



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Numerische Untersuchungen von
Kernaussteifungen mit
Öffnungsreihen und Wanddickenvariationen**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas KOLBITSCH

und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Edmund SPITZENBERGER

am

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Lejla Kumalić, BSc

0626040

Donaufelderstraße 54/2201

A-1210 Wien

Wien, im März 2015

.....
(Lejla Kumalić)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch für die Möglichkeit bedanken, diese aufschlussreiche Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie an der Technischen Universität Wien durchführen zu können.

Mein Dank gilt ebenfalls Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Edmund Spitzenberger für die engagierte und fachkundige Betreuung während der vergangenen Monate.

Besonderer Dank gebührt meinen Eltern, Muharem und Nafka Kumalić, ohne deren bedingungslose Unterstützung eine Absolvierung des Studiums nicht möglich gewesen wäre. Ihr habt mir die Freiheit und Kraft gegeben, meinen eigenen Weg zu gehen. Danke!

Weiter bedanke ich mich bei meiner Schwester, die es immer wieder geschafft hat mir neue Kraft zu geben.

Ein herzlicher Dank gilt meinem Freund für die regelmäßige Motivation und Geduld, sowie für sein Verständnis in schwierigen Phasen.

Ein weiteres Dankeschön auch an alle Freunde und Kollegen, die nicht nur zur Erleichterung meines Studiums beigetragen, sondern diesen Lebensabschnitt auch mit Freude gefüllt haben.

Kurzfassung

Zur Aussteifung eines Hochhauses mit einem Kerntragwerk ist die Lage des Schubmittelpunkts für die Verformungsberechnung entscheidend. Durch Perforationen in den Kernwänden kommt es abwechselnd zu offenen bzw. geschlossenen Querschnitten über die Höhe des Kerns.

Am Institut für Hochbau und Technologie der TU Wien sind bislang drei Diplomarbeiten zum Thema Schubmittelpunktverlauf von Hochhauskernen verfasst worden. Die Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Zierhofer [21] befasste sich mit physikalischen Versuchen mehrerer eingespannter Probekörper mit unterschiedlichen Öffnungen. Weitere Versuche wurden in der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Pühringer [22] durchgeführt. Dabei wurden dieselben Probekörper wie bei [21], jedoch als gabelgelagerte Einfeldträger, untersucht. In beiden Diplomarbeiten wurden mittels Nachlaufrechnung mit RFEM die physikalischen Versuche verglichen und sind zu keiner Übereinstimmung der Schubmittelpunktlage gekommen. Fazit dieser Diplomarbeiten war, dass weitere Untersuchungen mit anderen Finite-Elemente-Programmen erforderlich sind. In der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Thurner [28] wurde eine genauere numerische Untersuchung mit zwei weiteren Finite-Elemente-Programmen durchgeführt.

Ziel der vorliegenden Diplomarbeit ist es, einen weiteren Einblick in das Verhalten des Verlaufs des Schubmittelpunkts über die Höhe zu verschaffen. Dabei wird anfänglich eine numerische Untersuchung über die unterschiedlichen Varianten der Schubflussklemme, einer Vorrichtung zur Aufbringung eines Torsionsmoments in Form eines Schubflusses, durchgeführt. Weiters wird der Einfluss auf die Schubmittelpunktlage von unterschiedlichen Wanddicken untersucht, wobei die Dicke der Wand gegenüber den Öffnungen variiert wird. Zuletzt wird noch die Lage der Öffnungen variiert, indem an zwei entgegengesetzten Wänden Perforationen vorhanden sind.

Die Arbeit beinhaltet zudem einen kurzen Überblick über die horizontalen Lasten, die verschiedenen Aussteifungssysteme und die theoretischen Grundlagen zu Schubmittelpunkt und Torsion. Außerdem wird auf die Aufzugstechnik und die Modellierung mittels der Finite Elemente-Programme RFEM und SOFiSTiK eingegangen.

Abstract

In order to stiffen of a high-rise building with a core structure, the location of the shear centre is crucial for the deformation analysis. Cross sections alternate from open to close through perforations in the core walls over the height of the core.

So far, the Institute of Building Construction and Technology at the Vienna University of Technology has published three master theses about the course of shear centres in the core of high-rise buildings. The thesis of Zierhofer [21] dealt with physical measurement of several fixed test specimen different wall openings. Additional experiments were conducted in the thesis of Phüringer [22]. He used the same specimen as [21], however, he analyzed them as single-span beam with clevis bearing. Both authors compared their physical measurements using a finite element analysis by RFEM, but in neither case did this lead to the desired result. Concluding from these theses, it was clear that further studies using additional finite element programs are necessary. Therefore, Thurner [28] performed a more precise numerical simulation with two additional finite element programs.

This thesis aims to provide further insight into the behaviour of the shear centre course over height. For this, a numerical simulation of the different variants of the shear-flow-cleat, which is a device for applying a torsional moment in the form of a shear flow, is performed. Additionally, the influence of wall thickness on the shear centre position is analyzed where the thickness of the wall is varied in regard to the wall opening. Finally, the position of the wall openings is varied by providing perforations on two opposite walls.

This work also gives a short overview of the horizontal loads, different stiffening systems and gives theoretical background to shear centres and torsion. Furthermore, elevator technology and simulations using the finite element programs RFEM and SOFiSTiK are addressed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	3
2	Horizontale Einwirkungen	4
2.1.	Schrägstellung nach EC 0	5
2.2.	Windlasten nach EC 1	5
2.3.	Erdbebenlasten nach EC 8	7
3	Aussteifungssysteme.....	11
3.1.	Grundlegende Aussteifungsprinzipien	11
3.2.	Ebene Aussteifungselemente	12
3.3.	Räumliche Aussteifungssysteme	14
3.3.1.	Kerntragwerke	15
3.3.2.	Röhrentragwerke	16
4	Theoretische Grundlagen	17
4.1.	Schubmittelpunkt	17
4.2.	Torsion	18
4.2.1.	St.Venant'sche Torsion	19
4.2.2.	Wölbkrafttorsion	19
5	Aufzüge.....	21
5.1.	Bemessung.....	21
5.2.	Aufzugsdaten.....	22
5.3.	Aufzugstechnik.....	24
5.4.	Aufzugskonfiguration	25
6	Deckenanschluss an Kernwand.....	27
7	Modellierung	30
7.1.	Geometrie	30
7.2.	Materialkennwerte	32
7.3.	Lagerung.....	33
7.4.	Aufgabenstellung.....	34
7.5.	Auswertung	34
7.6.	Grundprinzip der <i>Finite-Elemente-Methode</i>	35
7.7.	Fehlerquellen bei FE-Lösungen	36

7.8.	Aussteifungsberechnung mit FE-Programmen	37
7.9.	Modellierung einer gegliederten Wandscheibe	39
8	Modellierung und Simulation mit RFEM	42
8.1.	Programm	42
8.2.	Modell	42
8.3.	Simulation	45
9	Modellierung und Simulation mit SOFiSTiK	46
9.1.	Programm	46
9.2.	Modell	46
9.3.	Simulation	49
10	Aufgabenstellung	50
10.1.	Kopplungsvarianten	50
10.2.	Wanddickenvarianten	55
10.3.	Öffnungsvarianten	56
11	Auswertung der numerischen Simulation	60
11.1.	Kopplungsvarianten	61
11.2.	Wanddickenvarianten	71
11.3.	Öffnungsvarianten	73
12	Zusammenfassung	81
13	Literaturverzeichnis	82
14	Abbildungsverzeichnis	84
15	Tabellenverzeichnis	86

1 Einleitung

Mit zunehmender Höhe der Hochhäuser wird das für die Abtragung der Horizontallasten zuständige Tragwerk, die Aussteifung zum konzeptbestimmenden Faktor für die Gebäude. In dieser Arbeit werden numerische Untersuchungen zum aussteifenden Kerntragwerk eines Hochhauses durchgeführt. Hochhauskerne dienen neben der Horizontallastableitung auch zur vertikalen Erschließung mit Treppen, Aufzügen und Schächten. Die notwendigen Öffnungen in den Kernwänden sind regelmäßig anzuordnen und auf ein Minimum zu beschränken.

Die Lage des Schubmittelpunkts ist für die Aussteifung des Hochhauses bzw. für dessen Verformungsverhalten bedeutend. Durch die wechselnden Querschnitte von geschlossenem zu offenem Profil des Hochhauskerns ergibt sich ein wellenförmiger Verlauf der Schubmittelpunktlage über die Höhe. Dieses Faktum und andere Untersuchungen wurden bereits in früheren Diplomarbeiten (siehe [21], [22] und [28]) festgestellt.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es einen weiteren Einblick in das Verhalten des Schubmittelpunktverlaufs über die Höhe zu verschaffen. Dabei werden numerische Untersuchungen zu folgenden Punkten durchgeführt:

- Welche Varianten zur Modellierung von Schubflussklemmen gibt es?
- Welche Veränderung des Schubmittelpunktverlaufs tritt bei unterschiedlichen Wanddicken des Hochhauskerns auf?
- Welcher Verlauf der Schubmittelpunktlage ergibt sich, wenn die Perforationen nicht nur einseitig sondern beidseitig angeordnet sind?

2 Horizontale Einwirkungen

Das zweite Kapitel *Horizontale Einwirkungen* ist mit den folgenden Quellen aus dem Literaturverzeichnis erstellt: [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8].

Neben den vertikalen Lasten aus Eigengewicht, Ausbaulasten, Nutzlasten und Schnee müssen auch die horizontalen Lasten und Kräfte durch das Tragsystem eines Bauwerks sicher in den Baugrund geleitet werden. Zu den Horizontallasten gehören die unplanmäßige Schrägstellung, die Windlasten und die Erdbebenlasten.

Die Tragwirkung von Hochhäusern unter horizontaler Belastung ist laut [1] vergleichbar mit einem in den Boden eingespannten Kragarm. Die Kragkonstruktion des Hochhauses bewirkt bei einer über die Höhe konstant angenommenen horizontalen Belastung einen quadratischen Momentenverlauf. Die Horizontallasten wirken jedoch nicht konstant über die Höhe, sondern nehmen mit der Höhe zu (siehe Abbildung 2.1 a). Daher nimmt auch laut [2] der Momentenverlauf (siehe Abbildung 2.1 b) zur Einspannung hin stärker als quadratisch zu.

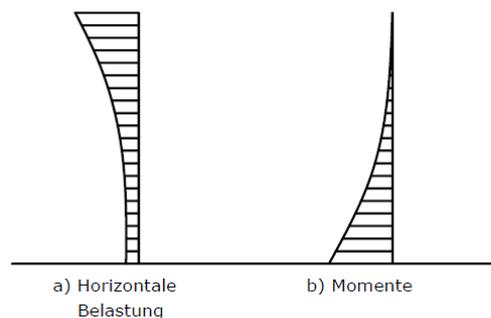


Abbildung 2.1: Tragwirkung von Hochhäusern unter horizontaler Belastung [2]

In Abbildung 2.2 ist der Einfluss der Gebäudehöhe auf die Vertikal- bzw. Horizontal-lastabtragung dargestellt. Laut [3] erkennt man bei den Vertikallasten V einen linearen Zusammenhang zwischen Last und Gebäudehöhe, bei den Horizontalen H geht die Gebäudehöhe überproportional ein.

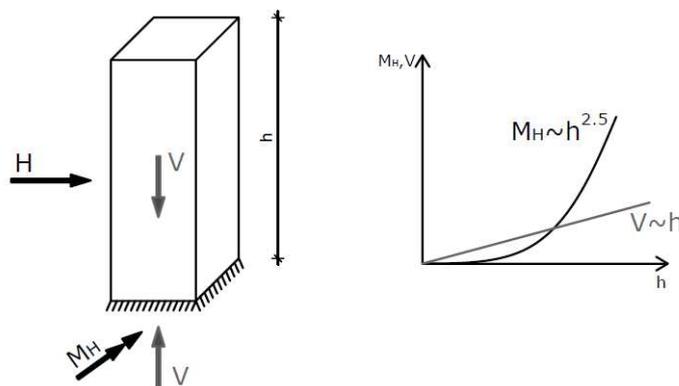


Abbildung 2.2: Zusammenhang Gebäudehöhe und Beanspruchungsmoment [3]

Bei der Tragwerksplanung von Hochhäusern ist ein besonderes Augenmerk auf die horizontale Aussteifung zu legen. Die Aufnahme der Horizontallasten und die Einleitung der resultierenden Einspannmomente in das Erdreich sind wesentliche Aufgaben bei der Tragwerksplanung von Hochhäusern. Daher ist der Ansatz der Horizontallasten mit größter Sorgfalt vorzunehmen.

2.1. Schrägstellung nach EC 0¹

Unplanmäßige Schrägstellungen entstehen neben den herstellungsbedingten Ungenauigkeiten von Bauteilen und Bauwerken auch durch unterschiedliche Setzungen der Fundamente aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes.

Bei der Bemessung sind durch die Schrägstellung zusätzlich entstehende horizontale Abtriebskräfte zu berücksichtigen.

2.2. Windlasten nach EC 1²

Windkräfte sind zeitabhängige Größen und werden normal zur betrachteten Gebäudeoberfläche angesetzt. Der resultierende Druck auf ein Bauteil berechnet sich aus der Differenz des Außen- und Innendrucks. Die Reaktion des Bauwerks auf die Windbeanspruchung hängt von der Größe, der Form und den dynamischen Eigenschaften des Bauwerks ab.

Der Verlauf der mittleren Windgeschwindigkeit über die Höhe ist abhängig von der Rauigkeit, somit von der Bebauung der Erdoberfläche und zu deren Nähe hin er abnimmt. Bei der Umströmung des Gebäudes verwirbelt die gleichmäßige Windströmung. In den Randzonen von Gebäudestrukturen bilden sich aufgrund der instationären Strömung Wirbel, die zu erheblichen Beanspruchungen führen können.

Der in Bodennähe wirkende statische Luftdruck ($p_0 = 100 \text{ kN/m}^2 \cong 1 \text{ bar}$) spielt bei der Aerodynamik der Bauwerke praktisch keine Rolle. Bei den strömungsmechanischen Untersuchungen werden im Bauwesen daher nur die Druckdifferenzen gegenüber p_0 ermittelt. Diese führen dann zu (quasi-)statischen und dynamischen Beanspruchungen der Bauwerke.

Bei Hochhäusern ist zwischen globalen und lokalen Windlasten zu unterscheiden. Während bei der Bemessung des Tragwerks der Ansatz der globalen Windlasten verwendet wird, erfolgt die Bemessung der Fassadenkonstruktion unter Berücksichtigung lokaler Windlasten.

¹ ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung

² ÖNORM EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke

Berechnung der quasistatischen Windeinwirkung nach EC 1-1-4³

Die Basisgeschwindigkeit v_b ist definiert als Funktion der Windrichtung und Jahreszeit in 10 m Höhe über Bodenniveau für die Geländekategorie II und wird aus dem Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$, dem Richtungsbeiwert c_{dir} und dem Jahreszeitenbeiwert c_{season} errechnet.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (2.1)$$

Der Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ ist der charakteristische Wert der mittleren 10-Minuten-Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über dem Boden, unabhängig von Jahreszeit und Windrichtung für ebenes Gelände mit niedriger Vegetation.

Der Basisgeschwindigkeitsdruck q_b [kN/m²] berechnet sich aus der Basisgeschwindigkeit zu

$$q_b = \frac{\rho}{2} * v_b^2, \quad (2.2)$$

wobei der im nationalen Anhang empfohlene Wert für die Dichte der Luft ρ gleich 1,25 kg/m³ ist. Der Böengeschwindigkeitsdruck, oder auch Spitzengeschwindigkeitsdruck genannt, $q_p(z)$ in der Höhe z , der die mittleren und kurzzeitigen Geschwindigkeitsänderungen beinhaltet, ist mit

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b \quad (2.3)$$

zu berücksichtigen. Der Geländefaktor $c_e(z)$ bezeichnet das Verhältnis von Böengeschwindigkeitsdruck zu Basisgeschwindigkeitsdruck. Der einwirkende Winddruck auf Oberflächen ergibt sich zu

$$w = q_p(z) * c_p. \quad (2.4)$$

Der aerodynamische Beiwert c_p ist abhängig von der Bauwerksform. Die Nettodruckbelastung infolge Winddruck ist die Resultierende von Außen- und Innendruck.

Für eine detailliertere Berechnung der Windbeanspruchung ist auf die ÖNORM EN 1991-1-4⁴ und den Nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-4⁵ hinzuweisen.

Bei Hochhäusern sind neben den quasistatisch wirkenden Windlasten zusätzlich dynamische Windlastanteile infolge von Resonanzeffekten zu berücksichtigen. Entspre-

³ ÖNORM EN 1991-1-4 und NAD ÖNORM B 1991-1-4 sind anwendbar für Bauwerke mit einer Höhe von 200 Metern, vorausgesetzt sie erfüllen die in der Norm festgehaltenen Kriterien hinsichtlich der Anfälligkeit für dynamische Effekte.

⁴ ÖNORM EN 1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten

⁵ ÖNORM B 1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen

chend dem Erregermechanismus unterscheidet man erzwungene und selbsterregte Schwingungen. Erzwungen können Schwingungen durch die Böigkeit des Windes, durch die Nachlaufturbulenz eines stromauf stehenden Gebäudes (Buffeting) und durch regelmäßige Wirbelablösungen am betrachteten Baukörper (Karman'sche Wirbelstraße) werden. Galloping-Schwingungen sind die wichtigste Form der selbsterregten Schwingungen.

Hochhäuser werden meist nur im Hinblick auf böenerregte Schwingungen untersucht. Darunter versteht man eine Schwingungserregung des Gebäudes durch eine hohe Periode und eine hinreichende Energiedichte der turbulenzbedingten Geschwindigkeitsschwankungen. Der Wind wird in großen Höhen als annähernd gleichmäßige Strömung angesehen, die in der Nähe der Erdoberfläche turbulent wird. Die Geschwindigkeit der oberflächennahen Strömung ist somit zeitlich und räumlich nicht konstant, sodass es zu turbulenzbedingten Geschwindigkeitsschwankungen kommen kann.

Laut [3] kann allgemein festgehalten werden, dass die Grundfrequenz von Hochhäusern im Bereich von 0,5 Hz liegt. Der maßgebende Frequenzbereich liegt bei Windbeanspruchung deutlich unterhalb 0,5 Hz und bei Erdbeben je nach Untergrundverhältnissen hingegen zwischen 2 und 10 Hz (siehe Abbildung 2.3).

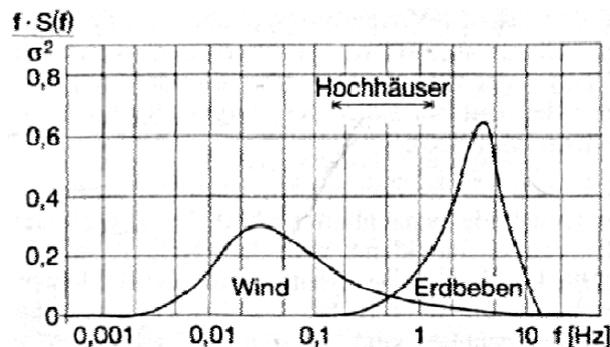


Abbildung 2.3: Frequenzbereich der Wind- und Erdbebeneinwirkung [3]

Für die Windbelastung ist das Bauwerk hoch abgestimmt. Das heißt, dass eine bedeutende Anregung nur in der Grundschwingungsform zu erwarten ist und höhere Eigenschwingungsformen zu vernachlässigen sind. Für Erdbeben ist das Tragwerk tief abgestimmt, sodass die dominierende Grundschwingungsform nur schwach angeregt wird.

2.3. Erdbebenlasten nach EC 8⁶

Erdbeben sind Erschütterungen, die durch geologische Ereignisse in der obersten Erdkruste ausgelöst werden und sich im Erdboden und an der Erdoberfläche wellenar-

⁶ ÖNORM EN 1998: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

ausbreiten. Die Größe der am Gebäude angreifenden Erdbebenlasten hängt von den Erdbebencharakteristika und von den dynamischen Eigenschaften des Bauwerks ab. Die Auswirkungen der Bodenbewegungen auf Bauwerke sind nicht nur von den maximalen Horizontalkomponenten der Beschleunigung, sondern auch von der Dauer und von der Bauwerksform abhängig.

Starke Erdbeben können extreme Horizontalbeschleunigungen bewirken. Die Eintrittswahrscheinlichkeit starker Erdbeben ist bezogen auf die Standzeit eines Gebäudes relativ gering. Daher können Hochhastragwerke so bemessen werden, dass diese nur unter Ausnutzung aller Tragreserven und möglichen Lastumlagerungen einem schweren Erdbeben widerstehen können. Aus diesen Überlegungen resultiert, dass Bauwerke in erdbebengefährdeten Gebieten über hohe plastische Tragreserven verfügen.

Zur Bemessung eines Bauwerks unter Erdbebeneinwirkung werden sogenannte Antwortspektren zur qualitativen Beschreibung der seismisch induzierten Bodenbewegung herangezogen. Die Grundlage des Antwortspektren-Verfahrens ist die Abbildung der Bauwerksschwingungen in Eigenformen. Antwortspektren beschreiben die Reaktion von Einmassenschwingern auf Fußpunkterregungen mit den jeweiligen Beschleunigungszeitverläufen.

Antwortspektren stellen die maximale Antwort eines Einmassenschwingers (EMS) als Funktion seiner Eigenfrequenz f bzw. seiner Periode T dar. Ein EMS (siehe Abbildung 2.4) ist ein dynamisches System mit einem Freiheitsgrad und besteht aus einem Massenpunkt, aus einer Feder und einem Dämpfer.

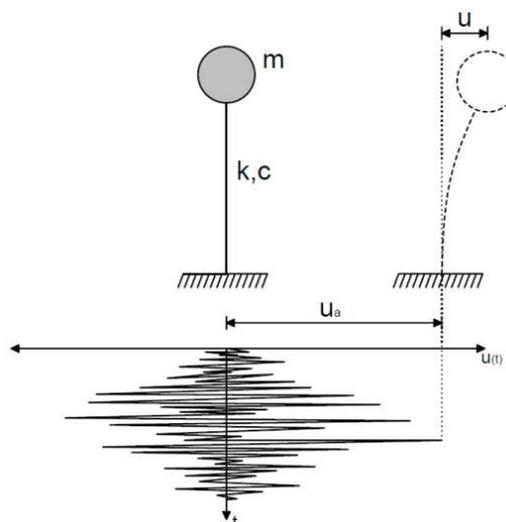


Abbildung 2.4: Einmassenschwinger (EMS) mit Fußpunkterregung [4]

Beim Konzept des Antwortspektrums fasst ein einziges Antwortspektrum die maximale relative Verschiebung und die maximale Beanspruchung für alle möglichen EMS gleicher Dämpfung bei einem gegebenen Erdbeben zusammen. Die Berechnung der Ant-

wortspektren erfolgt, indem die Bewegungsdifferentialgleichung für unterschiedliche EMS mit verschiedener Periode, aber gleicher Dämpfung gelöst wird.

Ein elastisches Antwortspektrum eines Erdbebens (siehe Abbildung 2.5) erhält man durch das Auftragen der maximalen Antwortbeschleunigungen S_a von sich elastisch verhaltenden EMS eines bestimmten Dämpfungsgrades c über den Eigenperioden T . Dieses Verfahren kann unmittelbar für die Berechnung von Mehrmassenschwingern verwendet werden.

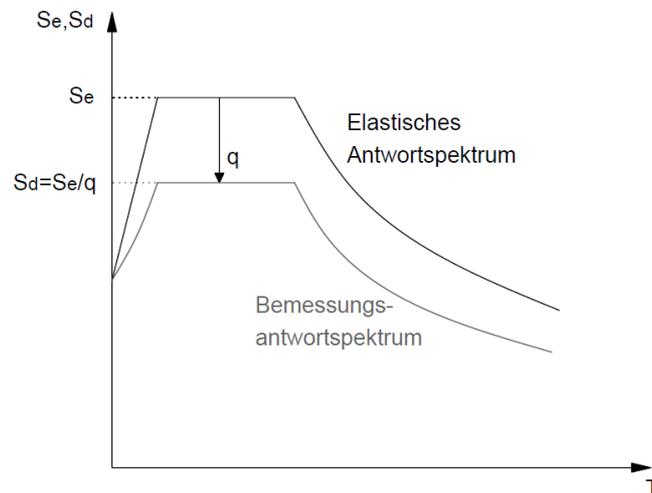


Abbildung 2.5: Genereller Verlauf eines elastischen Antwortspektrums und eines zugehörigen Bemessungsspektrums [4]

Die Ermittlung des Bemessungsspektrums (siehe Abbildung 2.5) erfolgt über die pauschale Division des elastischen Antwortspektrums durch den Verhaltensbeiwert q . Dieser Beiwert berücksichtigt die Fähigkeit des gesamten Bauwerks, Energie durch hauptsächlich duktilen Verhalten seiner Bauteile zu dissipieren. Der Verhaltensbeiwert ist stark von der gewählten Duktilitätsklasse, dem Konstruktionstyp und dem Baustoff abhängig.

Die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben wird in der ÖNORM EN 1998-1⁷ und dem zugehörigen Nationalen Anhang ÖNORM B 1998-1⁸ geregelt.

Die Bedeutungsbeiwerte ergeben sich aus der Bedeutungskategorie (ÖNORM EN 1998-1 Tabelle 4.3) und der zutreffenden Erdbebenzone (ÖNORM B 1998-1 Anhang A). Die Erdbebengefährdung hängt nicht nur von der Bodenbeschleunigung, sondern auch vom Baugrund ab. Die Baugrundklassen sind in der ÖNORM EN 1998-1 Tabelle 3.1 definiert. Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird für Österreich

⁷ ÖNORM EN 1998-1 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

⁸ ÖNORM B 1998-1 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen

ein Bemessungsspektrum $S_d(T)$ durch elastische Antwortspektren des Typs 1 (siehe ÖNORM EN 1998-1 Tabelle 3.2 und 3.4) vorgeschrieben. Die Bemessung wird mit einem im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Bemessungsspektrum durchgeführt. Die Abminderung wird durch den Verhaltensbeiwert q (siehe ÖNORM EN 1998-1 Tabelle 4.4) erzielt.

Das vereinfachte Antwortspektren-Verfahren darf bei Hochbauten angewendet werden, wenn die Schwingungsantwort in jeder Hauptrichtung durch höhere Schwingungsformen als die Grundschwingung nicht wesentlich beeinflusst wird. Weitere Bedingungen nach [8] betreffen die Eigenschwingungsdauer:

- $T_1 \leq 4$
- $T_c \leq 2,0s$.

Die Grundmodalformen werden entweder mit Hilfe bauldynamischer Methoden berechnet oder durch Horizontalverschiebungen angenähert, die mit Höhe des Bauwerks linear zunehmen. Die Beanspruchungsgrößen aus Erdbebeneinwirkung müssen bestimmt werden, indem an den ebenen Modellen horizontale Kräfte F_i an allen Stockwerken angebracht werden.

Bei Anwendung des modalen Antwortspektrum-Verfahrens muss die Antwort aller Modalformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, berücksichtigt werden. Dies wird nach [8] als erfüllt angesehen, wenn

- die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks erreichen und
- alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer als 5 % der Gesamtmasse sind, berücksichtigt wurden.

Können die beiden obenstehenden Bedingungen nicht erfüllt werden, sollte die minimale Anzahl k , von in einer räumlichen Berechnung zu berücksichtigenden Modalbeiträgen, die beiden folgenden Bedingungen laut [8] erfüllen:

- $k \geq 3 * \sqrt{n}$
- $T_k \leq 0,20s$

Für eine detailliertere Berechnung der Erdbebenbeanspruchung wird auf die ÖNORM EN 1998-1 und den Nationalen Anhang ÖNORM B 1998-1 hingewiesen.

3 Aussteifungssysteme

Für diesen Abschnitt werden folgende Quellen aus dem Literaturverzeichnis verwendet: [2], [3], [5], [6], [9], [10], [11], [12].

3.1. Grundlegende Aussteifungsprinzipien

Um ein Geschoß gegen Horizontalkräfte aus beliebiger Richtung zu stabilisieren, sind mindestens drei Aussteifungselemente im Grundriss erforderlich. Damit wird nicht nur eine Verschiebung des Grundrisses in x- und y-Richtung, sondern auch eine Verdrehung verhindert. Die Lage des Steifigkeitszentrums bzw. des Schubmittelpunkts wird durch Lage und Querschnitt der Aussteifungselemente bestimmt.

Nach [9] und [10] sind die Kriterien für eine wirksame und wirtschaftliche Aussteifung in Abbildung 3.1 dargestellt und wie folgt aufgelistet:

- Die Wirkungslinien der Aussteifungssysteme dürfen sich nicht in einem Punkt schneiden.
- Höchstens zwei der drei aussteifenden Elemente dürfen parallel gerichtet sein.
- Die Aussteifungselemente sind nicht nahe dem Massenschwerpunkt situiert.
- Der Schubmittelpunkt der Aussteifungssysteme liegt jedoch nahe dem Massenschwerpunkt.

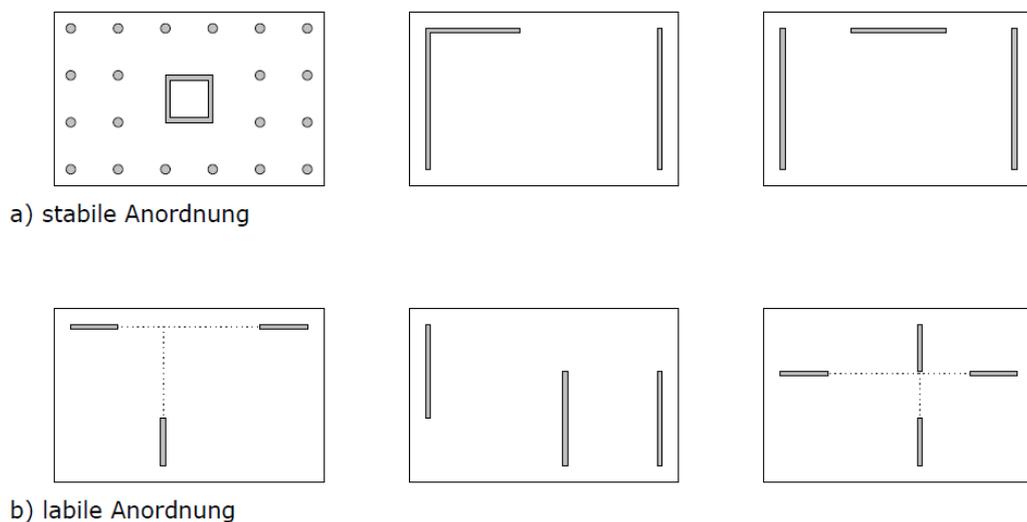


Abbildung 3.1: a) Stabile und b) labile Anordnung von Aussteifungsscheiben im Grundriss [9]

Die Geschoßdecken dienen der horizontalen Aussteifung, vorausgesetzt sie wirken in Deckenebene als Scheiben. Sie verbinden sämtliche vertikalen Aussteifungselemente miteinander und verteilen die auf sie wirkenden Horizontallasten. Genauer dazu in Kapitel 6.

Im Aufriss liegen die ausgesteiften Felder am besten übereinander und reichen über die gesamte Gebäudehöhe bis zum Fundament oder bis zum steifen Untergeschoß (siehe Abbildung 3.2). Bei langen Gebäuden sind die Aussteifungselemente mittig anzuordnen. Bei versetzter Anordnung von aussteifenden Elementen entstehen laut [11] zusätzliche Biegemomente für die Deckenkonstruktion.

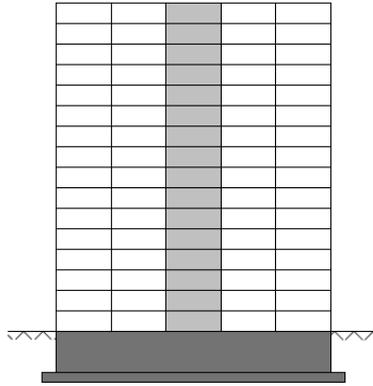


Abbildung 3.2: Aussteifende Elemente im Aufriss [11]

In Abbildung 3.3 wird gezeigt, dass vertikale Aussteifungselemente möglichst mit konstanter oder mit nach oben abnehmender Steifigkeit vertikal durch sämtliche Geschoße hindurchzuführen sind. Örtliche Steifigkeitsreduktionen durch sprunghafte Änderung der Bauwerksaussteifung in den einzelnen Geschoßen sind zu vermeiden (weiche Zwischengeschoße).

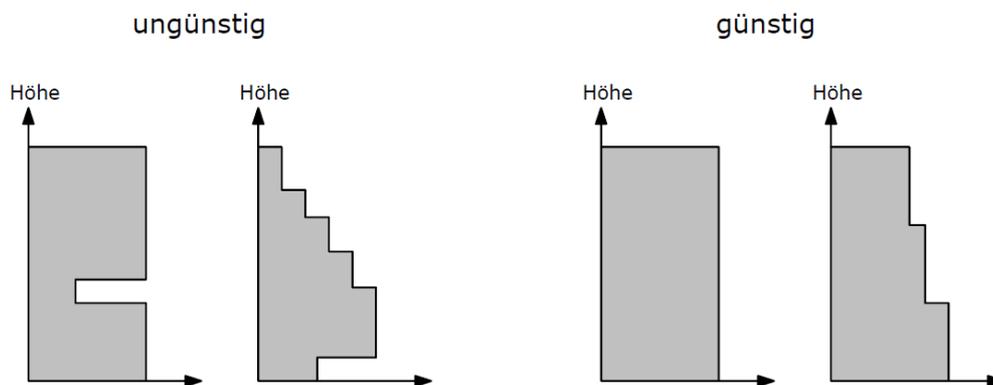


Abbildung 3.3: Steifigkeitsverteilung über Gebäudehöhe [10]

3.2. Ebene Aussteifungselemente

Zu den ebenen Aussteifungssystemen gehören:

- Stockwerkrahmen
- Ausgesteifte Stockwerkrahmen
- Wandscheiben
- Gekoppelte Systeme

Bei Stockwerkrahmen ist die aussteifende Rahmenwirkung nur für horizontale Kräfte in Rahmenebene gegeben. Verformungen aus horizontalen Kräften entstehen durch Biegemomente und Querkräfte in Stützen und Riegeln sowie aus Normalkräften in den Randstützen. Rahmentragwerke mit biegesteif ausgebildeten Knoten werden aus Zwei- bzw. Dreigelenrahmen oder aus eingespannten Rahmen gebildet.

Ausgesteifte Stockwerkrahmen unterscheiden sich von den zuvor genannten Rahmen durch eine weitere Aussteifung mit Verbänden oder Fachwerken. Diese sind baupraktisch fast unverschieblich, da sie nur durch Stablängskräfte beansprucht werden.

Wandscheiben sind praktisch starr und nur in ihrer Ebene wirksam. Aufgrund der großen Schubsteifigkeit sind Scheiben hervorragend dafür geeignet, die durch Horizontallasten entstehenden Schubkräfte aufzunehmen. Quer zur Scheibenebene wirken sie wie eine oben und unten gelenkig angeschlossene Stütze. In Abbildung 3.4 ist dargestellt, dass Scheiben mit hoher Auflast aus darüber liegenden Geschoßen größere Horizontallasten aufnehmen können.

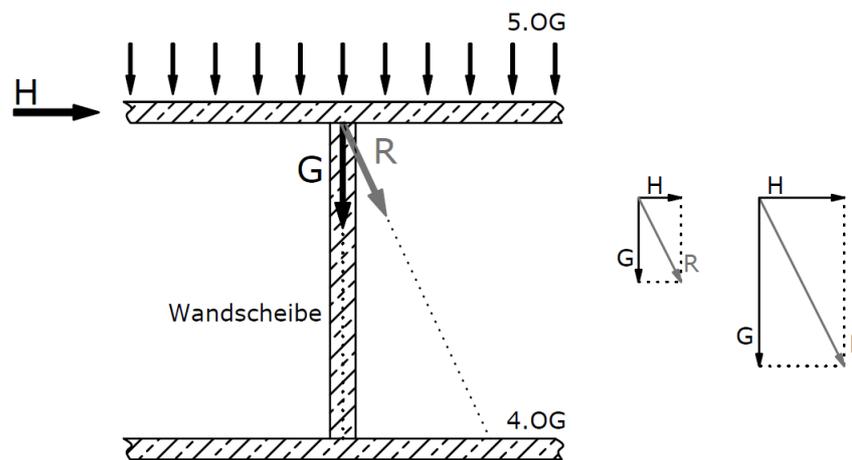


Abbildung 3.4: Einfluss der Auflast auf die Wandscheibe [11]

Die gekoppelten Systeme führen zu einem günstigen Tragverhalten. Das unterschiedliche Verformungsverhalten von Rahmen und Scheiben ist in Abbildung 3.5 b) bzw. e) dargestellt. Das Verformungsverhalten einer Scheibe ist vorwiegend von der Biegeverformung geprägt, beim Stockwerkrahmen überwiegt jedoch die Schubverformung. Die Erzwingung gleicher Horizontalverformungen durch die Deckenscheiben führt zu einer Umverteilung der Horizontalbelastung. Der Rahmen hängt sich im unteren Bereich in die dort steifere Scheibe zurück. Durch diese Einspannwirkung findet eine Versteifung der Rahmen statt, wodurch die horizontale Verformung der Scheiben im oberen Bereich des Bauwerks reduziert wird. Dieses Mischsystem ist stark von der Kopplungsvariante, biegeweich oder biegesteif, abhängig. Bei der biegeweichen Kopplung (siehe Abbildung 3.5 c) wird bewirkt, dass die horizontalen Verformungen in Scheibe und Rahmen geschoßweise gleich sind. Werden Rahmen und Scheibe biegesteif gekoppelt

(siehe Abbildung 3.5 f), dann entsteht an der Kopplung ein rückdrehendes Moment, dass die Verformung reduziert. Das Tragverhalten von gekoppelten Systemen ist stark von den Steifigkeitsverhältnissen der Koppellemente abhängig.

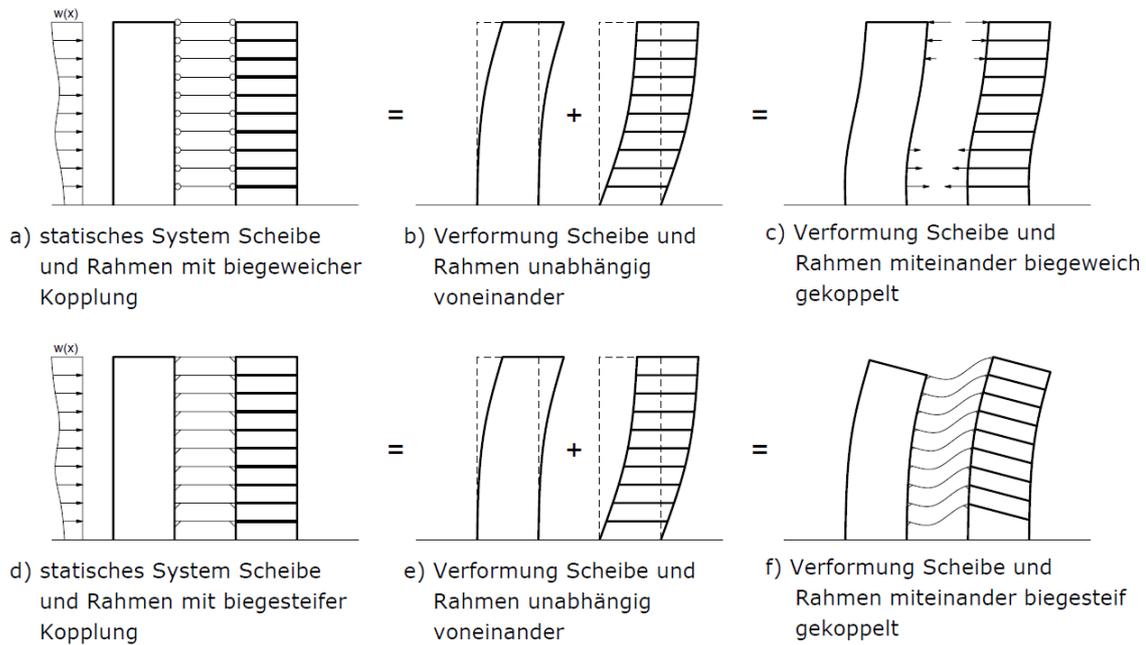


Abbildung 3.5: Zusammenwirkung von Rahmen und Scheiben [2], [5]

3.3. Räumliche Aussteifungssysteme

Räumliche Tragsysteme sind vertikale in den Baugrund eingespannte Hohlprofile. Man unterscheidet zwischen Kern- und Röhrentragwerken (siehe Abbildung 3.6), wobei der Unterschied im inneren Hebelarm der Tragstruktur und der Anordnung im Hochhausgrundriss liegt. Durch eine günstige Anordnung des Kerntragwerks im Grundriss kann eine große Ausmitte vermieden werden.

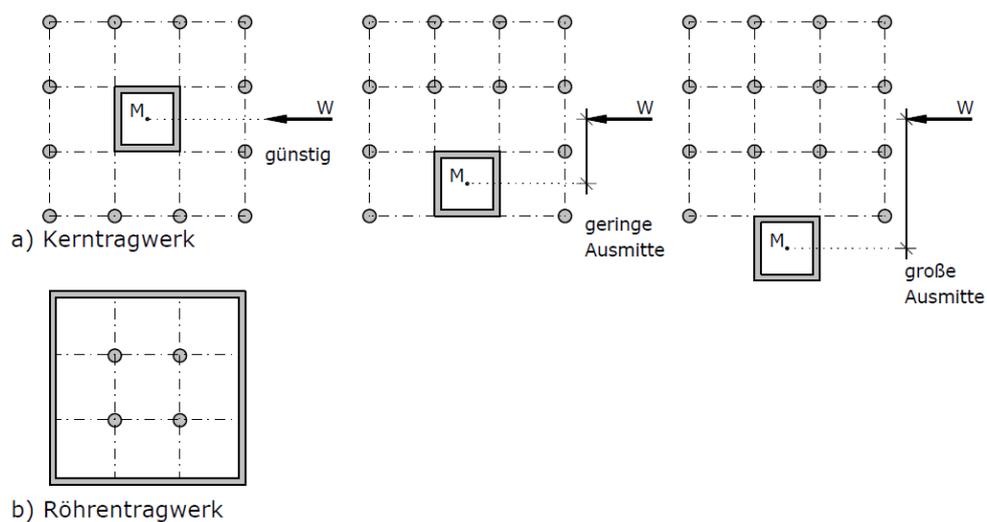


Abbildung 3.6: a) Anordnung des Kerntragwerks innerhalb, am Rande und außerhalb des Hochhausgrundrisses und b) Röhrentragwerk [3], [5]

3.3.1. Kerntragwerke

Eine weitere Möglichkeit, große Steifigkeiten zu erreichen, sind Kerne, die aus mehreren aussteifenden, schubsteif miteinander gekoppelten Scheiben gebildet sind. Sie dienen auch der Gebäudeinfrastruktur und der alleinigen Stabilisierung des Gebäudes. Sämtliche anderen Tragwerkselemente werden gelenkig ausgeführt, das heißt, die Stützen tragen nur Normalkräfte ab und wirken statisch als Pendelstützen.

Theoretisch weisen Kerne eine geschlossene Rohrstruktur auf, wodurch der Widerstand gegen ein Verdrehen in der Horizontalebene größer ist als bei offenen, an den Kanten nicht verbundenen Scheiben.

Die in den vertikalen, aussteifenden Scheiben vorkommenden Öffnungen sollen nach [11] möglichst gering gehalten werden und regelmäßig verteilt sein (siehe Abbildung 3.7). Bei einer durch große Öffnungen aufgelösten Kernwand wird nicht nur die Biegesteifigkeit abgemindert, indem sich ein rahmenartiges Tragverhalten einstellt, sondern auch die Torsionssteifigkeit zur Verhinderung der Verdrehung des Gebäudes wird reduziert. Der Einfluss von Öffnungen auf die Scheibensteifigkeit ist in [12] erläutert.

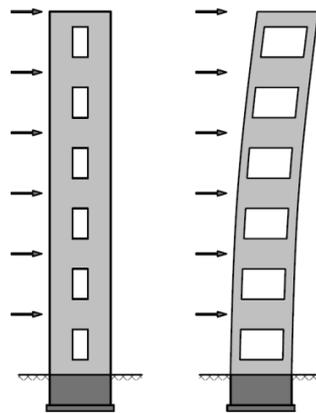


Abbildung 3.7: Kerne mit unterschiedlichen Öffnungsgrößen [11]

Kerntragwerke können sich an verschiedenen Stellen innerhalb, am Rande oder außerhalb des Hochhausgrundrisses befinden (siehe Abbildung 3.8). Die geringste Gebäudeverformung entsteht bei einem zentralen bzw. in Grundrissmitte angeordneten Kern. Durch Abweichung des Kernschwerpunktes vom Massenschwerpunkt des Gesamtgeschoßes sind Torsionsbeanspruchungen die Regel.

Es existieren folgende Arten der Kerntragwerke:

- Kerntragwerke mit Outriggersystem
- Kern aus Stockwerkrahmen
- Kern aus ausgesteiften Stockwerkrahmen
- Kern aus Wandscheiben

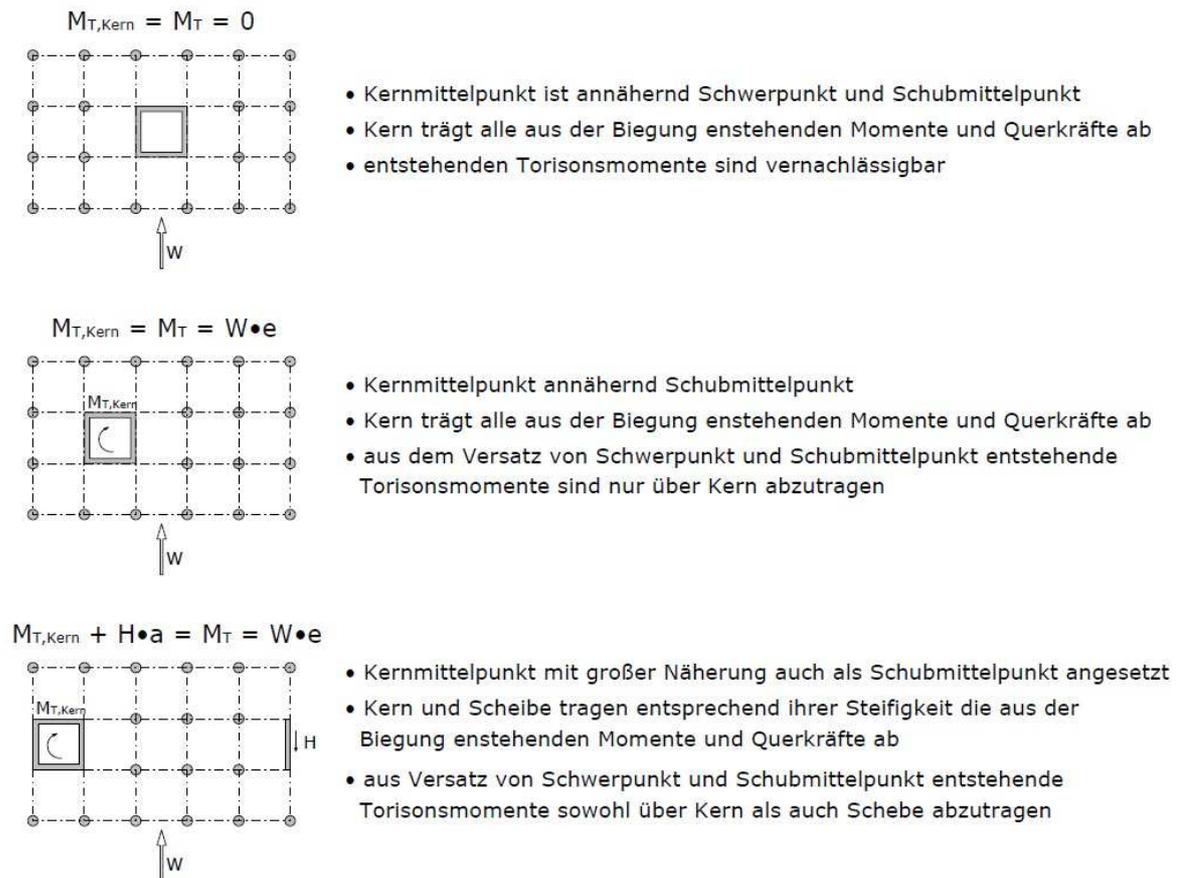


Abbildung 3.8: Wirkung von Kernen zur Bauwerksaussteifung [9]

3.3.2. Röhrentragwerke

Bei Röhrentragwerken handelt es sich um eine räumlich geschlossene Form im Umfang des Gebäudes. Die Tragstruktur bildet daher einen Hohlkasten mit maximalem inneren Hebelsarm und zusätzlichen inneren Versteifungen aus, wodurch eine effiziente Abtragung der Horizontallasten erfolgt. Weiters sind die Außenwände schubsteif miteinander verbunden.

Folgende Varianten der Röhrentragwerke sind vorhanden:

- Stockwerkrahmenröhre
- Fachwerkrohre
- Röhre aus Wandscheiben
- Röhre als Gitterstruktur
- Rohr-in-Rohr
- Gebündelte Röhre
- Megaröhrentragwerke

4 Theoretische Grundlagen

Das Kapitel *Theoretische Grundlagen* ist mit den folgenden Quellen aus dem Literaturverzeichnis erstellt: [13], [14], [15], [16], [17].

In Abbildung 4.1 wird ein Querschnitt mit einer äußeren Querlast P beansprucht. Der Kraftangriffspunkt liegt nicht im Schubmittelpunkt, sodass es neben der Biege- und Querkraftbeanspruchung auch zu einer Torsionsbeanspruchung kommt. Das Torsionsmoment berechnet sich durch Kraft mal Abstand von der Schubmittelpunktachse. Demzufolge wird das Torsionsmoment immer auf den Schubmittelpunkt bezogen. Der Querschnitt wird nicht nur in Kraftrichtung verschoben, sondern verdreht sich auch. Reine Querkraftbiegung erhält man, wenn die äußeren Querlasten in der Schubmittelpunktachse angreifen.

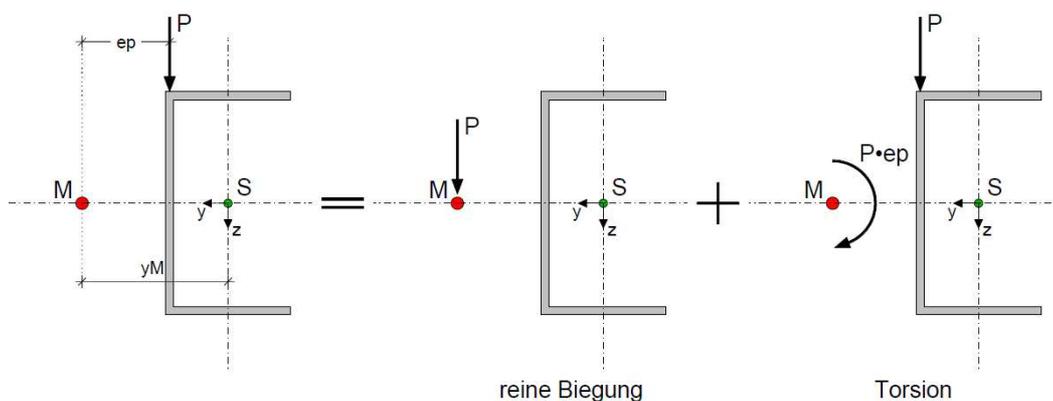


Abbildung 4.1: Aufteilung der Belastung in Biegung und Torsion [13]

4.1. Schubmittelpunkt

Der Schubmittelpunkt M ist als ein Punkt definiert, in dem die Querkraft als Resultierende aller Querkraftschubspannungen wirkt. Seine Lage gibt Aufschluss darüber, ob in einem statischen System bei vorhandener Belastung Torsion auftritt. Für dünnwandige Querschnitte können die Koordinaten des Schubmittelpunkts unter anderem mit der Querkraftmethode oder aus der Verwölbung ermittelt werden.

Nach [14] wird bei der Querkraftmethode die Bedingung $M_x = 0$ verwendet und mit den Schubspannungen infolge von Querkräften die Lage des Schubmittelpunkts bestimmt. Die Koordinaten des Schubmittelpunkts im Hauptachsensystem lassen sich für offene Querschnitte nach der Querkraftmethode wie folgt berechnen (siehe [15]):

$$\eta_M = \frac{1}{V_\zeta} \int_t t_{V_\zeta}(s) * p(s) * ds \quad (4.1)$$

$$\zeta_M = \frac{1}{V_\eta} \int_t t_{V_\eta}(s) * p(s) * ds \quad (4.2)$$

Auf die genaue Herleitung (siehe [15]) der beiden Formeln (4.1) und (4.2) wird hier verzichtet. Offenbar sind für die Berechnung der Koordinaten des Schubmittelpunkts nur querschnittsabhängige Größen erforderlich. Daher ist für die Lage des Schubmittelpunkts nur die Querschnittsform relevant. Außerdem wird gezeigt, dass der Schubmittelpunkt eines einfach symmetrischen Querschnitts immer auf der Symmetrieachse liegt und somit bei doppelsymmetrischen Querschnitten mit dem Schwerpunkt zusammenfällt. Bei Profilen, deren Querschnitte aus zwei schmalen Rechtecken bestehen, fällt der Schubmittelpunkt mit dem Schnittpunkt der Mittellinien der beiden Rechtecke zusammen. In der folgenden Abbildung 4.2 ist die qualitative Lage des Schubmittelpunkts für einige Querschnitte dargestellt:

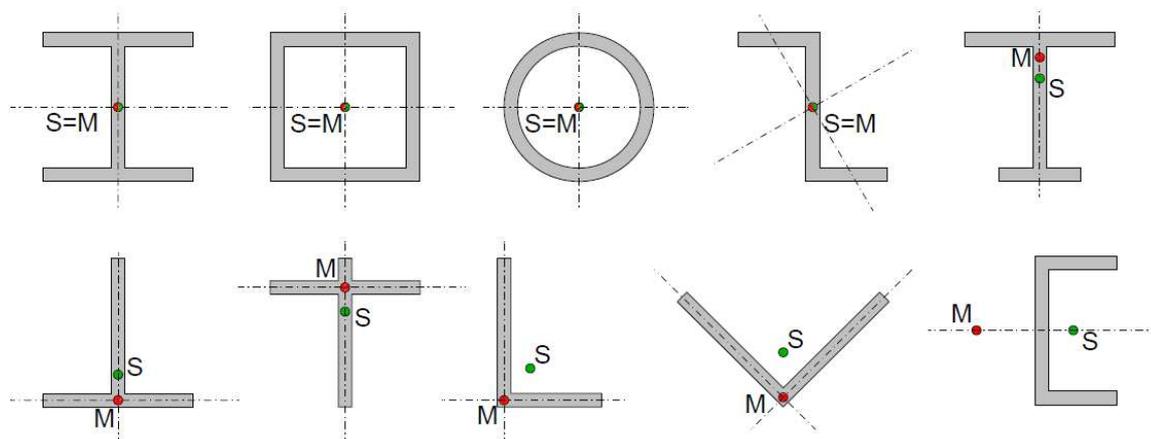


Abbildung 4.2: Lage des Schubmittelpunkts für einige Querschnitte [13], [16]

Weiter kann nach [14] die Wölbordinate zur Ermittlung der Lage des Schubmittelpunkts verwendet werden, was sich für Berechnungsprogramme ausgezeichnet eignet. Bei Torsionsbeanspruchung treten Verschiebungen in Stablängsrichtung, sogenannte Verwölbungen, auf. Die Koordinaten des Schubmittelpunkts M (Herleitung siehe [16]) ergeben sich im Hauptachsensystem zu:

$$\eta_M - \eta_D = \frac{R_\eta^D}{I_\eta} \quad (4.3)$$

$$\zeta_M - \zeta_D = \frac{R_\zeta^D}{I_\zeta} \quad (4.4)$$

4.2. Torsion

Für die Torsion ist die Verwölbung des Querschnitts von entscheidender Bedeutung. Unter der Verwölbung versteht man Querschnittsverschiebungen in Stablängsrichtung. Die Form der Verwölbung ist abhängig von der Querschnittsform. Die Auswirkung der Verwölbung ist abhängig von der Art der Belastung und Lagerung des Stabes. Man unterscheidet daher:

- St. Venant'sche Torsion
Querschnitt kann sich ungehindert verwölben → reiner Schubspannungszustand (primäre Schubspannungen stehen ohne Normalspannungen im Gleichgewicht)
- Wölbkrafttorsion
Querschnitt kann sich nicht ungehindert verwölben → es entstehen neben den primären Schubspannungen noch sekundäre Schubspannungen und Normalschubspannungen infolge von Wölbbehinderung.

Für „wölbfreie“ Querschnitte gilt im Allgemeinen die St. Venant'sche Torsion. Für „nicht wölbfreie“ Querschnitte muss im Allgemeinen die Wölbkrafttorsion berücksichtigt werden. Für „wölbarme“ Querschnitte kann laut [13] häufig die St. Venant'sche Torsion als brauchbare Näherung verwendet werden.

4.2.1. St.Venant'sche Torsion

Die Voraussetzungen für den Sonderfall der St. Venant'schen Torsion sind nachfolgend aufgelistet:

- elastischer Werkstoff
- „kleine“ Formänderungen
- Querschnittsform bleibt erhalten
- es greifen nur Torsionsmomente an den beiden Stabenden an
- die entstehenden Querschnittsverformungen werden nicht behindert

Ein Gabellager kann ein Torsionsmoment aufnehmen, ohne die Querschnittsverwölbung zu behindern.

4.2.2. Wölbkrafttorsion

Bei der St. Venant'schen Torsion wird vorausgesetzt, dass die Verformungen des Querschnitts in Richtung der Stabachse nicht behindert sind. Bis auf wenige Ausnahmen sind diese Voraussetzungen nicht gegeben. Die meisten Querschnitte sind nicht wölbfrei und durch die Lagerung sowie Belastung entstehen Wölbbehinderungen. Die Bestimmung der hierdurch auftretenden Zwängungsspannungen erfolgt nach der Theorie der Wölbkrafttorsion.

Die Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts, auch Bernoulli-Hypothese genannt, kann aufgrund der relativ großen Verwölbungen nicht aufrecht erhalten werden. Die Normalspannungen in Stablängsrichtung (Wölbnormalspannungen), die infolge der Behinderung der Querschnittsverwölbung entstehen, müssen berücksichtigt werden.

Zusätzlich zu den Voraussetzungen für die St. Venant'sche Torsion gelten nach [13] für die Wölbkrafttorsion:

- in Stablängsrichtung (abschnittsweise) konstante Querschnittsabmessungen
- für offene Profile: keine Schubverzerrung der Profilmittellinie (St. Venant'sche Torsion)
- für geschlossene Profile: Schubverzerrung nur infolge des Bredt'schen Schubflusses

Im allgemeinen Fall sind Biegung (Verschiebung) und Torsion (Verdrehung) miteinander gekoppelt. Die Normierungsbedingungen laut [13] ermöglichen eine Entkopplung der Scherschubung und Verdrehung. Zur Entkopplung der Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion ist es erforderlich, die Beanspruchung aus Biegung (Momente, Querkräfte, Normalkräfte) auf die Hauptachsen und die Beanspruchung aus Torsion auf den Schubmittelpunkt zu beziehen. Die Querschnittswerte und die Beanspruchung sind demnach auf die Hauptachsen bzw. auf den Schubmittelpunkt zu transformieren.

Das Torsionsmoment M_T setzt sich bezogen auf den Schubmittelpunkt aus dem Anteil der St. Venant'schen Torsion $M_{T,I}$ und dem der sekundären Schubspannungen $M_{T,II}$ zusammen. Die sekundären Schubspannungen sind im Vergleich zu den St. Venant'schen Schubspannungen klein, besitzen hingegen einen größeren Hebelarm. Nach [16] können daher beide Anteile dieselbe Größenordnung erreichen.

$$M_T = M_{T,I} + M_{T,II} = GI_T \vartheta'(x) - EI_\omega \vartheta'''(x) \quad (4.5)$$

$$\frac{dM_T(x)}{dx} = -m_T(x) \quad (4.6)$$

Die entkoppelte Differentialgleichung für Torsion ergibt sich zu:

$$m_T(x) = -GI_T \vartheta''(x) + EI_\omega \vartheta''''(x) \quad (4.7)$$

Die Lösung der Differentialgleichung wird nicht durchgeführt. Für weitere Informationen siehe [16].

5 Aufzüge

Das Kapitel *Aufzüge* ist mit den folgenden Quellen aus dem Literaturverzeichnis erstellt: [1] [2], [18], [19].

Im wirtschaftlich aufstrebenden Chicago Ende des 19. Jahrhunderts eröffnete die Entwicklung sicherer Aufzüge der Architektur neue Möglichkeiten und Hochhäuser entstanden. 1854 präsentierte Elisha Graves Otis die von ihm erfundene Fangvorrichtung. Dabei handelte es sich um eine Sicherheitsvorrichtung, die bei einem Seilriss eine selbsttätige und zuverlässige Verkeilung der Fahrkabine an den Führungsschienen herbeiführt.

Aufzüge dienen der vertikalen Erschließung eines Bauwerks und demzufolge der Überwindung großer Höhenunterschiede binnen kurzer Zeit. Weiter sind sie für den Transport von Lasten und Personen zuständig. Außerdem sind Aufzüge in Bezug auf den barrierefreien Zugang unverzichtbar. Ohne Aufzüge wäre der Betrieb eines Hochhauses überhaupt nicht möglich. Treppen geraten in den Hintergrund und sind meist nur noch in Fluchttreppenhäusern zu finden.

Laut [18] gehören zu den vier großen weltmarktführenden Aufzugsfirmen

- Otis (in 200 Ländern vertreten)⁹
- Schindler (in 100 Ländern vertreten)¹⁰
- ThyssenKrupp (in 80 Ländern vertreten)¹¹
- Kone (in 50 Ländern vertreten)¹²

5.1. Bemessung

Nach der ÖNORM B 2455¹³ sind Aufzüge so zu bemessen, dass für eine festzulegende Personenbelegung des Gebäudes sowohl die errechnete 5-Minuten-Förderkapazität c_{5err} über der genormten erforderlichen 5-Minuten-Förderkapazität c_{5erf} , wie auch das errechnete Intervall I_{err} unter dem genormten maximal zulässigen Intervall I_{erf} liegt.

$$c_{5err} > c_{5erf} \quad (5.1)$$

$$I_{err} < I_{erf} \quad (5.2)$$

⁹ Laut www.otis.com vom 01/2015

¹⁰ Laut www.schindler.com vom 01/2015

¹¹ Laut www.thyssenkrupp.com vom 01/2015

¹² Laut www.kone.at vom 01/2015

¹³ ÖNORM B 2455: Bauvorschriften für den Einbau von Aufzügen in Hochhäusern und für Feuerwehraufzüge

Die Förderkapazität c einer Aufzugsanlage ist jener Anteil der Personenbelegung eines Gebäudes, der innerhalb eines bestimmten Zeitraumes befördert werden kann.

$$c_{5\text{erf}} = \frac{B}{100} * K_5 \quad (5.3)$$

$$c_{5\text{err}} = \frac{300 * P}{T_R} * n \quad (5.4)$$

B steht für die Belegung des Gebäudes, K_5 für die erforderliche 5-Minuten-Förderkapazität von B , P für die reduzierte Nennlast, T_R für die Rundreisezeit je Aufzug und n für Anzahl der Aufzüge.

Unter Wartezeit oder Intervall I wird der Zeitraum zwischen Kabinenruf und Kabinenankunft in einem Geschoß verstanden.

Einzelaufzug $I_{\text{err}} = T_R \quad (5.5)$

gleiche Aufzuggruppe $I_{\text{err}} = \frac{T_R}{n} \quad (5.6)$

verschiedene Aufzuggruppen $I_{\text{err}} = \frac{1}{\sum \frac{1}{T_R}} \quad (5.7)$

Jener Zeitraum, den eine Aufzugkabine bei Normalbetrieb zwischen Verlassen und Ankunft in dem gleichen Geschoß benötigt, wird als Rundreisezeit definiert.

$$v \leq v_G \quad T_R = \frac{2 * H}{v} + \left(\frac{v}{a} + t_t \right) * (S_p + 1) + t_p * P \quad (5.8)$$

$$v \geq v_G \quad T_R = \frac{2 * H}{\sqrt{a * \frac{H}{S_p}}} + \frac{H}{v} + \frac{v}{a} + t_t * (S_p + 1) + t_p * P \quad (5.9)$$

Wobei v die Nenngeschwindigkeit, v_G den Grenzwert für die Nenngeschwindigkeit, a den Beschleunigungs- und Verzögerungswert des Fahrkorbes, H die Förderhöhe über der Haupthaltestelle, S_p die wahrscheinliche Halte über der Haupthaltestelle, T_R die Rundreisezeit je Aufzug, t_t die Türverlustzeit, t_p die Ein- und Ausstiegszeit je Person und P die reduzierte Nennlast bezeichnet.

Für eine detaillierte Bemessung der Aufzüge wird auf die ÖNORM B 2455 hingewiesen.

5.2. Aufzugsdaten

Unterschiedliche Nutzungen stellen unterschiedliche Anforderungen an Architekten, Aufzugsplaner und Aufzugsbauer dar. Aufzüge müssen abhängig von der Gebäudenutzfläche und der Personenanzahl eine bestimmte Förderleistung erbringen.

Laut [2] liegt die Geschwindigkeit von Personenaufzügen in Hochhäusern im Bereich von 2,5 bis 7,0 m/s. Höhere Geschwindigkeiten sind nur bei großen Haltestellenabständen sinnvoll, bei denen die volle Geschwindigkeit erreicht werden kann. Die Grenzen für Beschleunigung und Geschwindigkeit setzt nicht die Technik, sondern der Mensch. Die schnelle höhenbedingte Luftdruckänderung bei hohen Beschleunigungen und Verzögerungen wird von vielen Menschen als unangenehm empfunden.

Nach ÖNROM B 2455 werden Aufzüge in brandbeständig umschlossenen Schächten geführt, wobei maximal zwei Aufzüge in einem Schacht situiert sind. Der Schachtquerschnitt, die Anordnung des Triebwerkraumes und die Art der Schachttüren sind für den Planer wesentlich. Voraussetzung für eine funktionsgerechte Erschließung eines Gebäudes ist eine Förderleistungsberechnung, die bei der gegebenen Gebäudestruktur und den Nutzungsanforderungen mit Berücksichtigung der Wartezeiten die erforderliche Anzahl, Größe und Fahrgeschwindigkeit der Aufzüge ermittelt.

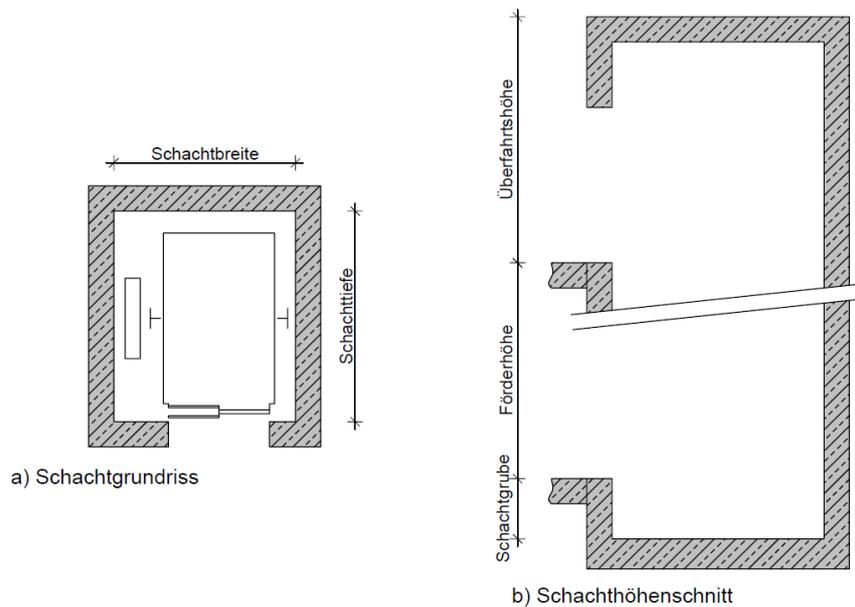


Abbildung 5.1: a) Schachtgrundriss und b) Schachthöhenschnitt [18]

Die Schachtabmessungen sind von der Bauart des Aufzugs abhängig und mit Lüftungs- und Rauchabzugsöffnungen zu versehen. Die Abmessungen sind in der Abbildung 5.1 und Tabelle 5.1 sowie Tabelle 5.2 dargestellt:

Tabelle 5.1: Richtwerte Schachtabmessungen Einzelaufzug [19]

Nennlast	[kg]	400	630	1000	1250	1600
Breite	[m]	1.6	1.8	1.8	2.4	2.6
Tiefe	[m]	1.6	2.1	2.6	2.3	2.6
Fassung	[Personen]	5	8	13	16	21

Tabelle 5.2: Richtwerte Überfahrtshöhe und Schachtgrubentiefe [19]

Geschwindigkeit	[m/s]	0.63	1.0	1.6	2.5
Haltestellen	[Anzahl]	<4	<11	<19	>18
Föderhöhe	[m]	11	36	68	116
Überfahrtshöhe (Höhe über FBOK der obersten Haltestelle)	[m]	3.7	3.8	4.0	5.0
Schachtgrubentiefe (Höhe unter FBOK der untersten Haltestelle)	[m]	1.4	1.5	1.7	2.8

Der Aufzugsschacht dient neben der vertikalen Erschließung eines Hochhauses auch zur Aussteifung des Bauwerks gegen Horizontalkräfte. Daher wird dieser auch als Kern eines Hochhauses bezeichnet. Nach [1] ist das statische System eines Hochhauskerns ein eingespannter Kragträger.

5.3. Aufzugstechnik

Personenaufzüge sind schnell laufende Seilaufzüge mit getriebelosen Antrieben. Diese haben langsam laufende Antriebsmotoren, bei denen die Treibscheibe direkt auf der Motorwelle sitzt. Wichtig für die Qualität von Seilaufzügen ist das Verhältnis von Tragseildurchmesser zum Seilrollendurchmesser. Durch größere Seilrollen werden die Lebensdauer der Seile und die Laufruhe verbessert, jedoch benötigen sie eine größere Raumhöhe für den Schachtkopf und das Triebwerk.

Der Antrieb von Aufzugsanlagen soll die Kabine schnell bis zur Nenngeschwindigkeit beschleunigen und bei Erreichen der Zielhaltestelle die Kabinen ohne zusätzliche Korrektur bodenbündig anhalten. Außerdem muss der Antriebsmotor gegen Überlastung geschützt werden. Die Wahl des Antriebs hat entscheidenden Einfluss auf die Gestaltung des Baukörpers. Folgende Antriebsarten sind möglich:

- Treibscheibenantrieb (Seil- oder Gurtaufzüge)
- Hydraulikantrieb
- Indirekt hydraulischer Antrieb
- Kettenantrieb

Steuerungen von Aufzugsgruppen dienen dazu, jeden Fahrgast nach kurzer Wartezeit mit einem Minimum an Zwischenstopps zu seiner Zielhaltestelle zu befördern. Bei der konventionellen oder richtungsabhängigen Steuerung wählt der Fahrgast in der Starthaltestelle die gewünschte Fahrtrichtung und steigt in die nächste Kabine ein, die in

die gewünschte Fahrtrichtung abfährt. Erst in der Kabine wird die Zielhaltestelle gewählt. Moderne Steuerungen sind hochentwickelte Systeme mit Kurzzeit- und Langzeitgedächtnis, die ständig erfassen, wie viele Personen sich in einer Kabine, in jedem Geschoß und im Gebäude befinden.

Bei Netzstromausfall muss die Notstromversorgung die Notrufeinrichtung, die Gegensprechanlage und die Hilfsbeleuchtung im Fahrkorb für mindestens eine Stunde betriebsbereit halten.

Türen von leistungsfähigen Hochhausaufzügen öffnen und schließen schnell. Sie müssen aber lange genug offen bleiben, um Personen in Ruhe ein- und aussteigen zu lassen. Die Schließkanten der Türen müssen mit einer Schließkantenüberwachung ausgerüstet werden. Dadurch werden Hindernisse frühzeitig erkannt und die Türblätter können rechtzeitig zum Stillstand gebracht und wieder geöffnet werden. Dafür werden heute überwiegend Lichtgitter verwendet, die die gesamte Türöffnung erfassen und bei Unterbrechung eines Lichtstrahls den Türschließvorgang verhindern.

Sowohl der Fahrschacht als auch die Fahrkabine sind durch eine eigene Türkonstruktion abzuschließen. Schachttüren müssen für den Notfall mit einer Einrichtung zur Notentriegelung versehen sein, die von außen zu bedienen ist.

5.4. Aufzugskonfiguration

Personenaufzüge sollen im Verkehrsmittelpunkt von Bauwerken angeordnet und nach Möglichkeit zu Aufzuggruppen zusammengefasst sein.

Bei Häusern mit bis zu ca. 25 Geschoßen werden üblicherweise alle Geschoße von einer einzigen Aufzuggruppe angefahren. Alle Geschoße können von jedem Geschoß aus mit einer Aufzugsfahrt ohne Umsteigen erreicht werden. Bei höheren Bauwerken bewirkt die Aufteilung in Nahgruppe und Ferngruppe eine Reduktion der Haltestellen je Aufzug, erhöht die Förderleistung und reduziert die Wartezeiten. Die oberen Geschoße werden schneller und mit einer geringeren Anzahl von Zwischenstopps erreicht. Bei Gebäuden mit bis zu ca. 45 Stockwerken können drei Gruppen sinnvoll sein (siehe Abbildung 5.2).

Bei den oben genannten Konfigurationen können von der Eingangsebene alle Geschoße ohne Umsteigen erreicht werden. Verkehrstechnisch sind diese Lösungen hervorragend zur komfortablen vertikalen Erschließung von Hochhäusern geeignet. Nachteilig sind jedoch bei mehr als drei Aufzuggruppen das große Schachtvolumen sowie der hohe Flächenbedarf in der Eingangsebene. Um diese zu reduzieren, bietet sich bei

einer Höhe von ca. 200 Metern die Möglichkeit an, Aufzüge übereinander in Verbindung mit Umsteigegechoßen anzuordnen.

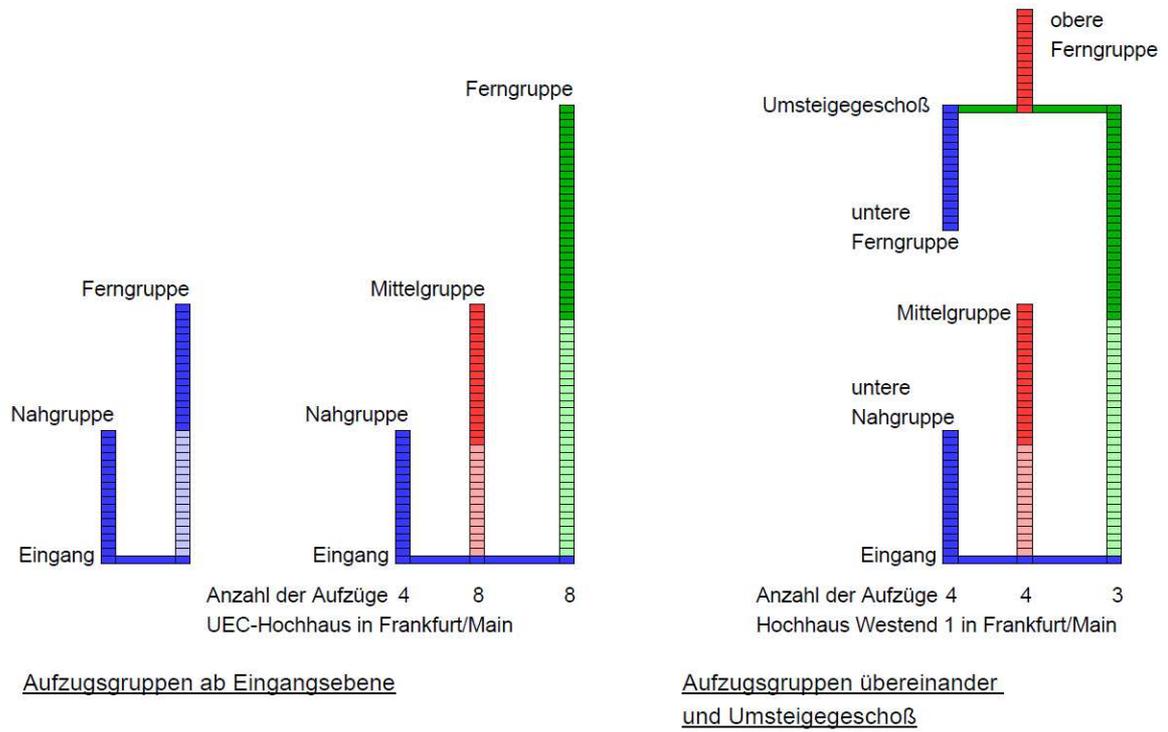


Abbildung 5.2: Aufzugskonfigurationen [2]

6 Deckenanschluss an Kernwand

Dieses Kapitel ist mit den folgenden Quellen aus dem Literaturverzeichnis erstellt: [1], [3], [5], [20].

Bei einem Hochhaus entspricht nach [1] das Primärtragwerk einem vertikalen Kragträger. Dieser im Boden eingespannte Kragarm ist einer Normalkraftbelastung durch Eigen- und Verkehrslasten sowie einer Querbelastung durch Wind oder Erdbeben ausgesetzt. Der Querschnitt des Kragträgers setzt sich aus verschiedenen vertikalen Traggliedern (Stützen, Wandscheiben) zusammen. Die Art der Verbindung, dieser in Höhe der Geschoßdecken miteinander verbundenen vertikalen Tragelemente, bestimmt die Wechselwirkung der Vertikalbauteile untereinander. Das ist für das Trag- und Verformungsverhalten des Kragträgers entscheidend.

Ein gelenkiger Anschluss entsteht, wenn die Kopplung allein durch die Deckenscheibe erzeugt wird, was auf die geringere Biegesteifigkeit der Decke als Platte im Vergleich zur Biegesteifigkeit der Wandscheiben zurückzuführen ist. Laut [3] werden zwischen den einzelnen vertikalen Bauteilen daher nur Scheibenkräfte über die Decke übertragen.

Unterschiedliches Verformungsverhalten von verschiedenen vertikalen Tragelementen unter Horizontalbelastung führt zu einer horizontalen Wechselwirkung mit entsprechender Lastumlagerung. Dies ist der Fall, wenn Wandscheiben und Stockwerkrahmen über die Deckenscheiben miteinander verbunden werden. Dieser Fall ist im Abschnitt 3.2 erklärt und in der Abbildung 3.5 dargestellt.

Deckentragwerke führen zur Stabilisierung des Bauwerks durch Weiterleitung der Horizontallasten als horizontale Scheibe zu den vertikalen Aussteifungselementen. Die normal- und schubkraftbeanspruchbaren Decken sorgen dafür, dass die verschiedenen vertikalen Aussteifungssysteme zusammenwirken.

Die Steifigkeit der Deckenscheiben in ihrer Ebene wird nach [20] als unendlich groß bzw. starr angenommen, so dass die Verteilung der Horizontalkräfte in den Aussteifungstragwerken nach ihren Steifigkeitsverhältnissen erfolgt. Diese Annahme gilt für kompakte Bauwerke. Die Aussparungen in den Decken müssen bei der Übertragung der Schubkräfte und der Biegemomente berücksichtigt werden.

Die klassische Hochhausdecke gliedert sich im Aufbau laut [3] in drei Bereiche:

- Hohlraum- /oder Doppelboden
- tragende Deckenkonstruktion
- abgehängte Unterdecke mit Installationsraum.

Derzeit kommt es vermehrt zu Installationen von Elektroleitungen, Betonkernaktivierungen und Sprinklerleitungen innerhalb des Deckentragwerks.

Die Auswahl des Deckentypus erfolgt aufgrund statischer Kriterien, der Geometrie von Querschnitten und des Grundrisses sowie der damit verbundenen Herstellungstechnik. Im Folgenden sind die Flachdecke und die Verbunddecke kurz erklärt.

Nach [3] ermöglichen die Spannweiten von 7,50 bis 8,00 m zwischen Kernwänden und der Fassade die Verwendung von Stahlbetonflachdecken. Diese sind biegesteif auf den Kernwänden liniengelagert und entlang der Fassade linien- oder punktgelagert. Bei einer Lochfassade sind einachsig gespannte Platten mit Dicken von 22 bis 25 cm erforderlich und bei in Einzelstützen aufgelösten Fassaden ergeben sich zweiachsig gespannte Flachdecken mit Dicken bis zu ca. 30 cm.

Hohe Einspanngrade stellen sich für biegesteife, an die Kernwände und an die Außenwände angeschlossene Decken. Die sich daraus ergebenden Einspannmomente stellen kein Problem der Bemessung, sondern ein konstruktives Problem dar. Hohe Aufmerksamkeit ist auf die konstruktive Durchbildung des Decken-Wandanschlusses zu legen, vor allem dann, wenn die Decken nachträglich an die Kerne angeschlossen werden.

Bei einer beidseitig volleingespannten Decke kann ein nachträglicher Anschluss an die Kernwand sehr kostenintensiv sein. Eine Momentenumlagerung nach [3] sieht eine kostengünstige Alternativlösung vor. Die Einspannbewehrung soll soweit reduziert werden, dass diese durch rückbiegbare Bewehrungsanschlüsse realisiert werden kann.

Bei einer Verbunddecke (siehe Abbildung 6.1) wirken ein profiliertes Stahlblech und der Aufbeton im Verbund zusammen. Die Bleche sind schnell zu verlegen, dienen sofort als Arbeitsbühne und stehen weiter als selbsttragende Schalung der Ortbetonplatte zur Verfügung. Um die Querverteilung der Lasten zu gewährleisten, ist eine zusätzliche Mattenbewehrung unmittelbar auf dem Blech erforderlich.

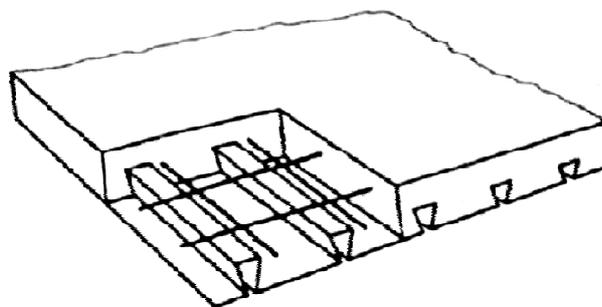


Abbildung 6.1: Verbunddecke [3]

Bei Hochhäusern mit Kern und äußerer Lochfassade hat sich die Verbunddecke als wirtschaftliches Bauverfahren erwiesen. Der innenliegende Kern eilt den Schal-, Be-

wehrungs- und Betonierarbeiten der Lochfassade und den Geschoßdecken um einige Geschoße voraus. Die Folge ist, dass jeweils ein aufgehendes Geschoß der Lochfassade zusammen mit der darunter befindlichen Decke in einem Arbeitsgang hergestellt wird. Die Einschalung der Lochfassade erfolgt mit Kletterschalung, dementsprechend soll das Einschalen und Bewehren der Decke zeitgleich und genau so schnell stattfinden. Daher ist die Verwendung von Verbunddecken vorteilhaft. Der Deckenanschluss am Kern erfordert besondere Beachtung. Die Verbundbleche enden vor der Kernwand, sodass sie in diesem Bereich über einen Zugstoß an die konventionelle Bewehrung angeschlossen werden müssen. Die Bewehrung wird aus Verwehrkästen in den Kernwänden rückgebogen.

Bei starker horizontaler Belastung sind zur Gewährleistung der Scheibenwirkung bei Fertig- und Verbunddecken ausreichend steife und starke Verbindungen in der Deckenebene vorzusehen. Nach [5] wird dies mit einer vergleichsweise dünnen, auf die vorgefertigten Teile gegossenen und bewehrten Ortbetonschicht von etwa 60 mm Dicke erreicht. Um die Schubbeanspruchungen aus der Horizontallasteinwirkung aufnehmen zu können, muss der Überbeton außerdem einen guten Verbund mit der übrigen Tragstruktur aufweisen.

7 Modellierung

In der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Zierhofer [21] wurde anhand physikalischer Versuche der Schubmittelpunktverlauf mehrerer Probekörper untersucht. Für weitere Untersuchungen wird der Probekörper 1 aus [21] herangezogen. Der Probekörper 1 entspricht am ehesten einem Modell eines Hochhauskerns mit realen Öffnungsabmessungen.

7.1. Geometrie

Der zu untersuchende Probekörper dient als Aufzugsschacht und ist folglich ein einzelliger Querschnitt. Die Öffnungen in jedem Geschoß stellen die Aussparungen für die Aufzugstüre dar. Aufgrund dieser geschoßweisen Perforation wird der eigentlich geschlossene Querschnitt abschnittsweise zu einem offenen Querschnitt. Der Probekörper wird dadurch zu einem gegliederten Hohlkasten.

Der einzellige Querschnitt wird mit 60 x 40 x 3 mm angenommen (siehe Abbildung 7.2). Der Probekörper stellt ein Modell mit Öffnungsabmessungen von 70 x 30 mm dar. Die Höhe des Modells beträgt 1120 mm und die Abstände zwischen den jeweiligen Perforationen sind mit 50 mm angesetzt. In den folgenden Abbildungen ist die Geometrie des Probekörpers dargestellt:

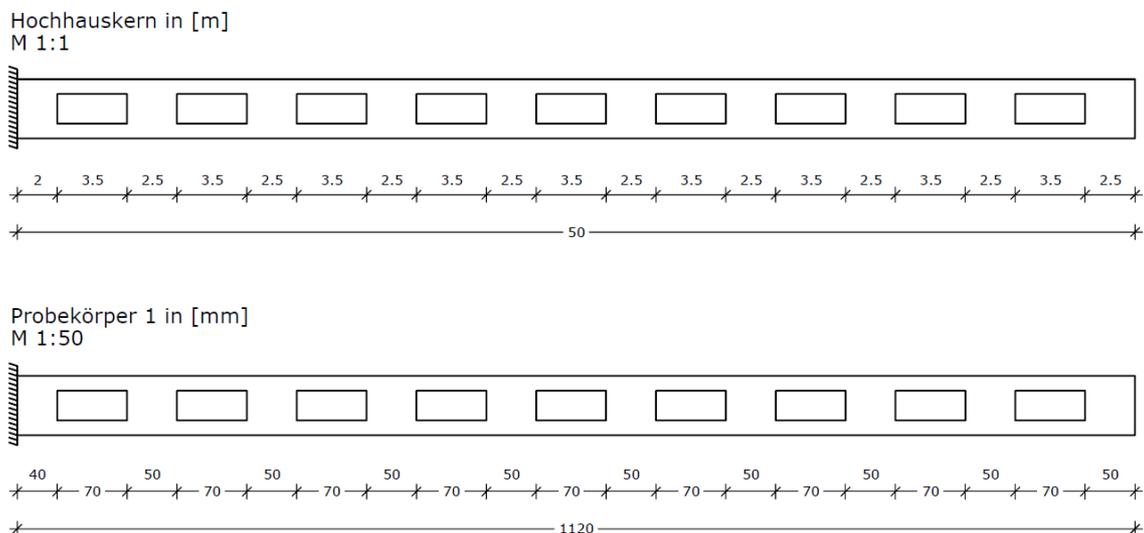
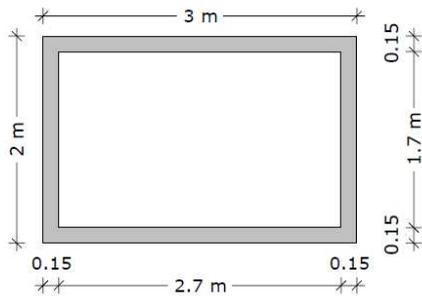


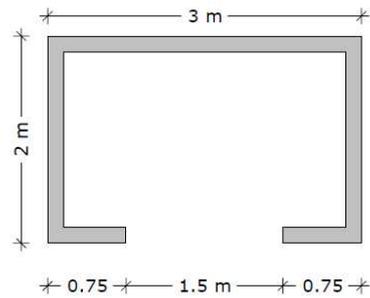
Abbildung 7.1: Geometrie Hochhauskern im Maßstab 1:1 und Probekörper im Maßstab 1:50

a) M 1:1

geschlossener Querschnitt

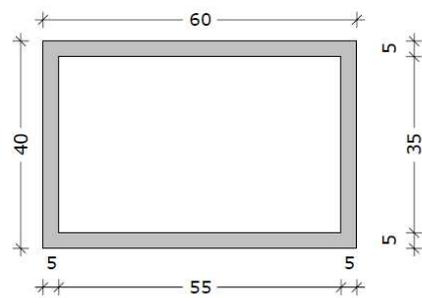


offener Querschnitt



b) M 1:50

geschlossener Querschnitt
[mm]



offener Querschnitt
[mm]

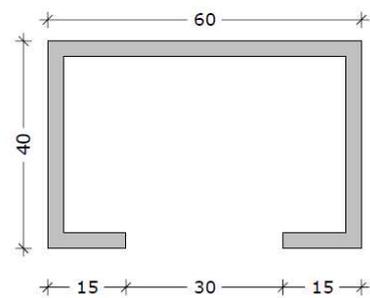


Abbildung 7.2: Querschnitt Hochhauskern im a) Maßstab 1:1 und Modell im b) Maßstab 1:50

Nach [21] befindet sich beim offenen Querschnitt der rein rechnerisch ermittelte Schubmittelpunkt bei 19.37 mm außerhalb der Außenkante Wand und beim geschlossenen Querschnitt 20 mm innerhalb der Außenkante Wand, also im Schwerpunkt des Profils (siehe Abbildung 7.3). Im Kapitel 4.1 ist auf die Theorie zur Lage des Schubmittelpunkts hingewiesen.

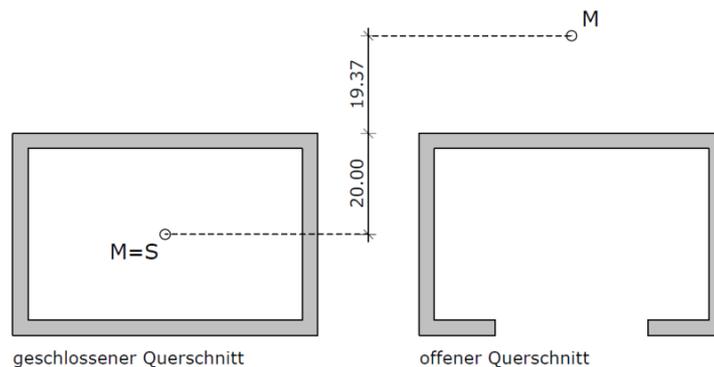


Abbildung 7.3: Lage der Schubmittelpunkte in mm nach [21]

Der oben beschriebene Hochhauskern im Maßstab 1:50 wird als Flächentragwerk im Berechnungsprogramm modelliert. Dadurch sind die auftretenden Verschiebungen an beliebigen Punkten in der Querschnittsebene ablesbar. Würde der Probekörper als Stab eingegeben, dann wären die Verschiebungen nur auf die Stabachse bezogen. Der

Probekörper wird als zusammengesetzte, schubsteif miteinander verbundene Wandscheibe in das FE-Programm eingegeben.

Zur Aufbringung eines Torsionsmoments in Form eines Schubflusses aus einer horizontal wirkenden, exzentrischen Einzellast auf den Hochhauskern wird eine Schubflussklemme (siehe Abbildung 7.4) verwendet. Sie entspricht einem höhenverstellbaren Rahmen mit variabler Auskrägung. Die Schubflussklemme leitet die auf die Auskrägung einwirkende horizontale Einzellast als konstante längenbezogene Kraft gleichmäßig über den Umfang des Probekörpers. Weiter dient die Schubflussklemme zur Veränderung der Höhenlage der horizontalen Belastung. Die Schubflussklemme ist aus Vierkantstahl mit der Stahlgüte S235 und einer Abmessung von 5 x 5 mm. Im Kapitel 7.5 wird beschrieben, wie mit Hilfe der Auskrägung bzw. Exzentrizität e die Lage des Schubmittelpunkts ermittelt wird. In Abbildung 7.4 ist der Nullpunkt der Exzentrizität mit der Außenkante des Probekörpers definiert.

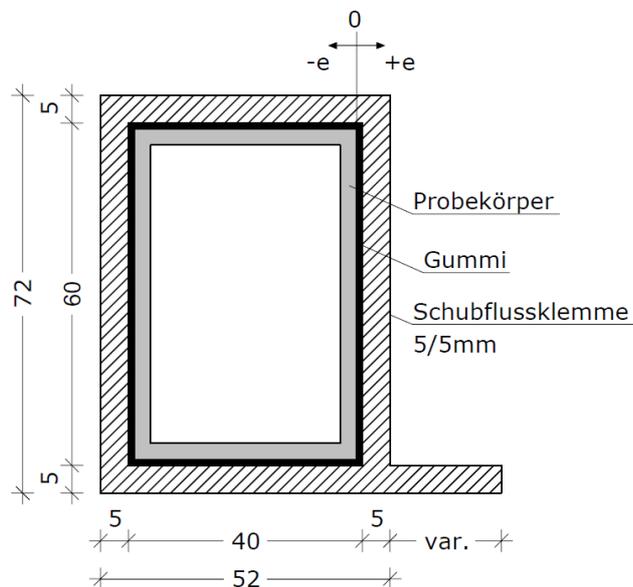


Abbildung 7.4: Schubflussklemme Maße in mm

Bei den physikalischen Versuchen nach [21] und [22] wurde zwischen der Schubflussklemme und dem Probekörper eine Schicht Gummi zur gleichmäßigeren Einleitung des Schubflusses eingebaut (siehe Abbildung 7.4). Diese Zwischenschicht wurde bei der Berechnung mit RFEM bzw. SOFiSTiK vernachlässigt.

7.2. Materialkennwerte

Nach [21] wird für den Probekörper das Material hart-PVC verwendet. In der nachstehenden Tabelle sind die Materialparameter aufgelistet:

Tabelle 7.1: Materialkennwerte hart-PVC [21]

Elastizitätsmodul E	3 500 N/mm ²
Schubmodul G	1 200 N/mm ²
Querdehnzahl ν	0.458
Spezifisches Gewicht γ	15.91 kN/m ³

Die Schubflussklemme wird in Stahl S235 ausgeführt. Die Elastizitäts- und Schubmodule werden um den Faktor 10 erhöht, wodurch die Eigenverformungen der Schubflussklemme minimal werden.

Tabelle 7.2: Materialkennwerte S235 [21]

Elastizitätsmodul E	210 000 N/mm ²
Schubmodul G	807 692 N/mm ²
Querdehnzahl ν	0.300
Spezifisches Gewicht γ	78.5 kN/m ³

7.3. Lagerung

Der Kern eines Hochhauses dient einerseits der Aussteifung des Bauwerks, andererseits als Aufzugsschacht, Treppenhaus und Haustechnikschacht. Die am Bauwerk angreifenden horizontalen Lasten werden in den Kern eingeleitet und über die Einspannung in das Fundament und weiter in den Untergrund abgeleitet.

Nach [1] entspricht das statische System eines Hochhauskerns einem eingespannten Kragträger (siehe Abbildung 7.5 a).

a) Prinzipskizze



b) Hochhaus schematisch

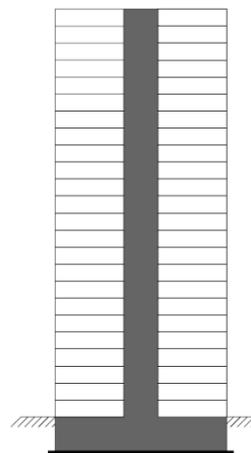


Abbildung 7.5: Statisches System eines Hochhauskerns

7.4. Aufgabenstellung

Auf die genauen Punkte der Aufgabenstellung wird im Kapitel 10 eingegangen.

7.5. Auswertung

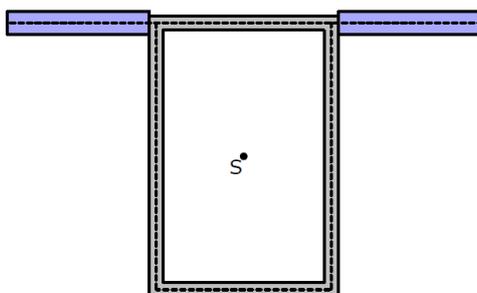
Gesucht ist die Lage des Schubmittelpunktes in unterschiedlichen Höhen des Probekörpers, sodass ein Schubmittelpunktverlauf über die Höhe dargestellt werden kann.

Wirkt eine beliebige exzentrische horizontale Kraft auf ein Bauwerk, kommt es zur Querschnittverschiebung und -verdrehung. Verläuft die Wirkungslinie der Horizontalkraft durch den Schubmittelpunkt, kommt es zu keiner Verdrehung mehr, sondern nur zur Verschiebung in Krafrichtung.

Am obersten Ende des Modells, gegenüber der Krafteinleitung, werden zwei seitliche Vierkantstahlträger mit Messpunkten angebracht. Einerseits wird durch die Entfernung zur Einspannung die maximale Verformung des Probekörpers ermittelt, andererseits wird durch die Verlängerung der Abstand zum Drehpunkt vergrößert. Dadurch sind etwaige Störungen im Nachkommabereich vernachlässigbar.

An den Seiten der Vierkantstahlträger wird jeweils ein Messpunkt positioniert. Bei einer bestimmten exzentrisch wirkenden horizontalen Einzellast messen die Messpunkte die Verschiebungsbeträge für den jeweiligen Querschnitt (siehe Abbildung 7.6). Die Differenz Δ der beiden Verschiebungswerte kann größer bzw. kleiner Null sein. Dabei kommt es zu Verschiebungen und Verdrehungen des Probekörpers. Wenn die Differenz jedoch gleich Null beträgt, so kommt es nur zur Verschiebung in Krafrichtung und zu keiner Verdrehung. Somit weisen die beiden Messpunkte denselben Verschiebungsweg auf und die Lage des Schubmittelpunkts ist bekannt. Wird dieser spezielle Verschiebungszustand für eine Exzentrizität (e_{ges}) bei einer bestimmten Höhe erreicht, dann verläuft die Wirkungslinie der Einzelkraft durch den Schubmittelpunkt.

a) unverformte Lage



b) verformte Lage

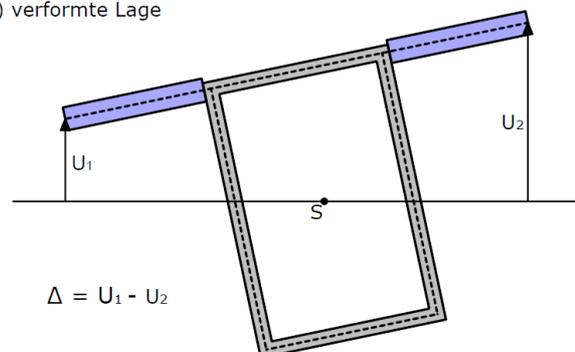


Abbildung 7.6: a) unverformte b) verformte Lage des Probekörpers

In der folgenden Abbildung ist ein Ausschnitt der tabellarischen Auswertung aus dem FE-Programm RFEM dargestellt.

h_{SFK} [mm]	Verschiebung im Knoten		Differenz [mm]	e_{Last} [mm]	e_{ges} [mm]
375	-3.110	-3.096	-0.014	8	7.12
	-3.103	-3.105	0.002	7	
400	-3.493	-3.481	-0.012	8	7.29
	-3.485	-3.490	0.005	7	

Abbildung 7.7: Ausschnitt der Auswertung mit RFEM

Wechselt das Vorzeichen der gebildeten Differenz von einer Exzentrizität (e_{Last}) zur nächsten, so befindet sich der Schubmittelpunkt dazwischen und dessen Lage (e_{ges}) wird durch lineare Interpolation (siehe Formel (7.1)) ermittelt.

$$f(x) = f_0 + \frac{f_1 - f_0}{x_1 - x_0} * (x - x_0) \quad (7.1)$$

7.6. Grundprinzip der *Finite-Elemente-Methode*

Dieser Abschnitt wird mit den Quellen [23] und [24] aus dem Literaturverzeichnis erstellt.

Fast alle im Bauwesen angewendeten Computerprogramme beruhen auf der Deformationsmethode, da damit eine übersichtlichere und schematischere Umsetzung möglich ist. Die Deformationsmethode geht von unbekanntem Verschiebungen und Verdrehungen aus.

Wenn ein Tragwerk mathematisch beschrieben wird, so läuft dies auf die Lösung von partiellen Differentialgleichungen hinaus. Nur in wenigen Fällen wäre eine analytische Lösung möglich.

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ermöglicht eine realistische Beschreibung des Tragverhaltens von Bauwerken und Bauteilen. Dafür muss das Tragwerksmodell die Verteilung der Steifigkeit und Masse realitätsnahe wiedergeben. Die Verteilung der Steifigkeits-, Massen-, Dämpfungs- und auch der Festigkeitseigenschaften im jeweiligen Bauwerk lässt sich mit Hilfe räumlicher Modelle zuverlässig beschreiben.

Tragwerke werden als Stab- und/oder Flächentragwerke abgebildet. Sie bestehen aus mit Masse belegten Stäben (Träger, Stützen ...) oder Flächenelementen (Wände, Decken ...). Das Verhalten der Verbindungen (starre oder gelenkige Verbindungen) ist bei der Modellierung bedeutend.

Bei der FEM wird ein aus unendlich vielen kleinen Materialelementen bestehendes reales Tragwerk in ein Netz von endlich finiten untereinander verbundenen Teilen bzw. Elementen zerlegt, für die das mechanische Verhalten durch Näherungsansätze beschrieben wird. Das Randwertproblem des realen Tragwerks wird somit auf die zerlegten einzelnen finiten Elemente übertragen. Die Eigenschaften der finiten Elemente werden an diskreten Punkten, den Knotenpunkten, beschrieben. Durch den Bezug auf diese diskreten Punkte entsteht ein „endliches“ lösbares Gleichungssystem. In den Knotenpunkten werden Weggrößen als Freiheitsgrade definiert und die Lastwerte zusammengefasst.

Als 2D-Elemente werden in der Regel Vierecks- und Dreieckselemente verwendet. Die Freiheitsgrade in den Knotenpunkten sind die Verschiebungen (u_x, u_y, u_z) und Verdrehungen (ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z).

Schematischer Ablauf einer FEM-Berechnung:

- Tragwerk in endliche finite Elemente durch Netzgenerierung einteilen
- Mechanische Eigenschaften an den Knotenpunkten der finiten Elemente beschreiben → Steifigkeitsbeziehungen der Einzelemente
- Zusammenbau der Einzelemente zur Gesamtstruktur → Steifigkeitsbeziehung des Gesamtsystems
- Einbau der Lagerbedingungen
- Lösen des Gleichungssystems führt zur Ermittlung des Verschiebungsvektors
- Rückrechnung auf das Einzelement und somit Berechnung der Schnittgrößen

7.7. Fehlerquellen bei FE-Lösungen

Dieser Abschnitt ist mit Quelle [23] aus dem Literaturverzeichnis erstellt.

Die Programme erlauben eine zunehmende komfortable Generierung der statischen Systeme und eine vollkommene Dokumentation der Ergebnisse. Dabei wird jedoch häufig vergessen, die gewonnenen Ergebnisse kritisch zu betrachten.

Die möglichen Fehlerquellen lassen sich in zwei Gruppen einteilen:

- Fehler, die allgemein bei der Nutzung von Software und bei Lösung ingenieurtechnischer Aufgaben entstehen können sowie
- Fehlerquellen, die spezifisch für die verwendete Methode sind.

Zur ersten Gruppe gehören Fehler im Berechnungsmodell sowie Eingabe- und Programmfehler. In der folgenden Aufzählung sind einige gängige Fehler aufgelistet:

- Tragwerk im Programm entspricht nicht der Realität
- falsche Vereinfachungen und Idealisierungen
- fehlerhafte Geometrie-, Lagerungs-, Belastungs- oder Materialeigenschaften
- ungenügende Kenntnisse über die in den verwendeten Programmen enthaltenen Gesetze, Annahmen und Hypothesen

Die zweite Gruppe der Fehler hängt unmittelbar mit der Methode der finiten Elemente zusammen. Zu den vermeidbaren Fehlerquellen, Software-abhängig, gehören:

- Gewährleistung einer Mindestansatzordnung
- Approximation konstanter Krümmungszustände bei Platten (Patch-Test)
- Approximation konstanter Verzerrungszustände bei Scheiben (Patch-Test)
- Geometrische Isotropie und Drehungsinvarianz
- Invarianz gegen Starrkörperverschiebungen
- Konsistenzfehlerfreie Theorie (Gewährleistung der Konformität)
- „Shear Locking“ freie Elemente bei der Theorie der dicken Platten

Zu den nicht vermeidbaren Fehlerquellen, die Software-unabhängig sind, gehören:

- Projektionsfehler
- Lösung des exakten Randwertproblems auf einen FEM-Ansatzraum projiziert
- Singularitäten der Zustandsgrößen
- Stellen im Tragwerk mit keinen aussagefähigen Ergebnissen
- Numerische Fehler
- Abbrechfehler, Rundungsfehler

Die Minimierung der Fehler liegt beim Anwender der Software. Er muss die Methode, deren Risiken und Schwachpunkte kennen und mit diesen auch umgehen können.

7.8. Aussteifungsberechnung mit FE-Programmen

Dieser Abschnitt ist mit Quelle [25] aus dem Literaturverzeichnis erzeugt.

Eine Aussteifungsberechnung dient zum Nachweis der Gesamtstabilität eines Bauwerks. Die Schnittgrößen werden von Vertikal- und besonders Horizontallasten bestimmt. Eine dreidimensionale Abbildung des Gesamttragwerks ist zeitintensiv, wodurch eine Reduzierung des Gesamtsystems auf die wesentlichen Tragglieder (Kerne, Wandscheiben usw.) angestrebt wird. Die Verbindungen der einzelnen Kerne und Wandscheiben erfolgt im realen System durch die Deckenscheiben. Die werden bei der numerischen Berechnung als starr in ihrer Ebene betrachtet.

Für einfache, regelmäßige Systeme mit affinem Verformungsverhalten der aussteifenden Bauteile können die erforderlichen Nachweise mit Hilfe des Ersatzstabverfahrens nach [1] erfolgen. Bei komplizierten Aussteifungssystemen bietet sich die Berechnung mit dem Stabwerkmodell an. Es sind folglich drei Möglichkeiten vorhanden um ein Aussteifungssystem zu berechnen:

- Ersatzstabverfahren
- Stabwerkmodell und
- Scheibenmodell.

Das Ersatzstabverfahren nach [1] ist als Handrechnung und zur Kontrolle der Ergebnisse der numerischen Untersuchung gedacht.

Beim Stabwerkmodell nach [25] werden die einzelnen aussteifenden Bauteile durch Stabelemente abgebildet. Die Schwerachse des Stabes befindet sich jeweils im Schwerpunkt des Querschnitts. Das entspricht dem realen Tragverhalten des Gesamtsystems. Die Lasten greifen generell in den Knoten, das heißt, in der Schwerachse an. Für Kerne, deren Schubmittelpunkt nicht mit dem Schwerpunkt zusammenfällt, kommt es zu Torsionsbeanspruchungen und Verdrehungen um die Stabachse. Die Torsionsbelastung des Stabes muss entsprechend dem Abstand zwischen dem lokalen Schubmittelpunkt und dem Schwerpunkt bestimmt werden. Im Stabmodell werden die einzelnen aussteifenden Bauteile gelenkig mit der Decke verbunden, sodass die Decken nur Scheibenkräfte übertragen können. Die Deckenscheiben werden durch spezielle Kopplungen berücksichtigt. Das reale Tragverhalten einer Deckenplatte entspricht dem einer biegeweichen Scheibe, wobei alle Punkte einer Ebene die gleiche Verdrehung aufweisen.

In Abbildung 7.8 ist beispielsweise ein statisches System für ein Stabtragwerk nach [25] dargestellt.

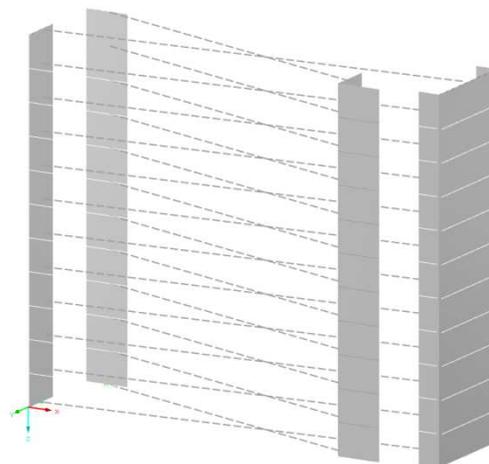


Abbildung 7.8: Stabwerkmodell eines Hochhauses [25]

Das Scheibenmodell hat zum einen den Nachteil, dass der Aufwand für die Diskretisierung, die Kontrolle und die Auswertung größer ist. Zum anderen aber den Vorteil, dass das Tragverhalten genauer erfasst wird als beim Ersatzstabverfahren oder Stabwerkmodell. In Abbildung 7.9 ist das oben dargestellte Bauwerk als Scheibenmodell ohne Stützen abgebildet.

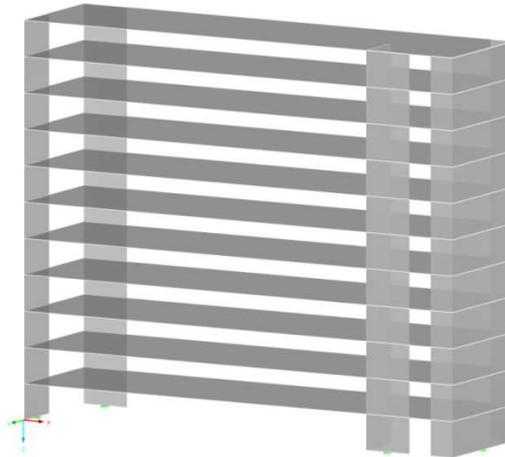


Abbildung 7.9: Scheibenmodell eines Hochhauses [25]

Das Fazit nach [25] ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der drei verschiedenen Möglichkeiten der Aussteifungsberechnung. Das macht auch deutlich, dass ein übertriebener Aufwand bei der Schnittgrößenermittlung oftmals nicht sinnvoll ist.

7.9. Modellierung einer gegliederten Wandscheibe

Dieser Abschnitt ist mit den Quellen [3] und [25] aus dem Literaturverzeichnis erstellt.

Hochhauskerne sind Scheibensysteme mit regelmäßigen Perforationen und können auch als gegliederte Wandscheiben bezeichnet werden. Die Wände werden über eine geschoßweise Kopplung durch Riegel verbunden. In den Wandscheiben wird nach [3] ein wesentlicher Teil des aus der Horizontalbelastung resultierenden Moments über Kräftepaare aufgenommen (siehe Abbildung 7.10). Im Vergleich zur Einzelscheibe entsteht durch einen größeren inneren Hebelarm ein wesentlich günstigeres Tragverhalten, das durch geringere Verformungen und eine entsprechend höhere Steifigkeit geprägt ist.

Eine Schnittgrößenbestimmung mit einem Stabwerkmodell einer Scheibe mit Öffnungen ist aufgrund der großen Querschnittsabmessungen nur beschränkt möglich. Ziel ist es, die Steifigkeit des Gesamtsystems richtig zu modellieren. Scheibenberechnungen liefern genauere Werte, sind jedoch aufwändiger.

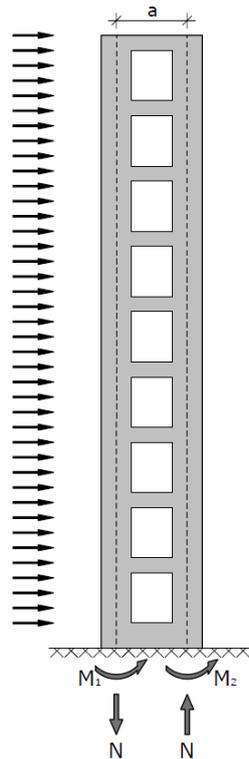


Abbildung 7.10: Gegliederte Wandscheibe [3]

Beim Stabwerkmodell wird die schlanke Wandscheibe durch gerade Stäbe, deren Schwerachse in der Schwerachse des jeweiligen Querschnitts angeordnet ist, idealisiert. Die Idealisierung des Riegels als beidseitig mit den Stielen biegesteif verbundener Stab genügt nicht, da hierbei die Stützweite des Riegels zu groß wäre. Bei massiven Bauteilen in der Wandscheibenebene sind Modifikationen des Stabmodells notwendig. In Abbildung 7.11 sind Modelle für die gegliederte Wandscheibe dargestellt. Es bieten sich nach [25] folgende Möglichkeiten an:

- Stab mit unterschiedlicher Steifigkeit
- Ersatzstab mit konstanter Steifigkeit
- Kopplung der Eckknoten als starre Scheibe
- Scheibenberechnung

Nach [25] ergibt die Berechnung mit dem nicht modifizierten Rahmensystem große Verschiebungen, beim Ersatzstab mit konstanter Steifigkeit und mit einer starren Kopplung der Eckknoten ergibt die Berechnung nahezu die gleichen Werte. Die beiden Stabwerkberechnungen ergeben eine gute Übereinstimmung mit der Scheibenberechnung. Beim Stab mit den unterschiedlichen Steifigkeiten kann es zu numerischen Problemen durch große Steifigkeitsunterschiede kommen.

Die Genauigkeit eines Stabmodells im Bereich der Festhaltung ist stark von den Lagerungsbedingungen abhängig.

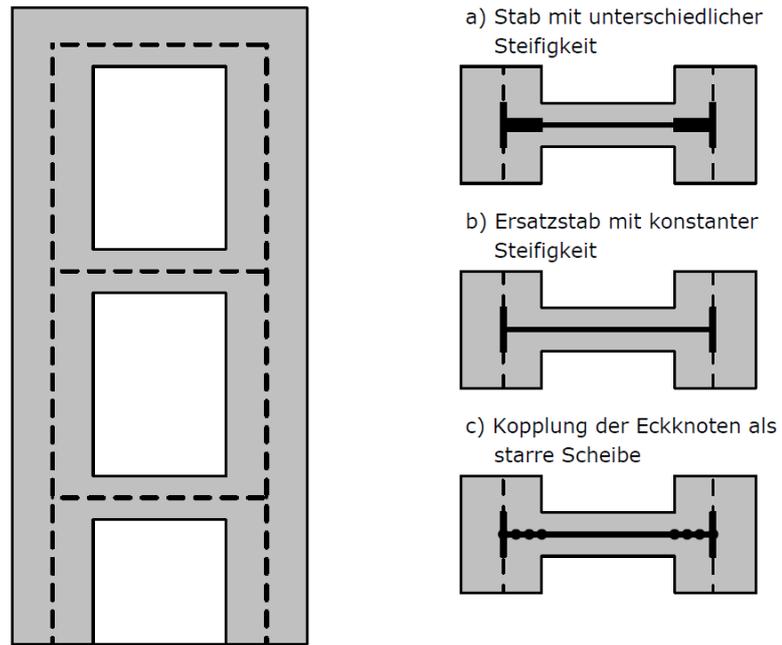


Abbildung 7.11: Modelle zur gegliederten Wandscheibe [25]

8 Modellierung und Simulation mit RFEM

Die Nachvollziehbarkeit der Modellierung und Bemessung mit RFEM ist im Handbuch [24] bzw. in der Projektarbeit [26] genauer dargestellt.

8.1. Programm

Die numerische Simulation erfolgte mit dem FE-Programm RFEM 5.03 der Firma Dlubal Software GmbH. Diese Software ist für räumliche Tragwerke der Finite-Elemente-Methode konzipiert.

8.2. Modell

Die Eingabe des Modells erfolgt grafisch. Mit dem Befehl *Knoten* werden zuerst die Ecken der Wandmittelfläche modelliert. Danach werden diese miteinander durch Linien verbunden. Nun werden die Öffnungen mit dem Befehl *Knoten* und *Linien* erzeugt. Das Linienmodell ist in der Abbildung 8.1 dargestellt.

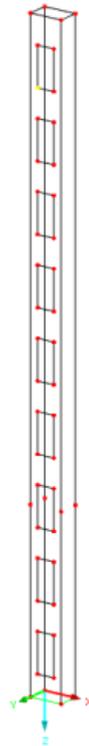


Abbildung 8.1: Linienmodell in RFEM

Im nächsten Schritt werden die zu verwendenden Materialien definiert. Die Materialkennwerte sind der Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2 zu entnehmen. Jetzt kann mit dem Befehl *Flächen* nicht nur die Geometrie, sondern auch die Steifigkeit, die sich aus dem Material und dessen Dicke ergibt, erzeugt werden. Als nächstes werden mit der grafi-

sche Auswahl die Begrenzungslinien der Öffnung nacheinander angeklickt, sodass diese automatisch erkannt und erzeugt werden.

Das Linienlager wird durch die Definition der Verhinderung der Verschiebungen und Verdrehungen festgelegt. Bei der Einspannung werden alle Verschiebungen (u_x , u_y , u_z) und Verdrehungen (φ_x , φ_y , φ_z) behindert. In der folgenden Abbildung werden das Flächentragwerk und die Randbedingungen des Linienlagers dargestellt.

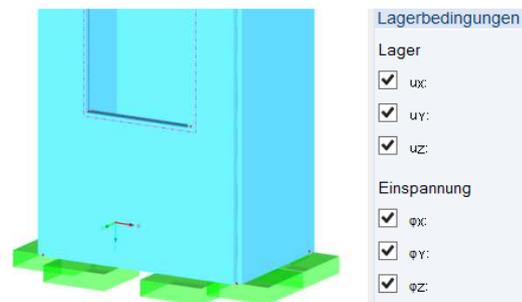


Abbildung 8.2: Flächentragwerk mit Linienlagerung in RFEM

Der Querschnitt für die Schubflussklemme wird als nächstes definiert. Dabei handelt es sich um einen Rechteckquerschnitt mit 5 x 5 mm aus S235. Der Stab wird als Balkenstab mit einer Stabexzentrizität von 4 mm modelliert. Durch die Modellierung der Schubflussklemme als Balkenstab liegt ein biegesteifer Anschluss vor. Am oberen Ende werden noch die 50 mm Vierkantstahlverlängerungen für die Messpunkte als Balkenstab mit denselben Querschnitt- und Materialparametern wie bei der Schubflussklemme modelliert (siehe Abbildung 8.3).

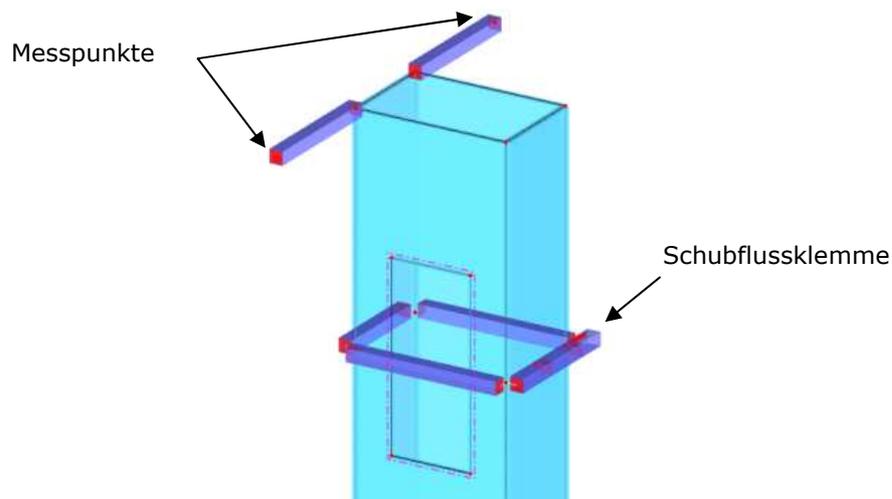


Abbildung 8.3: Schubflussklemme und Vierkantträger in RFEM

Die auf das Modell wirkenden horizontalen Einzellasten (siehe Abbildung 8.4) werden in unterschiedlichen Lastfällen verwaltet. Diese werden als charakteristische Einwirkungen definiert. Die horizontal einwirkende Einzellast wird als Knotenlast mit $P_x = 0.04$ kN angenommen.

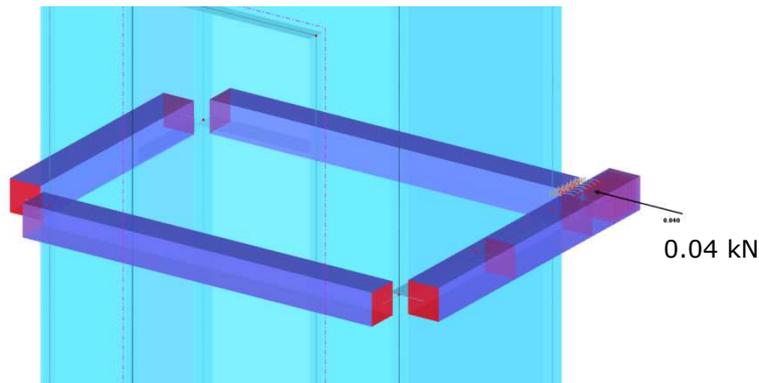


Abbildung 8.4: Lastansatz in RFEM

Damit nicht eine Kraft bei einer bestimmten Exzentrizität berechnet wird, die Verschiebungsbeträge aus der Tabelle entnimmt und dann die Kraft verschiebt und wieder berechnet, wird eine effizientere Methode gewählt. In 1-Millimeter-Abständen werden Knoten an den auskragenden Teil der Schubflussklemme eingefügt. Für jeden Knoten wird ein Lastfall erstellt und mit einer Knotenlast belastet. So können gleichzeitig mehrere Einzellasten für verschiedene Exzentrizitäten unabhängig voneinander berechnet werden.

Das FE-Netz wird automatisch generiert. Für die FE-Netzeinstellungen werden die Länge und Form der finiten Elemente angegeben. Die Seitenlängen der finiten Elemente werden mit 5 mm und die Form als viereckig definiert. Damit wird die Orientierung nach [23] von etwa sechs bis acht Elementen zwischen den Randlinien einer Fläche eingehalten. In der folgenden Abbildung ist das FE-Netz dargestellt.

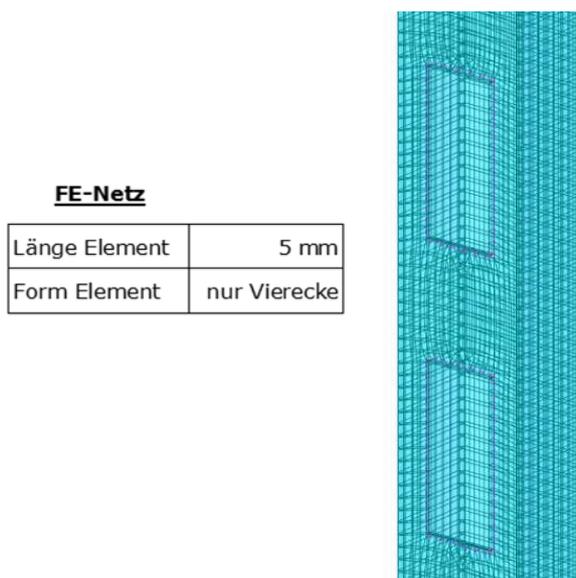


Abbildung 8.5: FE-Netz in RFEM

Nun kann mit der numerischen Simulation begonnen werden.

8.3. Simulation

Die numerische Simulation wird schrittweise erklärt:

- Flächentragwerk modellieren (Geometrie, Material, Lagerung)
- Schubflussklemme modellieren (Geometrie, Material)
- Lastfälle definieren und die jeweiligen Belastungen ansetzen
- Schubflussklemme an der Stelle der ersten Messhöhe positionieren
- Berechnung starten
- Verschiebungen (u_x) der Messpunkte für unterschiedliche Lastfälle der Tabelle entnehmen (gesucht sind jene Werte deren Verschiebungsdifferenz unterschiedliche Vorzeichen haben, da sich dazwischen der Schubmittelpunkt befindet)
- Werte der Verschiebungen in einen Excel-File eintragen
- Differenz der Verschiebungsbeträge bilden und linear interpolieren
- Schubmittelpunktlage bestimmt
- Schubflussklemme zur nächsten Messhöhe verschieben und Berechnung erneut starten

9 Modellierung und Simulation mit SOFiSTiK

Die genauere Erklärung zur Modellierung und Bemessung mit SOFiSTiK ist in den Handbüchern [27] und in der Projektarbeit [26] gegeben.

9.1. Programm

Die folgende numerische Simulation erfolgt mit dem FE-Programm SOFiSTiK 14.03 von der Firma SOFiSTiK AG. Die Software hat einen modularen Aufbau. Klassische Batch-Programme, die mit einer kleinen Eingabedatei angesteuert werden und dabei vollen Zugriff auf eine Datenbasis haben, bilden den Rechenkern.

- SSD SOFiSTiK Structural Desktop Benutzeroberfläche
- SOFiPLUS(-X) grafische Eingabe auf AutoCAD Basis
- WiNGRAF Grafische Darstellung FE und Stabtragwerke

9.2. Modell

Das statische System wird im Programm SOFiPLUS(-X) eingegeben. Die grafische Eingabe des Modells erfolgt mit dem Befehl *Linien*. Das Modell als Linienmodell mit Wänden und Öffnungen ist in Abbildung 9.1 dargestellt.

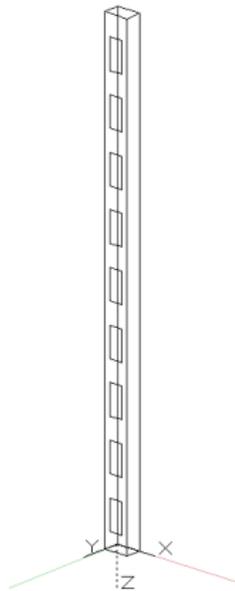


Abbildung 9.1: Linienmodell in SOFiPLUS(-X)

Der nächste Schritt ist die Definition der Materialien. Die Materialparameter sind aus Tabelle 7.1 bzw. Tabelle 7.2 zu entnehmen. Nun kann die Fläche mit dem Befehl *Strukturfläche* definiert werden. Die Dicke und das Material der Fläche werden bestimmt. Als nächstes erfolgt über den Befehl *Aussparung* die Definition der Öffnungen.

Die Lagerung erfolgt als Einspannung, daher sind die Verschiebungen bzw. Verdrehungen in alle Richtungen gehalten. Durch den Befehl *Strukturlinie* wird im Register *Festhaltungen* die erforderliche Lagerbedingung definiert. In der folgenden Abbildung werden das Flächentragwerk und die Randbedingungen des Linienlagers dargestellt.

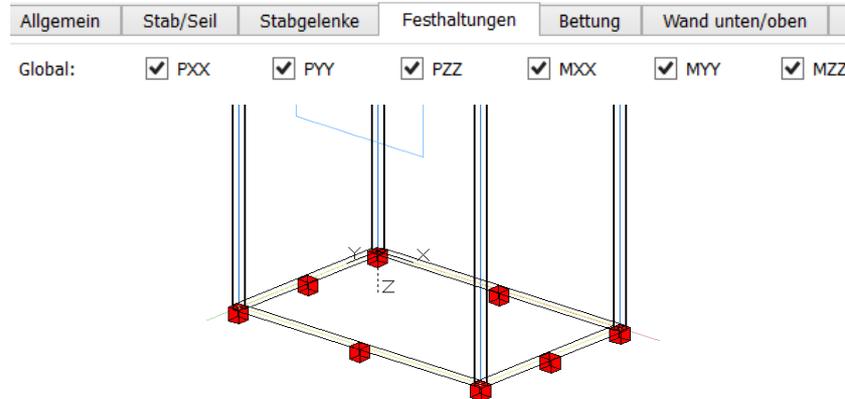


Abbildung 9.2: Flächentragwerk mit Linienlagerung in SOFiPLUS(-X)

Die Schubflussklemme wird mit dem Befehl *Strukturlinie* im Register *Stab/Seil* als *exzentrischer Stab* mit einem Querschnitt von 5 x 5 mm definiert. Am oberen Ende des Modells werden die 50 mm Vierkantstahlverlängerungen für die Messpunkte als *zentrischer Biegestab* mit denselben Querschnitts- und Materialparametern wie bei der Schubflussklemme modelliert (siehe Abbildung 9.3).

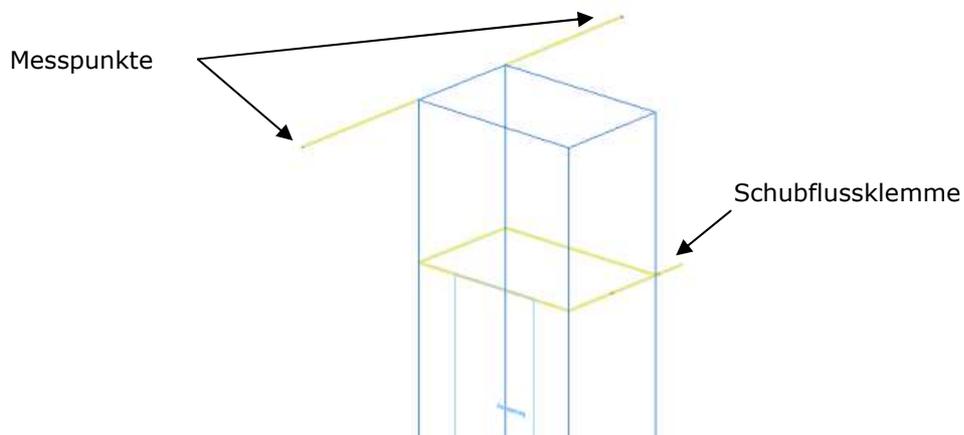


Abbildung 9.3: Schubflussklemme in SOFiPLUS(-X)

Die auf das Modell wirkenden horizontalen Einzellasten werden im Lastfallmanager in unterschiedlichen Lastfällen verwaltet. Die horizontal einwirkende Einzellast wird als Knotenlast mit $P_x = 0.04 \text{ kN}$ angenommen und mit dem Befehl *Strukturpunktlast* modelliert. In 1-Millimeter-Abständen werden Knoten an den ausragenden Teil der Schubflussklemme eingefügt. Für jeden Knoten wird ein Lastfall erstellt und mit einer Knotenlast belastet (siehe Abbildung 9.4). So können gleichzeitig mehrere Einzellasten für verschiedene Exzentrizitäten berechnet werden.

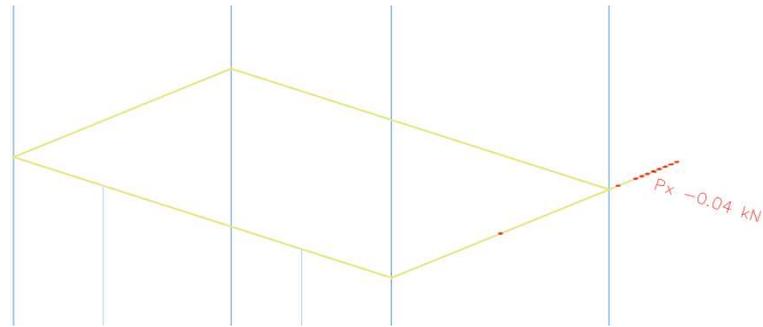


Abbildung 9.4: Lastansatz in SOFiPLUS(-X)

Die Modellierung der Geometrie und Belastung ist abgeschlossen. Nun wird das Modell von SOFiPULS(-X) in das SSD exportiert. Zuvor erfolgt noch die Definition der FE-Netzparameter. Das FE-Netz wird durch die Netzfeinheit manuell mit 5 mm und den Elementtyp *Viereck* definiert.

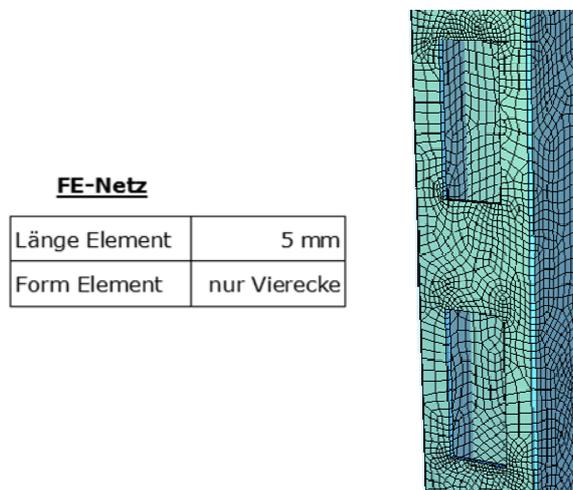


Abbildung 9.5: FE-Netz in SOFiSTiK SSD

In der folgenden Abbildung ist ein Ausschnitt des generierten Modells in SSD dargestellt.

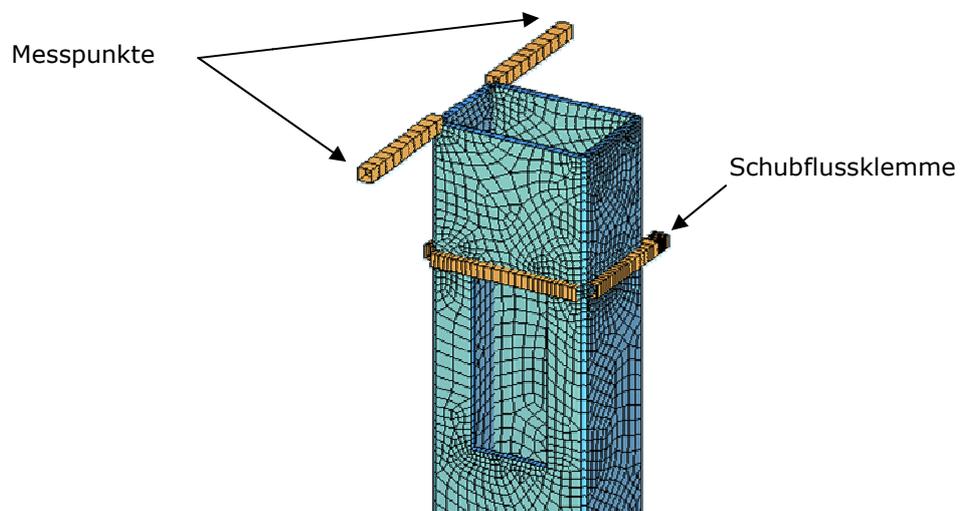


Abbildung 9.6: Schubflussklemme in SOFiSTiK SSD

9.3. Simulation

Die schrittweise Erklärung der numerischen Simulation erfolgt analog zu der Simulation in RFEM im Abschnitt 8.3.

10 Aufgabenstellung

Das Ziel dieser Diplomarbeit besteht darin, einen weiteren Einblick in das Verhalten des Schubmittelpunktverlaufs eines perforierten Kernes über die Höhe zu verschaffen.

Bislang wurden am Institut für Hochbau und Technologie der TU Wien drei Diplomarbeiten zum Thema Schubmittelpunktverlauf von Hochhauskernen verfasst. In der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Zierhofer [21] fanden physikalische Versuche mit mehreren Probekörpern, die unterschiedliche Perforationen und eingespannte Lagerung aufweisen. Weitere Versuche mit veränderter Lagerbedingung, gabelgelagerte Einfeldträger, wurden in der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Pühringer [22] untersucht. Die Nachlaufrechnung mittels eines FE-Programms hat bei beiden Diplomarbeiten zu keiner Übereinstimmung der Schubmittelpunktlage geführt, sodass weitere Untersuchungen mit anderen Finite-Elemente-Programmen erforderlich sind. In der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Thurner [28] wurde eine numerische Simulation mit zwei Finite-Elemente-Programmen durchgeführt.

In dieser Diplomarbeit wurden drei Fragestellungen betrachtet:

- Die Modellierung der Schubflussklemme – welche Möglichkeiten gibt es?
- Welche Auswirkungen hat die Veränderung der Wanddicke auf die Schubmittelpunktlage?
- Welche Effekte treten auf, wenn die Perforationen nicht nur einseitig sondern beidseitig angeordnet sind?

10.1. Kopplungsvarianten

Physikalische Versuche zum Schubmittelpunktverlauf eines Hochhauskerns wurden in [21] untersucht. Dabei diente die Schubflussklemme zur Aufbringung eines Torsionsmoments in Form eines Schubflusses aus einer horizontal wirkenden exzentrischen Einzellast. Auf die Schubflussklemme wurde in Kapitel 7.1 genauer eingegangen. Wie bereits oben erwähnt, hat eine Nachlaufrechnung mittels Dlubal RFEM keine Übereinstimmung der physikalischen mit den numerischen Schubmittelpunktverläufen ergeben. Daher sind weitere numerische Untersuchungen erforderlich.

Die Modellierung des Hochhauskerns als Flächentragwerk mit den entsprechenden Materialkennwerten und Lagerbedingungen entspricht dem Modell im physikalischen Versuch. Diese Bedingungen sind im Abschnitt 7.2 und 7.3 nachzulesen. Daher wird das Augenmerk auf die Modellierung der Schubflussklemme gelegt und folgende Überlegungen angestellt:

Der erste Probekörper mit der Kopplungsvariante K1 (siehe Abbildung 10.1) wird mit einem auskragenden Einzelstab modelliert. Die horizontale Einzelkraft wird direkt vom Einzelstab auf das Flächentragwerk weitergeleitet. Das Torsionsmoment wird nicht in Form eines Schubflusses aufgebracht. Die Verbindung zwischen Einzelstab und Fläche ist als biegesteif anzusehen. Die Steifigkeit des Einzelstabs ist höher als die des Flächentragwerks. Singularitäten nach [23] sind die Folge. Darunter versteht man Stellen im Tragwerksmodell, an denen die FEM keine aussagekräftigen Ergebnisse liefert. Sie resultieren aus der Unstimmigkeit im Rechenmodell, wie beispielsweise durch Punktbelastung oder Punktlagerung auf das Flächentragwerk. Ein reales Bauwerk weist keine Singularitäten auf.

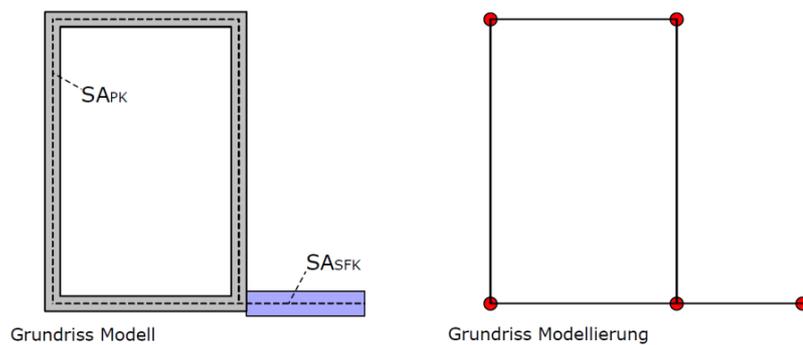


Abbildung 10.1: Kopplungsvariante K1 im Grundriss

SA_{PK} stellt die Schwerachse des Probekörpers und SA_{SFK} die Schwerachse der Schubflussklemme dar.

Für den nächsten Probekörper wird die Variante K2 (siehe Abbildung 10.2) betrachtet. Die Schubflussklemme wird als exzentrischer Balkenstab modelliert. Die Definitionslinie bzw. die Schwerachse der Schubflussklemme liegt auf den Mittellinien der Wandflächen des Probekörpers. Dadurch werden alle Kräfte, die auf die Schubflussklemme angreifen, weiter auf das Flächentragwerk übertragen. Dieser Fall entspricht der Realität eines Hochhauskerns, da dessen Wände starr mit den Geschoßdecken verbunden sind.

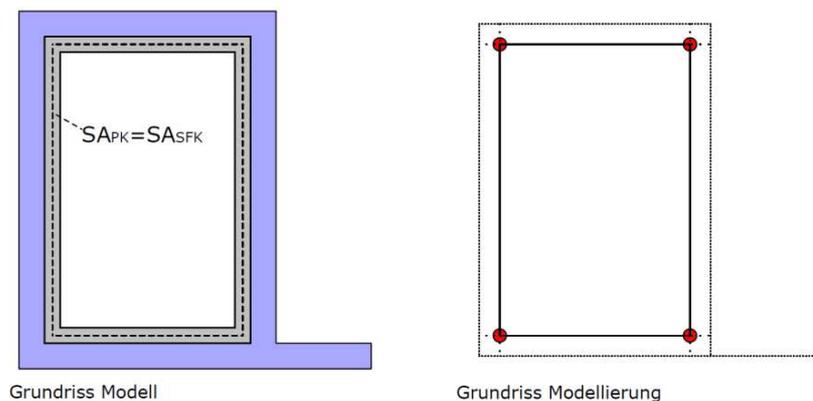


Abbildung 10.2: Kopplungsvariante K2 im Grundriss

Die letzte Kopplungsvariante der Schubflussklemme K3 (siehe Abbildung 10.3) wird mit Hilfe von Kopplungen modelliert. Diese Variante soll eine gelenkige Verbindung zwischen Kernwand und Decke darstellen. Die Schubflussklemme wird im Grundriss ihrer Schwerachse modelliert. Die Verbindung zwischen Schubflussklemme und Flächentragwerk erfolgt über Hilfsstäbe, sogenannte Starrstäbe nach [24]. Dieser Stabtyp koppelt die Verschiebungen zweier Knoten durch eine starre Verbindung und entspricht somit einem Kopplungsstab. Nach [24] ist das ein virtueller, sehr steifer Stab mit definierbaren starren oder gelenkigen Eigenschaften. Die Kraftübertragung wird somit über spezielle Stabendgelenke gezielt gesteuert. Damit lassen sich Stäbe mit hoher Steifigkeit unter Berücksichtigung von Stabendgelenken definieren. In Dlubal RFEM werden nach [24] folgende Steifigkeiten für einen Starrstab der Länge l angenommen:

- Längs- und Torsionssteifigkeit $E * A = G * I_T * 10^{13} * l$
- Biegesteifigkeit $E * I = 10^{13} * l^3$
- Schubsteifigkeit (falls aktiviert) $G_{Ay} = G_{Az} = 10^{16} * l^3$

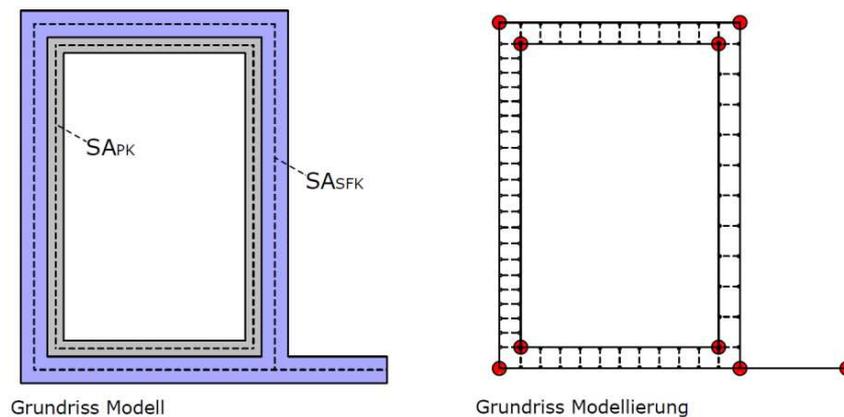


Abbildung 10.3: Kopplungsvariante K3 im Grundriss

Die Schubflussklemme soll den Schubfluss in Form einer konstanten längenbezogenen Kraft gleichmäßig über den Umfang des Profils übertragen. Anders ausgedrückt, soll keine Kraft senkrecht zum Probekörper übertragen werden, sondern nur parallel dazu. Die Verbindung Fläche Starrstab ist biegesteif bzw. starr, anders bei der Verbindung Starrstab Schubflussklemme. Hierbei soll nur eine Kraft, die parallel zur Fläche ist, übertragen werden. Daher wird in der Abbildung 10.4 die Bedingung des Stabendgelenks bezogen auf die lokalen Stabachsen für die Verbindung Starrstab Schubflussklemme dargestellt. Der Freiheitsgrad u_z wird beibehalten, da es sonst zu Instabilitätsproblemen kommt und die Schubflussklemme frei nach unten (in z-Richtung) fällt.

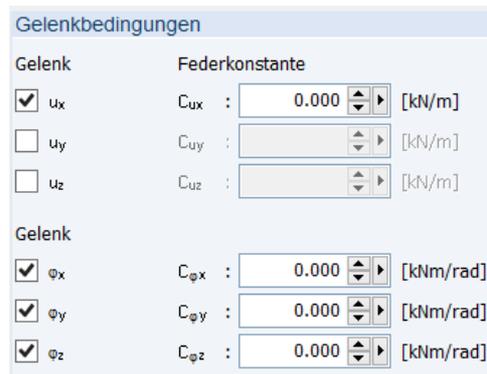


Abbildung 10.4: Eingabe des Stabendgelenks für die Kopplungsvariante K3 in RFEM

In der Abbildung 10.5 ist die Kraftübertragung schematisch dargestellt. Die horizontal einwirkende Einzellast H [kN] bewirkt eine Verschiebung und Verdrehung des Probekörpers, wenn diese nicht im Schubmittelpunkt des jeweiligen Querschnitts angreift (siehe Kapitel 4). Über die Starrstäbe mit speziellen Stabendgelenken wird H in die Kernwand geleitet. Es entsteht ein Schubfluss T [kN/lfm] im Flächentragwerk. Dieser erzeugt weiter eine Verschiebung und Verdrehung des Probekörpers.

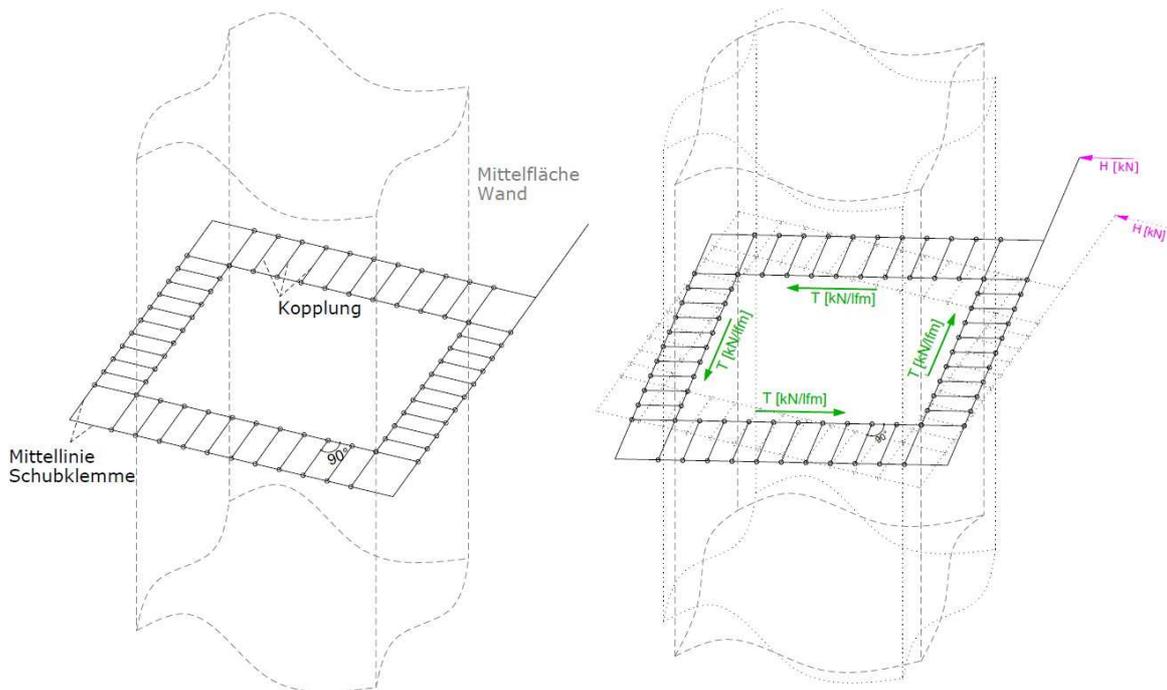


Abbildung 10.5: Schematische Darstellung der Kraftübertragung für die Kopplungsvariante K3

In der folgenden Abbildung sind die Varianten der Kopplung der Schubflussklemme im FE-Programm RFEM abgebildet.

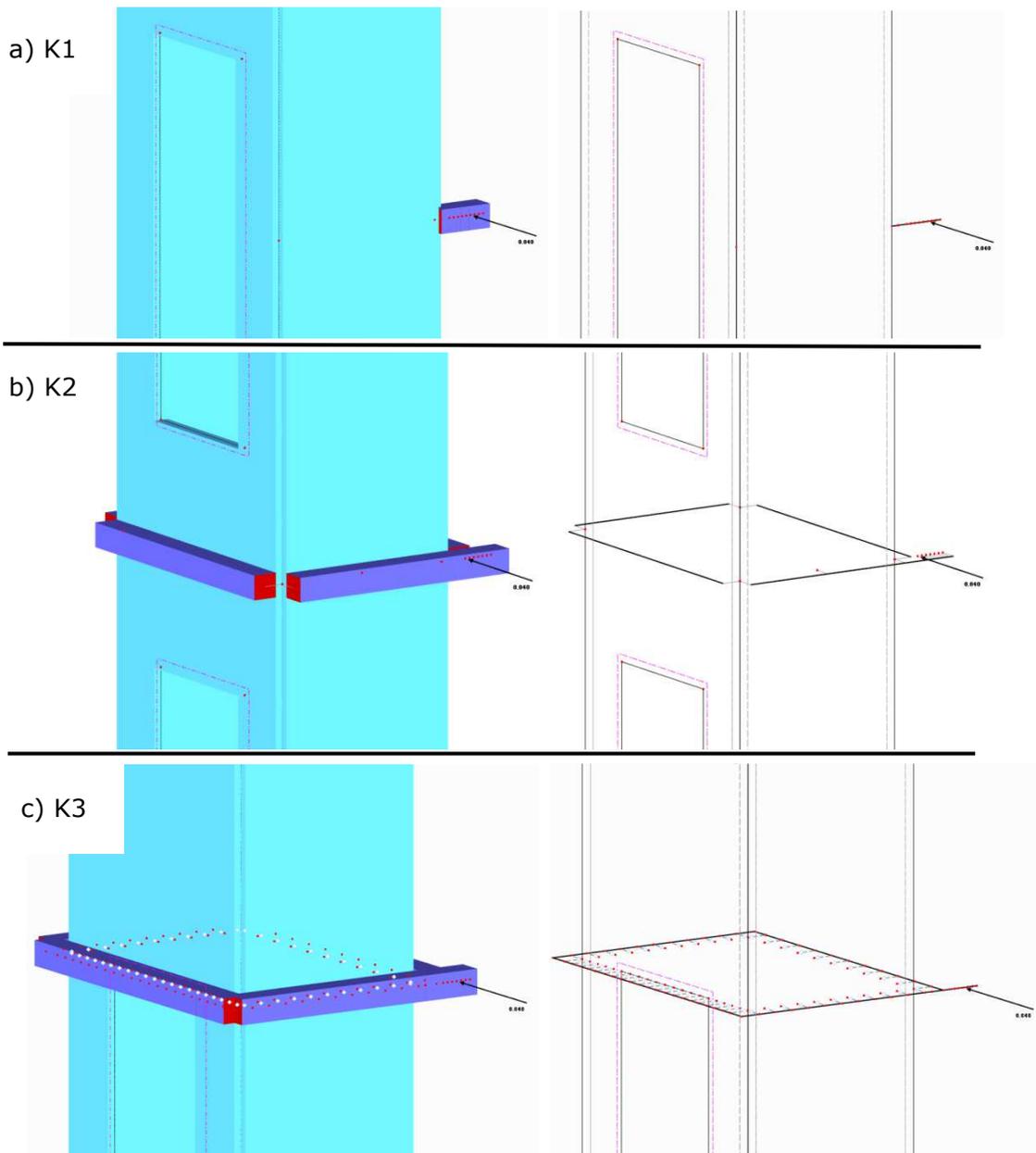


Abbildung 10.6: Kopplungsvarianten a) K1 b) K2 und c) K3 in RFEM

Für die Auswertung werden die beiden FE-Programme RFEM und SOFiSTiK herangezogen. Zuerst werden die Kopplungsvarianten K1 bis K3 miteinander in RFEM und dann in SOFiSTiK verglichen. Danach vergleicht man die einzelnen Kopplungsvarianten mit beiden FE-Programmen miteinander.

- Kopplungsvarianten mittels RFEM Abbildung 11.1
- Kopplungsvarianten mittels SOFiSTiK Abbildung 11.2
- Kopplungsvariante K1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.3
- Kopplungsvariante K2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.4
- Kopplungsvariante K3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.5

10.2. Wanddickenvarianten

In der Realität sind die Wände eines Hochhauskerns nicht immer von gleicher Wanddicke, sondern oft werden einzelne Wände dicker ausgeführt. Zur Untersuchung der Wanddickenvarianten wird der Probekörper mit den Abmessungen aus dem Abschnitt 7.1 herangezogen. Es wird mit der Wanddicke von 15 cm begonnen und dann in 5 cm Schritten erhöht. Erwartet wird, dass der Schubmittelpunkt sich vom Probekörper weg bewegt, das heißt, die Exzentrizität der horizontalen Einzelkraft größer wird.

Die hintere Wand im Probekörper W0 hat eine Wanddicke von 3 mm im Maßstab 1:50 und entspricht somit im realen Hochhauskern einer Dicke von 15 cm. Beim Probekörper W1 wird die hintere Wanddicke mit 20 cm bzw. 4 mm, bei W2 mit 25 cm bzw. 5 mm und bei W3 mit 30 cm bzw. 6 mm angenommen. In der Abbildung 10.7 sind die jeweiligen Querschnitte für die unterschiedlichen Wanddicken dargestellt:

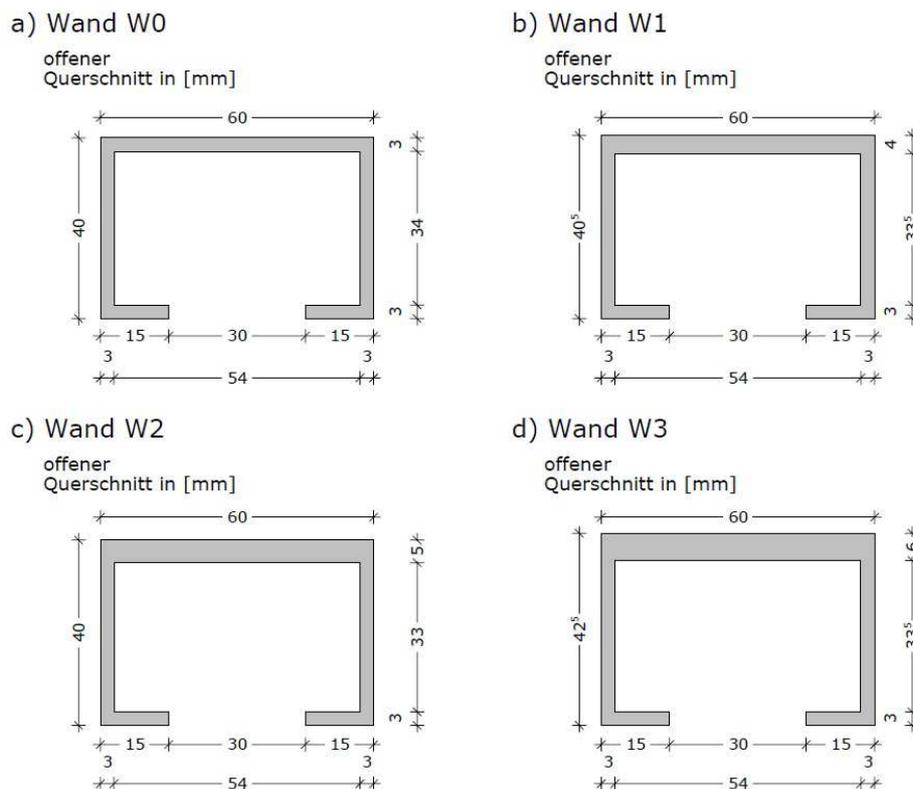


Abbildung 10.7: Wanddickenvarianten a) W0 b) W1 c) W2 und d) W3

Die Voraussetzung der Dünnwandigkeit ist gegeben, wenn die Bedingung nach [23]

$$\frac{t}{b} < \frac{1}{10} \quad (10.1)$$

erfüllt ist, wobei mit t die Wanddicke und mit b die dazugehörige Wandlänge bezeichnet wird. Diese Grenzbedingung wird gerade noch mit der Wanddicke W3 von 30 cm eingehalten.

Das Verhältnis Dicke zu Länge dient nur als grobe Orientierung. Bei dünnen Scheiben kommt die Kirchhoff'sche Theorie zur Anwendung. Dabei wird angenommen, dass einerseits die Schubverformungen infolge der Querkräfte vernachlässigt werden und andererseits die Normale zur unverformten Mittelfläche auch im verformten Zustand noch senkrecht zu dieser steht. Bei dicken Scheiben wird die Reissner-Mindlin Theorie verwendet. Hierbei werden die Schubverzerrungen berücksichtigt. [23]

Die Ermittlung der Querkräfte erfolgt bei Kirchhoff aus der Ableitung der Momente. Bei der Theorie nach Reissner-Mindlin werden die Querkräfte direkt aus den Scherwinkeln berechnet. Ferner erlaubt die Reissner-Mindlin Theorie die exakte Erfüllung der Scheibenrandbedingungen (drei statische und drei geometrische Randbedingungen). Für genaue Berechnungen werden dünne Scheiben mit Kirchhoff und dicke Scheiben mit Reissner-Mindlin berechnet. Dabei entsteht das Problem, dass das Verhältnis Dicke zu Länge keine eindeutige Definition ist und daher kein klar definierbarer Übergangsbereich von dünner zu dicker Scheibe vorhanden ist. [23]

Die Lösung nach [23] ist die Verwendung der Reissner-Mindlin Theorie auch für dünne Scheiben, wobei ein „Schubverzerrungseinflussfaktor“ eingeführt wird, der zwischen den beiden Theorien vermittelt. Dlubal passt sich automatisch optimal an, sodass keine Überlegungen über das Verhältnis Dicke zu Länge mehr erforderlich sind.

Die Schubflussklemme der Variante K2 (siehe Abbildung 10.2) wird für die Berechnung der Wanddickenvarianten herangezogen. Alle Kräfte, die auf die Schubflussklemme wirken, werden weiter auf das Flächentragwerk übertragen. Dies entspricht der Realität eines Hochhauskerns, da dessen Wände starr mit den Geschoßdecken verbunden sind.

Die numerische Simulation erfolgt mit dem FE-Programm Dlubal RFEM. Eine Untersuchung mittels SOFiSTiK wird nicht durchgeführt.

10.3. Öffnungsvarianten

Als dritter Punkt werden unterschiedliche Öffnungsvarianten betrachtet. Die Untersuchung unterschiedlicher einseitiger Perforationen wurde in der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Zierhofer [21] veranschaulicht. Dabei konnte ein Zusammenhang zwischen der Periodizität der Schubmittelpunktverläufe und der Öffnungsanordnungen bzw. -größen beobachtet werden.

Bei der Öffnungsvariante Ö1 (siehe Abbildung 10.8 a) wird jede zweite Perforation von der vorderen auf die hintere Wand verschoben. Die Abstände zwischen den Öffnungen betragen an der vorderen und hinteren Wand demzufolge 170 mm. Es ist ein wellen-

förmiger Verlauf um die Schwerpunktschwerachse des geschlossenen Querschnitts des Probekörpers über die Höhe zu erwarten.

Die nächste Öffnungsvariante Ö2 (siehe Abbildung 10.8 b) stellt einen Hochhauskern mit Zwischenstockwerken dar. Die Perforationen an der vorderen Wand entsprechen jenen des Probekörpers aus dem Kapitel 7.1. An der hinteren Wand wurden die Öffnungen um 35 mm höhenversetzt angeordnet.

Die genaue Geometrie dieser beiden Öffnungsvarianten ist in der Abbildung 10.8 dargestellt.

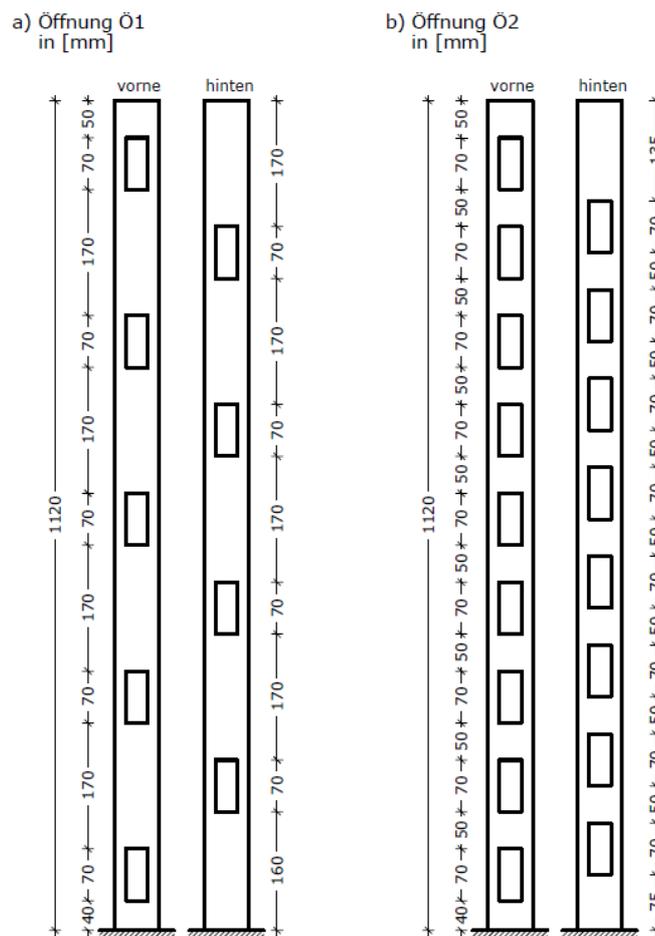


Abbildung 10.8: Öffnungsvariante a) Ö1 und b) Ö2

Die dritte Öffnungsvariante Ö3 (siehe Abbildung 10.9 c) entspricht annähernd der Öffnungsvariante Ö1. Der einzige Unterschied besteht in den Abständen zwischen den Öffnungen, die nun an der vorderen und hinteren Wand 210 mm ergeben. Dadurch soll eine genauere Aussage über den Übergangsbereich getroffen werden.

Bei der letzten Öffnungsvariante Ö4 (siehe Abbildung 10.9 d) ist der Probekörper um 20 mm höher als bei Ö3, da der obere Abstand von der Öffnung zu Decke auf 50 mm erhöht wurde. Hier soll der Einfluss der Aufzugsüberfahrtshöhe betrachtet werden.



Abbildung 10.9: Öffnungsvariante c) Ö3 und d) Ö4

Auch bei der Berechnung der Öffnungsvarianten wird die Schubflussklemme der Variante K2 (siehe Abbildung 10.2) verwendet. In der Realität sind die Geschoßdecken starr mit den Kernwänden verbunden.

Aufgrund der einfacheren Darstellung der Schubmittelpunktverläufe über die Höhe der Probekörper wird bei den Öffnungsvarianten der Nullpunkt der Exzentrizität mit dem Schwerpunkt des geschlossenen Querschnitts des Probekörpers definiert (siehe Abbildung 10.10).

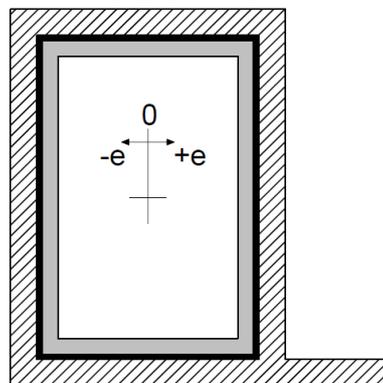


Abbildung 10.10: Definition der Exzentrizität e für die Öffnungsvarianten

Die folgenden numerischen Untersuchungen beziehen sich auf Probekörper mit Perforationen an gegenüberliegenden Wänden und die den Abmessungen in Kapitel 7.1 mit dem Unterschied der verschiedenen Lagen der Öffnungen entsprechen. Für die Auswertung werden die FE-Programme RFEM und SOFiSTiK herangezogen.

- Öffnungsvariante Ö1 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.7
- Öffnungsvariante Ö2 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.8
- Öffnungsvariante Ö3 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.9
- Öffnungsvariante Ö3 und Ö4 mittels SOFiSTiK Abbildung 11.10

11 Auswertung der numerischen Simulation

In diesem Kapitel wird die Auswertung der in Abschnitt 10 beschriebenen Varianten gezeigt.

- Kopplungsvarianten mittels RFEM Abbildung 11.1
- Kopplungsvarianten mittels SOFiSTiK Abbildung 11.2
- Kopplungsvariante K1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.3
- Kopplungsvariante K2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.4
- Kopplungsvariante K3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.5
- Wanddickenvarianten mittels RFEM Abbildung 11.6
- Öffnungsvariante Ö1 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.7
- Öffnungsvariante Ö2 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.8
- Öffnungsvariante Ö3 mittels RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.9
- Öffnungsvariante Ö3 und Ö4 mittels SOFiSTiK Abbildung 11.10

Die Schubmittelpunktverläufe werden über die Höhe des Probekörpers mit Hilfe einer *Spline* dargestellt. Eine Spline ist eine Kurve, die eine vorgegebene Reihe von Punkten möglichst glatt verbindet. Sie ist durch mehrere Stützpunkte definiert und besteht aus stückweise stetig aneinander anschließenden Polynomen. Für einen wellenförmigen Verlauf ist diese Darstellung am besten geeignet.

Die jeweils verwendeten Finite-Elemente-Programme, RFEM und SOFiSTiK sind aus den Abbildungen bzw. deren Beschriftungen zu entnehmen.

11.1. Kopplungsvarianten

Es wird noch einmal darauf hingewiesen, dass der Nullpunkt der Exzentrizität mit der Außenkante des Probekörpers definiert ist (siehe Abbildung 7.4).

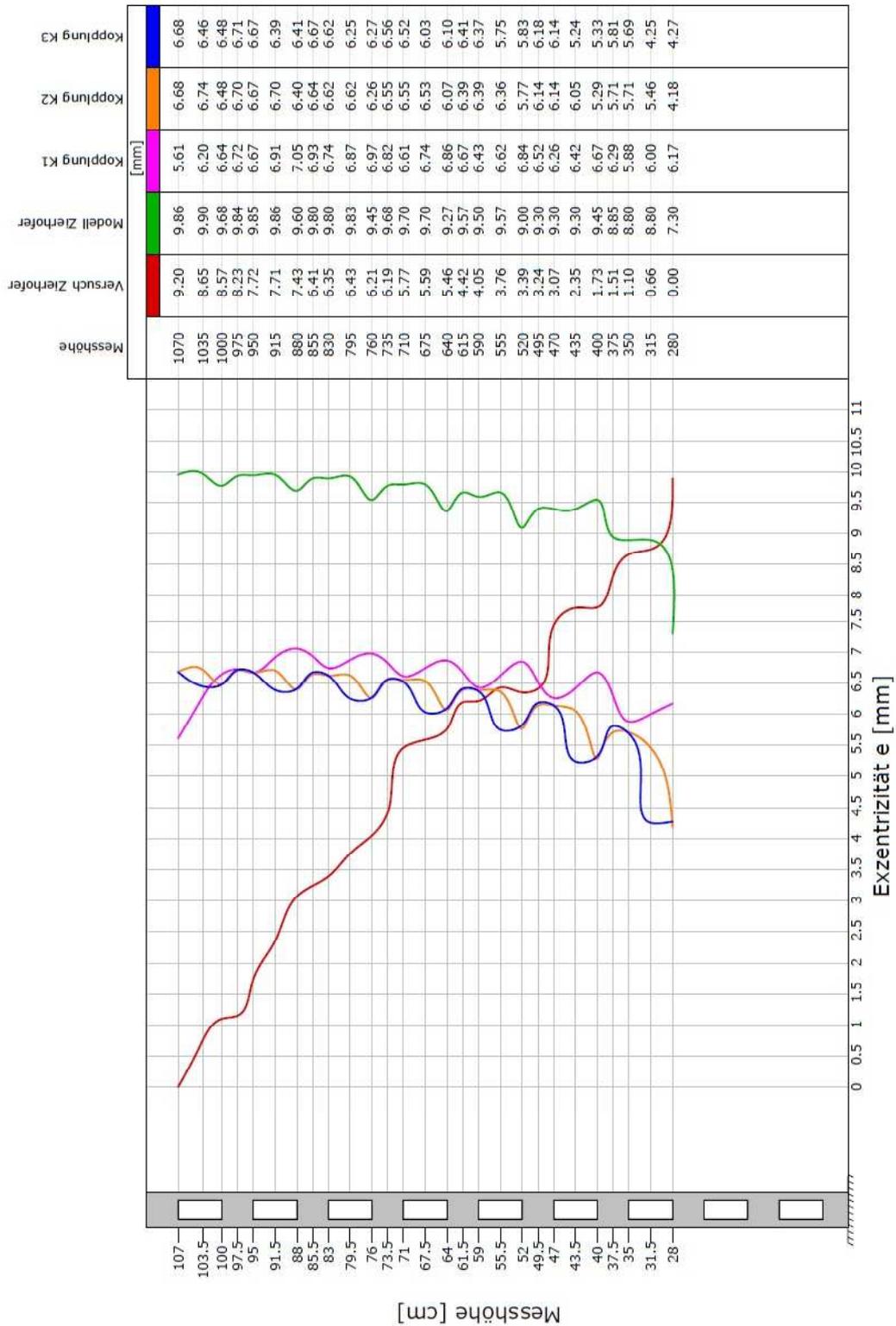


Abbildung 11.1: Kopplungsvariante K1, K2 und K3 mittels RFEM

- Kopplungsvarianten mittels RFEM

Abbildung 11.1

Die Schubmittelpunktachsen des Versuchs nach [21] (roter Verlauf) und der numerischen Berechnungen weisen entgegengesetzte Neigungen auf. Die Kurven der numerischen Berechnungen verlaufen wellenförmig über die Höhe. Die Periodenlängen entsprechen der Anordnung der Perforationen.

Der rosa Verlauf stellt die Kopplungsvariante K1 (auskragender Einzelstab) dar. Hierbei befinden sich die Hoch- bzw. Tiefpunkte der Spline bei den Übergängen von offenem bzw. geschlossenem Querschnitt. Beim geschlossenen Profil bewegt sich der Schubmittelpunkt über die Höhe vom Probekörper weg und bei offenen zum Probekörper hin. Der Verlauf ist über die Höhe gleichmäßig, abgesehen vom oberen Bereich des Probekörpers. Hier erhält man ein Minimum für die Exzentrizität des Schubmittelpunkts. Die Ergebniskurve für K1 (rosa) läuft entgegengesetzt der anderen beiden Verläufe für K2 (orange) und K3 (blau).

Die Ergebniskurven des Modells nach [21] (grün) und der Kopplungsvariante K2 (orange), die die Schubflussklemme als exzentrischer Stab definiert, sind vom Verlauf her weitgehend identisch, abgesehen vom unteren Bereich zur Einspannung hin. Die Verläufe weisen abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich auf, was möglicherweise auf die Lagerung zurückzuführen ist. Die größten Auslenkungen der beiden Kurven ergeben sich an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt. Die beiden Verläufe sind allerdings versetzt angeordnet. Der Schubmittelpunktverlauf über die Höhe befindet sich bei der orangen Kurve näher beim Probekörper, als bei der grünen. Dieser Sachverhalt könnte auf einen Unterschied bei der Modellierung bzw. Programmeinstellung hindeuten.

Beim Schubmittelpunktverlauf der Kopplungsvariante K3 (blau), die einer Kopplung der Schubflussklemme mit Starrstäben darstellt, ergeben sich die größten Auslenkungen im geschlossenen Querschnitt bzw. die kleinste im offenen. Dadurch ist dieser Verlauf höhenversetzt im Gegensatz zum grünen bzw. orangen Verlauf. Auch diese Ergebniskurve weist abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich des Probekörpers auf.

Allgemein kann festgestellt werden, dass alle Schubmittelpunktkurven über die Höhe einen wellenförmigen Verlauf haben und dass die Periodenlängen den Öffnungen entsprechen. Weitere Untersuchungen sind erforderlich.

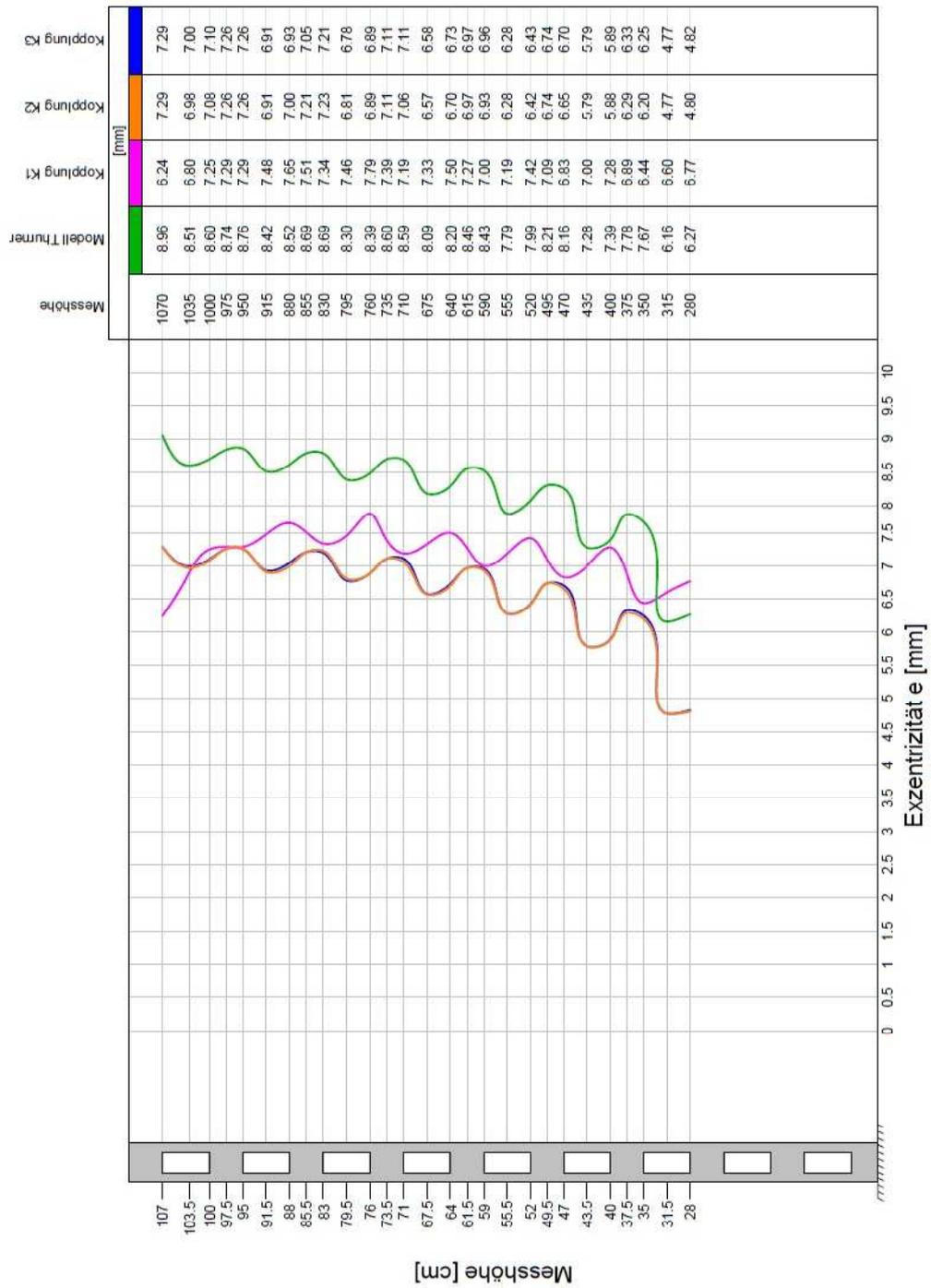


Abbildung 11.2: Kopplungsvariante K1, K2 und K3 mittels SOFiSTiK

- Kopplungsvarianten mittels SOFiSTiK

Abbildung 11.2

Auch bei der Modellierung mit SOFiSTiK verlaufen die Kurven der numerischen Berechnungen wellenförmig über die Höhe. Die Periodenlängen entsprechen der Anordnung der Perforationen.

Der rosa Verlauf stellt die Kopplungsvariante K1 (auskragender Einzelstab) dar. Hierbei befinden sich die größten Auslenkungen bei den Übergängen von offenem bzw. geschlossenem Querschnitt. Beim geschlossenen Profil bewegt sich der Schubmittelpunkt über die Höhe vom Probekörper weg und beim offenen zum Probekörper hin. Der Verlauf ist über die Höhe gleichmäßig, abgesehen vom oberen Bereich des Probekörpers. Hier erhält man ein Minimum für die Exzentrizität des Schubmittelpunkts. Der Verlauf für K1 (rosa) läuft entgegengesetzt zu den anderen Verläufen K2 (orange) und K3 (blau).

Der Schubmittelpunktverlauf für die numerische Berechnung nach [28] (grüner Verlauf) und der Kopplungsvariante K2 (orange), die die Schubflussklemme als exzentrischer Stab definiert, sind gleich, jedoch versetzt. In der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Thurner [28] ist der Nullpunkt der Exzentrizität mit der Mittellinie Wand des Probekörpers definiert. Daher kommt es zum versetzten Verlauf der beiden Kurven. Die Verläufe weisen abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich auf, was eventuell auf die Lagerung zurückzuführen ist. Die größten Auslenkungen der beiden Kurven ergeben sich am geschlossenen bzw. offenen Querschnitt.

Beim Schubmittelpunktverlauf der Kopplungsvariante K3 (blau), welche einer Kopplung der Schubflussklemme mit Starrstäben darstellt, entspricht dem Verlauf der Kopplung K2. Die Werte unterscheiden sich minimal. Dieser Sachverhalt ist wahrscheinlich auf die Modellierung zurückzuführen. Die Materialkennwerte, die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Kopplung und die Belastung sind mehrere Male kontrolliert worden. Es ist keine Abweichung aufgetreten. Daher sind weitere Untersuchungen erforderlich.

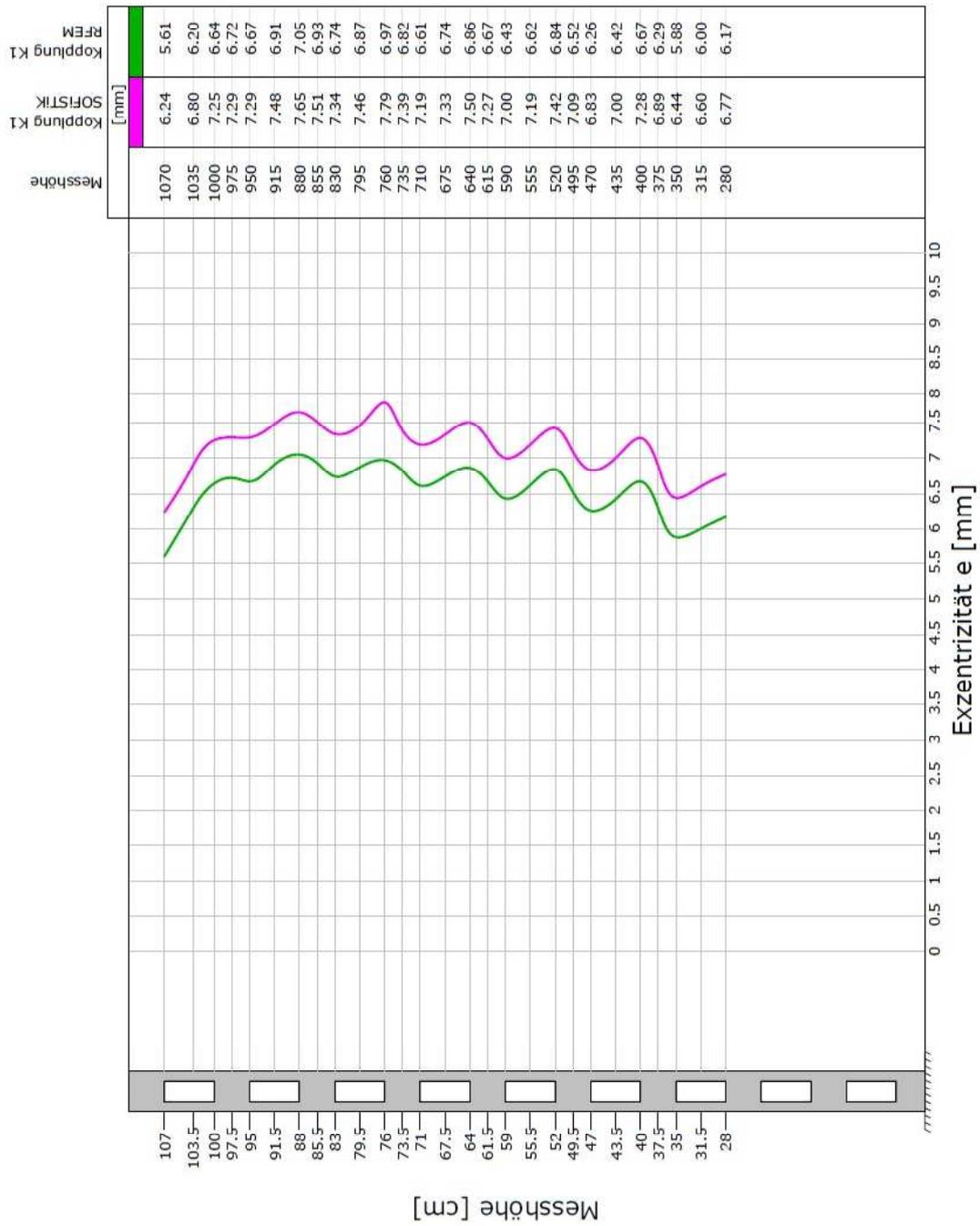


Abbildung 11.3: Kopplungsvariante K1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK

- Kopplungsvariante K1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.3

Die beiden Schubmittelpunktverläufe zeigen, dass die Berechnung mit RFEM (grün) und SOFiSTiK (rosa) zu ähnlichen Verläufen führt, was den Erwartungen entspricht.

Die Ergebniskurven sind über die Höhe wellenförmig und gleichmäßig, abgesehen vom oberen Bereich des Probekörpers. Hier ist ein Minimum für die Exzentrizität des Schubmittelpunkts zu erkennen. Die Periodenlänge hängt mit der Öffnungsanordnung zusammen. Die größten Auslenkungen stellen sich an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt ein.

Die beiden Schubmittelpunktverläufe sind jedoch versetzt angeordnet. Dies ist wahrscheinlich auf das Programm selbst zurückzuführen. Die Materialkennwerte, die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Kopplung und die Belastung sind mehrere Male kontrolliert worden. Es sind keine Abweichungen erkennbar.

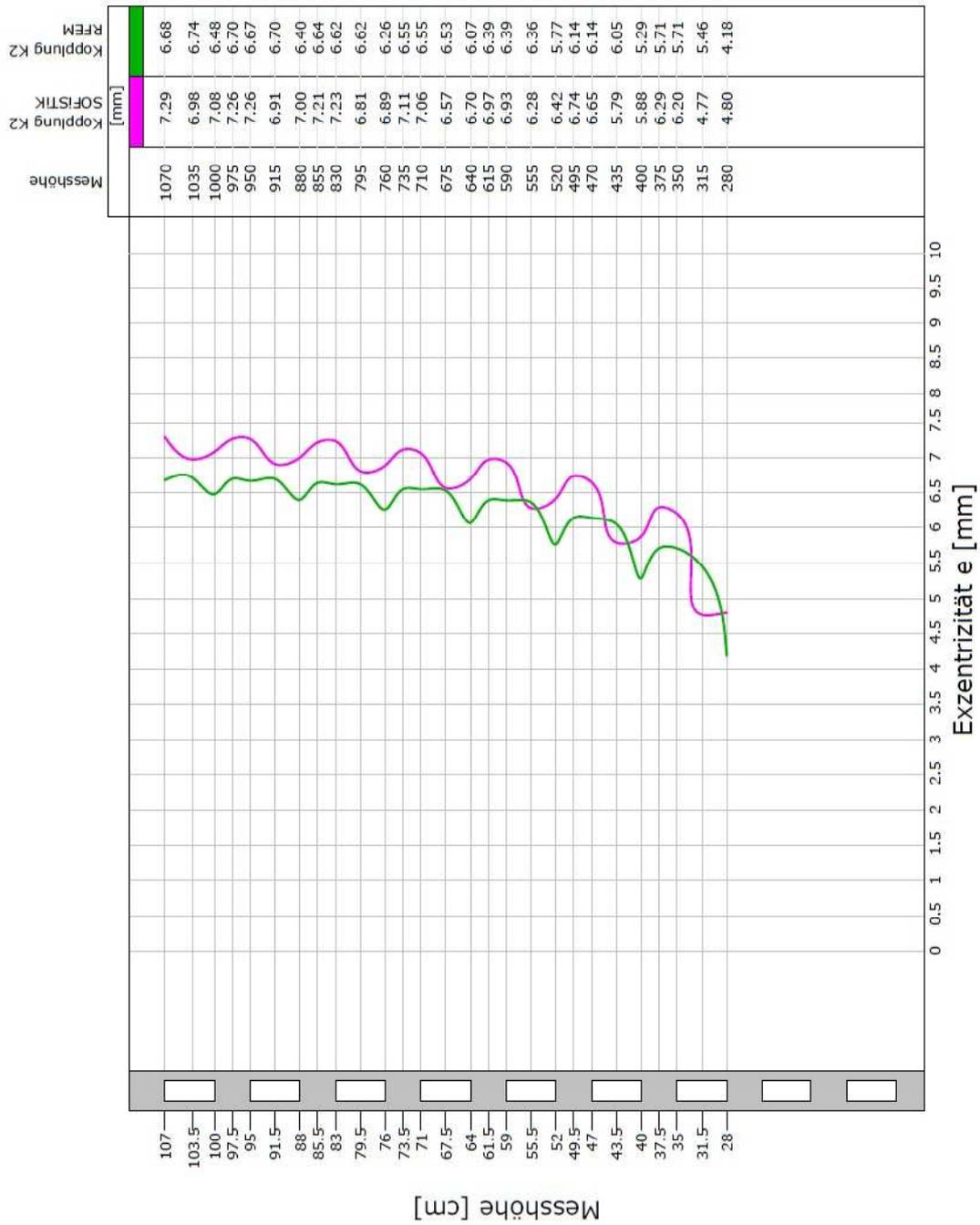


Abbildung 11.4: Kopplungsvariante K2 im Vergleich RfEM und SOFiSTiK

- Kopplungsvariante K2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.4

Die beiden Ergebniskurven unterscheiden sich im Verlauf grundlegend voneinander. Im unteren Bereich laufen die Kurven phasenverschoben und im oberen Drittel entgegengesetzt.

Die größten Auslenkungen ergeben sich für beide Verläufe an unterschiedlichen Stellen. Bei der Ergebniskurve SOFiSTiK Modellierung (rosa) findet die größte Auslenkung in Höhe der offenen bzw. geschlossenen Profile und beim Verlauf der RFEM Modellierung (grün) an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt statt. Dennoch weisen beide Verläufe abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich auf, was möglicherweise auf die Lagerung zurückzuführen ist.

Diese groben Unterschiede der Schubmittelpunktverläufe waren nicht zu erwarten. Es kann am Programm selbst oder an der Modellierung liegen. Die Modellierung des Probekörpers mit der Kopplungsvariante K2 ist für RFEM und SOFiSTiK gleich erfolgt. Die Materialkennwerte, die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Kopplung und die Belastung sind mehrere Male kontrolliert worden. Es ist keine Abweichung aufgetreten. Daher sind weitere Untersuchungen zu den jeweiligen Programmen erforderlich.

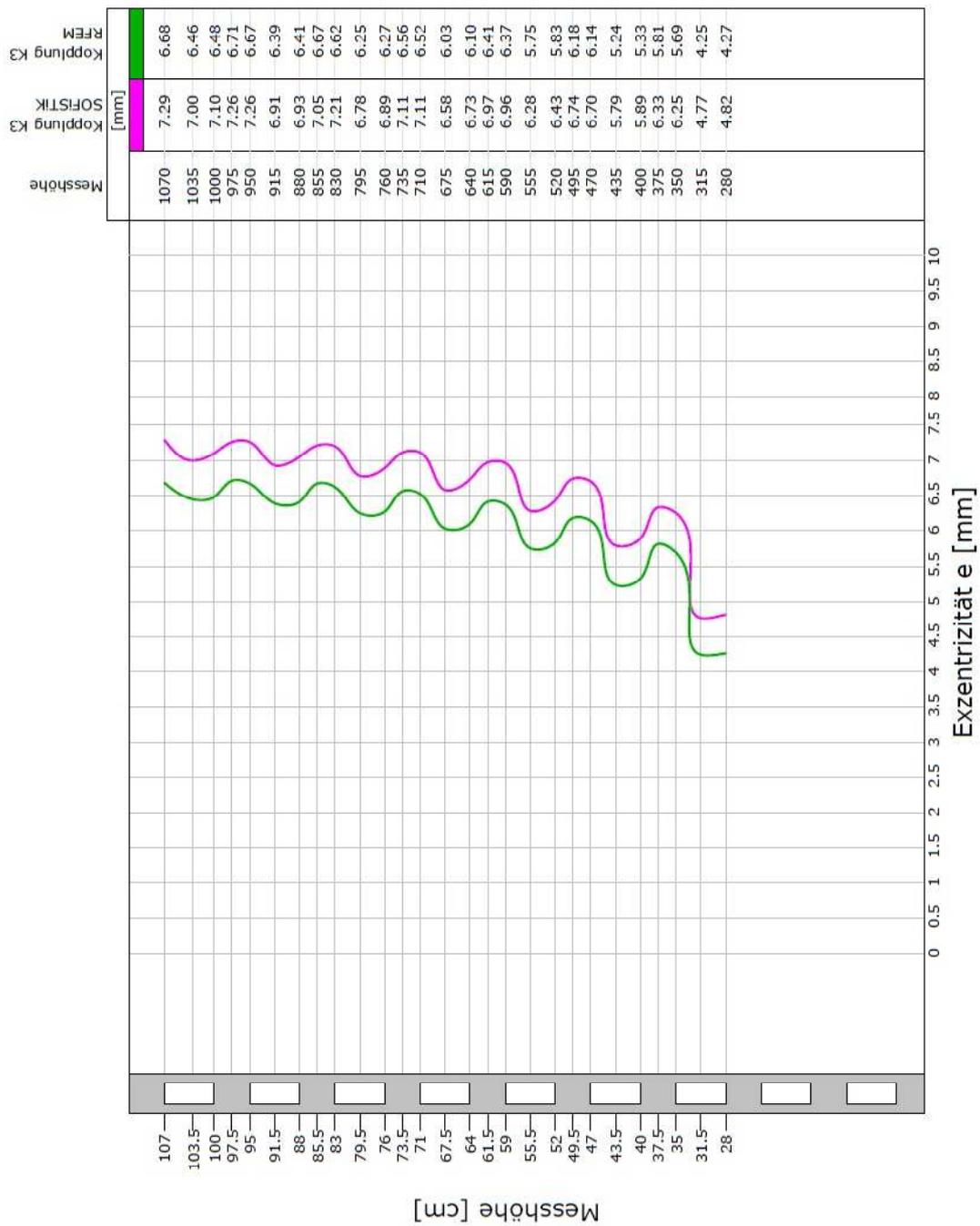


Abbildung 11.5: Kopplungsvariante K3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK

- Kopplungsvariante K3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.5

Die beiden Schubmittelpunktverläufe zeigen, dass die Berechnung mit RFEM (grün) und SOFiSTiK (rosa) zu ähnlichen, aber leicht versetzten Verläufen führt. Die Ergebniskurven sind über die Höhe wellenförmig und gleichmäßig. Die Periodenlänge hängt mit der Öffnungsanordnung zusammen.

Die größte Auslenkung findet in Höhe der offenen bzw. geschlossenen Profile statt. Außerdem weisen beide Verläufe abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich auf, was wiederum wahrscheinlich auf die Lagerung zurückzuführen ist.

Diese Unterschiede der Schubmittelpunktverläufe liegen wahrscheinlich am Programm selbst. Die Modellierung des Probekörpers mit der Kopplungsvariante K3 ist für RFEM und SOFiSTiK gleich erfolgt. Die Materialkennwerte, die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Kopplung und die Belastung sind mehrere Male kontrolliert worden. Es sind keine Abweichungen erkennbar.

11.2. Wanddickenvarianten

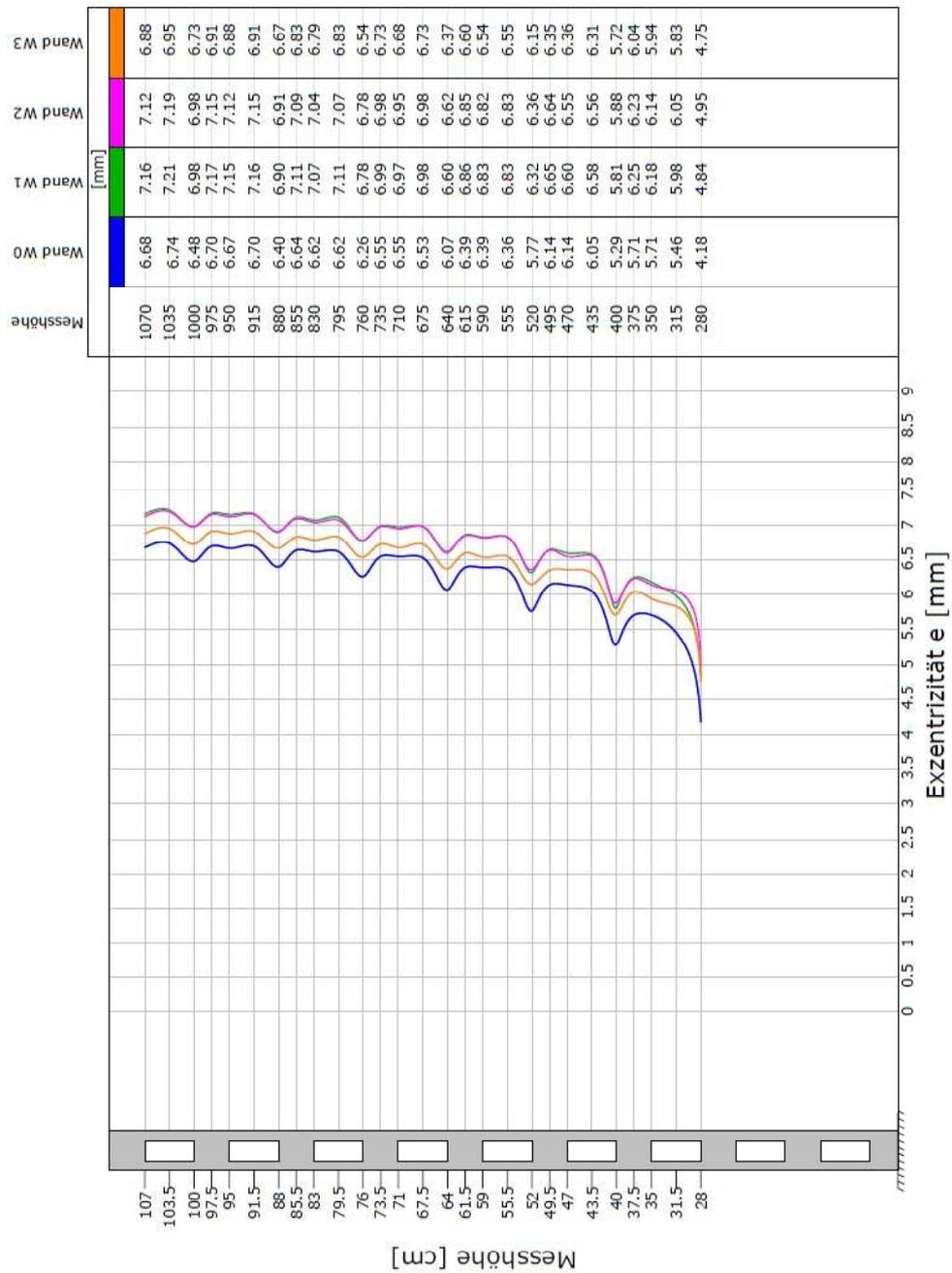


Abbildung 11.6: Wanddickenvarianten mittels RFEM

Es wird noch einmal darauf hingewiesen, dass der Nullpunkt der Exzentrizität mit der Außenkante des Probekörpers definiert ist (siehe Abbildung 7.4).

Die erhaltenen Schubmittelpunktverläufe zeigen, dass die Berechnungen mit unterschiedlichen Wanddicken zu identischen, aber versetzten Verläufen führen, was auch zu erwarten war. Die Ergebniskurven sind über die Höhe wellenförmig und gleichmäßig. Die Verläufe weisen abnehmende Exzentrizitäten der Schubmittelpunkte im unteren Bereich auf, was vermutlich auf die Lagerung zurückzuführen ist. Die Periodenlänge hängt mit der Öffnungsanordnung zusammen. Die größten Auslenkungen stellen sich an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt ein.

Die Reihenfolge der vier versetzten Ergebniskurven, beginnend bei den geringsten Auslenkungen ist

- W0 (3 mm; blau)
- W3 (6 mm; orange)
- W2 (5 mm; rosa) und
- W1 (4 mm; grün).

Jedoch wurde erwartet, dass mit zunehmender Wanddicke auch die Exzentrizität des Schubmittelpunkts zunimmt. Daraus folgt, dass für eine Wanddicke von 4 mm bzw. 20 cm die Exzentrizitäten des Schubmittelpunktes die größten Werte annehmen.

Eine mögliche Erklärung wäre, dass RFEM nach [23] die Reissner-Mindlin Theorie auch für dünne Scheiben verwendet und ein „Schubverzerrungseinflussfaktor“ eingeführt wird, der zwischen den Theorien der dünnen und dicken Scheiben vermittelt (siehe Abschnitt 10.2).

11.3. Öffnungsvarianten

Als Hinweis sei hier noch einmal erwähnt, dass der Nullpunkt der Exzentrizität des Schubmittelpunktes mit dem Schwerpunkt des geschlossenen Querschnitts des Probekörpers definiert ist (siehe Abbildung 10.10).

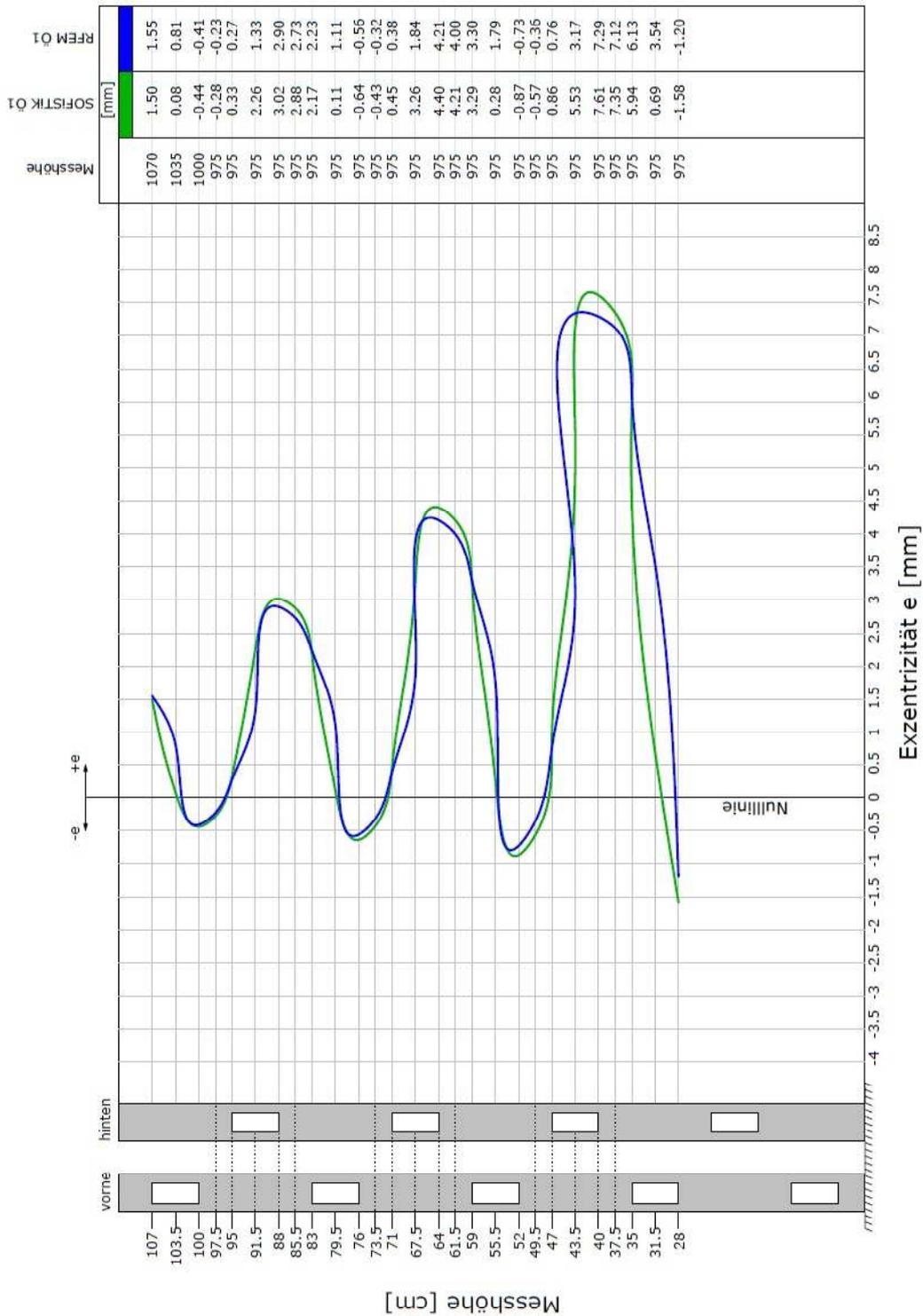


Abbildung 11.7: Öffnungsvariante Ö1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK

- Öffnungsvariante Ö1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.7

Die beiden Schubmittelpunktverläufe zeigen, dass die Berechnung mit RFEM (blau) und SOFiSTiK (grün) zu ähnlichen Ergebnissen führt. Die Ergebniskurven sind über die Höhe wellenförmig und gleichmäßig. Die Periodenlänge hängt mit der Öffnungsanordnung zusammen.

Die Auslenkung der beiden Verläufe nimmt mit zunehmender Messhöhe ab. Die größten Auslenkungen stellen sich an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt ein. Befindet sich die Öffnung an der vorderen Wand, wandert die Auslenkung von der Nulllinie der Exzentrizität des Schubmittelpunktes in Richtung vorderer Wand. Indessen wandert die Auslenkung von der Nulllinie in Richtung hinterer Wand, wenn die Öffnung sich an jener befindet.

Die Werteskala der Exzentrizität des Schubmittelpunktes liegt zwischen dem Minimum von -1.58 mm und dem Maximum von 7.61 mm.

Die maximale Auslenkung erfahren die Schubmittelpunktverläufe im positiven Bereich der Exzentrizität. Erwartet wurde ein gleichmäßig um die Nulllinie schwankender Verlauf. Eine Erklärung für diesen Verlauf könnte in der Lage der Belastung liegen. Die horizontale Einzellast greift an der Auskragung der Schubflussklemme (siehe Abbildung 7.4), welche sich rechtwinkelig zur hinteren Wand befindet, an.

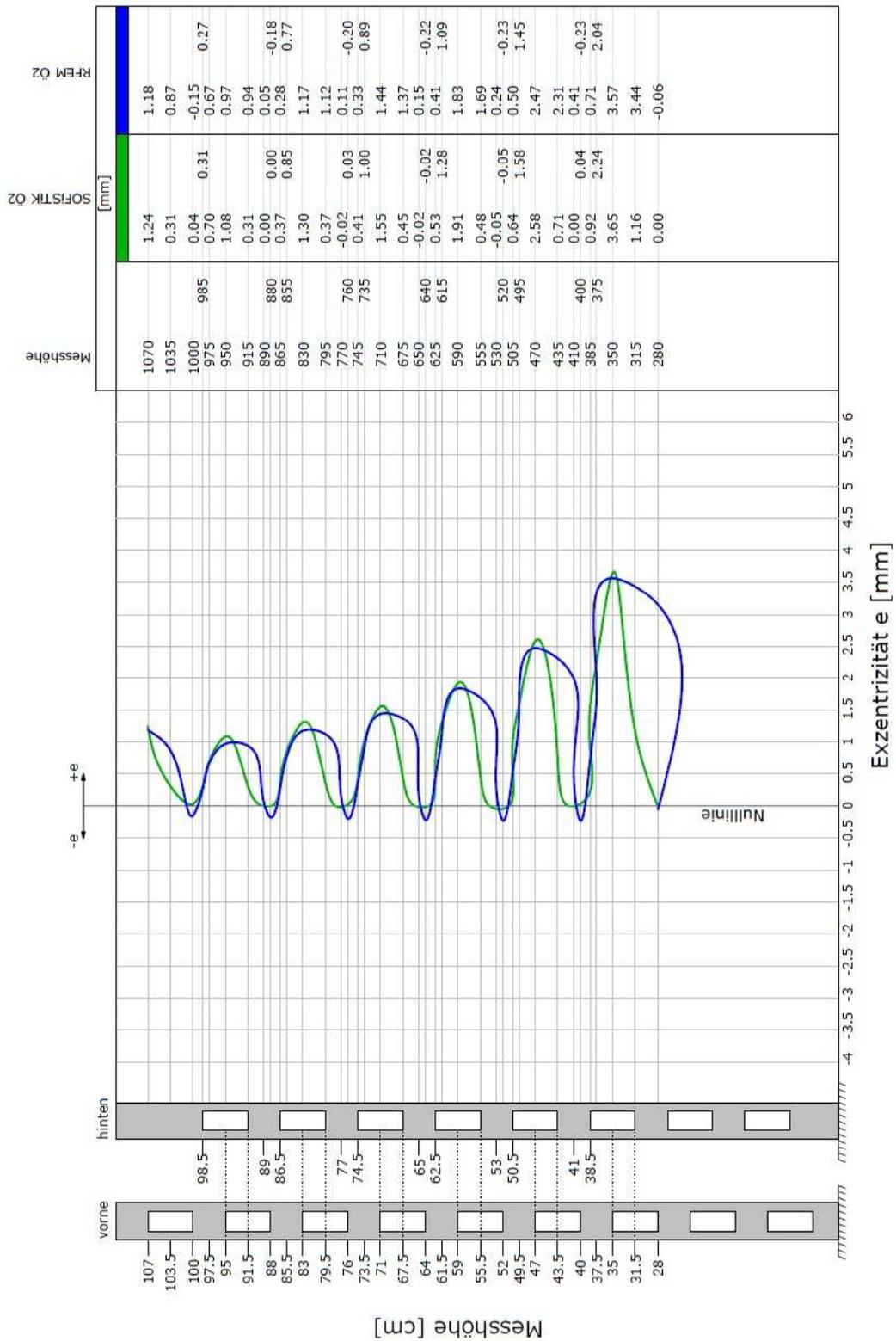


Abbildung 11.8: Öffnungsvariante Ö2 im Vergleich RFEM und SOFiSTIK

- Öffnungsvariante Ö2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.8

Auch hier zeigen die beiden Schubmittelpunktverläufe, dass die Berechnung mit RFEM (blau) und SOFiSTiK (grün) zu annähernd gleichen Ergebnisverläufen führt.

Die erhaltenen Schubmittelpunktverläufe verhalten sich gewissermaßen ähnlich zu jenen der Öffnungsvariante Ö1 (siehe Abbildung 11.7). Der Unterschied liegt in der Anordnung bzw. Anzahl der Öffnungen. Die Kurven sind über die Höhe ebenfalls wellenförmig und gleichmäßig. Die Periodenlänge hängt mit der Öffnungsanordnung zusammen. Auch bei der Öffnungsvariante Ö2 ist erkennbar, dass die Auslenkungen mit zunehmender Messhöhe abnehmen.

Die größten Auslenkungen stellen sich innerhalb der Öffnungen der hinteren Wand bzw. der Übergangsstelle vom offenen zum geschlossenen Profil des Probekörpers der vorderen Wand ein.

Die Werte der Exzentrizität des Schubmittelpunktes liegen im Bereich zwischen -0.23 mm und 3.65 mm.

Auch in diesem Fall erfahren die Schubmittelpunktverläufe eine maximale Auslenkung im positiven Bereich der Exzentrizität. Erwartet wurde jedoch ein gleichmäßig um die Nulllinie schwankender Verlauf. Eine Erklärung für diesen Verlauf könnte ebenfalls in der Lage der Belastung liegen.

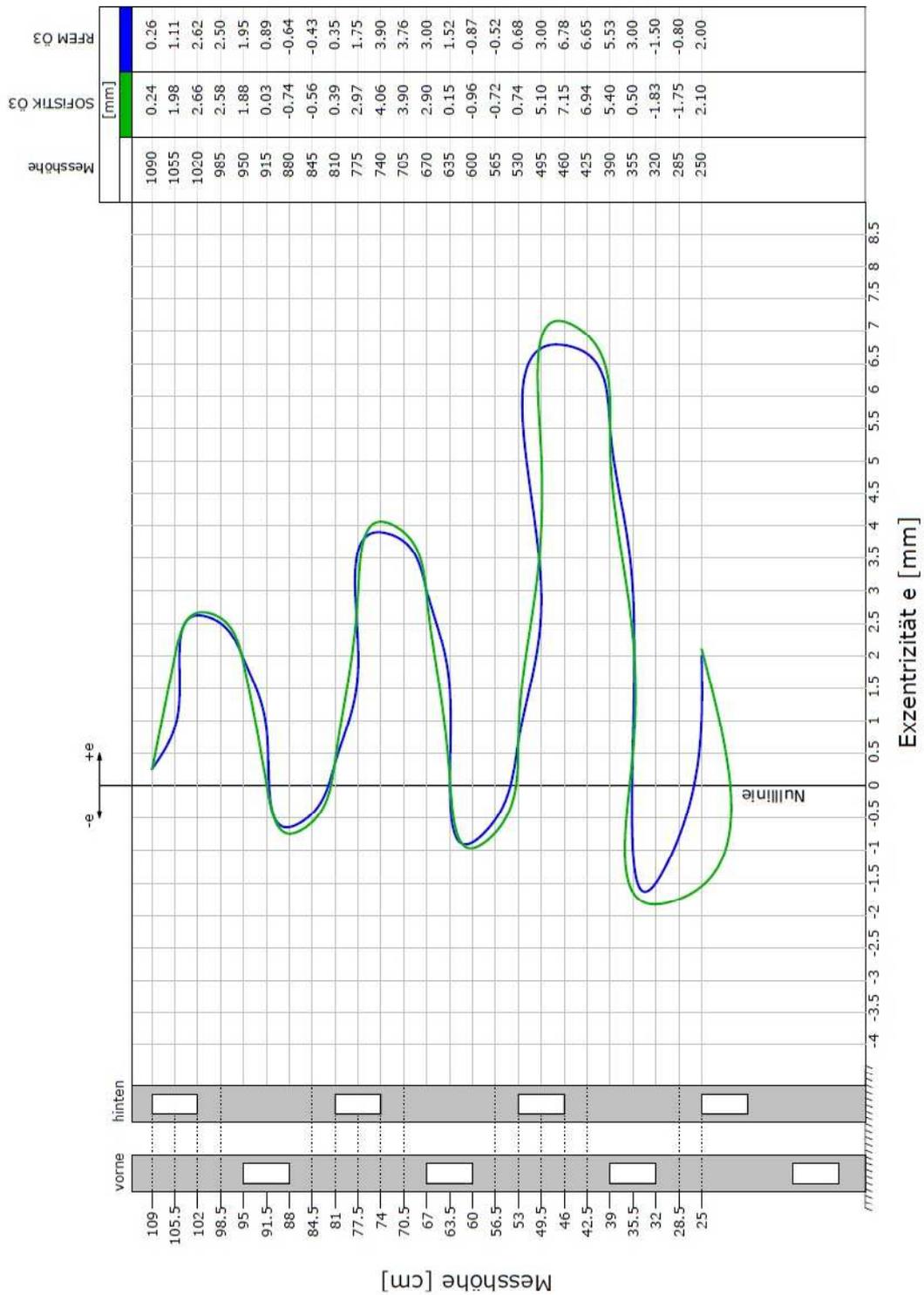


Abbildung 11.9: Öffnungsvariante Ö3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK

- Öffnungsvariante Ö3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK Abbildung 11.9

Die beiden Schubmittelpunktverläufe zeigen, dass die Berechnung mit RFEM (blau) und SOFiSTiK (grün) zu ähnlichen Ergebnissen führt und vom Verlauf her ähnlich zum Schubmittelpunktverlauf der Öffnungsvariante Ö1 (siehe Abbildung 11.7) ist. Der Unterschied besteht im höheren Abstand zwischen den Öffnungen und dadurch zu einer veränderten Öffnungsanordnung. Auch in diesem Fall nimmt die Auslenkung der beiden Verläufe mit zunehmender Messhöhe ab. Die größten Exzentrizitäten des Schubmittelpunktes stellen sich an den Übergangsstellen vom geschlossenen zum offenen Querschnitt ein.

Die Werteskala der Exzentrizität liegt zwischen dem Minimum von -1.83 mm und dem Maximum von 7.15 mm.

Analog zu der Öffnungsvariante Ö1 (siehe Abbildung 11.7) erfahren auch in diesem Fall die Schubmittelpunktverläufe im positiven Bereich der Exzentrizität eine maximale Auslenkung. Der erwartete gleichmäßig um die Nulllinie schwankende Verlauf tritt nicht auf. Die Erklärung für diesen Verlauf könnte ebenso in der Lage der Belastung liegen.

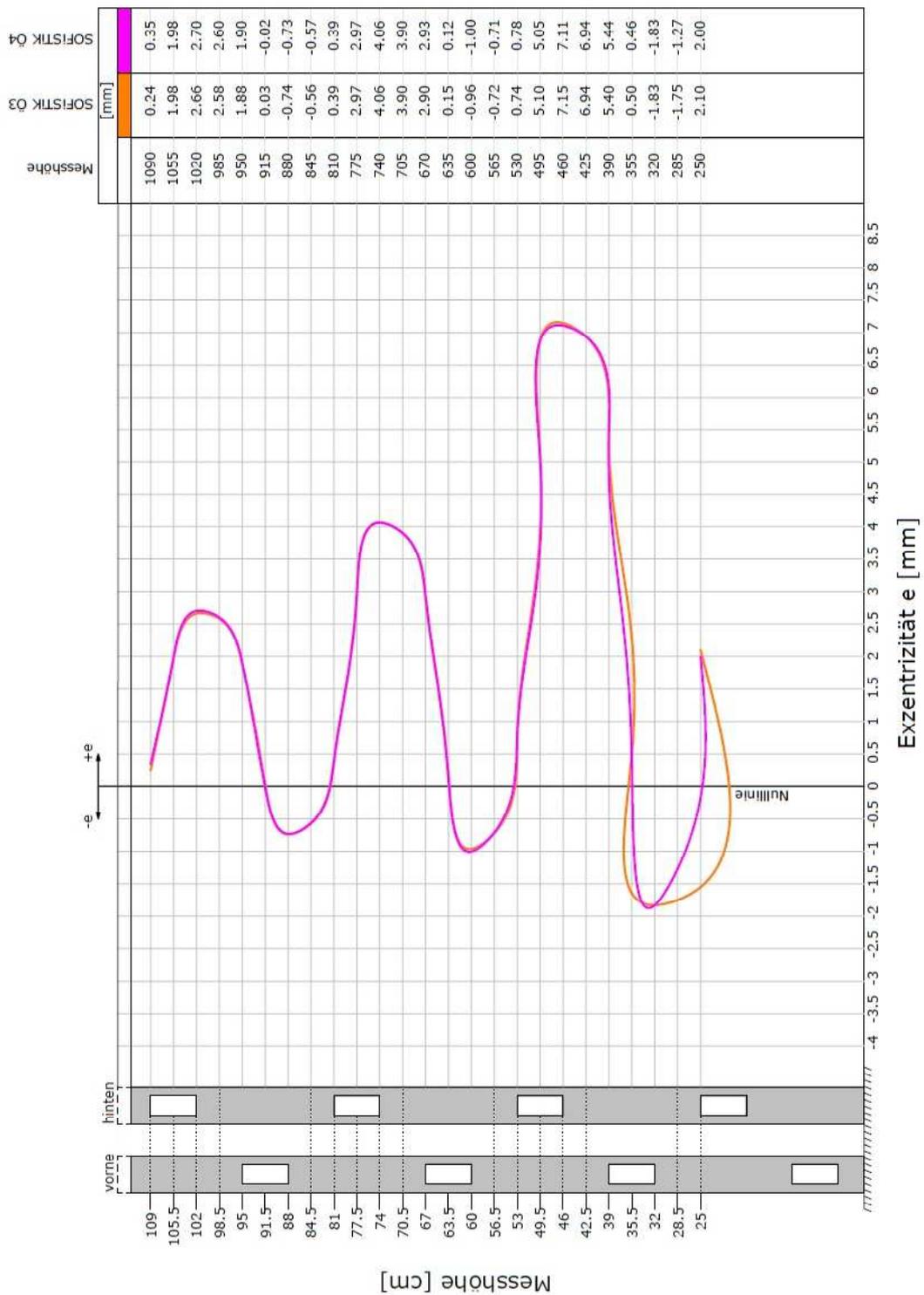


Abbildung 11.10: Öffnungsvariante Ö3 und Ö4 im Vergleich mittels SOFiSTiK

- Öffnungsvariante Ö3 und Ö4 im Vergleich mittels SOFiSTiK Abbildung 11.10

Diese numerische Auswertung erfolgt nur mit dem FE-Programm SOFiSTiK.

Die beiden Kurven zeigen beinahe idente wellenförmige Verläufe. Die größte Abweichung ist in der Nähe der Lagerung erkennbar. Daraus ist zu schließen, dass die Erhöhung des Probekörpers um 20 mm keinen erkennbaren Einfluss auf den Schubmittelpunktverlauf hat.

Die Werteskala der Exzentrizität liegt zwischen dem Minimum von -1.83 mm und dem Maximum von 7.15 mm.

12 Zusammenfassung

In dieser Diplomarbeit wurden insgesamt 17 Modelle mit zwei Finite-Elemente-Programmen erstellt und ausgewertet. Die Auswertung der Schubmittelpunktlage über die Höhe erfolgte für jeweils drei Modelle mit unterschiedlichen Kopplungen, weitere drei für die Öffnungsvarianten und vier Modellen mit unterschiedlichen Wanddicken.

Generell ist erkennbar, dass für alle Schubmittelpunktverläufe der Verlauf über die Höhe wellenförmig ist. Weiters ist eine Wechselwirkung zwischen der Schubmittelpunktlage und den Perforationen zu erkennen.

Für die unterschiedlichen Varianten der Schubflussklemme unterscheiden sich die Schubmittelpunktverläufe der beiden FE-Programme im Verlauf über die Höhe. Die Verläufe für die Kopplungsvariante K1 und K3 sind identisch aber versetzt. Dies ist wahrscheinlich auf das Programm selbst zurückzuführen. Bei der Kopplungsvariante K2 sind die Verläufe grundlegend unterschiedlich, zum Teil sogar phasenverschoben. Dieser Sachverhalt kann an der Modellierung des Probekörpers liegen. Obwohl die Materialkennwerte, die Geometrie, die Lagerbedingungen, die Kopplung und die Belastung mehrere Male kontrolliert wurden, sind keine Abweichungen zu erkennen. Daher sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Bei der numerischen Simulation unterschiedlicher Wanddicken für den Probekörper stellt sich heraus, dass die Verläufe zwar ident sind, aber versetzt. Es wurde erwartet, dass mit zunehmender Wanddicke auch die Exzentrizität zunimmt. Das ist jedoch nicht der Fall. Für Wanddicken von 20 cm bzw. 25 cm erhält man annähernd idente, jedoch auch die größten Werte für die Exzentrizität des Schubmittelpunkts. Eine mögliche Erklärung wäre, dass RFEM automatisch einen „Schubverzerrungseinflussfaktor“ einführt, der zwischen den Theorien der dünnen und dicken Scheiben vermittelt.

Die Simulation der Öffnungsvarianten zeigt, dass die Schubmittelpunktverläufe um die Nulllinie schwanken, die maximale Auslenkung erfahren sie jedoch im positiven Bereich der Exzentrizität. Erwartet wurde, dass ein Verlauf gleichmäßig um die Nulllinie schwankt. Eine Erklärung für diesen Schubmittelpunktverlauf könnte in der Lage der horizontalen Einzellast liegen, die greift an der Auskrägung der Schubflussklemme an.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass weitere Untersuchungen zum Schubmittelpunktverlauf erforderlich sind. Es wird vorgeschlagen weitere Versuche in größerem Maßstab, die Variation der Öffnungsgeometrie oder weitere FE-Vergleichsrechnungen zu untersuchen.

13 Literaturverzeichnis

- [1] BECK H., SCHÄFER H.: *Die Berechnung von Hochhäusern durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken*. Der Bauingenieur 44 Heft 3 Seite 80 (1969).
- [2] EISELE J., KLOFT E.: *HochhausAtlas Typologie und Beispiele, Konstruktion und Gestalt, Technologie und Betrieb*. Verlag Georg D. W. Callwey GmbH & Co. KG 2002
- [3] KÖNIG G., LIPHARDT S.: *Betonkalender 2003 Teil 1. Hochhäuser und Geschoßbauten. Kapitel I: Hochhäuser aus Stahlbeton*, Ernst & Sohn Verlag 2003
- [4] KRETZ J.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*, mb-news Heft 2/2011.
- [5] PHOCAS M.C.: *Tragwerke für den Hochhausbau*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2001
- [6] KOLBITSCH A.: *HBK II Hochbaukonstruktionen II. Institut für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung*, Technische Universität Wien 2012
- [7] ÖNORM EN 1991-1-4 *Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*, Ausgabe:2011-05-15
- [8] ÖNORM EN 1998-1 *Auslegung von Bauwerken gegen Erbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, Ausgabe 2013-06-15
- [9] PECH A., KOLBITSCH A., ZACH F.: *bAukonstruktionen Band 2 tragwerke*, 1. Auflage, Springer Verlag 2007
- [10] BACHMANN H.: *Hochbau für Ingenieure*, 1. Auflage, vdf Verlag 1994
- [11] LEICHER G.: *Tragwerkslehre in Beispielen und Zeichnungen*, 4. Auflage, Bundesanzeiger Verlag GmbH 2014
- [12] BÖLLING W.H.: *Näherungsweise Berechnung des Einflusses von viereckigen Öffnungen auf die Steifigkeit von Wandscheiben und Kernen*. Bautechnik 44 Heft 11 Seite 393 (1967)
- [13] ROIK K.: *Vorlesungen über Stahlbau*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn Verlag 1983

- [14] KINDMANN R., KRAUS M.: *FE-Methode zur Bestimmung der Lage des Schubmittelpunktes dünnwandiger Querschnitte*. Bautechnik 84 Heft 10 Seite 682 (2007).
- [15] MANG H., HOFSTÄTTER G.: *Festigkeitslehre*, 2. Auflage, Springer Verlag 2004
- [16] FRIEMANN H., FRANCKE W.: *Schub und Torsion in geraden Stäben. Grundlagen. Berechnungsbeispiele*, 3. Auflage, Vieweg & Sohn Verlag 2005
- [17] KRAUS M.: *Finite-Elemente-Methode für die genaue Berechnung von Querschnittswerten und Spannungen – Theorie*. Bauingenieur 82 Heft 2 Seite 85 (2007).
- [18] UNGER D.: *Aufzüge und Fahrtreppen*. 1.Auflage. Springer Verlag 2013
- [19] PECH A., KOLBITSCH A.: *baukonstruktionen Band 10 treppen/stiegen*, 1. Auflage, Springer Verlag 2005
- [20] STILLER M.: *Verteilung der Horizontalkräfte auf die aussteifenden Scheibensysteme von Hochhäusern*. Beton- und Stahlbetonbau 60 Heft 2 Seite 42 (1965).
- [21] ZIERHOFER R.: *Untersuchungen zum Schubmittelpunktverlauf von Hochhauskernen mit Öffnungsreihen*, Technische Universität Wien 2014
- [22] PÜHRINGER M.: *Vergleichende Versuche zur Schubmittelpunktlage in Hochhauskernen*, Technische Universität Wien 2014
- [23] BARTH C., RUSTLER W.: *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. Mit vielen Anwendungsbeispielen*, 2. Auflage, Beuth Verlag GmbH 2013
- [24] Dlubal Software GmbH: *Programm RFEM 5. Räumliche Tragwerke nach der Finiten Elemente Methode*, Fassung Juli 2013
- [25] ROMBACH G.: *Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. Fehlerquellen und ihre Vermeidung*, Ernst & Sohn Verlag 2000
- [26] KUMALIC L.: *Projektarbeit: Modellierung und Bemessung mit den FE-Programmen RFEM und SOFiSTiK*, Jänner 2015
- [27] SOFiSTiK AG: *diverse Handbücher*, Fassung 2013
- [28] THURNER M.: *Numerische Untersuchungen von Kernaussteifungen zur Validierung physikalischer Modellversuche*, Technische Universität Wien 2014

14 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Tragwirkung von Hochhäusern unter horizontaler Belastung [2].....	4
Abbildung 2.2: Zusammenhang Gebäudehöhe und Beanspruchungsmoment [3].....	4
Abbildung 2.3: Frequenzbereich der Wind- und Erdbebeneinwirkung [3].....	7
Abbildung 2.4: Einmassenschwinger (EMS) mit Fußpunkterregung [4]	8
Abbildung 2.5: Genereller Verlauf eines elastischen Antwortspektrums und eines zugehörigen Bemessungsspektrums [4]	9
Abbildung 3.1: a) Stabile und b) labile Anordnung von Aussteifungsscheiben im Grundriss [9]	11
Abbildung 3.2: Aussteifende Elemente im Aufriss [11]	12
Abbildung 3.3: Steifigkeitsverteilung über Gebäudehöhe [10]	12
Abbildung 3.4: Einfluss der Auflast auf die Wandscheibe [11].....	13
Abbildung 3.5: Zusammenwirkung von Rahmen und Scheiben [2], [5].....	14
Abbildung 3.6: a) Anordnung des Kernttragwerks innerhalb, am Rande und außerhalb des Hochhausgrundrisses und b) Röhrentragwerk [3], [5]	14
Abbildung 3.7: Kerne mit unterschiedlichen Öffnungsgrößen [11].....	15
Abbildung 3.8: Wirkung von Kernen zur Bauwerksaussteifung [9].....	16
Abbildung 4.1: Aufteilung der Belastung in Biegung und Torsion [13].....	17
Abbildung 4.2: Lage des Schubmittelpunkts für einige Querschnitte [13], [16].....	18
Abbildung 5.1: a) Schachtgrundriss und b) Schachthöhenschnitt [18]	23
Abbildung 5.2: Aufzugskonfigurationen [2]	26
Abbildung 6.1: Verbunddecke [3]	28
Abbildung 7.1: Geometrie Hochhauskern im Maßstab 1:1 und Probekörper im Maßstab 1:50	30
Abbildung 7.2: Querschnitt Hochhauskern im a) Maßstab 1:1 und Modell im b) Maßstab 1:50.....	31
Abbildung 7.3: Lage der Schubmittelpunkte in mm nach [21]	31
Abbildung 7.4: Schubflussklemme Maße in mm	32
Abbildung 7.5: Statisches System eines Hochhauskerns	33
Abbildung 7.6: a) unverformte b) verformte Lage des Probekörpers	34
Abbildung 7.7: Ausschnitt der Auswertung mit RFEM.....	35
Abbildung 7.8: Stabwerkmodell eines Hochhauses [25].....	38
Abbildung 7.9: Scheibenmodell eines Hochhauses [25]	39
Abbildung 7.10: Gegliederte Wandscheibe [3]	40
Abbildung 7.11: Modelle zur gegliederten Wandscheibe [25].....	41
Abbildung 8.1: Linienmodell in RFEM.....	42
Abbildung 8.2: Flächentragwerk mit Linienlagerung in RFEM	43
Abbildung 8.3: Schubflussklemme und Vierkantträger in RFEM.....	43

Abbildung 8.4: Lastansatz in RFEM	44
Abbildung 8.5: FE-Netz in RFEM	44
Abbildung 9.1: Linienmodell in SOFiPLUS(-X)	46
Abbildung 9.2: Flächentragwerk mit Linienlagerung in SOFiPLUS(-X)	47
Abbildung 9.3: Schubflussklemme in SOFiPLUS(-X)	47
Abbildung 9.4: Lastansatz in SOFiPLUS(-X).....	48
Abbildung 9.5: FE-Netz in SOFiSTiK SSD	48
Abbildung 9.6: Schubflussklemme in SOFiSTiK SSD	48
Abbildung 10.1: Kopplungsvariante K1 im Grundriss	51
Abbildung 10.2: Kopplungsvariante K2 im Grundriss	51
Abbildung 10.3: Kopplungsvariante K3 im Grundriss	52
Abbildung 10.4: Eingabe des Stabendgelenks für die Kopplungsvariante K3 in RFEM.	53
Abbildung 10.5: Schematische Darstellung der Kraftübertragung für die Kopplungsvariante K3	53
Abbildung 10.6: Kopplungsvarianten a) K1 b) K2 und c) K3 in RFEM.....	54
Abbildung 10.7: Wanddickenvarianten a) W0 b) W1 c) W2 und d) W3.....	55
Abbildung 10.8: Öffnungsvariante a) Ö1 und b) Ö2.....	57
Abbildung 10.9: Öffnungsvariante c) Ö3 und d) Ö4.....	58
Abbildung 10.10: Definition der Exzentrizität e für die Öffnungsvarianten	58
Abbildung 11.1: Kopplungsvariante K1, K2 und K3 mittels RFEM	61
Abbildung 11.2: Kopplungsvariante K1, K2 und K3 mittels SOFiSTiK	63
Abbildung 11.3: Kopplungsvariante K1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK	65
Abbildung 11.4: Kopplungsvariante K2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK	67
Abbildung 11.5: Kopplungsvariante K3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK	69
Abbildung 11.6: Wanddickenvarianten mittels RFEM	71
Abbildung 11.7: Öffnungsvariante Ö1 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK.....	73
Abbildung 11.8: Öffnungsvariante Ö2 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK.....	75
Abbildung 11.9: Öffnungsvariante Ö3 im Vergleich RFEM und SOFiSTiK.....	77
Abbildung 11.10: Öffnungsvariante Ö3 und Ö4 im Vergleich mittels SOFiSTiK	79

15 Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.1: Richtwerte Schachtabmessungen Einzelaufzug [19]	23
Tabelle 5.2: Richtwerte Überfahrtshöhe und Schachtgrubentiefe [19]	24
Tabelle 7.1: Materialkennwerte hart-PVC [21]	33
Tabelle 7.2: Materialkennwerte S235 [21]	33