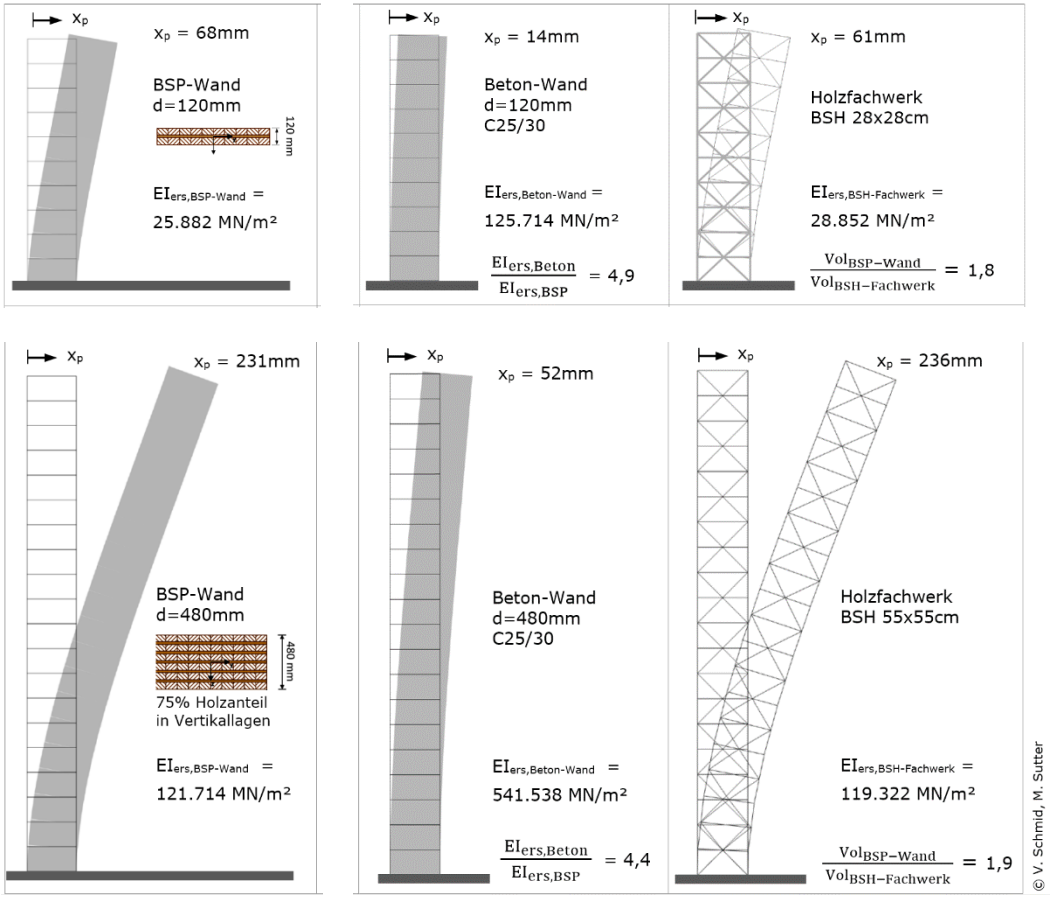


Abbildung 12: Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} und Verformung x_p, für BSP- und Betonwände gleicher Dicke und BSH-Fachwerk. Wandbreite 8 m, Wandhöhe H=40 m und H=80 m

6.2. Einfluss von Masse und Dämpfung auf die erforderliche Ersatzsteifigkeit EI_{ers} der Aussteifungskonstruktion

Im Folgenden wird untersucht, wie sich die Kriterien aus Kapitel 4 auf die erforderliche Ersatzsteifigkeit erf EI_{ers} der Aussteifungskonstruktionen von Hochhäusern auswirken. Die gewählten Hochhäuser haben einen quadratischer Grundriss mit 32m Seitenlänge und Höhen von 40m, 80m, 120m, 160m und 200m. Damit ergeben sich typische Bürohochhäuser mit einem 16mx16m großen Kern in der Mitte und 8m stützenfrei zwischen Kern und der Fassade spannenden Decken. Vereinfachend werden die Kernabmessungen und die Masse pro Meter über die ganze Gebäudehöhe konstant angenommen.
Es werden Hochhäuser in Beton-, Holzhybrid- und Holzbauweise untersucht. Entscheidend für die folgende Betrachtung sind die unterschiedlichen Massen der Konstruktionsarten. Sie werden als Masse pro Volumen angegeben und grob vereinfacht mit m_0=450kg/m³ für Beton, 300 kg/m³ für Holzhybrid und 230 kg/m³ für ein Holzhochhaus angesetzt. Zusätzlich wird der Einfluss der Dämpfung untersucht, mit den logarithmischen Dämpfungen von δ=0,05 und δ=0,10.

6.2.1. Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeiten für das Verformungskriterium

Die Auswertung in Abbildung 13 a) zeigt zunächst die erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit erf $EI_{ers,Wind,stat.}$ zur Verformungskontrolle (H/500) unter «statischer» Windlast. Diese darf für nichtschwingungsanfällige Konstruktionen angesetzt werden. Die «statische» Windlast kann direkt berechnet werden und ist für Hochhäuser mit gleicher Höhe identisch. Damit ist auch $EI_{ers,Wind,stat}$ für alle Hochhäuser gleicher Höhe identisch.
Anders die Steifigkeiten erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ für die schwingungsanfällige Konstruktionen. Diese Steifigkeiten müssen iterativ ermittelt werden, da die Hochhaussteifigkeit auch in die Ermittlung der dynamisch überhöhten, $c_s c_d$-fachen Windlasten eingeht.

Die dynamischen Windlasten hängen u.a. von der ersten Eigenfrequenz n_1 des Gebäudes und seiner Dämpfung ab. n_1 wird von der Höhe H bestimmt sowie von der Masse pro Meter Hochhaushöhe m_l und der Steifigkeit EI_{ers}:

$$n_1 = \frac{1}{\pi \cdot H^2} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot EI_{ers}}{m_l}} \qquad (13)$$

Damit ergeben sich die Eigenfrequenzen von Abbildung 13 b) und in der Folge die Ersatzsteifigkeiten nach Abbildung 13 a). Die schweren Betonhochhäuser haben die geringste Eigenfrequenz n_1 und benötigen die höchsten Ersatzsteifigkeiten erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ zur Erfüllung des Verformungskriteriums H/500. Grund ist die größere dynamische Windlast für Gebäude mit niedriger Eigenfrequenz: Die Böenwindgeschwindigkeit der mit n_1 resonanten Böen nimmt mit geringer werdender Böenfrequenz zu. Deshalb erfahren schwere Gebäude höhere dynamische Windlasten als leichte Gebäude. Um das Verformungskriterium H/500 zu erfüllen, benötigen sie deshalb etwas höhere Ersatzbiegesteifigkeiten erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ als die leichteren Holzgebäude.
Am wichtigsten für erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ ist die Dämpfung. Mit zunehmender Dämpfung reduziert sich der Vergrößerungsfaktor c_d für die resonanten Böen und damit der Winddruck. Die erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit nimmt deshalb mit größer werdender Dämpfung ab. Die notwendige Ersatzbiegesteifigkeit reduziert sich dadurch und in der Folge verringert sich die Eigenfrequenz n_1.

6.2.2. Beschleunigungen

Mit der nun bekannten Ersatzbiegesteifigkeit erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ aus dem H/500-Kriterium, der Masse und der Dämpfung lassen sich mit Gl. 10 die Beschleunigungen a an der Hochhausspitze errechnen (Abbildung 14). Diese sind für die Nutzer besonders kritisch und bestimmen letztlich den Entwurf der Hochhauskonstruktion. Beispielsweise werden in Abbildung 9 für ein Wohngebäude nur zwischen 10 und 15 cm/s² unter dem 10-Jahreswind als akzeptabel betrachtet.

Dämpfung δ = 0,05 **Dämpfung δ = 0,10**

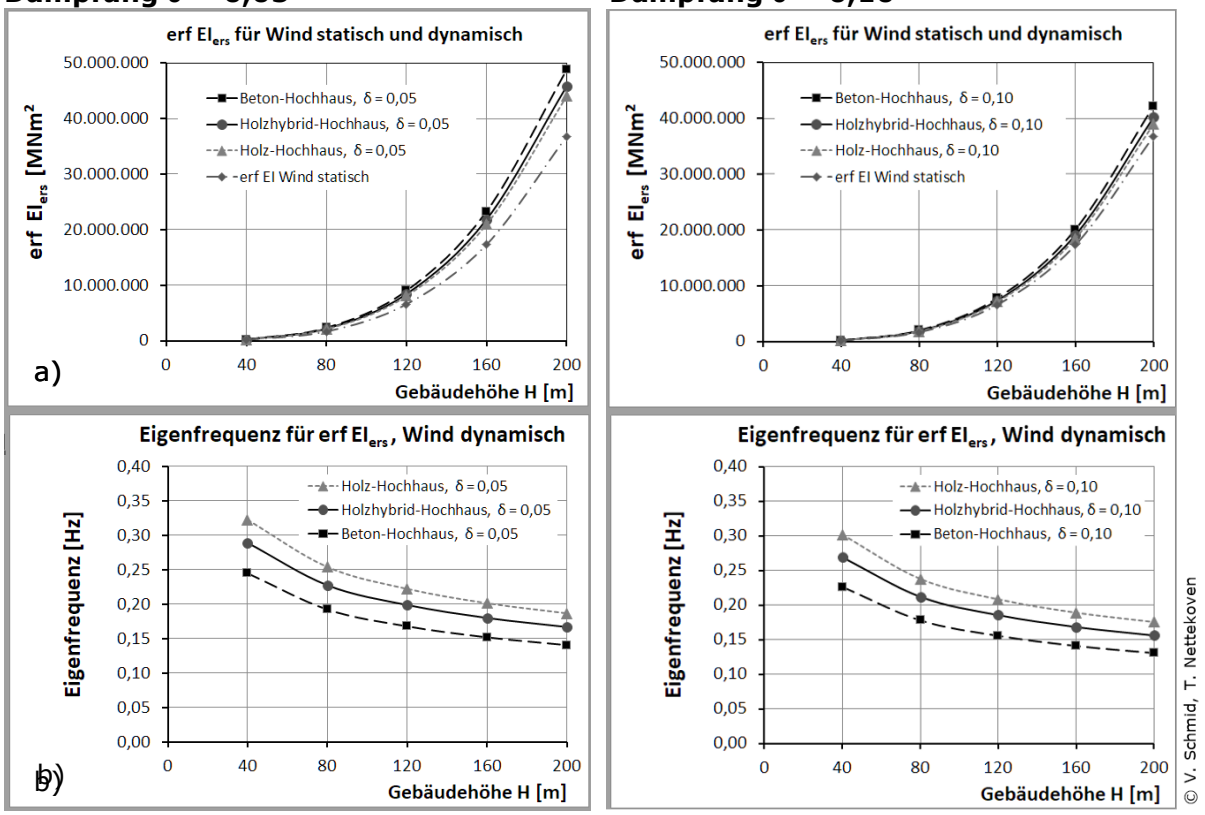


Abbildung 13: a) Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit erf $EI_{ers,Wind}$ [MNm²] zur Einhaltung der zul. Auslenkung H/500 unter statischer Windlast und dynamisch vergrößerter, $c_s c_d$-facher Windlast
b) Eigenfrequenzen a [Hz] der Gebäude, gerechnet mit der Steifigkeit erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ der Aussteifungskonstruktion aus dem Verformungskriterium für dynamische Windlasten.

Dämpfung δ = 0,05 **Dämpfung δ = 0,10**

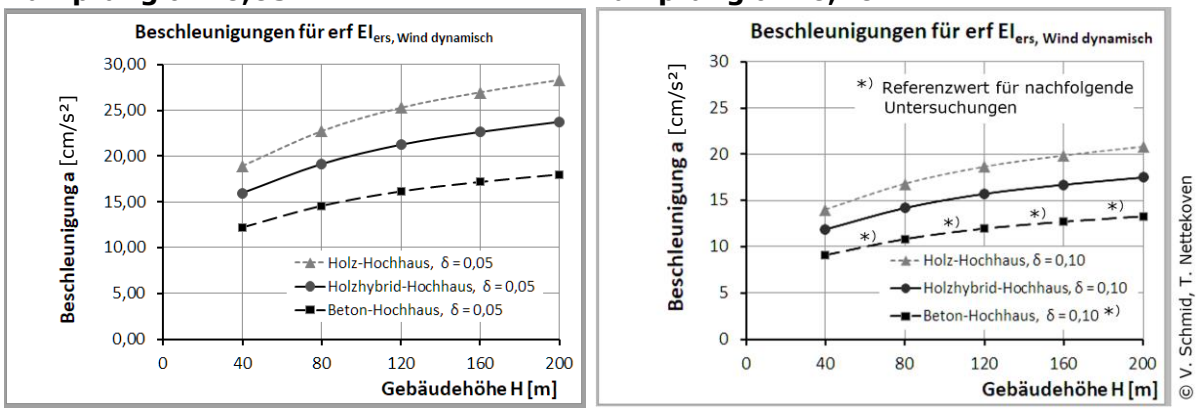


Abbildung 14 Beschleunigungen a [cm/s²] für unterschiedliche Materialien, Hochhaushöhen und Dämpfungen. Die zu Grunde liegenden Ersatzbiegesteifigkeiten $EI_{ers,Wind,dyn}$ erfüllen das Verformungskriterium H/500 für dynamische Windlasten

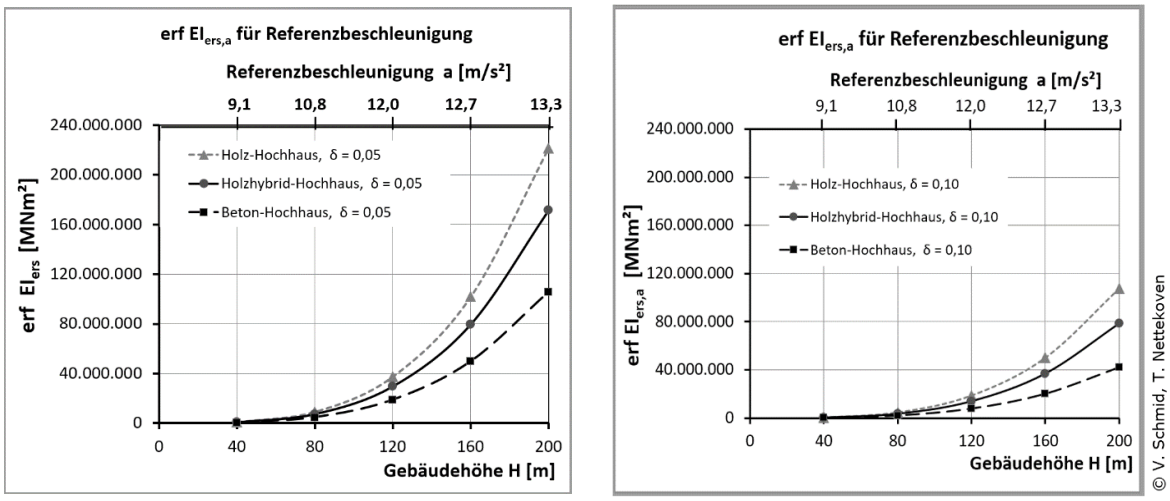


Abbildung 15 Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeiten $EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums. Als Referenzkriterium werden für alle Hochhäuser die Beschleunigungen des Betonhochhauses bei einer Dämpfung von δ = 0,10 als akzeptabel angesetzt.

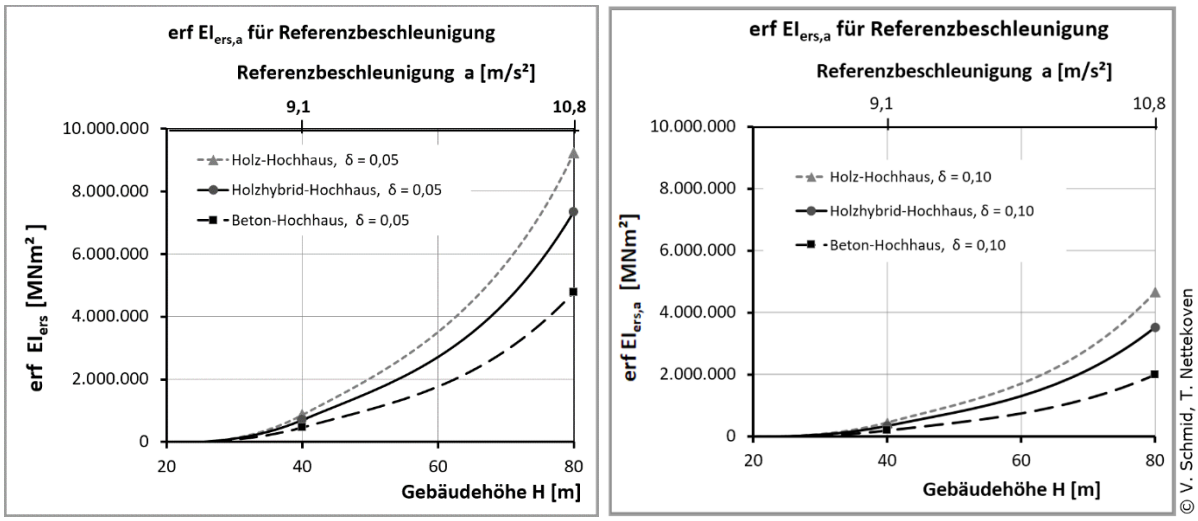


Abbildung 16 Ausschnitt aus Abbildung 15 für Hochhaushöhen bis 80 m: Erforderliche horizontale Ersatzsteifigkeiten $EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums.

Das kann mit den zunächst bestimmten Ersatzsteifigkeiten erf $EI_{ers,Wind,dyn}$ nur vom Betonhochhaus erfüllt werden und auch nur mit einer hoch angesetzten Dämpfung von δ=0,10.

Je leichter und höher das Gebäude und je geringer die Dämpfung, desto höher sind die Beschleunigungen des Gebäudes. Für den Entwurf und die Bemessung der Aussteifungskonstruktion hoher Gebäude ist deshalb das Beschleunigungskriterium maßgebend.

6.2.3. Erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit für das Beschleunigungskriterium

Im Folgenden soll der prinzipielle Einfluss des Beschleunigungskriteriums auf die unterschiedlichen Hochhaustypen möglichst einfach dargestellt werden. Dazu werden die erforderlichen Ersatzsteifigkeiten erf $EI_{ers,a}$ zur Erfüllung des Beschleunigungskriteriums bestimmt. Vereinfacht werden die Beschleunigungen des Betonhochhauses mit der Dämpfung δ=0,10 als akzeptable Werte und damit als Referenzwerte angenommen.
Die Hochhaussteifigkeiten werden nun so angepasst, dass alle Hochhäuser mit gleicher Höhe die gleiche Referenzbeschleunigung erfahren. Damit sind alle Konstruktionstypen vergleichbar, unabhängig davon, welche Beschleunigungswerte in Realität tatsächlich akzeptiert werden. Dass mit sinkender Eigenfrequenz höhere Beschleunigungswerte akzeptabel sind (vgl. Abbildung 8), wird damit ebenfalls näherungsweise berücksichtigt.

Die Auswertung des Beschleunigungskriteriums für Gebäude mit 32mx32m Grundfläche erfolgt in Abbildung 15. Sie zeigt die erforderliche Ersatzsteifigkeit des Aussteifungssystems für unterschiedliche Hochhaustypen und für Dämpfungen von δ=0,05 und δ=0,10. Abbildung 16 ist eine Vergrößerung des Bereichs von 20m bis 80m Hochhaushöhe aus Abbildung 15. Die Auswertung zeigt die bereits in Gl. 11 beschriebene Abhängigkeit der Beschleunigung von der Steifigkeit, Masse und Dämpfung. Im Beispiel hat das Holzhochhaus die halbe Masse eines Betonhochhauses. Die Aussteifung des Holzhochhauses muss deshalb ca. doppelte so steif ausgeführt werden wie beim Betonhochhaus, wenn beide die gleiche Dämpfung besitzen.

6.2.4. Abmessungen des Kerns zur Erfüllung von erf $EI_{ers,a}$

Für die praktische Ausführung der Aussteifungskonstruktion ist gleichzeitig zu berücksichtigen, dass die Steifigkeit einer BSP-Wand nur in etwa 1/4,5 der einer gleich breiten Betonwand beträgt (s. Kapitel 6.1). Die Holzaussteifung eines Holzhochhauses benötigt damit ca. die 9-fache Menge an Holz, verglichen mit der Betonmenge im Betonhochhaus. Wird das Gebäude nur durch den Hochhauskern ausgesteift, lässt sich das direkt über die erforderliche Ersatz-Wanddicke des Kerns darstellen (s. Abbildung 17).

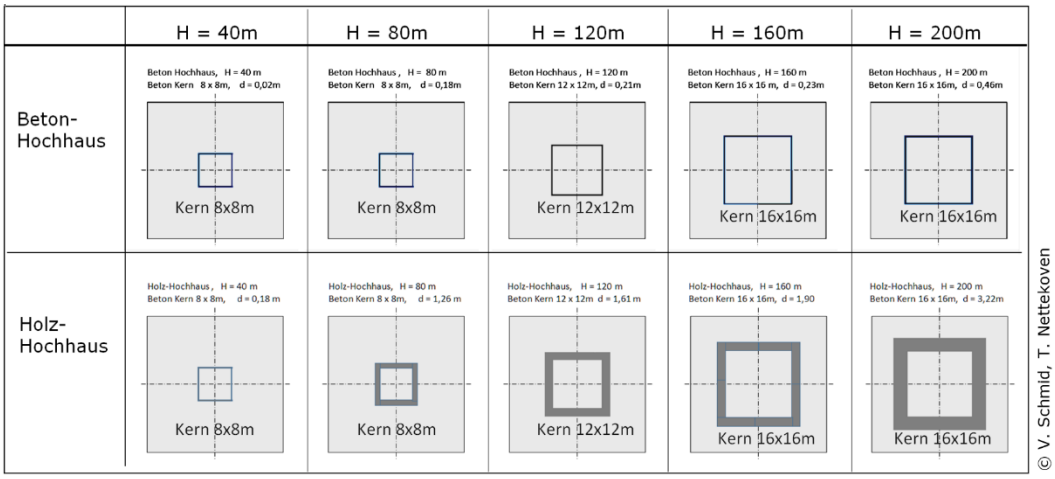


Abbildung 17: Erforderlich Kern-Wanddicken für Beton- und Holzhochhäuser mit der gleichen Beschleunigung

Die Beton- und Holzhybrid-Hochhäuser werden mit einem Betonkern ausgesteift, während für den Kern des Holzhochhauses Brettsperrholz verwendet wird. Im Beispiel wird als Dämpfung δ=0,10 angesetzt. In der vorliegenden Betrachtung wird vereinfacht vom Ebenbleiben der Kernquerschnitte ausgegangen, ohne Berücksichtigung des ungünstigen shear-lag Effekts.
Auch berücksichtigen die angegebenen Ersatz-Wanddicken noch nicht die notwendigen Öffnungen im Kern für Türen und Versorgungsleitungen. Die endgültige Kernwanddicken sind dementsprechend größer (vgl. Abbildung 11).

Für die 160m hohen Beispielhochhäuser, die hier nur durch Wind beansprucht werden, ergeben sich so die folgenden Ersatzwanddicken für den Kern: d=23cm für die Betonlösung, 41cm für das Holzhybrid-Hochhaus mit HBV-Decken und Betonkern und 190cm für das reine Holzhochhaus.
Dieser vereinfachte, plakative Vergleich macht deutlich, dass (symmetrische) Holzhybrid-Hochhäuser (mit mittigem Kern) bis ca. 160m sinnvoll mit einer Kernaussteifung ausgeführt werden können. Für Holzhochhäuser muss jedoch das Aussteifungssystem gewechselt werden. Schon durch die Verlegung der Aussteifung von der Kern- in die Fassadenebene reduziert die rechnerische Ersatzwanddicke des Holzhochhauses von 190cm auf 35cm.

7. Aussteifungen für Holzhochhäuser

Im Holzhochhausbau hat Holz den Nachteil der geringen Masse, der geringen Längssteifigkeit und der noch geringeren Schubsteifigkeit. Aussteifungskonstruktionen für Holzgebäude müssen deshalb schon in geringen Höhen von der reinen Kernaussteifung zu anderen Aussteifungssystemen wechseln.

Eine erste Orientierung für das Holzhochhaus-Design bieten beispielsweise die Aussteifungssysteme für hohe Beton- oder Stahlhochhäuser (vgl. Abbildung 4). So lassen sich z.B. die Biegemomente und Verformungen im Hochhauskern mit Outriggern wirksam verringern (Abbildung 5). Diese werden wegen der geringen Biegesteifigkeit des Holzkerns und damit der großen Kopfverdrehung schon bei den geringeren Höhen des Holzhochhauses wirksam.
Sehr effizient sind Aussteifungen, wenn sie in die Fassadenebene gelegt werden und zu einer räumlich wirksamen Röhre zusammengefasst werden. Wegen der notwendigen Fassadenöffnungen bieten sich dazu Fachwerksysteme an (Abbildung 18). Diese können stabförmig durch Holzstäbe gebildet werden oder indirekt durch die fachwerkartige Anordnung der geschlossenen Wandbereiche wie in Abbildung 4 rechts.
Üblich und für die Holzbauweise ebenfalls möglich sind Kombinationen aus den unterschiedlichen Systemen, wie z.B. ein Kern im Verbund mit Wandscheiben in der Fassadenebene oder die Kombination aus Kern und Fachwerkröhre zum tube-in-tube System.

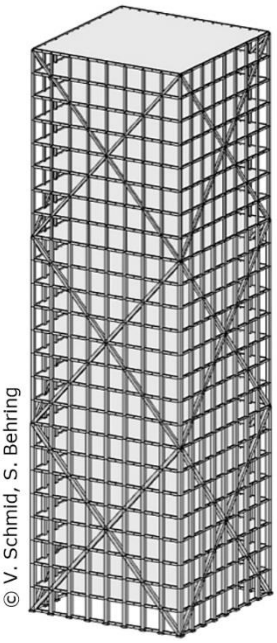


Abbildung 18: Aussteifung mit Fachwerkröhre

8. Zusammenfassung

Der Entwurf und die Berechnung der Aussteifung für Hochhäuser werden i.d.R. vom Verformungskriterium und dem meist maßgebenden Beschleunigungskriterium bestimmt. Es ist sinnvoll den Tragwerksentwurf mit dem Verformungskriterium $x \leq H/500$ unter Windlast zu starten. Schon aus dem Verformungskriterium ergibt sich, dass die Steifigkeit der Aussteifung mit der dritten Potenz der Höhe zunehmen muss.
Zur Berechnung der Beschleunigung kann die Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} der Hochhausausteifung verwendet werden. Sie muss die auftretenden Biege- und Schubverformungen, die Riss- oder Fugenöffnungen, den Schlupf in den Fugen und die Verzerrungen in Öffnungsbereichen berücksichtigen.

Meist ist das Beschleunigungskriterium bemessungsrelevant. Die Beschleunigung a ist umgekehrt proportional zur Wurzel aus Masse, Steifigkeit und Dämpfung:

$$a \sim \frac{1}{\sqrt{m_l} \cdot \sqrt{EI_{ers}} \cdot \sqrt{\delta}}$$

Wegen der geringen Masse von Holzhochhäusern muss deren Aussteifungskonstruktion in etwa doppelt so steif sein wie die eines gleich hohen Betonhochhauses. Zusätzlich sind die Steifigkeiten von BSP ca. 4 bis 5 mal geringer als die einer Betonwand. Für die Aussteifung

eines reinen Holzbaus werden deshalb schon bei geringen Höhen Alternativen zur Kernaussteifung sinnvoll, wie z.B. Fachwerke in der Fassadenebene.
Holzhybridkonstruktionen mit HBV-Decken und Betonkern sind schwerer als reine Holzkonstruktionen. Sie erfahren deshalb geringere Beschleunigungen. Die übliche Aussteifung mit einem Betonkern ist deshalb bis ca. 160m Hochhaushöhe und mehr mit vernünftigen Wanddicken realisierbar. Gleichzeitig können die Vorteile des Betons bzgl. Brandschutz, Schallschutz und Kosten sinnvoll genutzt werden. Die Vorteile des Holzes können vor allem in den HBV-Decken aber auch den Stützen und im Fassadenbereich sinnvoll genutzt werden.

Der Tragwerksentwurf von Holz- oder Holzhybridhochhäusern wird entscheidend von den Windlasten beeinflusst. Die frühe Mitwirkung eines Windspezialisten und ggf. Windtunneltests sind deshalb unbedingt zu empfehlen. Da der Tragwerksentwurf einen ganz erheblichen Einfluss auf die Architektur des Hochhauses hat, ist es unabdingbar, dass Architekt und Ingenieur schon beim Vorentwurf eng zusammenarbeiten.

Literaturverzeichnis

[1] DIN EN 1991-1-4 Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. (2010). Beuth Verlag GmbH.

[2] Sarkisan, M.: Designing Tall Buildings. 2. Edition. New York, London, Routledge 2016

[3] Smith, R.; Wilford, M.: Damping in tall buildings - uncertainties and solutions. IABSE Conference Chicago, IABSE 2008,

[4] ISO 10137:2007: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways again vibrations.

[5] Melbourne W.H and Palmer T.R. Accelerations and comfort criteria for buildings undergoing complex motions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992

[6] Melbourne, W.H.: Comfort Criteria for Wind-Induced Motion in Structures. Structural Engineering International 1/98, IABSE 1998

[7] Lamp, S.: A longitudinal field study of the effects of wind-induced building motion on occupant wellbeing and work performance. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, S 39-51, Elsevier 2014

[8] Ferrareto, A.J.: Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Elsevier 2015

[9] Burton, M.D.; Kwok, K.C.S.; Abdelrazaq, A.: Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort, International Journal of High-Rise Buildings, CTBUH 2015

[10] König, G.; Liphardt, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. Beton-Kalender 2003, S. 3-69, Ernst&Sohn, Berlin 2003