

Konzepte für die Tragstruktur von schlanken, hohen Holzbauten

Charles Binck
ETH Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion
Zürich, Schweiz



Andrea Frangi
ETH Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion
Zürich, Schweiz



Konzepte für die Tragstruktur von schlanken, hohen Holzbauten

1. Einleitung

Städte wachsen fortwährend in die Höhe. Auch im Holzbau ist ein kontinuierlicher Trend zu verzeichnen, zunehmend in die Vertikale zu bauen [1,2]. Mit stetig neuen Rekorden imponieren Hochhäuser aus Holz in der Höhenskala und beeindrucken mit bisher ungewöhnlichen Pilotprojekten [3–10]. Meist lösen sie durch ihre Höhe Staunen und Bewunderung aus, da die Vertikale im Widerspruch zum natürlichen Baustoff zu sein scheint. Sie besitzen Wahrzeichencharakter und schaffen es mit ausdrucksstarker Symbolkraft auf die Titelseiten der Tageszeitungen. Auch wenn der Drang nach Höhe nicht immer nur der reinen Notwendigkeit nach rentabler Flächenausnutzung geschuldet ist, so verleiht das heutige Holzhochhaus einer Stadt oder einer Unternehmung ein exklusives Manufakt als Markenzeichen zum Self Branding.

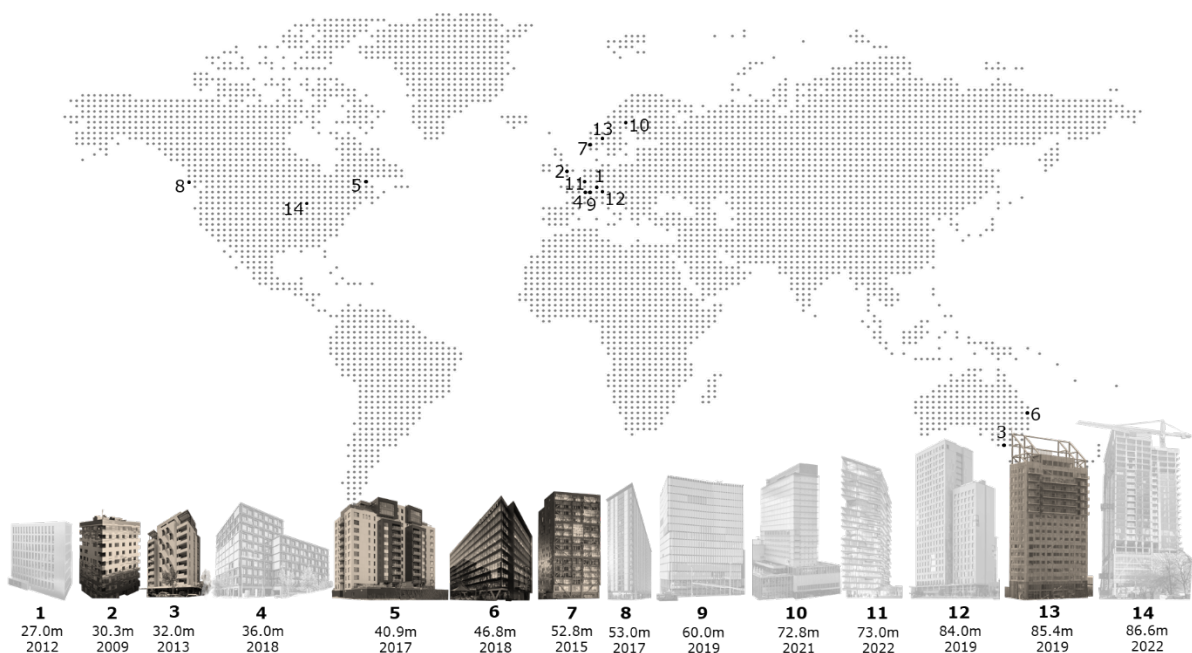


Abbildung 1: Höhenentwicklung des mehrgeschossigen Holzbbaus. In Grau: Hybridbauweise mit Stahlbetonkern oder Stahlfachwerken zur horizontalen Aussteifung. In Braun: Tragwerke mit horizontalem und vertikalem Lastabtrag in Holzbauweise.

Durch die zunehmenden Gebäudehöhen rücken Ingenieur*innen und Unternehmungen in den Vordergrund, wenn es um den integralen Entwurf von Tragstrukturen geht. Denn mit zunehmender Gebäudehöhe gewinnt das Aussteifungstragwerk und damit verbundene bautechnische Aspekte an Bedeutung. Bei den derzeit entstehenden Holzhochhäusern ist das vorherrschende Konstruktionssystem eine Holz-Beton-Hybridkonstruktion, bei der die horizontale Aussteifung des Gebäudes mehrheitlich durch einen inneren Stahlbetonkern gewährleistet wird, Vgl. Abbildung 1. Neben dem Brandschutz hat dies den wesentlichen Vorteil ein schlankes Außentragwerk mit weitestgehend frei gelöster Aussicht zu ermöglichen. Unabhängig der Materialisierung ist diese Bauweise, welche zum «Internationalen Stil» benannt ist, in Europa die vorherrschende Bauart [11]. Mit zunehmendem Bestreben in die Höhe zu bauen, stellt sich jedoch die Frage, mit welchen Tragwerkskonzepten das Bauen mit Holz Potential hat, die Vertikale zu erklimmen.

2. Das Hochhaus

2.1. Gründe des hohen Bauens

Chicago gilt als Geburtsstadt der Hochhäuser. Während New York City zu Beginn des 20. Jahrhunderts dem Trend in die Höhe folgte, werden die meisten Hochhäuser und Wolkenkratzer heute in Asien gebaut [12,13]. Hierbei sind drei Hauptgründe zu nennen, warum die Bürotürme aus Manhattan und Chicago weltweit einflussreich wurden.

Der erste Grund ist die Notwendigkeit nach rentabler Ausnutzung des Baugrundes. Denn die verknappenden Landflächen lassen Grundstückspreise in die Höhe schiessen. Darum stehen die grössten Hochhauscluster der Welt heute an Orten wie Hongkong, Tokio und New York, wo das Angebot an Grund und Boden durch die örtliche Geografie natürlich begrenzt ist und die Effizienz der Immobilienwirtschaft maximiert werden muss [13].

Der zweite Grund, welcher auf ersterem beruht, ist der Bedarf an dichteren Städten als Antwort auf nachhaltigere Lebensmuster. Kompakte Gebäudevolumina führen zu einer effizienteren Infrastruktur [14–16]. Kürzere Wege, koordinierte Wohn- und Arbeitsumgebungen sowie gemeinsame Nutzungen spielen hier eine wichtige Rolle.

Und der letzte wesentliche Grund, der dazu beiträgt hoch zu bauen, ist der Wunsch, ein Unternehmen oder eine Stadt zu vermarkten. Hochhäuser sind von weither sichtbar und lenken Aufmerksamkeit auf sich. So werden viele als Ikonen mit ausdrucksstarken Strukturen und repräsentativen Formen konzipiert, Vgl. [13,17]. Die Immobilienwirtschaft ist bereit für Image und Prestige zu investieren und nutzt die Höhe gerne zum Prahlern. «*High rise residential towers embody the best of who we are and who we want to be*», so Donald J Trump in [18], mit seinem Vorwort zu seinen Bauten. Hochhäuser sind jedoch nicht nur Firmen-Marketingtools, wie z. B. das Chrysler-Gebäude in New York, das Lachta-Zentrum in Sankt Petersburg oder die Roche Türme in Basel, die alle die Vitalität eines Unternehmens darstellen. Heute prägen Hochhäuser zunehmend auch die Skylines von Städten und stellen die Prosperität und die Lebendigkeit einer Stadt oder eines Landes dar. Diese Entwicklung ist nach wie vor Stolz- und Prestigesache jeder Stadt, eine Agglomeration von Hochhäusern in ihrer Silhouette zu haben und kann bis in die Antike zurückverfolgt werden, als Kathedralen die Städte überragten [13,17,19].

2.2. Chronologie der Tragwerksentwicklung

Seit dem Beginn der Hochhausentwicklung haben sich im Tragwerksentwurf eine Vielzahl von Konstruktionssystemen entwickelt, welche sich hinsichtlich Typus und Art der Systeme unterscheiden. Auch wenn die beim Bau verwendeten Konstruktionsprinzipien im Laufe der Zeit weiterentwickelt wurden, können sie grob nach Typ und Art unterteilt werden. Hierbei bilden drei wesentliche Tragwerkstypologien das Gros der Konzepte ab:

- Biegesteife Rahmen
- Ausfachungen mit Verbänden, bzw. Diagonalen
- Schubwände

Abbildung 2 illustriert chronologisch die Tragwerksentwicklung von Hochhäusern in Stahl- und Stahlbetonbau. Die Konzepte veranschaulichen die wesentliche Entwicklung der Stab- und Scheibentragwerke. Insbesondere im Zusammenführen unterschiedlicher Primärsysteme und deren Verbundbauweisen entwickeln sich die Konzepte im Stahl- und Stahlbetonbau bis heute noch weiter, Vgl. [11,17,20–24].

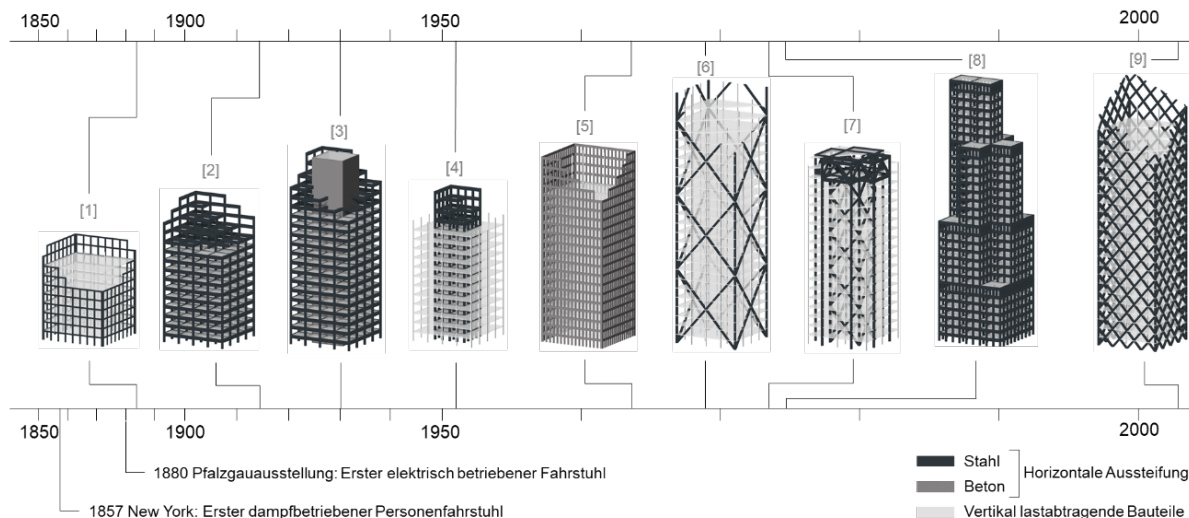


Abbildung 2: Tragwerksentwicklung im Hochhausbau. Skizzenhafte Abbildung auf Basis dokumentierter Erstbauten aus [11,17,20–26]. Darstellung wesentlicher Tragwerkskonzepte in der jeweiligen Materialisierung, welche erstmals zum Tragen kam.

Die Entwicklung des Rahmensystems in Eisen und Stahl ermöglichte das wirtschaftliche Bauen von Hochhäusern. So etablierten sich bereits Anfang des 20. Jahrhunderts 20-geschossige Gebäude zum üblichen Bautyp der Geschäftszentren amerikanischer Städte. Das Empire State Building, was mit einer Bauzeit von 16 Monaten bis heute das schnellst gebaute Hochhaus seiner Größe ist, verdankt dies – neben den 3000 zeitgleich auf der Baustelle werkenden Arbeitern und dem exemplarischen Projektmanagement – seinem Tragwerkskonzept [25]. Die genietete Stahlskelettkonstruktion wurde innert 23 Wochen auf 102 Geschosse vollständig erstellt [25]. Die Rahmenskelettbauweise entstammt aus der Gründerzeit, wo der Begriff «form follows function» aufgegriffen wurde und 1896 vom damals als «father of skyscraper» benannten Architekten Louis Sullivan zum Designleit-satz in der Architektur definiert wurde [27]. Die maximierte Repetition der Bauteile und Anschlüsse kompensiert hier oftmals den höheren Materialverbrauch weshalb der Bauweise – insbesondere im Stahlbau – noch heute Erfolg zugesprochen wird. Aus der repetitiven, orthogonalen Bauweise geht eine einfache Montage hervor, welche auf transportgerechten, kleinen Bauteilabmessungen basiert. Beim Stockwerksrahmen übernimmt das Rahmentragwerk eine doppelte Rolle: Neben der vertikalen Lastableitung dient es parallel dem horizontalen Lastabtrag infolge Wind- und Erdbebeneinwirkungen bei und bestätigt im Kontext der diagonalfreien Öffnungen den Leitsatz: Form folgt der Funktion.

Gegenüber den Rahmentragwerken haben Fachwerkkonzepte im Hochhausbau eine klare Aufteilung zwischen vertikaler und horizontaler Lastableitung. Während die Systeme in der Regel auf die horizontale Aussteifung ausgelegt sind, werden vertikale Lasten über schlanke Stützen in den Baugrund geleitet. Dies hat den wesentlichen Vorteil einer «hygienischen» Lastabtragung, innerhalb welcher Kräfte zielgerichtet über vordefinierte Bauteile abgeleitet werden. Fachwerkkonzepte bilden klare und leistungsstarke Tragwerkskonzepte, da die Bauteile des vertikal und horizontal lastabtragenden Systems rein axial beansprucht werden und über getrennte Lastfallkombinationen bemessen werden können. Schnittgrößeninteraktionen infolge kombinierter Lastfallkombinationen entfallen in den Diagonalen, weshalb schlankste Querschnitte dimensioniert werden können. Im Gegensatz zu Stahl- und Stahlbetonkonzepten stellen sie im Holzbau jedoch einige konstruktive Herausforderungen dar. Insbesondere innerhalb der Anschlusspunkte zwischen den Streben und vertikal lastabtragenden Bauteilen fordert die Bauteilführung in gleicher Ebene die Planung der Kraftdurchleitung wesentlich heraus. Die zusätzlichen montagebedingte Toleranzanforderungen infolge dem Kranheben schräger Bauteile erschweren die Planung und Ausführung der kraftschlüssigen und hochleistungserforderlichen Anschlüsse wesentlich.

Schubwände bilden im Hochhausbau in Form von Erschließungskernen heute die meistverbreiteten Aussteifungssysteme in Europa [11,17]. Mit den inneren, betonierten Kernen greifen die Tragwerke die Vorteile der höheren Masse für die thermische Bauteilaktivierung,

die akustische Schall- und mechanische Schwingungseigenschaften auf. Das Aussteifungskonzept kann hier als symbiotisches System verstanden werden, indem es neben der Tragwerkslösung zeitgleich den Brandschutz und die Bauphysik löst. In der Architektur von Hochhäusern zeichnet der innere Betonkern in Form seiner Symbiose somit ein multifunktionaler «Allrounder». Durch die Konzentration der Schubwände innerhalb des Gebäudezentrums wird eine höchstmögliche Auflösung der Außenstruktur ermöglicht, welche lediglich noch die Funktion des vertikalen Lastabtrag gewährleistet. Die hierdurch weitestmöglich frei resultierende Aussicht ist wesentlicher Grund, weshalb die Bauweise mit ihrer vorgehängten Glasfassade als Prototyp für Bürobauten von Chicago durch die Welt ging.

Aus den oben skizzierten Gründen zeichnet die Hybridbauweise mit innerem Betonkern auch die angesehenste Aussteifungsform in den sich aktuell entwickelnden «Holz»-hochhäusern aus. Jedoch stellt sich infolge der wesentlichen Emissionsbeiträgen von Beton [28,29] die Frage alternativer Bauweisen in Holz. Welche Tragwerkskonzepte zeigen Alternativen in Holz auf? Wie hoch ist der Fußabdruck möglicher Holzstrukturen hinsichtlich Flächenverbrauch im Gebäude, Ressourcenverbrauch und Ökobilanzierung? Können sich die Bauten wirtschaftlich beweisen? Sind Hochhäuser aus Holz sinnvoll? Wo liegen die Grenzen? Auf letztere Frage soll in diesem Beitrag eingegangen werden.

2.3. Grenzen des Holzbaus

Unter reiner Betrachtung der vertikalen Lasten könnten Hochhäuser aus Holz aufgrund der Materialeichtigkeit mehrere Kilometer hochwachsen, Vgl. Abbildung 3. In Abhängigkeit der Geschosslasten p_k und der unterschiedlichen Materialien sind die Grenzen der Gebäudehöhen H_{max} in Abhängigkeit des Flächenanteils vom Tragwerk veranschaulicht. Unter Vernachlässigung von Bauteilknicke, horizontaler Gebädestabilisierung, und Sicherheitsbeiwerten, stellt Abbildung 3 die Höhengrenzen von Gebäuden dar, bevor die Bauten unter Annahme der normierten Festigkeiten versagen würden.

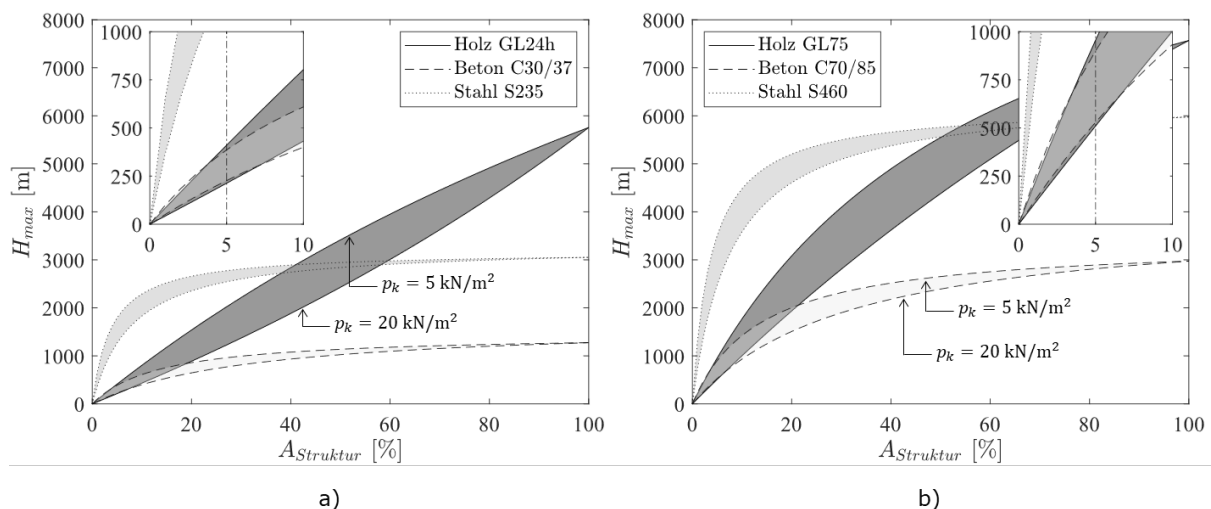


Abbildung 3: Grenzen der Gebäudehöhen infolge vertikalem Lastabtrag. a) Herkömmliche Materialgüter. b) Hochleistungsmaterialien. Abbildung der maximalen Höhe H_{max} gegenüber des grundrissbezogenen Flächenanteils des Tragwerks $A_{Struktur}$. Die markierten Höhenspannen innerhalb der Materialien beziehen sich auf Geschossdeckenlasten von $p_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$ (obere Kurven) bis $p_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$ (untere Kurven).

Abgebildet sind die Grenzen für Einwirkungen und Materialwiderstände auf charakteristischem Niveau und konstanten Geschosshöhen von $h = 3.5 \text{ m}$. Die charakteristischen Einwirkungen p_k beziehen sich auf die Geschossdeckenlasten infolge Eigengewichts, Auflasten und Nutzlasten. Abbildung 3 gilt für Grundrisse beliebiger Form und variabler Grundrissfläche. Obgleich diese theoretische Höhenauslotung für die Konzeption von Neubauten irrelevant ist, verdeutlicht sie das Potential der jeweiligen Materialien. Aufgrund der hohen Festigkeit von Stahl und der verhältnismäßig geringen Geschossdeckenlasten von $p_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$ bis $p_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$ ist das Material gegenüber Holz und Beton unschlagbar. Jedoch belegt die Abbildung auch, dass Holztragwerke infolge ihrer leistungsstarken Beziehung von Festigkeit zu Rohdichte den Betonbauten im Hochbau nicht unterlegen sind. Unter

Ansatz hoher Strukturflächenanteile wären märchenhafte Höhen möglich. Praktische Relevanz hat Abbildung 3 jedoch nur im linken Teil, für Strukturflächenanteile bis zu 5 % der Grundrissfläche. Denn gemäss [21] und [30] zeigen sich Immobilien nur rentabel, wenn eine globale Flächenausnutzung von mindestens 70-80 % erreicht wird. Hiervon sollte das Tragwerk für Bauten bis 200 m auf maximal 5 % ausgelegt sein, damit das Mass infolge Gebäudeinfrastruktur, Aufzugsanlagen und Erschliessungszonen nicht weiter gestreckt wird. Unter reiner Betrachtung der vertikalen Lasten und Vernachlässigung von Sicherheitsbeiwerten wären die Höhengrenzen für Holzbauten demnach zwischen 400 m (GL24h) bis 800m (GL75h) gesetzt.

Die Bauwerkshöhe ist jedoch grundsätzlich weniger eine Grenze des Materialwiderstandes infolge Erdanziehungskraft als vielmehr eine Frage der ökonomischen Rentabilität infolge zu erreichender Nutzfläche und damit einhergehenden Aufwänden. Und diese ist neben den vertikal lastabtragenden Bauteilen insbesondere dem horizontalen Aussteifungstragwerk unterworfen. Denn das Ausloten der maximalen Höhe bestimmt Letzteres. Der Zusammenhang steht in direktem Kontext zu den lokalen Windeinflüssen und Erdbebenwirkungen, wobei die Zunahme der Gebäudehöhe einen exponentiellen Einfluss auf die Strukturdimensionen des aussteifenden Tragwerks hat. Welche Aussteifungskonzepte hierzu angebracht sind und zu welchen Höhen schlanke Holzbauten möglich sind, soll im Nachfolgenden gezeigt werden.

3. Untersuchung gängiger Aussteifungssysteme

3.1. Vorwort

Im Holzbau bilden Stützen, Träger und Decken in ihrer linearen Skelettbauweise das Gros der Holztragwerke ab. Mit orthogonalen Anschlüssen ist die Bauweise seit Jahrhunderten dem Stützen-Träger-Skelettttragwerk treu geblieben. Die einzelnen Bauteile werden untereinander gelenkig zusammengeschlossen und leiten vertikale Lasten in den Baugrund ab. Für die horizontale Aussteifung bedarf es weiterhin zusätzliche Elemente. Denn gefügt werden die vorgefertigten Stützen und Träger bis dato gelenkig vor Ort über Druck-, Zug- und Schubanschlüsse.

Durch die Einführung von biegesteifen Verbindungen können die Holzteile, die ohnehin als vertikal tragende Stützen-Träger-Systeme konstruiert werden, wesentlich zur horizontalen Aussteifung beitragen. Dies würde es den Stützen-Träger-Konstruktionen ermöglichen, sowohl zur vertikalen als auch zur horizontalen Lastabtragung beizutragen. Um hier das Tragwerkspotential werten zu können wurde eine Parameterstudie lanciert. Die Auswertung erfolgte auf Grundlage der Gebrauchstauglichkeitskriterien. Das Vorgehen ist hier kurz zusammengefasst, die ausführliche Berechnungsanalyse und das Auswertungsverfahren ist in [31] erläutert. Die Abgrenzung der Studie ist auf die gewählten Parameter begrenzt. Dementsprechend sind die unter Kapitel 5 angegebenen Höhengrenzen Ergebnisse der unterstehenden Parameter.

3.2. Typologien

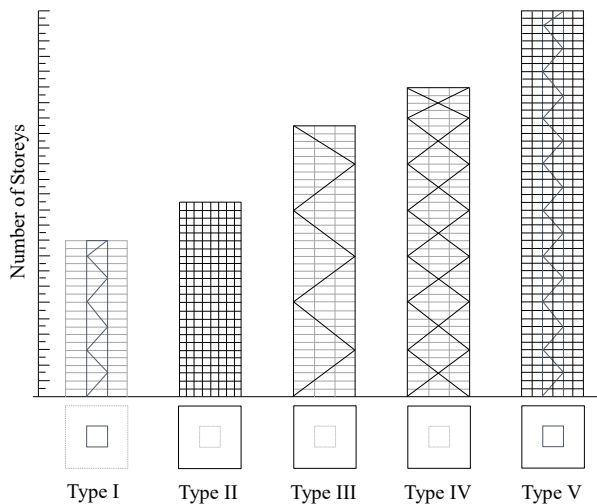


Abbildung 4: Übersicht der untersuchten Aussteifungssysteme in Anlehnung an die Arbeit von Fazlur R Kahn [43].

Untersucht wurden ein innerer Holzkern in Fachwerkbauweise (Typ I), ein äußeres Rahmentragwerk in der Fassade (Typ II), Diagonalausfachungen in der Fassade (Typ III und IV), sowie die Kombination aus Typ I und Typ II, ein Tube-in-Tube-System mit einem äußeren Rahmentragwerk und einer inneren ausgesteiften Fachwerkrohre (Typ V). Eine Beschreibung des Tube-in-Tube-Konzepts findet sich in [32] und [33], wo das System eingehend erläutert wird.

Während die Fachwerkstrukturen bei den unterschiedlichen Systemen unter Annahme gelenkiger Anschlüsse untersucht wurden, sind die Rahmentragwerke für unterschiedliche Rotationssteifigkeiten analysiert worden.

3.3. Leistungskriterien

Mit zunehmender Gebäudehöhe wird das Tragwerk mit dessen Abmessungen weniger von den Festigkeitskriterien bestimmt als viel mehr von den Gebrauchskriterien. Um die Leistung der Gebäudestrukturen zu werten, wird die Gebrauchstauglichkeit am Schwingungsverhalten der Windböen, d.h. an den maximal auftretenden Gebäudebeschleunigungen und -verformungen beurteilt. Für die Gebäudekopfbeschleunigungen der Schwingungsanalyse werden die Grenzwerte nach ISO 10137 [34] angesetzt, welche in Funktion der ersten Eigenfrequenz des Gebäudes ermittelt werden. Die Bewertungskurven basieren auf Empfindungsschwellen der menschlichen Wahrnehmungen, wobei die Bewertungskurve für "Wohnen" 2/3 der Gebäudebeschleunigungen für Büro entspricht und dem 90 %-Niveau der Wahrnehmungswahrscheinlichkeit unterworfen ist [34]. Die Grenzwerte sind aus Untersuchung von real genutzten Gebäuden abgeleitet.

Zur Bewertung der Spitzenbeschleunigungen sind im Rahmen dieser Arbeit die höheren Anforderungen für Wohngebäude angesetzt. Die Spitzenbeschleunigungen sind dabei nach EN 1994-1-4 Anhang B [35] als Erwartungswerte der Frequenz der Böenreaktion für Gebäudehöhen bis zu 200 m Höhe ermittelt. In dieser Arbeit wird eine Windgeschwindigkeit von 25 m/s zugrunde gelegt. Die Beschleunigungen werden mit nachfolgenden Berechnungen auf der Grundlage einer einjährigen Wiederkehrperiode mit einem Wahrscheinlichkeitsfaktor von $c_{prob} = 0.73$ berechnet. Die Bemessung erfolgt nach dem umfassenden Berechnungsverfahren nach Anhang B für die Geländekategorie IV nach EN 1991-1-1-4 [35]. Die Untersuchungen sind unter charakteristischen Baustoffsteifigkeiten und parametrischen Gebrauchslasten, exklusiv Sicherheitsbeiwerten auf Einwirkseite geführt.

Im Gegensatz zu den Beschleunigungen werden die Gebäudeverformungen für eine entsprechende Wiederkehrperiode von 100 Jahren mit den statischen Ersatzlasten berechnet, um Schäden an nichttragenden Elementen zu vermeiden. In der Literatur gibt es keinen Konsens für Grenzwerte zur Vermeidung von Schäden an nichttragenden Elementen [36,37]. Die aktuellen Empfehlungen liegen jedoch in einem Bereich zwischen 1/300 bis 1/1000 der Gebäudehöhe für die Spitzenverformungen und für die Verformungen zwischen den Geschossen [36,37]. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Verformungskriterien auf eine maximale horizontale Auslenkung von

$$u_{peak} \leq \frac{H}{500} \quad (1)$$

für die Kopfauslenkung am Gebäude und eine maximale Geschossauslenkung von

$$\delta u_{peak} \leq \frac{h_s}{500} \quad (2)$$

festgelegt. Hierbei definiert H die Gebäudehöhe und h_s die Geschosshöhe. Die für die Windeinwirkungen verwendeten Parameter sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Zusammenfassung der Parameter für die Windlastermittlung nach EN 1991-1-4 (2010).

Beschreibung		a_{peak}	u_{peak} & δu_{peak}
Actions computed according to		EN 1991-1-4 (2010) Annex B	
Basic wind velocity	v_{b0}	25 m/s	
Return period	R	1 year	100 years
Probability factor	c_{prob}	0.73	1.039
Altitude factor	c_{alt}	1.0	
Directional factor	c_{dir}	1.0	
Seasonal factor	c_{season}	1.0	
Turbulence factor	k_1	1.0	
Air density	ρ	1.25	
Reference height	z_t	200 m	
Reference length scale	L_t	300 m	
Minimum height	z_{min}	10 m	
Maximum height	z_{max}	200 m	
Roughness length	z_0	1.0 m	
Orography factor	c_o	1.0	
Design criteria		ISO 10137	$H/500$ $h_s/500$

3.4. Einfluss des Windes

Der Zusammenhang zwischen Vertikaleinwirkungen und horizontaler Windbeanspruchung infolge zunehmender Gebäudevolumina kann Abbildung 5 entnommen werden. Aufgezeigt ist die Bauwerkslast oberhalb Terrain gegenüber den aufsummierten Windkräften, welche auf ein quaderförmiges Gebäude mit quadratischem Grundriss der Breite B einwirken. Die Windkräfte sind in Abhängigkeit der Bauwerkseigenfrequenzen berechnet. Sie basieren auf einer Bauwerksaussteifung aus kreuzweise angeordneten Diagonalen in GL28h mit konstanten Bauteilquerschnitten von $b/h = 40/120$ cm, entsprechend Konstruktionstyp 6 aus Abbildung 2.

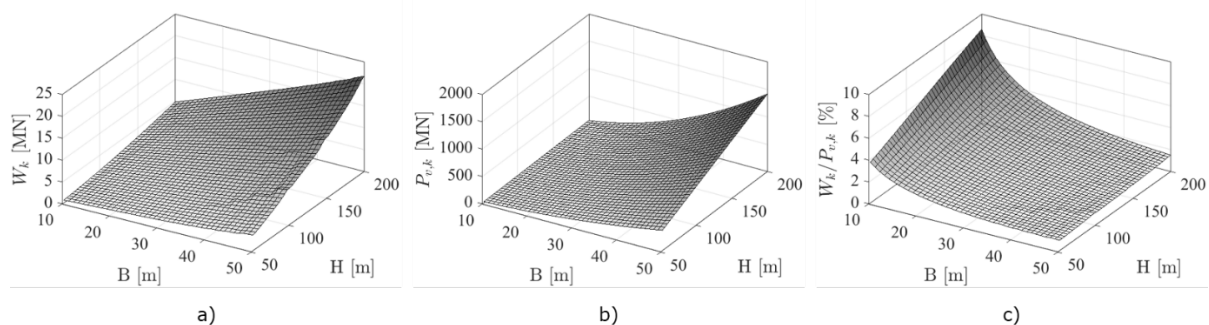


Abbildung 5: Zusammenhang zwischen horizontaler Windbeanspruchung (a) und Vertikaleinwirkungen (b) infolge zunehmender Gebäudevolumina. c) zeigt das Verhältnis von Windbeanspruchung zu Vertikaleinwirkung auf.

Die Gegenüberstellung bezieht sich auf eine gleichverteilte Geschossdeckenlast $p_k = 10.0$ kN/m² (charakteristisch) und eine Windlastermittlung nach EN 1991-1-4:2010-12 Anhang B [35] mit einer Basiswindgeschwindigkeit von $v_{b0} = 25$ m/s und 100-jähriger Wiederkehrperiode. Das Verhältnis von Windlast zu Vertikallast verdeutlicht die Relevanz der Windlastzunahme gegenüber der Vertikallastzunahme infolge anwachsender Gebäudehöhe. Während für ein kubisches Gebäude mit 50 m Breite und 50 m Höhe die Winderlasten rund 0.9 % der Vertikallasten entsprechen, steigt dieser Anteil für ein quaderförmiges Gebäude von 20 m Breite und 100 m Höhe auf 2.5 % an, Vgl. Abbildung 5 c).

4. Methode

4.1. Finite Elemente Modell

Die Tragwerksberechnung wurde unter Verwendung eines in MATLAB programmierten Finite-Elemente-Codes durchgeführt. Wesentliche Gründe dafür bilden die Berechnungsgeschwindigkeit der Software in Kombination mit der Möglichkeit die Simulationen am High-Performance-Computer der ETH Zürich laufen zu lassen. Der Vorteil der eigen programmierten MATLAB Software erlaubte am Supercomputer die Rechenanalyse von 12 Millionen Simulationen. Die Analyse der windinduzierten Schwingungen richtet sich dabei auf die zweidimensionale Tragwerksanalyse. Torsionsuntersuchungen am dreidimensionalen Modell werden nicht erfasst. Träger und Streben werden nach der Euler-Bernoulli-Balkentheorie gerechnet, die Stützen werden nach der Timoshenko-Balkentheorie mit einem Schubkorrekturfaktor von 5/6 simuliert. Für die Rahmentragwerke wurden die Balken-Stützen-Verbindungen als linear-elastische Drehfedern idealisiert. Weitere Einzelheiten und Erläuterungen zur Programmierung sind in [31,33,38,39] zu finden.

4.2. Erfassung der Verbindungssteifigkeit

Um das Potential der verbreiteten Rahmenbauweise aus dem Stahl- und Stahlbetonbau im Holzbau zu erkunden, wird auf Basis einer Parameterstudie die Mindestrotationssteifigkeit untersucht, welche für die Entwicklung von Stockwerksrahmen im Holzbau erforderlich ist. Basierend auf den Leistungskriterien der Schwingungsanalyse wird das Anforderungsprofil der Anschlüsse für die anschließende Entwicklung biegesteifer Verbindungen erstellt. Für eine starre Einspannung kann die erforderliche Rotationssteifigkeit mittels statischer Kondensation analytisch abgeleitet werden und wie nachfolgend, als äquivalente Rotationssteifigkeit beschrieben werden:

$$K_{\theta,eq} = \frac{145EI_c}{6h} + \frac{239EI_b}{6l} + \frac{110EI_b^2 \cdot h}{6EI_c \cdot l^2} + 4 \frac{EI_c^2 \cdot l}{EI_b \cdot h^2} \quad (3)$$

Hierbei definiert h die Geschosshöhe, bzw. die Stützenlänge, l ist die Feldlänge, EI_c die Stützensteifigkeit und EI_b die Trägersteifigkeit. Weitere Angaben zur Herleitung und Erläuterungen können [31,33] entnommen werden.

Die benötigten Mindestrotationssteifigkeiten werden dabei als nachgiebige Verbindungen in Funktion der in Formel (3) definierten starren Einspannung beschrieben. Die benötigten Rotationssteifigkeiten K_{θ} sind hier als Bruchteil α_{θ} der starren, äquivalenten Verbindungssteifigkeit $K_{\theta,eq}$ definiert:

$$K_{\theta} = \alpha_{\theta} \cdot K_{\theta,eq}, \quad (4)$$

wobei α_{θ} das Steifigkeitsverhältnis in Prozent ausdrückt und in der Parameterstudie zwischen 0.1 % und 100 % variiert.

4.3. Parametrisierung

Die Schwingungsanalyse der unterschiedlichen Tragwerkstypologien ist am parametrisierten Modell vollzogen. Die Parameter sind dabei derart gewählt, dass sie die realistischsten Variationen der Gebäudegeometrie abdecken. Aufgrund der großen Anzahl möglicher Konfigurationen wurden über 12 Millionen Simulationen analysiert. Bei den variierenden Parametern handelt es sich um die Anzahl der Stockwerke, die Anzahl der Felder, die Feldlängen, die Bauteilquerschnitte, die Rotationssteifigkeit der Träger-Stützen-Verbindungen, die Festigkeitsklassen für Brettschichtholz, die charakteristischen Geschosslasten, die Kernabmessungen, d.h. das Kern-Verhältnis zwischen Fassade und innerem Kern, das logarithmische Dekrement der strukturellen Dämpfung und die Wiederkehrperiode für die Basiswindgeschwindigkeit. Es wird davon ausgegangen, dass die Masse des Gebäudes gleichmäßig über die Höhe des Gebäudes verteilt ist. In Abbildung 6 sind die Parameter grafisch dargestellt.

Die konstanten Parameter sind neben der Basiswindgeschwindigkeit von $v_{b0} = 25$ m/s die Geschosshöhe, welche auf 3,5 m festgelegt ist. Der Aussteifungswinkel ist variabel und wird durch die Gebäudebreite und die innere Kernbreite bestimmt. Er beträgt jedoch

ca. 45° und wird durch einen Algorithmus optimiert, dass das nächstgelegene Geschoss gefunden wird, um zentrisch an die Träger-Stützen-Verbindung anzuschließen. ψ_t ist der resultierende Aussteifungswinkel der obersten Diagonale. In Tabelle 2 sind die Parameter für die Tragwerksuntersuchungen zusammengefasst. Bei den Untersuchungen zum Typ II und zum Typ V handelt es sich um konstante Querschnittsbreiten von $b_c/b_{br} = 40$ cm. Hier sind nur die Trägerhöhen parametrisiert und variieren zwischen $h_c/b_{br} = 40$ cm und $h_c/b_{br} = 120$ m. Bei den Fachwerksystemen in Typ I, III und IV sind die Stützenquerschnitte quadratisch.

Tabelle 2: Zusammenfassung der Parameter.

Tragwerkstypologie		Rahmen (Type II)			Verbände (Type I, III, IV)			Tube-in-Tube (Type V)			Unit
		Min	Max	Step	Min	Max	Step	Min	Max	Step	
Number of bays	n_b	6.00	12.00	2.0	6.00	12.00	2.0	6.00	12.00	2.0	-
Bay width	l_b	2.40	4.20	0.6	2.40	4.20	0.6	2.40	4.20	0.6	m
Number of storeys	n_s	15	65	5.0	15	65	5.0	15	65	5.0	m
Column width	b_c	0.40	0.40	-	0.40	1.20	0.20	0.40	0.40	-	m
Column height	h_c	0.40	1.20	0.20	0.40	1.20	0.20	0.40	1.20	0.20	m
Beam width	b_b	0.40	0.40	-	-	-	-	0.40	0.40	-	m
Beam height	h_b	0.40	1.20	0.20	-	-	-	0.40	1.20	0.20	m
Bracing width	b_{br}	-	-	-	0.40	0.40	-	0.40	0.40	-	m
Bracing height	h_{br}	-	-	-	0.40	1.20	0.20	0.40	1.20	0.20	m
Surface load/storey	p_s	5	10	2.5	5	10	2.5	5	10	2.5	kN/m ²
Rotational stiffness ratio	α_θ	0.1	100	(^a)	1	100	(^a)	1	100	(^a)	%
Material		GL28h ^(b)	GL75 ^(d)	GL48h ^(c)	GL28h	GL75	GL48h	GL28h	GL75	GL48h	-
Internal core ratio	β	-	-	-	1	3	0.5	1	3	0.5	-
Structural damping	δ_s	0.1	0.5	0.1	0.1	0.5	0.1	0.1	0.5	0.1	-

(^a) Parametrisierung der Rotationssteifigkeit der biegesteifen Verbindung mit folgenden Schritten:

$\alpha_\theta = 0.1, 0.25, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 10, 25, 50, 100$ %.

(^b) GL28h gemäss EN 14080 [40] mit $E=12'600$ N/mm² und $G=650$ N/mm²

(^c) GL48h gemäss Neue Holzbau AG [41] mit $E=15'000$ N/mm² und $G=1000$ N/mm²

(^d) GL75 für Pollmeier Baubuche gemäss [42] mit $E=16'800$ N/mm² und $G=850$ N/mm²

5. Ergebnisse

5.1. Vorwort

Die nachfolgend aufgeführten Ergebnisse der Parameterstudie basieren auf der Auswertung einer äquivalenten Gebäudesteifigkeit als vereinfachter eingespannter Kragarm. Entsprechende Herleitungen der Steifigkeiten und das diesbezügliche Rechenverfahren ist in [31] dokumentiert. Ziel der Untersuchung ist dabei die Leistung der unterschiedlichen Systeme zu analysieren und die erforderliche Mindestrotationssteifigkeit der biegesteifen Verbindungen aufzudecken.

5.2. Erforderliche Rotationssteifigkeit der Anschlüsse

Abbildung 6 a) zeigt das Verhalten der Gebäudesteifigkeit K in Bezug auf das Steifigkeitsverhältnis α_θ für eine breite Palette von Parametern. Die Gebäudesteifigkeit K auf der vertikalen Achse wird hier als Bruchteil der äquivalenten Kragarmsteifigkeit $K_{B,eq}$ gegenüber einem vollständig starren, momentenfesten Rahmen dargestellt, um die Ergebnisse zu normalisieren. Daher wird die Gebäudesteifigkeit nach Formel (5) in Prozent ausgedrückt:

$$K = \frac{K_{B,eq}(\alpha_{\theta,i})}{K_{B,eq}(\alpha_\theta = 100\%)} \quad (5)$$

Die schraffierten Bereiche in der Abbildung enthalten alle möglichen Kombinationen für die unterschiedlichen Parameterkonfigurationen, wobei Konfigurationen mit den kleinsten Stabquerschnitten $h_b = h_c = 40$ cm und den größten Querschnitten $h_b = h_c = 120$ cm unterteilt sind. Abbildung 6 a) zeigt, dass die Verbindungssteifigkeit des Stützen-Träger-Anschlusses K_θ einen großen Einfluss auf die Gebäudesteifigkeit hat, wenn das Steifigkeitsverhältnis

α_θ im Bereich von 0,01 % bis etwa 10 % liegt. Ein Steifigkeitsverhältnis α_θ von 5 % in den Stützen-Träger-Verbindungen führt im Vergleich zu einem entsprechenden Gebäude mit starren Verbindungen zu einer globalen Gebäudesteifigkeit K zwischen 60 % und 98 %. Schlanke Querschnitte benötigen verhältnismäßig höhere Verbindungssteifigkeiten als oder größere Querschnitte um die maximale Gebäudesteifigkeit auszuloten.

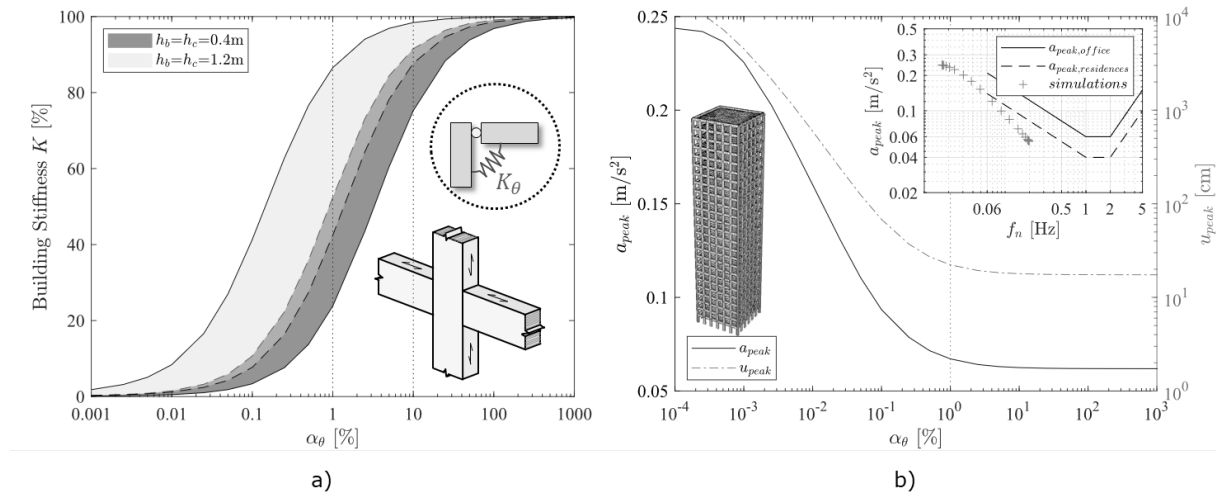


Abbildung 6: Untersuchung der erforderlichen Rotationssteifigkeiten an Holzhochhäusern aus Stockwerksrahmen (Typ II). a) Einfluss der Verbindungssteifigkeit auf die globale Gebäudesteifigkeit. b) Verhalten der maximalen Kopfbeschleunigungen und -verschiebungen in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit der Verbindung für Tragwerkstyp II in GL28h mit 25 Geschossen, 6×3,6 m Feldern, Geschosshöhe 3,5 m, logarithmische Dämpfungsdekrementen $\delta_s=0,1$, Trägerquerschnitte von $b_b/h_b=40/100$ cm und Stützenquerschnitte $b_c/h_c=40/60$ cm.

So erreicht z.B. ein Gebäude mit einem Rahmentragwerk (Typ II) in GL28h mit $n_b=6$ Feldern, Feldlängen $l_b=3,6$ m, $n_s=25$ Geschossen, Geschosshöhe $h_s=3,5$ m, Träger- und Stützenquerschnitten von $b_b/h_b=40/100$ cm und $b_c/h_c=40/60$ cm eine globale Gebäudesteifigkeit von $K=79$ % bei einem Steifigkeitsverhältnis der Verbindung von $\alpha_\theta=1,0$ %. Das gleiche Gebäude mit einem verhältnismäßig gleichen Steifigkeitsverhältnis der Verbindung von $\alpha_\theta=1,0$ %, aber mit umgekehrten Stababmessungen, d.h. Trägerquerschnitte $b_b/h_b=40/60$ cm und Stützen $b_c/h_c=40/100$ cm, erreicht dagegen nur eine globale Gebäudesteifigkeit von $K=32$ %. Abbildung 6 b) zeigt, dass nur ein geringes Steifigkeitsverhältnis α_θ erforderlich ist, um steife Verbindungen zu schaffen, da die Spitzenbeschleunigungen und Durchbiegungen ab einer bestimmten erreichten Rotationssteifigkeit nur noch geringfügig beeinflusst werden. Bei dem abgebildeten 25-geschossigen Rahmen ist der Gewinn bei Verbindungssteifigkeitsverhältnissen $\alpha_\theta \geq 1$ % marginal.

Abgesehen von schlanken Trägern ist eine Erhöhung des Steifigkeitsverhältnisses α_θ über 10 % im Allgemeinen nicht sinnvoll. Folglich sollte bei der Entwicklung von biegesteifen Stützen-Träger-Verbindungen ein Steifigkeitsverhältnis α_θ zwischen 1 % und 10 % angestrebt werden, um effiziente Lösungen zu gewährleisten.

5.3. Äquivalente Kragarm Steifigkeit

Werden die unterschiedlichen Tragwerkstypen untereinander verglichen, so ermöglicht der Ansatz einer äquivalenten Kragarmsteifigkeit nach [31] den Vergleich der verschiedenen Tragwerkssysteme hinsichtlich ihrer globalen Gebäudesteifigkeit. Auf Grundlage der Ergebnisse können die unterschiedlichen Systeme dementsprechend hinsichtlich ihrer Biege- und Schubsteifigkeit analysiert werden. Abbildung 7 a) zeigt die Streuung der äquivalenten Biegesteifigkeit zur Schubsteifigkeit, wobei beide Achsen mit logarithmischer Skalierung auf Basis 10 dargestellt sind. Die Abbildung fasst nur Ergebnisse zusammen, welche die Gebrauchstauglichkeitskriterien nach Abschnitt 3.3 erfüllen und eine Schlankheit von $H/B > 3,0$ aufweisen. Darüber hinaus basieren die dargestellten Ergebnisse auf Berechnungen der Holzgüte GL28h. Für die Rahmen (Typ II) und Tube-in-Tube-Systeme (Typ V) sind in Abbildung 7 nur Ergebnisse für biegesteife Verbindungen mit einer Rotationsverbindungssteifigkeit von $\alpha_\theta \leq 1,0$ % und die inneren Kernabmessungen mit $\beta_{br} = 3,0$, d.h. $L_{br} = 1/3 \cdot B$ für Typ I und Typ V dargestellt.

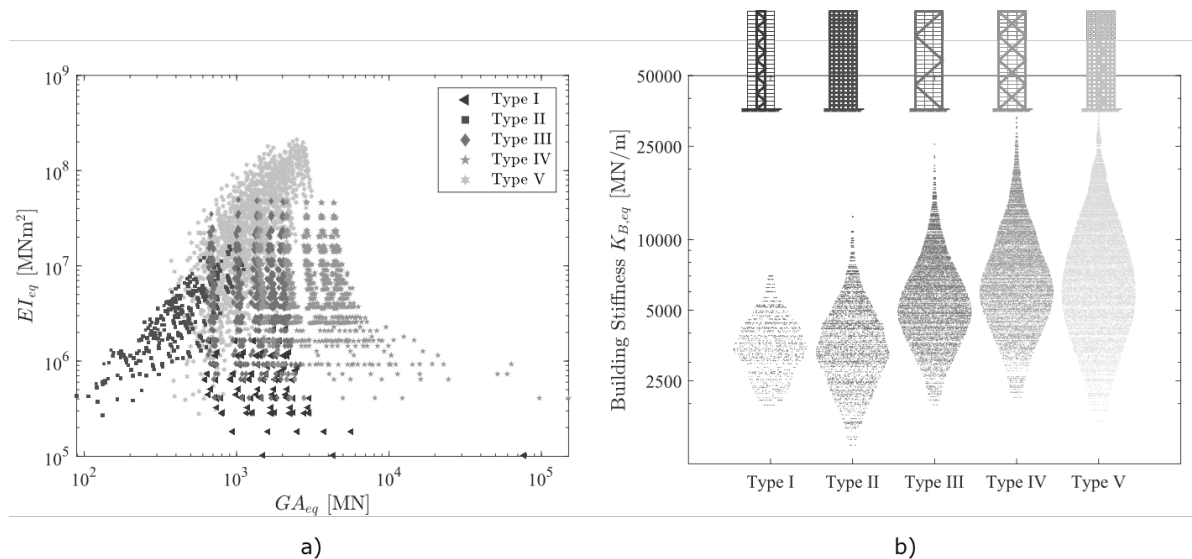


Abbildung 7: Steifigkeitsuntersuchung der Tragsystemen. a) Gegenüberstellung der erzielten äquivalenten Biegesteifigkeiten EI_{eq} zu den Schubsteifigkeiten GA_{eq} . b) Gebäude äquivalente Kragarmsteifigkeiten $K_{B,eq}$ für die unterschiedlichen Strukturen.

Das Verhältnis zwischen EI_{eq} und GA_{eq} zeigt die Stärken und Schwächen der verschiedenen Systeme auf. Unter der Kenntnis, dass die Rahmen schubweicher sind als die Fachwerk- aussteifungen, beweist Abbildung 7, dass die Kombination beider Tragwerke als Tube-in-Tube-Systeme Gebäudesteifigkeiten in der Größenordnung der Diagonalausfachungen in der Fassade erreichen. In Abbildung 7 b) ist dies anhand der globalen Gebäudesteifigkeiten im Schwarmdiagramm bildlich verdeutlicht. Die Abbildung kann als qualitative Bewertung verwendet werden, um die verschiedenen Systeme hinsichtlich ihrer globalen Steifigkeit nach der Häufigkeit Ihrer Ergebnisse zu bewerten. Für alle Konstruktionstypen werden die Ergebnisse in Abbildung 7 b) mit ihrer Verteilung der erreichten Steifigkeiten visualisiert.

5.4. Höhenuntersuchung

Die breit angelegte Parameterstudie ermöglicht eine Sensitivitätsanalyse zur Bedeutung der verschiedenen Parameter. Die Auswirkungen und das Gewicht der variierenden Parameter sind in [31,32] ausführlich beschrieben.

Um die Höhenbegrenzung der verschiedenen Aussteifungssysteme zu beurteilen, werden die Tragwerke den in Abschnitt 3.3 vorgestellten Leistungskriterien unterworfen. In Abhängigkeit der variierenden Parameter wird die Höhenbegrenzung für die höchsten Tragwerke festgelegt, welche sich noch innerhalb der Kriteriengrenzen von maximalen Beschleunigungen, Kopfauslenkungen und Stockwerksverschiebungen befinden. Die Bestimmung der Höhengrenzen erfolgt somit anhand der höchstmöglichen Strukturen innerhalb des Anforderungsprofils. Abbildung 8 fasst die erreichbaren Höhen für die Untersuchungen innerhalb der Parameterstudie zusammen, wobei die Ergebnisse für die festen Parameter mit einer konstanter Geschosshöhe $h_s = 3.5$ m, einem logarithmischen Dämpfungsdekrement von $\delta_s = 0.1$ und konstanten charakteristischen Geschosslasten von $p_s = 7.5$ kN/m^2 gelten.

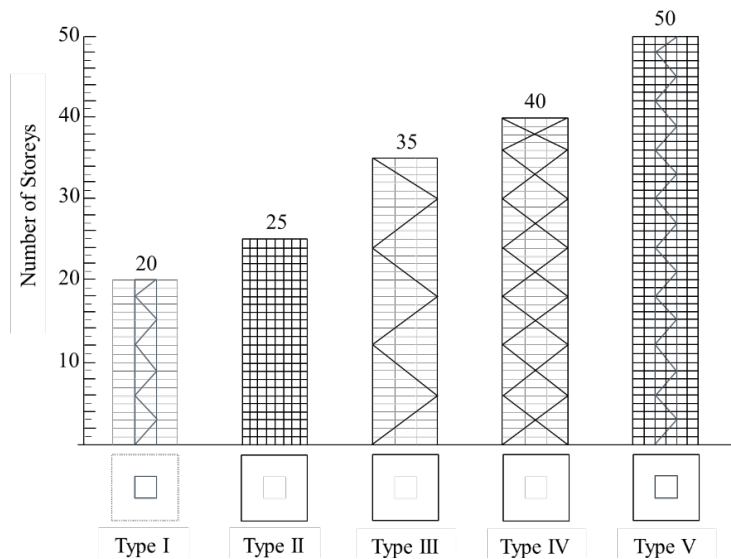


Abbildung 8: Höhenuntersuchung für windbeanspruchte Aussteifungssysteme in Holzbauweise.

Unter dem Gesichtspunkt der Gebrauchstauglichkeit zeigen die Ergebnisse, dass Typ III und IV mit den ausgefachten Fachwerksystemen in der Fassadenebene, sowie Typ V als Tube-in-Tube-Systeme mit äußerem Rahmentragwerk Lösungen für Gebäudehöhen oberhalb 100 m darstellen. Unter Berücksichtigung der Anforderungen von $u_{peak} \leq H/500$, $\delta u_{peak} \leq h_s/500$ und dem Beschleunigungskriterium nach ISO 10137 [34] sind unter Annahme konstanter Geschosshöhen von $h_s = 3.5$ m für Gebäudetyp IV Höhen von 140 m möglich und für Typ V Höhen zwischen 175m-190m erreichbar. Trotz tiefgründiger Untersuchungen sind diese Ergebnisse jedoch als Richtwerte zu verstehen und nur für europäische innerstädtische Gebiete mit Basiswindgeschwindigkeiten von $v_{b0} = 25$ m/s gültig. Im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit können sich diese Grenzen verschieben, wenn andere Bauteilquerschnitte oder weitere Abweichungen getroffenen Annahmen zugrunde liegen.

Zu vermerken ist, dass das Ausloten der Höhen an den untersuchten Strukturen im Wesentlichen vom Verformungskriterium abhängig ist. Denn aufgrund der verhältnismäßig weichen Holztragwerke zeigen die Strukturen gegenüber anderen Baustoffen geringere Steifigkeiten auf. Dies hat zur Folge, dass die Bauwerke höhere Eigenperioden mit folglich geringeren Eigenfrequenzen verzeichnen. Es sind weiche Tragwerke, welche infolge ihrer geringen Steifigkeit höhere Verformungen als gleichartige Stahl- oder Stahlbetonbauten aufzeigen. Für hohe Bauten werden die Verformungskriterien hier vor den Beschleunigungskriterien maßgebend. Die Grenzlinie der Beschleunigungs-Relevanz wurde im Rahmen dieser Arbeit in Abhängigkeit der Tragwerkstypen zwischen 10 und 25 Geschossen für konstante charakteristische Geschosslasten zwischen $p_s = 5$ kN/m² und $p_s = 10$ kN/m² verzeichnet. Oberhalb dieser Geschossezahlen stellen jeweils die definierten Verformungskriterien von $u_{peak} \leq H/500$ und $\delta u_{peak} \leq h_s/500$ die höchsten Ansprüche.

6. Schlussfolgerung und Ausblick

Was immer die Menschheit dazu treibt den Himmel zu erklimmen, der Drang nach hohem Bauen ist nicht neu. Viele Hochhäuser streben in die Höhe, auch wenn nur für ganz kurze Zeit, entweder das höchste Gebäude der Welt, einer Stadt oder einfach nur das höchste Gebäude aus Holz zu sein. Die Bauten strahlen eine Symbolkraft aus und demonstrieren technologische Entwicklung. Sie zeigen als unverwechselbares Corporate Design den Fortschritt und die wirtschaftliche Potenz der Investoren. Die Kurzlebigkeit solcher Rekorde gehört zur Geschichte der Hochhäuser. Bauten, welche als hoch galten, sind plötzlich nicht mehr hoch genug, um den geforderten Platzbedarf zu befriedigen und die Rentabilität zu decken. Die Auswirkungen dieser Entwicklung sind Diskussionsthemen der Immobilienwirtschaft und Architektursoziologie. Das Positive am Hochhausbau ist das Streben nach aktuellem Technologiefortschritt, um die absolut möglichen Grenzen auszuloten. Denn das

Bauen hoher Häuser hat sich im Bauwesen zur Schlüsseltechnologie des 21. Jahrhundert gemauert, welche den technologischen Fortschritt befeuert, so wie die Luft- und Raumfahrt in der Mobilität, die Kommunikationstechnologie in der Informatik oder die Gentechnik in der Biotechnologie.

Im Holzbau akzentuiert diese Hochhausentwicklung die pulsierende Dynamik der gesamt aufstrebenden Holzbauentwicklung. Es gibt starkes Potenzial die Holzbauweise in die Höhe zu skalieren und Gebäudehöhen von 150 m und mehr zu ermöglichen. Dieses Potenzial hängt von einer Vielzahl von Parametern ab und ist in diesem Beitrag für ein bestimmtes Spektrum an Variablen an den fünf unterschiedlichen Systemen zusammengefasst. Die wichtigsten Erkenntnisse aus den Untersuchungen sollten sein, dass zum einen ab einer bestimmten Höhe die Verformungen maßgebend werden und nicht mehr die Beschleunigungen infolge windinduzierter Schwingungen die entscheidenden Kriterien der Gebrauchstauglichkeit definieren. Zum anderen ist die wesentliche und motivierende Erkenntnis, dass Stockwerksrahmen infolge ihrer einfachen Bauweise im Holzbau ein enormes Potenzial offenbaren, wofür biegesteife Verbindungen mit Rotationssteifigkeiten um rund 1 % vielversprechend sind.

Die aufgeführte Analyse dient in Form einer Grundlagenforschung, um das Potenzial der verschiedenen Tragsystemen aufzeigen. Zeitgleich dient sie als Basis für den Kriterienkatalog zur Entwicklung von biegesteifen Verbindungen, welche im Rahmen aktueller Forschung zurzeit an der ETH Zürich entwickelt werden. Denn das im Holzbau noch ausbleibende Tragwerkskonzept von Stockwerksrahmen bietet den Vorteil innerhalb orthogonaler Skelettragwerke neben vertikalen Lasten zusätzlich horizontale Lasten ableiten zu können. Zudem werden durch den hohen Grad an statischer Unbestimmtheit sehr robuste Tragwerke geschaffen. Dies ermöglicht die Reduzierung oder gar den ganzheitlichen Verzicht weiterer aussteifender Bauteile. Bis dato sind derartige Stockwerksrahmen vorwiegend nur in Stahl- und Stahlbetonbau ausführbar. Der Entwicklung biegesteifer Verbindungen liegt hier die Intention zugrunde, altbewährte Tragwerkskonzepte anderer Baustoffe dem Holzbau zu offenbaren. Ihre Aufgabe ist es, einen statisch effizienten biegesteifen Anschluss zu schaffen, um ein neues Feld im Holzbau zu eröffnen.

7. Danksagung

Dieser Beitrag wurde im Rahmen des Projekts «Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser» erfasst. Die Autoren bedanken sich für die Finanzierung durch Innosuisse - Schweizerische Agentur für Innovation. Besonderer Dank geht an die Projektpartner Schnetzer Puskas Ingenieure AG und Boltshauser Architekten AG.

8. Literaturverzeichnis

- [1] Kuzmanovska I, Gasparri E, Tapias Monne D, Aitchison M. Tall timber buildings: Emerging trends and typologies. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2018), Seoul, Korea, Republic Of.: 2018.
- [2] Svatoš-Ražnjević H, Orozco L, Menges A. Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021. Buildings 2022; 12:404. <https://doi.org/10.3390/buildings12040404>.
- [3] Torem E, Daniel Safarik. Timber Rising – Global Perspectives on Mass Timber Advances for the Tall Building Industry. Chicago: CTBUH; 2020.
- [4] Safarik D, Elbrecht J, Miranda W. State of Tall Timber 2022. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, CTBUH Research Journal 2022;1:22–9.
- [5] Abrahamsen RB, Malo KA. Structural design and assembly of “TREET” - A 14 storey timber residential building in Norway. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2014), Quebec City: WCTE; 2014.
- [6] Woschitz R, Zotter J. Holzhochhaus HoHo Wien - Das Tragwerkskonzept. Österreichische Ingenieur- Und Architekten-Zeitschrift 2017;162.

- [7] Vola M, Verhaegn R, de Jong J. Haut - A 21-storey Tall Timber Residential Building. *International Journal of High-Rise Buildings* 2020;9:213–20. <https://doi.org/https://doi.org/10.21022/IJHRB.2020.9.3.213>.
- [8] Jung P. Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen. 24. Internationales Holzbau-Forum IHF 2018, Internationales Holzbau-Forum IHF; 2018, p. 1–12.
- [9] Council on Tall Buildings and Urban Habitat. *Timber Rising: Global Perspectives on Mass Timber Advances for the Tall Building Industry*. Chicago: CTBUH; 2020.
- [10] Abrahamsen R. Mjøstårnet-18 storey timber building completed. 24 Internationales Holzbau-Forum IHF 2018.
- [11] Foster N, Binder G. *Tall buildings of Europe, the Middle East and Africa*. Mulgrave, Vic: Images Publishing; 2006.
- [12] Council on Tall Buildings and Urban Habitat. *The Future of Tall*. Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat; 2015.
- [13] Clark N, Price B. *Tall buildings : a strategic design guide*. 2nd edition. London: RIBA Publishing; 2016.
- [14] Foster N, Binder G. *Tall buildings of Europe, the Middle East and Africa*. Mulgrave, Vic: Images Publishing; 2006.
- [15] Council on Tall Buildings and Urban Habitat. *The Future of Tall*. Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat; 2015.
- [16] Clark N, Price B. *Tall buildings : a strategic design guide*. 2nd edition. London: RIBA Publishing; 2016.
- [17] Kloft E, Eisele J. *HochhausAtlas Typologie und Beispiele, Konstruktion und Gestalt, Technologie und Betrieb*. München: Callwey; 2002.
- [18] Binder G. *Sky high living : contemporary high-rise apartment and mixed-use buildings*. Mulgrave, Vic: Images Publ.; 2002.
- [19] Gräwe C. *High society : aktuelle Hochhausarchitektur und der Internationale Hochhaus Preis 2006 = contemporary highrise architecture and the international highrise award 2006*. Berlin: Jovis; 2006.
- [20] Phocas MC. *Hochhäuser*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag; 2005. <https://doi.org/10.1007/978-3-322-80079-4>.
- [21] Sarkisian M. *Designing tall buildings : Structure as architecture*. Second edition. New York: Routledge; 2016.
- [22] Binder G. *101 of the world's tallest buildings*. [Reprint]. Mulgrave, Vic: Images Pub.; 2007.
- [23] Tamboli AR. *Tall and supertall buildings : planning and design*. New York: Mcgraw-Hill Education; 2014.
- [24] NRW-Forum Kultur und Wirtschaft Düsseldorf. *Der Traum vom Turm: Hochhäuser: Mythos, Ingenieurkunst, Baukultur*. Ostfildern-Ruit: Hatje Cantz; 2004.
- [25] Trbuhović L. *Hundert Jahre Hochhäuser*. Zürich: Verlag der Fachvereine an den Schweiz. Hochschulen und Techniken; 1984.
- [26] Goldberger P, Mühlendahl-Krehl N <<von>>. *Wolkenkratzer : das Hochhaus in Geschichte und Gegenwart*. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt [etc.]; 1984.
- [27] Sullivan LH. *The Tall Office Building Artistically Considered*. Lippincott's monthly magazine, Philadelphia: J.B. Lippincott Co; 1896, p. 403–9.
- [28] International Energy Agency (IEA). *Technology Roadmap - Low-Carbon Transition in the Cement Industry*. Paris: 2018.
- [29] Bellmann E, Zimmermann P. *Klimaschutz in der Beton- und Zementindustrie - Hintergrund und Handlungsoptionen*. Berlin: 2019.
- [30] Core Five LLP. *Walking Tall: Viability Analysis*. 2020.
- [31] Binck C, Frangi A. *Investigations on suitable lateral stiffening systems for tall timber buildings*. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), Oslo, Norway: WCTE 2023; 2023, p. 2958–67. <https://doi.org/10.52202/069179-0386>.

- [32] Binck C, Cao AS, Frangi A. Lateral stiffening systems for tall timber buildings – tube-in-tube systems. *Wood Mater Sci Eng* 2022;1–8. <https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2086066>.
- [33] Binck C, Frangi A. Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser. In: Universität Stuttgart I für K und E, editor. 9. Doktorandenkolloquium „Holzbau Forschung + Praxis“, Stuttgart: Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf; 2022.
- [34] ISO. ISO 10137-2007. Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. 2007.
- [35] CEN. EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions -Wind actions. In: European Committee for Standardization, editor., 2010.
- [36] Griffis LG. Serviceability Limit States Under Wind Load. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction* 1993;30:1–16.
- [37] Smith R. Deflection Limits in Tall Buildings—Are They Useful? *Structures Congress 2011*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2011, p. 515–27. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)45](https://doi.org/10.1061/41171(401)45).
- [38] Cao AS. Dynamic response of semi-rigid timber frames subjected to wind loads. Masterthesis. Norwegian University of Science and Technology, 2020.
- [39] Cao AS, Stamatopoulos H. A theoretical study of the dynamic response of planar timber frames with semi-rigid moment-resisting connections subjected to wind loads. *Eng Struct* 2021;240:112367. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112367>.
- [40] CEN. EN 14080 Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber - Requirements. 2013.
- [41] Neue Holzbau AG. Eigenschaften Brettschichtholz in Laubholz. Lungern: 2020.
- [42] Österreichisches Institut für Bautechnik (OIB). ETA-14/0345. Wien: 2021.
- [43] Ali MM, Moon KS. Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. *Archit Sci Rev* 2007;50:205–23. <https://doi.org/10.3763/asre.2007.5027>.