



David Judmayer, BSc

Anwendung von 3D-Gesamtmodellen bei der statischen Berechnung von Hochhäusern in Kernbauweise

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr. techn. Dirk Schlicke

Institut für Betonbau

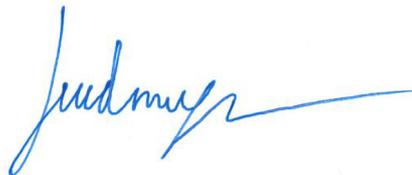
Dipl.-Ing. Thomas Laggner

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

25.03.2019

Datum



Unterschrift

Kurzfassung

3D-Gesamtmodelle sind zu einem wichtigen Bestandteil in der Praxis geworden. Sie ermöglichen eine detaillierte Erfassung der Wechselwirkung zwischen horizontalen und vertikalen Bauteilen. Außerdem steigt die Relevanz von 3D-Gesamtmodellen im Zusammenhang mit „Building Information Modelling“ (BIM).

Die vorliegende Masterarbeit befasst sich mit der Anwendung von 3D-Gesamtmodellen bei der statischen Analyse von Hochhäusern in Kernbauweise mit Flachdecken. Dazu wurde ein Referenzhochhaus betrachtet, das eine möglichst einfache, jedoch baupraktische Geometrie besitzt. Dieses Referenzhochhaus besitzt 15 Stockwerke und hat im Grundriss zwei Stützenreihen um den Kern.

An diesem Hochhaus werden die Auswirkungen von unterschiedlichen Modellierungsarten in einem 3D-Gesamtmodell untersucht und bewertet. Dazu zählen die Anschlusssteifigkeit der Stützen, die Bauphasenberechnung, der Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion und die Steifigkeitsabminderung der Decken zufolge Rissbildung. Die Berechnungsergebnisse werden mit jenen einer gewöhnlichen 2D-Statik verglichen.

Im Vordergrund dieser Arbeit stehen die Kraftumlagerungen in den vertikalen Bauteilen, welche durch die Durchlaufwirkung der Deckenplatte auf der einen Seite, und durch die Rahmenwirkung zwischen Stützen, Decken und Kern auf der anderen Seite hervorgerufen werden. Je nach Modellierungsart können diese Umlagerungen eine beachtliche Größenordnung annehmen. Im Allgemeinen kann gesagt werden, dass die Normalkräfte im Vergleich zu einer gewöhnlichen 2D-Statik in einem 3D-Gesamtmodell vergleichmäßiger werden. Im Detail bedeutet dies, dass die maximale Normalkraft in den höchstbelasteten Innenstützen im 3D-Gesamtmodell kleiner ausfällt, während die Rand- und Eckstützen eine größere Normalkraft aufweisen.

Zusätzlich werden Parameterstudien für eine variierende Gebäudehöhe, sowie nur eine Stützenreihe um den Kern durchgeführt. Es kann gezeigt werden, dass die Ergebnisse aus den Untersuchungen am Referenzhochhaus auch bei diesen geänderten Randbedingungen zu beobachten sind, wenngleich die absolute Größe je nach betrachtetem System unterschiedlich ausfällt.

Insgesamt wird mit dieser Arbeit die große Bedeutung bei der Festlegung von zutreffenden Modellannahmen bei der Verwendung von 3D-Gesamtmodellen in der Tragwerksplanung unterstrichen.

Abstract

The application of holistic models in the static analysis of high-rise buildings has become an important part of the applied practical design. They enable a detailed consideration of the interaction between horizontal and vertical structural elements. In addition, the relevance of holistic 3D-models is growing in connection with Building Information Modelling (BIM).

The present thesis deals with the application of holistic 3D-models for the static analysis of high-rise buildings consisting of on core and flat slabs. For this purpose, a reference high-rise building is defined that has a geometry that is as simple as possible, but still representative for practical cases. This reference high-rise building has 15 storeys and two rows of columns around the core.

This high-rise building was analysed with a conventional 2D analysis as well as with a holistic 3D-model. Besides, the influence of different modelling assumptions in the holistic 3D-model was investigated. These include the stiffness of the connection between columns and flat slabs as well as the foundation slab, the consideration of construction stages in the calculation, the influence of the soil-structure interaction and the reduction of the stiffness of flat slabs caused by cracking. The results are compared with those of the conventional 2D analysis.

In general, the 3D-model shows a significant redistribution of forces in the structure compared to the result of a conventional 2D analysis. This is mainly caused by the effect of a continuous beam in the flat slab and by the effect of the structural frame due to stiff connections between slabs and the core as well as the columns. In detail, the forces in the vertical elements are homogenized in a way, that the maximum forces in the decisive inner columns are reduced meanwhile the forces in the outer columns at the edges are increased.

Moreover, parameter studies are carried out for a varying height of the building and for a building with only one row of columns around the core. The systems with different geometry also show the obtained effects of redistribution of forces, however, their magnitude is different depending on the particular properties.

Altogether, the results of this thesis confirm the importance of a careful definition of the particular modelling assumptions when holistic 3D models are used for structural design.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage und Motivation	1
1.2	Zielsetzung.....	2
2	Theoretische Grundlagen zur Tragwerksmodellierung	3
2.1	Strukturmodellierung.....	3
2.1.1	Abbildung von realen Bauwerken.....	3
2.1.2	Praktische Anwendung der Finiten Elemente Methode	4
2.1.3	Nichtlineare Berechnungen	9
2.2	Baugrundmodellierung.....	11
2.2.1	Allgemeines	11
2.2.2	Gründungsvarianten	11
2.2.3	Baugrund-Tragwerks-Interaktion.....	11
2.2.4	Bettungsmodulverfahren	13
2.2.5	Steifemodulverfahren	13
2.2.6	Abbildung des Baugrunds mit Finiten Elementen	14
2.3	Gesamtmodelle.....	15
2.3.1	Unterschiede zur 2D-Modellierung.....	15
2.3.2	Aussteifung von Gebäuden	17
2.3.3	Lastumlagerungen.....	19
2.3.4	Baufortschrittsmodelle.....	25
3	Modellbildung Referenzhochhaus.....	28
3.1	Allgemeines	28
3.2	Basiskennwerte und Geometrie	28
3.3	2D-Teilmodelle.....	31
3.4	3D-Gesamtmodell.....	35
3.4.1	Grundmodell	35
3.4.2	Variationen der 3D-Gebäudemodellierung.....	37
4	Ergebnisse Referenzhochhaus.....	41
4.1	Einführung.....	41
4.2	Ergebnisse 2D-Teilmodelle.....	41
4.3	Ergebnisse 3D-Gesamtmodell.....	48
4.3.1	Eingusssystem	48
4.3.2	Untersuchungen zur Modellierung des Baugrunds	56
4.3.3	Untersuchungen zur Modellierung des Stützenanschlusses	63
4.3.4	Untersuchungen zu Bauphasen	66
4.3.5	Untersuchungen zur Deckensteifigkeit.....	71
4.4	Worst-Case Szenario.....	76

5	Parameterstudie	77
5.1	Variation der Höhe	77
5.1.1	Notwendige Anpassungen und Grundlagen	77
5.1.2	Darstellung der Ergebnisse	80
5.2	Variation der Stützenreihen	93
6	Zusammenfassung	100
	Literaturverzeichnis	103
	Abbildungsverzeichnis	107
	Tabellenverzeichnis	109
	Formelverzeichnis	109
	Anhang	110

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Motivation

Die Berechnung von Gebäuden und Hochhäusern ist eine essentielle Aufgabe für den Tragwerksplaner. Dabei müssen verschiedene Aspekte berücksichtigt werden, mit dem Ziel eine für den Auftraggeber möglichst wirtschaftliche Bemessung zu erstellen. Für eine wirtschaftliche Bemessung kann durch ein 3D-Gesamtmodell eine realitätsnahe Schnittkraftermittlung durchgeführt werden. Insbesondere bei Gebäuden und Tragwerken mit einem komplexen Tragverhalten ist es in der Regel notwendig ein 3D-Modell zu erstellen. Außerdem gewinnt die Gebäudeplanung mittels 3D-Modellierung im Kontext von Building Information Modelling (BIM) an Bedeutung.

Die Tragwerksgestaltung von Hochhäusern ist durch die Anforderung, hohe horizontale Lasten aus Wind oder Erdbeben abtragen zu können, geprägt. Dadurch kommt es in den vertikalen Tragelementen zu einer unterschiedlichen Dehnsteifigkeit, die in einem unterschiedlichen Verformungsverhalten resultiert. In der Praxis werden derartige Gebäude üblicherweise in einzelne Tragelemente (Bauteile) aufgliedert und getrennt voneinander untersucht. Dadurch können Wechselwirkungen zwischen den Bauteilen nur zum Teil abgebildet werden.

Bei der Berechnung von 3D-Gesamtmodellen werden die Wechselwirkungen zwischen den Bauteilen in der Berechnung berücksichtigt und führen zu einer geänderten Lastverteilung in den tragenden Bauteilen. Die Größe und Art dieser Umverteilung wird durch die Modellannahme, wie bspw. Anschlusssteifigkeiten zwischen den Bauteilen, und weitere Modellierungsarten, wie bspw. Berücksichtigung von Boden-Struktur-Interaktion und/oder Bauphasen, beeinflusst. Die Ergebnisse der 3D-Gesamtmodelle müssen jedoch immer kritisch geprüft werden.

1.2 Zielsetzung

Im Zuge dieser Arbeit werden Untersuchungen zum Tragverhalten von Hochhäusern in Kernbauweise durchgeführt. Das Ziel dieser Betrachtungen liegt in der Verbesserung des Verständnisses der Einflüsse von verschiedenen Modellierungsarten in 3D-Gesamtmodellen. Die Ergebnisse liefern grundlegende Aufschlüsse zu den Auswirkungen bei der Verwendung von 3D-Gesamtmodellen.

Es wird ein Referenzhochhaus betrachtet, in dem die Verhaltensweisen der einzelnen Bauteile erkennbar werden. In diesem Hochhaus werden verschiedene Modellierungsarten variiert und die daraus resultierenden Ergebnisse eingehend untersucht. In erster Linie werden die vertikalen Tragelemente (Stützen und Kern) betrachtet.

Zusätzlich werden unterschiedliche Gebäudehöhen, sowie eine modifizierte Anzahl an Stützenreihen, des Hochhauses betrachtet. Folglich können, unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Referenzhochhaus, Schlussfolgerungen für verschiedene Geometrien bzw. Größen von Hochhäusern gezogen werden.

2 Theoretische Grundlagen zur Tragwerksmodellierung

2.1 Strukturmodellierung

2.1.1 Abbildung von realen Bauwerken

Reale Bauwerke werden durch eine Vielzahl von Umgebungseinflüssen, wie z.B. Belastungssituationen, Material- und Bodenparameter, sowie Bauabläufe definiert und beansprucht. Diese teils stark komplexen Parameter müssen in der Berechnung abgebildet werden. Diese Berechnung zielt darauf ab, das Bauwerk hinsichtlich Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Wirtschaftlichkeit zu beurteilen. Jedoch ist es nicht möglich alle Einflüsse naturgetreu abzubilden bzw. vorherzusagen. Daher wird versucht das Gebäude in eine wirklichkeitsnahe Abbildung umzuwandeln. [3]

Die Modellbildung des Gebäudes hinsichtlich statischer Gesichtspunkte kann in weitere Zwischenschritte unterteilt werden. Zuerst kommt es zur Abbildung des realen Bauwerks in einem mechanischen Modell. [3] Dieses mechanische Modell, auch als mathematisches Modell und in der Baustatik als statisches System bezeichnet, beschreibt das statische Verhalten eines Tragwerks durch eine vereinfachte Modellvorstellung. Dabei werden neben dem Tragsystem, auch die Einwirkungen, Randbedingungen und das Materialverhalten berücksichtigt. [16] Beispielhaft wird eine Flachdecke als gelenkig gelagertes Kirchhoff-Plattenelement oder eine Nutzlast als, feldweise aufgebrachte, konstante Flächenlast festgelegt. Mit diesen Annahmen entstehen bereits Modellierungsfehler die nicht zu weit vom realen Verhalten abweichen dürfen. [3]

Anschließend muss das mechanische Modell in ein mathematisches Modell umgewandelt werden, um das definierte mechanische Modell berechnen zu können. Dazu kommen viele mathematische Verfahren in Frage, die von einfachen „Handrechnungen“ bis zur Finiten Elemente Methode reichen. [16] Diese Verfahren können weiter in analytische Verfahren, bei denen eine exakte Lösung errechnet werden kann, und numerische Verfahren, die nur näherungsweise Lösungen bringen, unterteilt werden. Hierdurch können zusätzliche Fehler entstehen. [3] Entstandene Fehler aus dem mechanischen Modell, z.B. durch ein linear elastisches Materialverhalten, kann nicht durch einen beabsichtigten Fehler aus der numerischen Modellierung, z.B.: große finite Elemente, ausgeglichen werden. [16] Die beschriebenen Zusammenhänge werden in Abb. 2-1 anhand der Modellbildung für eine Stütze veranschaulicht. Dabei wurde die reale Stütze in ein statisches Modell (Pendelstab) umgewandelt. Dieses statische Modell wurde anschließend zur Berechnung in ein mathematisches Modell umgewandelt, hier beispielhaft mittels FEM-Methode.

Nach der Bestimmung der Schnittgrößen folgt die Bemessung bzw. Bemessungsmodellbildung. Dies ist im Fall von Stahlbeton von besonderer Bedeutung, da die Bemessung sehr stark vom nichtlinearen Materialverhalten (Rissbildung) und entsprechenden normativen Regelungen geprägt ist.

Die Modellbildungen (mechanisches Modell, statisches Modell und Bemessungsmodell) können nicht unabhängig voneinander betrachtet werden, da Anforderungen für die Bemessungen bereits beim mechanischen bzw. beim numerischen Modell zu betrachten sind. [3] Dies wird bspw. bei der Bemessung von wandartigen Trägern deutlich. Das Ergebnis einer 2D-Flächenberechnung ergibt Schalenschnittgrößen, z.B.: [kN/m]. Da in der Normung [27, 29] eine Bemessung mit Stabwerkmodellen empfohlen wird, kann die Bemessung nicht direkt mit den errechneten Ergebnissen durchgeführt werden. [31]

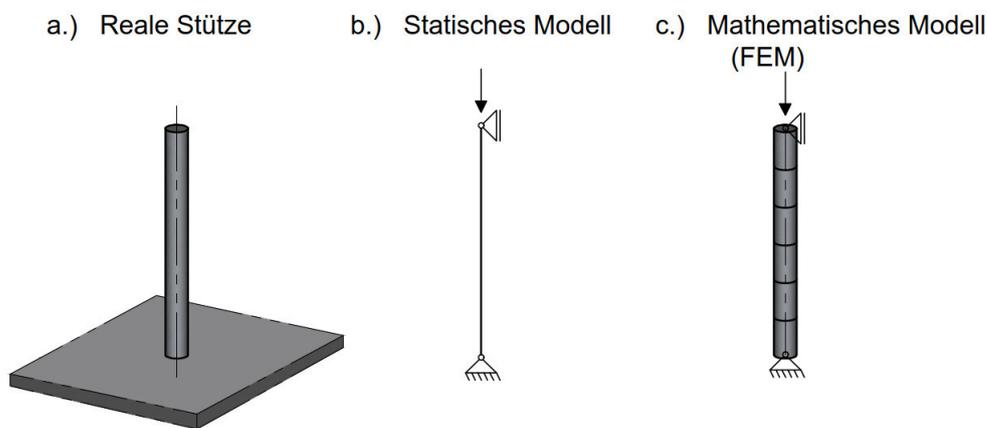


Abb. 2-1: Modellbildung Stütze, eigene Darstellung

Für die nachfolgende Bearbeitung werden diverse Modelle erstellt, die das Tragverhalten eines Hochhauses abbilden. Dabei wird für die numerische Modellbildung die Finite-Elemente-Methode (FEM) verwendet.

2.1.2 Praktische Anwendung der Finiten Elemente Methode

Grundlagen

Im folgenden Kapitel wird auf die Berechnung mit der Finiten Element Methode eingegangen. Es folgt eine kurze Beschreibung der Berechnungsmethode und eine Zusammenfassung von einigen baupraktischen Problemen bei der Berechnung und Bemessung mit Finiten Elementen.

Durch die Entwicklung der mathematischen Elastizitätslehre (*Hooke, Bernoulli, Euler* u.v.a) wurde es möglich Festkörper zu berechnen. Allerdings stehen nur wenige Formen zur Verfügung, die analytische Lösungen aufweisen und für die Baupraxis anwendbar sind. Mit der

FE-Methode steht demgegenüber ein numerisches Verfahren zur Verfügung, mit dem die Berechnung von komplizierten Körpern möglich wurde. [13]

Der Leitgedanke der FE-Methode ist das Unterteilen des Körpers in Dreiecks- und Viereckselemente. [13] Diese Elemente werden durch Übergangsbedingungen miteinander gekoppelt. Den Elementen und Kopplungen werden Parameter zugeordnet, die die tatsächlichen physikalischen Eigenschaften widerspiegeln. [41] Nach dem *Prinzip der virtuellen Verschiebungen* können alle Gleichungen des Gleichgewichts aufgebaut werden. [13] Mit diesem Ansatz wird zunächst das Einzelement betrachtet (Elementsteifigkeitsmatrix), und darauffolgend der Zusammenbau der Elemente zum Tragwerk (Systemsteifigkeitsmatrix) mit der *direkten Steifigkeitsmethode* durchgeführt. [16] Daraus wird ein lineares Gleichungssystem entwickelt, in dem die Knotenverschiebungen und –verdrehungen unbekannt sind. [43] Das entstandene Gleichungssystem ist nur in Ausnahmefällen exakt lösbar. Daher ist es im Regelfall notwendig, auf Energiemethoden, wie z.B. der *Minimierung des energetischen Potentials*, zurückzugreifen. Dabei werden die Verschiebungen der Knoten durch Ansatzfunktionen angenähert. Diese Funktionen werden durch numerische Integrationsverfahren, wie bspw. der *Gauss-Integration* berechnet. [16] Dem entstandenen Verzerrungszustand wird daraufhin ein eindeutiger Spannungszustand zugeordnet. Dabei werden Gleichgewichts-, Verträglichkeits- und Werksstoffbedingungen berücksichtigt. [41]

Vernetzung – Konvergenzverhalten

Für die Vernetzung von Bauteilen sind, je nach Computerprogramm, verschiedene Elementtypen implementiert. Am häufigsten werden viereckige Elemente verwendet. Diese weisen im Vergleich zu dreieckigen Elementen bei derselben Anzahl von Freiheitsgraden höhere Ansatzfunktionen auf. Jedoch sind Dreieckselemente besser an die Geometrie des Gebäudes anpassbar. [43] Zusätzlich können Viereckselemente mit acht Knoten erstellt werden. Diese konvergieren bei einer wesentlich geringeren Anzahl an Freiheitsgraden gegen die analytische Lösung als Dreieckselemente. Daher ist es notwendig, das Elementnetz fein genug auszubilden, um einer Unterbemessung vorzubeugen. [16] Außerdem kann durch eine zu grobe Unterteilung ein veränderter Lastabtrag generiert werden, da programmintern Einzellasten auf die umliegenden Knoten aufgeteilt und an diesen berechnet werden. Im Falle einer groben Unterteilung kommt es dabei zu einer unzulässigen Streckung der Einzellast. [32] Die Geometrie der Einzelemente sollte eine möglichst geringe Verzerrung aufweisen. [16] Weiters ist für die Erhaltung einer gleichbleibenden Genauigkeit über dem gesamten Bauteil die Generierung von regelmäßigen quadratischen Netzen und die Verdichtung im Bereich von hohen Spannungsgradienten anzustreben. [43] Vor allem Bereiche mit einer hohen Spannungsgradienten (z.B.: Stützbereich einer punktgestützten Platte) können durch ein grobes Netz unterschätzt werden. Dieser negative Effekt wird zusätzlich durch die Berechnung der Schnittgrößen eines Elements in der Elementmitte verstärkt. [34]

Singularitäten

In vielen Bauteilen kommen Spannungskonzentrationen vor. Diese können entweder durch eine real existierende Spannungskonzentration entstehen, z.B. Kerbfälle, oder durch Vereinfachungen in der Modellierung verursacht werden. Vor allem bei der Modellierung mit Finiten Elementen ist es nicht möglich Unendlichkeitsstellen wiederzugeben, weshalb eine Stelle mit hohen Spannungen entsteht. [16] Prinzipiell sind Schnittgrößen unabhängig von der Netzteilung, sofern das Netz fein genug ist. Ausgenommen davon sind Singularitätsbereiche, dort werden die entstehenden Spannungen und Schnittkräfte immer höher. Singularitäten können somit erkannt werden, wenn die Ergebnisse bei Erhöhung der Netzfeinheit weiterhin steigen. [34] Singularitäten treten allerdings nur in einem sehr kleinen, im Grenzfall punktförmigen Bereich auf. Bei Bauteilen mit einem duktilen Materialverhalten und verfügbaren Tragreserven wäre es daher zulässig, die Schnittkräfte durch Bildung von Integralwerten zu ermitteln. [16] Im Stahlbetonbau werden Singularitäten durch Rissbildung und Duktilität des Materials abgebaut. Um zu praxisrelevanten Ergebnissen zu kommen, wird versucht durch ingenieurmäßige Abschätzungen auf verwendbare Schnittgrößen zu schließen. [43] Dies erfordert aber eine angemessene konstruktive Durchbildung der Singularitätsbereiche. [34] Alternativ kann versucht werden, bereits das numerische Modell derart zu modellieren, dass Singularitäten vermieden werden. Dazu zählen u.a. eine flächige Lastaufbringung oder die elastische Ausführung von Lagerungen. [44]

Weiters werden vor allem für die Lagerung von Flachdecken auf Stützen verschiedenen Modellierungsvarianten von *Werkle und Gerold* vorgestellt. [44] Wesentlich erwähnt werden die Modellierung als Punktlagerung mit Auswertung am Stützenrand, die Modellierung mit elastischer Bettung oder mit starrem Stützenkopf, das Koppelfedermodell oder das Flüssigkeitskissenmodell. Vorwiegend wird das Bettungsmodulverfahren angewendet, jedoch sollte für Rand- und Eckstützen das Koppelfedermodell verwendet werden. Dieses hat im Vergleich zum Bettungsmodulverfahren den Vorteil, dass die Stützenfedern untereinander gekoppelt werden. Somit wirken die Federn nicht unabhängig voneinander sondern die Steifigkeit der umliegenden Federn wird zusätzlich berücksichtigt. [43] Zu beachten sind auch die Anmerkungen im Kapitel „Kopplung verschiedener Elemente“ zur Lagerung und Verbindung von Finiten Elementen.

In Abb. 2-2 werden verschiedene Lagerungsmöglichkeiten einer punktgestützten Platte dargestellt. In der Anwendung am einfachsten, da unabhängig vom FEM-Netz, sind Punktlager (siehe a. und b.). Dabei entstehen jedoch Singularitäten. Für eine bessere Abbildung können Flächenlager (c. und d.) oder kinematische Kopplungen (e.) verwendet werden. Außerdem können die elastischen Federn untereinander gekoppelt werden (f.). Eine genaue Beschreibung der Lagerungsvarianten werden von *Werkle und Taferner et al.* gegeben. [40, 43]

In vielen Fällen von auftretenden Singularitäten ist das Ebenbleiben des Querschnitts (*Bernoulli Hypothese*) nicht mehr gültig. Diese Bereiche werden bei Stabelementen Diskontinuitätsbereiche genannt [31] und können durch Stabwerksmodelle bemessen werden. [35] Dabei ist zu

beachten, dass für die Globalbetrachtung des statischen Systems die Steifigkeit richtig beurteilt wird. [34]

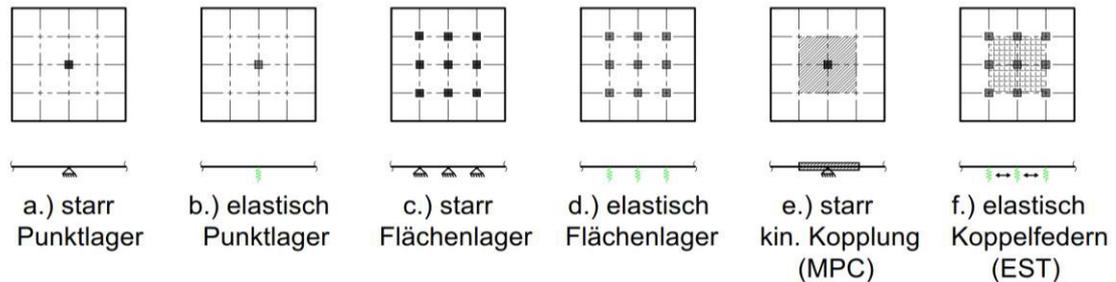


Abb. 2-2: Lagerungsvarianten punktgestützte Decke, nach *Taferner et al.* und *Werkle* [40, 43]

Bei nicht eindeutig feststellbaren Fällen, ob das Tragverhalten nach einer Lastumlagerung noch vorhanden ist, ist eine nichtlineare Berechnung mit einem realistischen Materialverhalten notwendig. [16]

Kopplung verschiedener Elemente

Vor allem bei komplizierten Bauwerken können die Bauteile nicht mehr eindeutig voneinander getrennt und separat analysiert werden. Daher ist es notwendig, diese Bauteile, die auch Elemente mit einer unterschiedlichen Dimensionalität sein können, miteinander zu verbinden. Als übliches Beispiel kann die Kopplung einer Stütze, modelliert als Stabelement, mit einer Wandscheibe, modelliert als 2D-Flächenelement, genannt werden. Problematisch an dieser Stelle sind die unterschiedlichen Freiheitsgrade der verbundenen Knoten. Dadurch können bestimmte Kräfte oder Momente (im Falle der Scheibe fehlt der Rotationsfreiheitsgrad in der Ebene) zwischen den Bauteilen nicht übertragen werden. Daher müssen Annahmen getroffen werden die diesen Knotenbereich richtig beschreiben. [32] Ein Ansatz (*MPC-Modell*) besagt, dass der Anschluss des Stabelements eben bleibt. Dadurch entsteht eine relativ steife Kopplung der Knoten. Eine weichere Kopplung entsteht bei Verwendung des *EST-Modells*, bei dem ein linearer Verlauf der Spannungen angenommen wird. Weiters werden in der Literatur vereinfachte Ingenieurmodelle angeführt, wobei zur Vorsicht geraten wird, da diese kein realistisches Verhalten im Knotenbereich abbilden. [16, 43] Zum Vergleich werden die Lagervarianten einer punktgestützten Deckenplatte in Abb. 2-2 gezeigt.

Ein weiteres, häufig auftretendes Problem besteht darin, dass die Kopplung von 1D-Balkenelementen mit einem 2D-Plattenelement schwierig auszuführen ist. Der exzentrische Anschluss muss unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite eingeführt werden. [13] Dabei muss darauf geachtet werden, die Steifigkeit und die Belastung dieses Bereichs nicht zu überschätzen. Dies wird bei handelsüblichen Programmen auf unterschiedliche Weise gelöst, bzw. kann durch den Anwender auf unterschiedliche Weise gelöst werden. [36] Von *Werkle* werden verschiedene Varianten zur Modellierung von Trägern angeführt, welche zum Teil in

ses Problem umgangen werden. [34] Alternativ kann das Bauteil mit Stabwerkmodellen bemessen werden. [3]

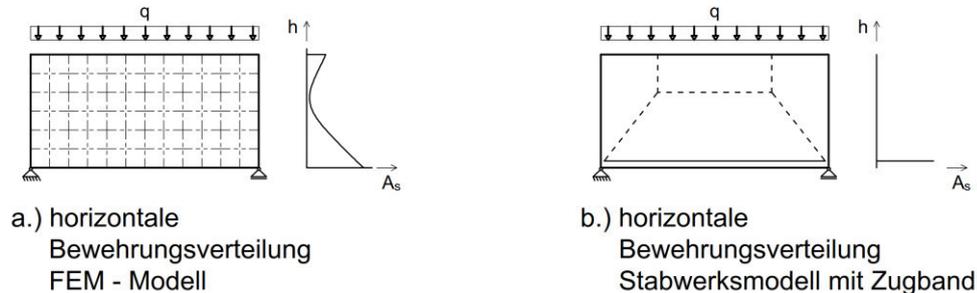


Abb. 2-4: Bemessung Wandscheibe: **a:** mit FEM-Modell, **b:** mit Stabwerkmodell, nach *Rombach* [32]

Vor allem für massive Bauteile ist es notwendig, den Kraftfluss genauer zu betrachten. FE-Programme können den Einfluss von Spaltzugkräften in Dickenrichtung bei Schalenelementen nicht berücksichtigen. Dazu ist es notwendig den Bereich mit Volumenelemente abzubilden oder mithilfe von Stabwerkmodellen zu berechnen. [33]

Die Bemessung der Querkraft erfolgt nach dem verschmierten Fachwerksmodell, dieses ist jedoch für Biegebauteile entwickelt worden und trifft auf Scheiben und massive Bauteile nicht zu. In einer automatisierten Bemessung durch Statikprogramme werden diese Bereiche durch die vorhandene Querkraft im Element bemessen. Vor allem in massiven Bereichen kann die Querkraft auch ohne Querkraftbewehrung abgetragen werden, wie es bei einer Ausbildung von Stabwerkmodellen dargestellt werden kann. [33]

Die angeführten Probleme können durch genauere Berechnungen untersucht werden. Dabei ist es möglich, nichtlineare Berechnungsmethoden zu verwenden um die erwähnten Probleme zu lösen.

2.1.3 Nichtlineare Berechnungen

Die Berechnung von Bauwerken wird im Regelfall mit linearen Berechnungen durchgeführt. Diese haben den Vorteil, dass sie nachrechenbar bleiben und das Prinzip der Superposition, somit die Möglichkeit der linearen Überlagerung von Lastfällen, anwendbar ist. Um genauere Auswertungen zu erhalten, wurden nichtlineare Berechnungen eingeführt, wobei das Ergebnis iterativ bestimmt wird. Zur Berücksichtigung von Effekten aus Verformungen wird im Bauwesen häufig die Theorie II. Ordnung, welche von kleinen Verschiebungen und Verformungen ausgeht, angewendet. Ergänzend sind für die Berechnungen von großen Verformungen in der Literatur nichtlineare Theorien zu finden. [4] Weiters gibt es Modelle zur nichtlinearen Berechnung des Materialverhaltens. Damit kann ein realistischeres Verhalten von Stahlbeton nachgebildet

werden, z.B. das Reißen von Beton abgebildet werden. [32] Eine stofflich nichtlineare Berechnungsmethode ist bei schlanken Stützen, Verformungsberechnung und hohen Zwangkräften notwendig, da die reale Steifigkeit einen großen Einfluss auf die Ergebnisse aufweist. [34] Für die vereinfachte Bestimmung des Steifigkeitsabfalls durch gerissenen Beton wird auf *Fastabend* und *Taferner* verwiesen. [7, 40] Von *Thoma et al.* werden Hinweise zur Implementierung des gerissenen Scheibenmodells in ein FE-Modell angeführt. [41] Zur Implementierung in die FE-Berechnung werden von *Werkle* Anmerkungen angegeben. [43]

Ein Problem in der nichtlinearen Berechnung besteht in den unterschiedlichen Annahmen der Theorien, und den dadurch vorhandenen Grenzen in der Berechnung. Daher müssen für verschiedene Berechnungen unterschiedliche nichtlineare Theorien verwendet werden. [4] Außerdem ist das reale Verhalten von Stahlbeton noch nicht zur Gänze erforscht, bzw. kann nicht für alle Einflüsse festgelegt werden. Insbesondere die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und die Verbundspannungen zwischen Stahl und Beton sind nicht sinnvoll in ein Gesamtmodell einzuführen. [40]

Die bisher angeführten Grundlagen beschreiben die Modellierung eines Bauwerkes im Allgemeinen sowie die Anwendung von Finiten Elementen. Die Lagerung von einzelnen Bauteilen beeinflusst, wie bereits erwähnt, die Schnittgrößenverteilung. In einer größeren Vorstellung wird das Verhalten der gesamten Struktur daher auch von deren Lagerungsbildung beeinflusst. Diese sollten allerdings den Baugrund abbilden und daher widmet sich das nächste Kapitel der Modellierung des Baugrunds.

2.2 Baugrundmodellierung

2.2.1 Allgemeines

Zur realitätsnahen Abbildung eines Bauwerks ist es nicht nur notwendig, die tragenden Bauteile des Gebäudes selbst abzubilden, sondern auch die Einflüsse aus der zusätzlichen Belastung für den Baugrund abzuschätzen. Die daraus entstehenden Veränderungen im Baugrund (z.B.: Verformungen/ Verdrehungen) können wiederum Auswirkungen auf das Gebäude haben. [14] Daher wird im folgenden Kapitel auf die Gründungsvarianten und die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk eingegangen. Anschließend wird die Umsetzung der für diese Arbeit relevanten Baugrundmodellierungen behandelt.

2.2.2 Gründungsvarianten

Die Wahl der Gründungsvariante hängt von vielen Faktoren (z.B.: Bodensteifigkeit, Festigkeiten, Grundwasser, Gebäudesteifigkeit, aber auch Kosten u.v.a.) ab. Für gering belastete Systeme mit guten Bodenverhältnissen kommen häufig Einzel- und Streifenfundamente zum Einsatz. Diese sind allerdings für Hochhäuser, mit Ausnahme von Sonderfällen, nicht geeignet. [17]

Mit einer Flächengründung ist es möglich, das Gebäude auf einer Fundamentplatte zu errichten. Dabei wird die Belastung auf die gesamte Fläche verteilt, bevor diese in den Baugrund weitergeleitet wird. Dadurch werden die Sohlspannungen im Boden verringert. [32] Vor allem bei setzungsempfindlichen Böden kann es dennoch zu großen Verformungen, bzw. zu großen Differenzverformungen der betrachteten Tragwerkelemente zu anschließenden Bauteilen, kommen.

Um dies zu verhindern, kann eine Tiefgründung angeordnet werden. Die dazu zählende Pfahlgründung leitet die Lasten in tiefer liegende Bodenschichten durch eine Kombination aus Mantelreibung und Spitzendruck ab. Dadurch wird eine Setzungsreduktion erzielt. [15]

Aus der Kombination der Flächen- und Tiefgründung wurde die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (kurz: KPP) entwickelt. Die Wirkungsweise dieser Methode hängt von der verformungswirksamen Wechselwirkung zwischen Baugrund, Bodenplatte und Pfählen ab. Durch die gezielte Anordnung der Pfähle können hoch belastete Bauwerke mit niedrig belasteten Bauteilen fugenlos ausgeführt werden, ohne hohe Zwangkräfte zu generieren. [17] Dadurch wird eine wirtschaftliche Gründung ermöglicht, da auf schwierige Details im Übergangsbauwerk verzichtet werden kann. [46] Weiterführende Literatur und Informationen zur KPP sind u.a. in [21, 32, 40, 46] gegeben.

2.2.3 Baugrund-Tragwerks-Interaktion

Zur Beschreibung der Baugrund-Tragwerks-Interaktion ist es notwendig, verschiedene, teils zeitabhängige Verhaltensweisen in einem Modell abzubilden. Dazu zählen die mechanische

Reaktion des Gebäudes und des Baugrunds, sowie des Kontaktverhaltens zwischen Bauwerk und Boden. [15] Dieses komplexe interaktive Gesamtsystem muss vor allem bei integralen Bauwerken (mit hoher statischer Unbestimmtheit) genau untersucht werden, da es dabei zu erheblichen Zwangseinwirkungen kommen kann. [40] Ein Beispiel dafür sind Setzungsunterschiede zwischen den Fundamenten in den vertikalen Tragelementen von Hochhäusern. Dies wird durch die Ausbildung einer Setzungsmulde aufgrund der unterschiedlich hohen Belastung (Bodenspannung) verursacht. [10] Abb. 2-5 zeigt zur Verdeutlichung die Wechselwirkung zwischen Fundament und Boden. Darin wird ein Flachfundament auf einem gleichmäßigen Baugrund gezeigt, welches durch eine äußere Last beansprucht wird. In b.) wird die Sohlspannung und die entstehende Verformung des Fundaments und in c.) die Sohlspannung und die Setzung abgebildet. Dabei ist erkennbar, dass sich ein Gleichgewicht einstellt, wenn die Verformung des Fundaments mit der Setzungskurve übereinstimmt. In diesem Fall werden beide Systeme durch dieselbe Sohlspannung belastet.

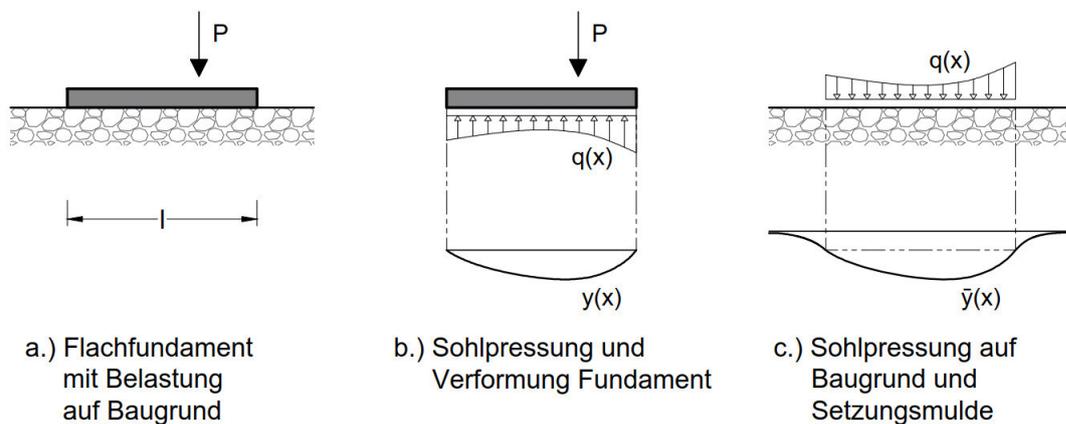


Abb. 2-5: Sohlspannung und Setzung eines Flachfundaments, nach *Lang et al.* [21]

Für die Abbildung des Baugrunds sind vor allem seine Verformungseigenschaften (Steifigkeitsparameter) und die Art der Gründung maßgebend. Da notwendige Eingabeparameter in der Regel nicht genau genug bekannt sind, bzw. nicht bestimmt werden können, müssen die Bauwerke für Grenzfälle bemessen und eine Parameterstudie durchgeführt werden. [40]

Um die Bemessung des Baugrunds und der Gründung durchzuführen, ist es notwendig die Spannungen zwischen diesen Schichten zu bestimmen. Die Bestimmung der Sohlspannungen stellt eine sehr komplexe Aufgabe dar und zur Lösung müssen Deformationsmethoden angewandt werden. Da es sich dabei um ein sehr aufwendiges Verfahren handelt, wurden Methoden für eine vereinfachte Lösung entwickelt. Neben einfachen Handrechenmethoden [21] gibt es weitere Verfahren, welche nachstehend angeführt werden. Zu beachten ist bei allen angeführten Verfahren, dass bei einer nichtlinearen Definition des Baugrunds das Superpositionsprinzip nicht mehr gültig ist und somit der Rechenaufwand erheblich steigt. [1]

2.2.4 Bettungsmodulverfahren

Die Entwicklung des Bettungsmodulverfahrens beruht auf einem mathematischen Ansatz. Dabei wird die Biegelinie des Fundaments mit der Sohlspannung des Baugrunds durch Einführung einer Bettungsziffer in Zusammenhang gebracht. Für einfache Systeme ist das entstehende Gleichungssystem analytisch lösbar. [21]

Bei der Anwendung der Finiten Elemente Methode werden unter jedem Knoten voneinander unabhängige Federn angebracht. Daher wird ein lineares Verhalten zwischen Kräften und Verformungen beschrieben, welches nur direkt unter der Last auftritt. Das heißt, es wird die Schubsteifigkeit im Boden vernachlässigt. [32] Die Setzungsmulde ergibt sich nur aus der Biegesteifigkeit des Fundaments. [40] Diese Bettungsfedern sind vor allem von der Bodensteifigkeit und der Struktursteifigkeit abhängig. Daher ist der Bettungsmodul (Bettungsfedern) kein reiner Bodenparameter. Die daraus entstehende Verformungsfigur der Bodenplatte stimmt dadurch nicht mit der realen Setzung des Bodens überein und bildet die Bauwerk-Boden Wechselwirkung des Öfteren nicht ausreichend genau ab, wie in Abb. 2-6 ersichtlich. Es gibt weitere Variationen des Bettungsmodulverfahrens, wie die Modellierung von Zusatzfedern im Randbereich oder höherer Steifigkeit am Randstreifen, um bessere Ergebnisse zu erhalten. [1] Da der Bettungsmodul mit der vierten Wurzel in der Berechnung berücksichtigt wird, sind die Auswirkungen auf das Biegemoment im Fundament i.d.R. nur sehr gering. [21] Daher ist auch dieses Verfahren für die Praxis tauglich und wird aufgrund der Einfachheit oft verwendet. [40]

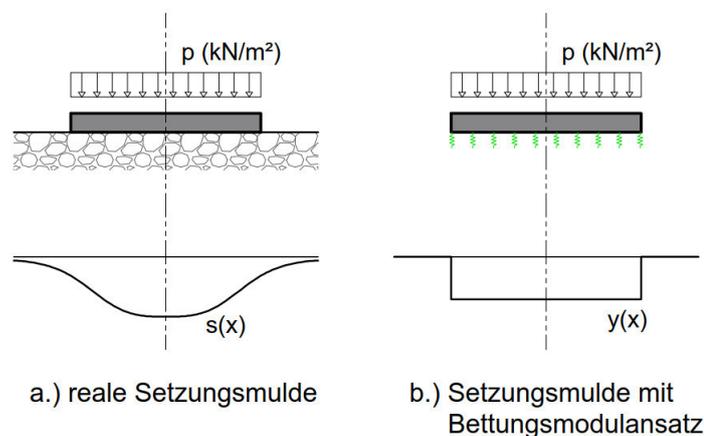


Abb. 2-6: Beispiel Setzungsmulde, nach *Lang et al.* [21]

2.2.5 Steifemodulverfahren

Das Steifemodulverfahren (auch Steifezahlverfahren) basiert auf der realen Spannungs-Verformungs-Reaktion des Bodens. Zur Berechnung wird das Fundament in einzelne endliche Teile unterteilt. Auf jedem dieser Elemente wird eine Einheitslast aufgebracht, wodurch eine Setzungsmulde für jede Unterteilung entsteht. Daraus kann durch Superposition dieser Ergeb-

nisse die „reale“ Setzungsmulde abgebildet werden. Ergebnis dieser Berechnung sind die Sohl-drücke der Bodenplatte, durch die wiederum auf die Querkräfte und Momente geschlossen werden kann. [21] Das Verfahren eignet sich sehr gut für eine Implementierung in einem FEM-Programm, da die Knoten der Finiten Elemente für die erforderliche Unterteilung des Systems direkt verwendet werden können. Die Ergebnisse der einzelnen Setzungsmulden werden in eine Steifigkeitsmatrix gespeichert, die das Verhalten zwischen Boden und Fundament repräsentiert. Modelliert wird dieses Verhalten durch Federn, welche untereinander gekoppelt sind. Somit wird eine Last auf einem Knoten, nicht nur in die an diesem Knoten angeschlossene Feder abgetragen, sondern auch auf den umliegenden Bereich verteilt. Dadurch ist es möglich, die Bodensteifigkeit als reinen Bodenparameter vorzugeben. Die daraus entstehende Bodenplattenverformung kommt der „realen“ Setzungsmulde sehr nahe. [1] Das Steifemodulverfahren entspricht der analytischen Lösung des elastischen Halbraums, der in vielen Programmen, z.B. SOFiSTiK [37], implementiert ist.

Beim Vergleich des Bettungsmodulverfahrens mit dem Steifemodulverfahren ist erkennbar, dass beim Steifemodulverfahren erhöhte Bodenpressungen am Rand der Struktur auftreten. Daraus resultiert eine etwas höhere Biegebeanspruchung der Fundamentplatte. [47] Jedoch kommt es zu erhöhten Rechenzeiten beim Steifezahlverfahren und unter Umständen zu einer schlechten Konvergenz. [1]

2.2.6 Abbildung des Baugrunds mit Finiten Elementen

Alternativ und für genaue Untersuchungen geeignet, sind Modelle in denen der Baugrund direkt als Finite-Elemente Netz eingegeben wird. Dabei kann der Baugrund als 2D-Flächenelement oder als 3D-Volumenelement modelliert werden. In der Modellierung sind die Übergangsbereiche zwischen Tragwerk und Baugrund zu beachten, sowie die notwendige Größe des Bodenmodells. Dadurch entsteht jedoch ein erheblicher Berechnungsaufwand und die Analyse der Ergebnisse wird sehr aufwendig. [1] In der Praxis werden für besonders empfindliche Bauwerke, die Struktur und der Baugrund getrennt vom Hochbauingenieur und vom geotechnischen Planer berechnet. Dabei wird darauf geachtet, dass die Ergebnisse (Setzungsmulde) der geotechnischen Berechnung mit jener der Tragwerksplanung übereinstimmen.

In den bisher erörterten Grundlagen wird die Modellierung des Tragwerks und des Baugrunds behandelt. Zusätzlich kommt es bei der Modellierung von Gesamtmodellen zu weiteren Besonderheiten, die im folgenden Kapitel betrachtet werden.

2.3 Gesamtmodelle

2.3.1 Unterschiede zur 2D-Modellierung

In der Tragwerksplanung werden gewöhnlich die Einwirkungen und das Tragverhalten in maßgebenden Bereichen betrachtet. Dabei werden die Bauteile herausgelöst und getrennt voneinander analysiert. Dies wird beispielhaft in Abb. 2-7 gezeigt. Zu sehen ist die Berechnung eines Hochhauses durch Herauslösen der einzelnen Bauteile. Die Lasten werden von der Decke zu den Stützen und dem Kern weitergeleitet. In weiterer Folge wird die Bodenplatte belastet, welche die Beanspruchung in den Baugrund abträgt. Für die herausgelösten Bauteile müssen an den Übergangsbereichen zu den anderen Bauteilen Randbedingungen festgelegt werden, die das reale Tragverhalten abbilden. Dazu müssen Annahmen getroffen und unter Umständen Grenzwerte untersucht werden. Aufgrund des üblicherweise monolithisch ausgeführten Anschlusses von Stahlbetonbauteilen und andererseits aufgrund der im gerissenen Zustand deutlich reduzierten Steifigkeit der Bauteile und Anschlussbereiche, stellen gelenkige und eingespannte Auflagerbedingungen nur Grenzfälle dar. Näherungen können über eine Modellierung mit Drehfedern erzielt werden, wobei wiederum die Steifigkeit der Feder berechnet oder abgeschätzt werden muss. Vereinfacht wird in der Praxis für den Bruchzustand oft der gelenkige Anschluss von Stützen angenommen.

Die Vorteile in der Berechnung mit Teilsystemen (2D-Berechnung) liegen in der einfachen Erfassung des vorhandenen Lastflusses und im Finden von Fehlern der Berechnung. [8] Außerdem können vereinfachte Standardsysteme verwendet werden, die eine schnelle Berechnung ermöglichen. Auch Systemänderungen können hierdurch einfach berechnet werden. Diese Standardsysteme bilden aber das reale Tragverhalten nicht in allen Fällen zutreffend ab (z.B. Ebenbleiben des Querschnitts). Die Auswirkungen werden zudem nur örtlich betrachtet, da ansonsten das wiederholte Berechnen von vielen Teilsystemen notwendig wäre. Die Verträglichkeit der einzelnen Modelle ist nicht automatisch gegeben und muss zwischen den Teilsystemen untersucht werden. Außerdem kann das manuelle Generieren von Lastfallüberlagerungen zu Fehlern führen bzw. werden unwirtschaftliche Vereinfachungen angenommen. [47]

Durch die Zuhilfenahme von modernen Computerprogrammen ist es möglich, Gebäude in einem 3D-Modell abzubilden. Die Anreize dafür sind eine schnellere und wirtschaftlichere Berechnung, da Tragreserven ausgenutzt werden können. [3] Dies wird dadurch ermöglicht, dass auch Nebentragwirkungen in der statischen Berechnung automatisch berücksichtigt werden. [8] Die Berücksichtigung dieser Nebentragwirkungen wird vor allem notwendig, wenn sich ein räumliches Tragverhalten einstellt, da der Lastabtrag nicht mehr vereinfacht festgelegt werden kann. [3] Ein zusätzlicher Nebeneffekt besteht darin, dass dadurch die ganzheitliche Betrachtung der Gebäudeaussteifung sichergestellt werden kann. [9] Auch die Berücksichtigung von verschiedenen Laststellungen und der automatischen Lastfallüberlagerung in Gesamtmodellen

bildet einen großen Vorteil für eine wirtschaftlichere Berechnung. Allerdings stellt die richtige Modellierung eines Gesamtmodells eine aufwendige und den Tragwerksplaner fordernde Aufgabe dar. Zusätzlich werden nicht immer alle bemessungsrelevanten Details für sämtliche Bauteile in einem Modell abgebildet. Daher sind gegebenenfalls zusätzliche Detailuntersuchungen notwendig. [47] Insgesamt muss festgestellt werden, dass die Berechnung eines Gesamtmodells nicht automatisch eine Garantie für ein besser modelliertes Tragsystem ist, wie von *Bischoff* beispielhaft gezeigt wird. [3] Des Weiteren muss beachtet werden, dass für den Abtrag von z.B. hohen Erdbebenlasten eine hohe Duktilität des Gesamtsystems gefordert ist, was durch die Ausnutzung der Tragreserven gefährdet wird. Zu diesem Zweck ist eine geeignete konstruktive Durchbildung immer notwendig. [31] Aufgrund von Weiterentwicklungen in Richtung Building-Information-Modelling (kurz: BIM) werden räumliche Modelle vermehrt eingesetzt. [8]

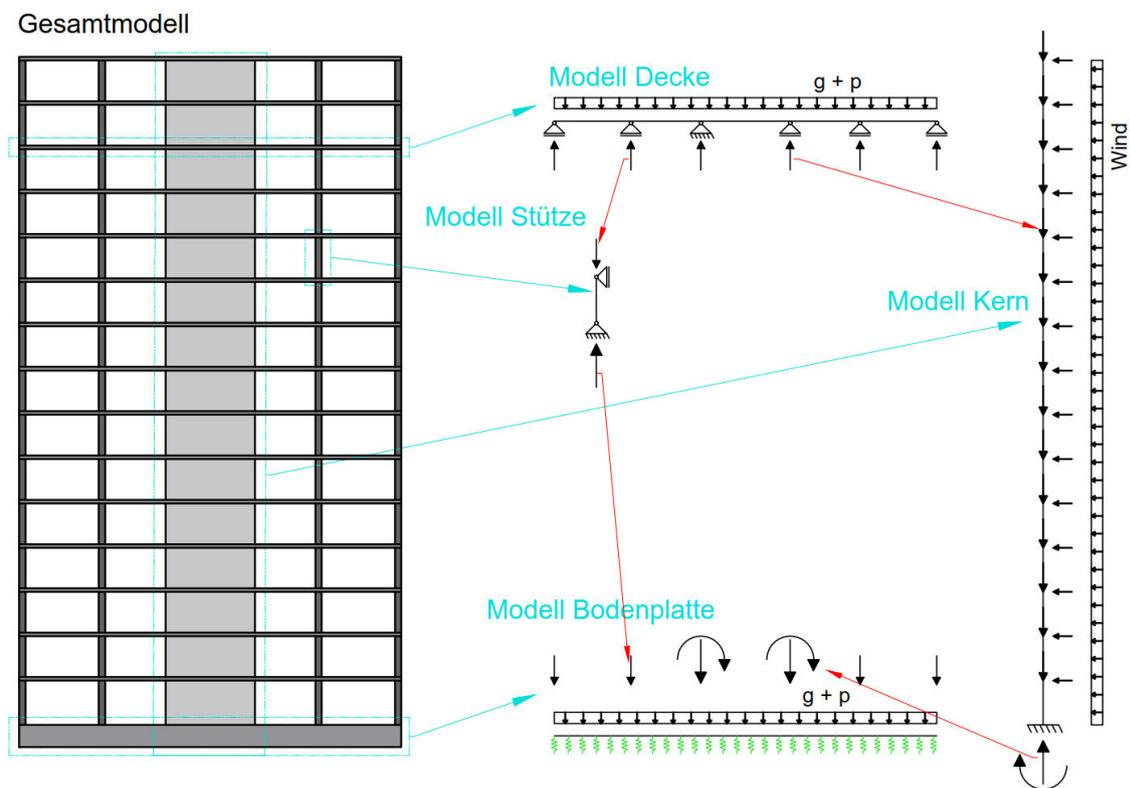


Abb. 2-7: Vorhergehensweise 2D-Teilmodelle, eigene Darstellung

Jedoch ist das Prüfen und Kontrollieren von Gesamtmodellen nicht trivial. Durch die Größe des Systems ist es schwierig die statischen Annahmen (Verbindungen der Elemente, statische Systeme, etc.) auszumachen. In großen Gesamtmodellen ist die Änderung von einzelnen Parametern einfach durchzuführen, jedoch schwierig in den gesamten Ergebnissen der Statik nachzuvollziehen. [33] In einer 3D-Berechnung ist der Lastfluss nicht eindeutig erkennbar und das

System kann nur durch Verformungs-, Spannungs- und Gleichgewichtskontrollen überprüft werden. [8]

Die nachfolgend angeführten Möglichkeiten und Besonderheiten in der Berechnung eines Gesamtmodells, werden hier speziell auf Hochhäuser im Betonbau bezogen. Diese sind auch sinngemäß für andere Bauwerke und Baustoffe anwendbar. Hierbei wird zuerst auf die bereits erwähnte Möglichkeit der Berechnung der Aussteifung von Bauwerken mit 3D-Modellen eingegangen.

2.3.2 Aussteifung von Gebäuden

Generell wird ein Gebäude durch horizontale und vertikale Einwirkungen belastet. Die vertikalen Lasten werden durch die vertikalen Tragglieder abgeleitet. Das vereinfachte statische System eines Hochbaues ist im Regelfall das eines Kragträgers. [14] Daher rufen horizontale Lasten Momenten und Querkräfte in den vertikalen Bauteilen hervor, oder müssen durch ein Fachwerkssystem in den Baugrund abgetragen werden. Die Abtragung von Momenten wird durch das Trägheitsmoment der einzelnen Bauteile bestimmt. Stützen sind aufgrund der vernachlässigbar geringen Biegesteifigkeit in der Regel nicht für die Abtragung von horizontalen Kräften geeignet. Gut dafür anwendbar sind durchgängige Wandscheiben und Kerne. [5, 17]

Im Hochhausbau ist es im Laufe der Zeit zu unterschiedlichen Entwicklungen und Ausführungsvarianten für die Aussteifung eines Gebäudes gekommen. Die am häufigsten verwendete Möglichkeit ist die einer Kernaussteifung. Weiters kann ein Gebäude durch Rohr-Tragwerke (sogenannte „Tube“-Systeme) oder mit Kern-Outrigger-Systemen ausgesteift werden. Als weitere Option steht die Ausbildung von Megastrukturen, dies sind räumliche Rahmen und Fachwerk-systeme die über mehrere Geschoße ausgebildet werden, zur Verfügung. Für genauere Erläuterungen zu den angeführten, und auch zusätzlichen, Aussteifungsmöglichkeiten wird auf die einschlägige Literatur verwiesen. [12, 14, 17, 23, 46, 47]

Die Gesamtstabilität eines Gebäudes muss für jedes Tragwerk nachgewiesen werden. Bei einfachen Bauwerken und bei regelmäßig angeordneten Deckenscheiben kann ein einheitliches Verformungsverhalten vorausgesetzt werden. Somit kann die Aussteifung mithilfe eines Gesamtstabs als Ausreichend belegt werden. [2] Grundsätzlich kann nicht erwartet werden, dass ein Ebenbleiben des Querschnitts vorhanden ist. [17] Alternativ kann eine Struktur mithilfe von räumlichen Stabwerk- oder Flächenmodellen berechnet werden. Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Torsionstragfähigkeit zu legen, da die Torsionssteifigkeit von gerissenem Beton stark abnimmt. [31] Außerdem kann in einer Abbildung mit Finiten Elementen die Randdehnung der Wände, beispielhaft für den Nachweis gegen Erdbeben, nicht direkt bestimmt werden. [19]

Die Kopplung der vertikalen Bauteile bestimmt das Verhalten des Bauwerks unter Belastung. Dabei werden die Lasten auf unterschiedliche Weise abgetragen, wie in Abb. 2-8 ersichtlich. Links ist die Variante ohne Wechselwirkung angeführt. Hierbei werden die Horizontalkräfte ent-

sprechend dem Steifigkeitsverhältnis auf die lastabtragenden Wände weitergeleitet. Die Deckenelemente übernehmen dabei die Verteilung der Kräfte und werden nur durch Zug- bzw. Druckkräfte beansprucht. Der rechte Teil der Abbildung zeigt, wie durch die Deckenelemente eine Kopplung der Wände erzielt wird. Dadurch ist es möglich die „Steineranteile“ der Wände zusätzlich zu mobilisieren. [17]

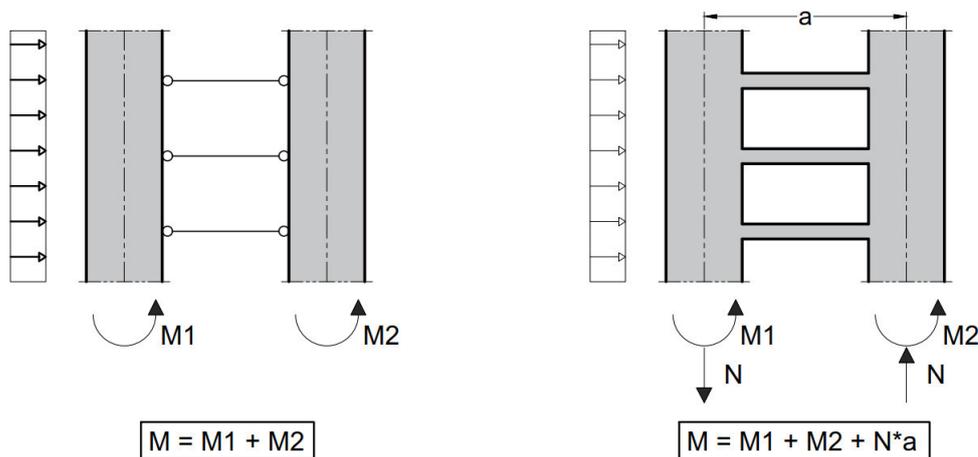


Abb. 2-8: Wechselwirkung vertikaler Bauteile, nach König et al. [17]

Vor allem bei einem Zusammenschluss zwischen Rahmen und Scheibentragwirkung entstehen starke Wechselwirkungen. Diese entstehen durch das unterschiedliche Verformungsverhalten von Scheiben und Rahmen. Ein mehrgeschossiger Stockwerkrahmen wird stark durch Schubkräfte verformt, im Unterschied zur Wandscheibe welche durch das Biegemoment maßgebend beeinflusst wird. In der Kombination von Scheibe und Rahmen kommt es daraufhin zu Ausgleichkräften, die anhand der Systemsteifigkeiten der beiden Systeme die Verformungen angleichen. Dargestellt wird dieser Sachverhalt in Abb. 2-9. [17]

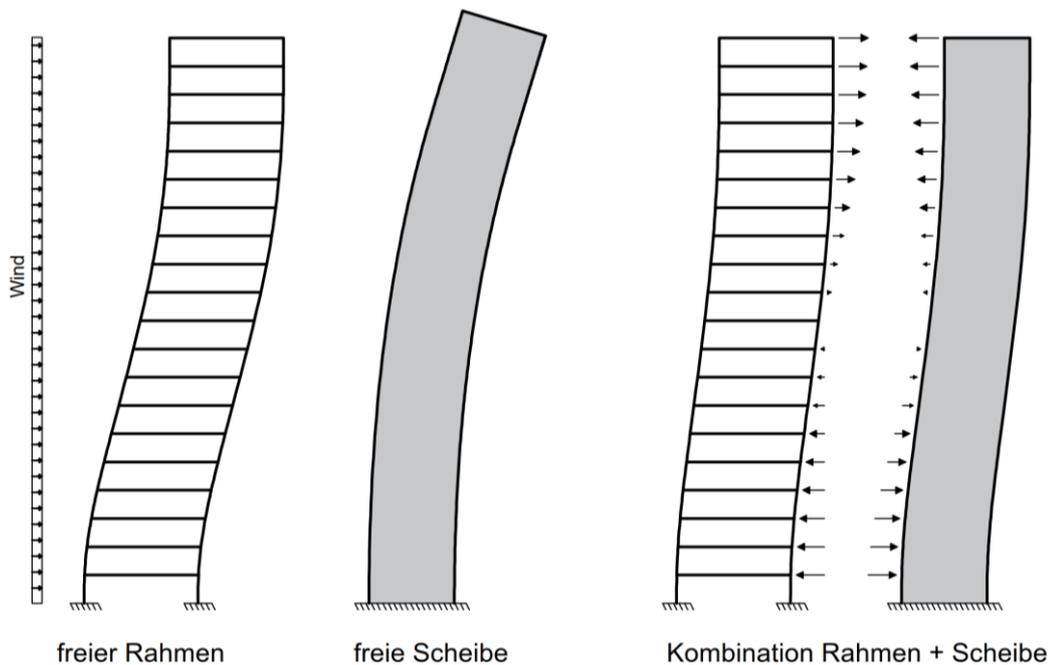


Abb. 2-9: Horizontale Wechselwirkung zwischen Rahmen und Scheibe, nach *König et al.* [17]

2.3.3 Lastumlagerungen

Allgemeines

Bei der Belastung von Bauwerken kommt es zu Spannungen und Dehnungen im Material. Diese rufen im Bauteil Verformungen hervor. Kann sich das Bauteil frei verformen, werden keine Zwangkräfte hervorgerufen. Bei einer Behinderung der Verformung, wie bei statisch unbestimmten Systemen, kommt es zu Zwangkräften und einer Lastumlagerung. Auch in hoch beanspruchten Bereichen kommt es, unter Voraussetzung einer ausreichenden Rotationskapazität, zu einer Lastumlagerung in weniger beanspruchte Bereiche. [40] Auch die, in Kapitel 2.3.2 erwähnten Wechselwirkungen bei der Aussteifung von Bauwerken verursachen Lastumlagerungen.

Bei Hochhäusern kommt es aufgrund der Höhe und der Größe der Gesamtbelastung zu verhältnismäßig hohen Verformungen. Insbesondere die Differenzverformungen zwischen den lastabtragenden Bauteilen je Geschoß haben einen Einfluss auf die Bemessung der Bauteile, da dadurch Zwangkräfte hervorgerufen werden. [42] Die Ursache dafür liegt darin, dass Hochhäuser statisch hochgradig unbestimmte Bauwerke sind, da die Anschlüsse zwischen den Bauteilen größtenteils monolithisch ausgeführt werden. [40] In Hochhäusern führen bereits geringe Dehnungen, durch die große Geschoßanzahl verursacht, zu einer Umverteilung der Kräfte. [42] Hierbei werden Schubkräfte in den Trägern mobilisiert, wodurch die Differenzverformung zwischen den vertikalen Bauteilen reduziert wird. Die in den Trägern entstehenden Momente führen zu der zuvor erwähnten Umverteilung der Kräfte. [10] Diese Umverteilung (auch vertikale

Wechselwirkung genannt) ist nur möglich wenn zur Verteilung dieser Kräfte geeignete Bauteile vorhanden sind. Die Kopplung der vertikalen Tragglieder muss eine schubsteife Verbindung darstellen. Dies wird zum Beispiel durch eine Wandscheibe oder ein Fachwerk sichergestellt. Bei schubweichen Bauteilen, wie einer Deckenplatte, muss auf eine wirklichkeitsnahe Verteilung der Kräfte geachtet werden. [17] *Taferner* erörtert außerdem die zusätzliche Zwangbeanspruchung der Stützen durch Zwangverschiebung der Decke. Dabei entsteht durch eine Horizontalverformung der Decke ein zusätzliches Biegemoment in der Stütze. [40]

Die auftretenden Verformungen beruhen auf verschiedenen Einwirkungen. Dazu zählen elastische Dehnungen des Materials, Schwinden bzw. Kriechen von Beton, Umwelteinflüsse (Temperatur), die Lastgeschichte und auch Baugrundverformungen. [10] Einige dieser Einwirkungen sind in Abb. 2-10 dargestellt und zeigen die verschiedenen Einflüsse, die auf ein Tragwerk mit innenliegendem Kern einwirken können. Dabei sind die unterschiedlichen Wirkungsweisen je nach Einwirkungsgruppe erkennbar. Genauere Erläuterungen zu den variierenden Verformungsverhalten werden in den kommenden Kapiteln gegeben. Nachfolgend werden Hinweise aus der Literatur zur richtigen Anwendung von Lastumlagerungen in Gesamtmodellen und den wichtigsten Einwirkungen erläutert. Hinsichtlich der Besonderheiten aus der Last- bzw. Baugeschichte wird auf Kapitel 2.3.4 verwiesen.

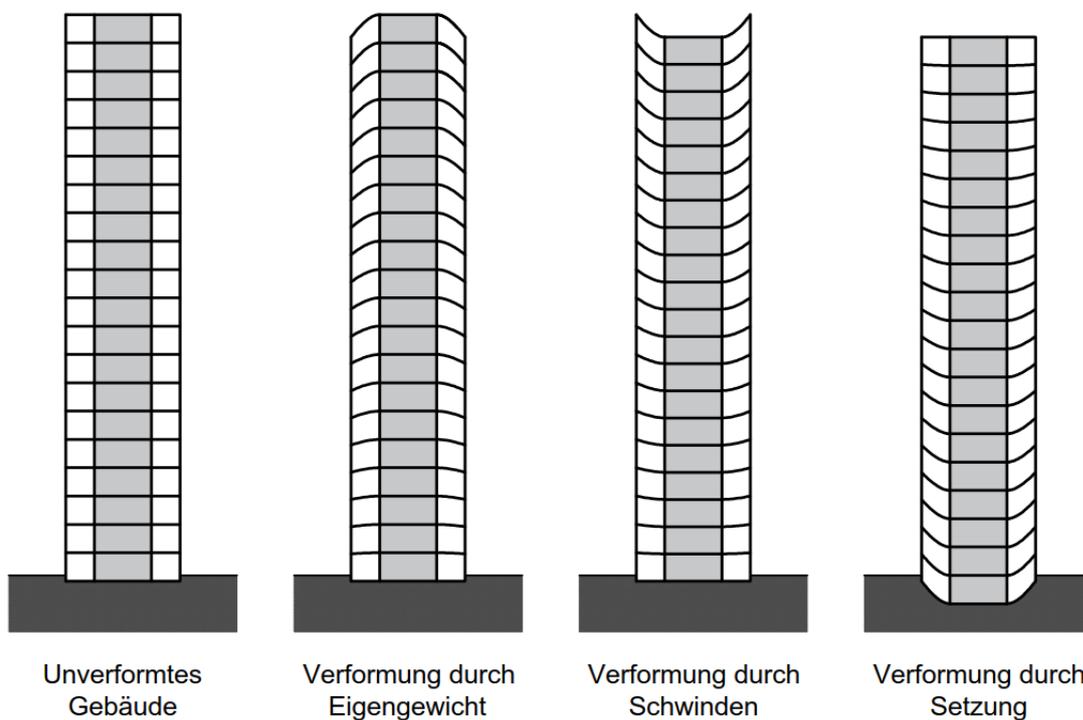


Abb. 2-10: Schematische Deformationsdarstellungen, nach *Ulaga* [42]

Steifigkeiten

Wichtige Eingangsparameter für die Tragwerksberechnung sind die Elastizitätsmoduln wie auch die Querschnittswerte. Dadurch kann die Steifigkeit und die Verformung eines Bauteils berechnet werden. Allerdings treten bereits bei den Materialparametern Unsicherheiten auf. Dies ist der Tatsache geschuldet, dass die genauen Materialeigenschaften des letztendlich auf der Baustelle eingebauten Betons nicht exakt bekannt sind. Die Materialparameter müssen daher als Richtwerte gesehen werden. Die Anwendung einer Parameterstudie ist in kritischen Bereichen sinnvoll. [34] Weiters kommt es durch das Aushärten von Beton über die Zeit zu einer Veränderung der Eigenschaften. Vor allem bei Verbundkonstruktionen zwischen Stahl und Stahlbeton, wie auch bei hohen Bewehrungsgraden von Stahlbeton, können erhebliche Umlagerungen auftreten, da die Steifigkeit von Stahl wesentlich höher ist, als die von Stahlbeton. [10] Diese Änderungen der Steifigkeiten müssen zur Berechnung der Verformungen berücksichtigt werden.

Die im Gebäudemodell errechneten Spannungen werden im Regelfall, aufgrund der einfacheren Nachvollziehbarkeit, elastisch berechnet. [9] Stützenquerschnitte weisen normalerweise einen wesentlich kleineren Querschnitt auf als Kernquerschnitte, und haben daher höhere Normalspannungen durch vertikale Lasten. [46] Dadurch kommt es zu einer größeren Stauchung der Stützen bzw., im Verbundbau, der Betonbauteile. Demnach entziehen sich die Stützen der Belastung und die Kräfte werden über die Deckenelemente zu den steiferen Elementen geleitet. In den Deckenelementen müssen Zwangbiegemomente und -querkräfte abgetragen werden. [9] Zu einer gleichmäßigen Verformung der vertikalen Bauteile kommt es nur sehr selten. [8] Jedoch tritt eine Vergleichmäßigung der Stützenkräfte, im Grundriss betrachtet, auf. [20]

Bei der Anordnung von Stahlbetonstützen und einem Stahlbetonkern ist zu berücksichtigen, dass der Bewehrungsgehalt in den Stützen zwischen 3 % und 4 % beträgt, während im Kern im Regelfall nur 0,3-0,4 % ausreichend sind. Folglich kommt es nicht nur zu einem Unterschied der Betonsteifigkeiten, sondern auch zu einer Erhöhung der Stützensteifigkeit durch den Bewehrungsgehalt. Im Falle der Vernachlässigung des Bewehrungsgehalts kann es nach *Fastabend* zu einer Unterschätzung der Stützenlasten von bis zu 40 % kommen. [8]

Besonders bei Stahlbetonbauteilen ist die bereits in Kapitel 2.1.2 erwähnte Rissbildung von Beton im Zugbereich anzusprechen. Durch die Berechnung der Gesamtmodelle mit einem linear-elastischen Materialmodell werden Stahlbetonbauteile i.d.R. zu steif dargestellt, da der Querschnitt als ungerissen berücksichtigt wird. Jedoch hat dies zur Folge, dass größere Umlagerungen durch das Computerprogramm berechnet werden. In einem realen Bauteil weist die Deckenplatte über der Stütze bereits unter geringer Belastung eine Rissbildung auf. Dadurch nimmt die Steifigkeit der Platte ab und es werden größere Differenzverformungen zwischen Stütze und Kern möglich. Aufgrund der größeren Verformungsmöglichkeiten in der Decke werden die Zwangkräfte reduziert. Hinweise zur Bestimmung einer ingenieurmäßigen Steifigkeit im

Zustand II werden von *Fastabend* und *Taferner* gegeben. [7, 40] Durch die Festlegung von bestimmten Bereichen mit geringer Steifigkeit, wird eine vereinfachte Berechnung des Gesamtsystems mit linear-elastischen Materialverhalten ermöglicht. [9]

Kriechen und Schwinden

Der Effekt von zeitabhängigen Eigenschaften des Betons während der Konstruktion und im Lebenszyklus des Bauwerks muss für verformungsempfindliche Bauwerke berücksichtigt werden. Da in Hochhäusern durch Verformungen Lastumlagerungen auftreten, ist es notwendig, alle Einflüsse dafür zu berücksichtigen. Dazu zählen Schwinden und Kriechen von Beton. Zu beachten sind die Unterschiede in den Eingangsparametern, welche einerseits durch Normung und Veröffentlichungen vorgegeben werden, und andererseits den realistisch vor Ort anzutreffenden Betoneigenschaften. [12] Die Bestimmung der Endwerte der Verformung ist im Allgemeinen relativ einfach möglich, jedoch ist die Geschwindigkeit des Verformungszuwachses mit einigen Unsicherheiten behaftet. [42]

Kriechen von Beton beschreibt die zusätzlichen Deformationen von Beton, wenn dieser durch eine andauernde Belastung beansprucht wird. Nach der ersten Lastaufbringung ist die Geschwindigkeit, mit der Verformungen entstehen, sehr hoch und sinkt mit der Zeit. [12] Das Ausmaß des Kriechens wird nicht nur durch die Höhe der Spannungen bestimmt, sondern auch durch das Alter des Betons, der Betonzusammensetzung, der Belastungsdauer, den Witterungsverhältnissen und den Bauteilabmessungen. [10] Die Kriechverformung setzt sich aus einer irreversiblen Fließverformung und einer verzögert-elastischen Verformung zusammen. Die zusätzliche Dehnung des Materials kann ebenso als Verringerung des E- und G-Moduls von Beton gesehen werden. Daher werden durch die Belastung mit Dauerlasten die Querschnittsteifigkeiten der Bauteile reduziert. Da die Berechnung von statisch unbestimmten Systemen von den Steifigkeiten der einzelnen Tragelemente abhängt, kommt es durch das Kriechen zu einem Abbau von Zwangsschnittgrößen. [39]

Die vertikale Relativverformung zwischen den vertikalen Bauteilen wird auch durch das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen beeinflusst. In einer Kernbauweise ist dieses Verhältnis zwischen den Stützen und dem Kern meist ähnlich, daher kommt es nur zu geringen Verformungsdifferenzen. Wird ein vorseilender Kern berücksichtigt werden Differenzverformung verursacht. Das Oberfläche-Volumen Verhältnis bestimmt den Grad des Schwindens eines Bauteils. Schwinden wird durch das Verdunsten von Feuchtigkeit, sowie durch chemische Prozesse, auf der Oberfläche von Beton verursacht. Die Geschwindigkeit der Verformung ist im jungen Beton hoch und wird mit der Zeit langsamer. Zusätzlich wird das Schwinden durch die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebungsluft und der Betonmischung beeinflusst. [10] Wie auch das Kriechen von Beton führt Schwinden zu einer zeitabhängigen irreversiblen Verformung. [46]

Da sich der Beton bei Kriechen und Schwinden verformt, kommt es, unter der Annahme dass keine Bewehrung berücksichtigt wird, zu Verkürzungen bzw. Verlängerungen der Bauteile. Bei bewehrten Stützen werden durch Kriechen und Schwinden Spannungsumlagerungen zum Bewehrungsstahl aktiviert. In sehr hochbewehrten Stützen können daher im Gebrauchszustand Zugspannungen im Beton erzielt werden, da die gesamte Belastung bereits in die Bewehrung umgelagert wurde. Festzustellen ist dabei, dass dadurch die Tragfähigkeit der Stütze nicht beeinflusst wird. [10]

Baugrundverformungen

Durch die zusätzliche Belastung im Baugrund kommt es zu Setzungen. Diese hängen von den Bodeneigenschaften, der Vorbelastung sowie der Bauweise ab. Setzungen können durch Tiefgründungen effektiv begrenzt werden, wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben wird. [21] Im Regelfall kommt es, unabhängig von der Konstruktion der Gründung, zu einer Ausbildung einer Mulde im Bereich des Gebäudes. [10] Aufgrund dessen werden Verformungsdifferenzen zwischen den äußeren vertikalen Tragelementen und den in der Mitte gelegenen Tragelementen generiert. Dadurch verformt sich die Decke der einzelnen Geschoße in der Mitte nach unten. [42] Diese Verformung wirkt sich im Fall einer Kernbauweise üblicherweise genau umgekehrt zu den Gravitationseffekten der Lastumlagerungen aus und bedarf daher einer genauen Untersuchung. [10] Durch die daraus resultierende Differenzverformung kommt es zu Lastumlagerungen zu den außenliegenden Bauteilen. Diese wirken sich hauptsächlich in den unteren Geschoßen aus, da sich die Deformationen zum größten Teil erst ab der Geschosserstellung aufbauen. [42] Die Umlagerungen werden, neben den Bodeneigenschaften besonders durch die Steifigkeit des Kellergeschoßes, der Aussteifungswände und der Gründung beeinflusst. [20] Außerdem kommt es im Boden zu elastischen, plastischen und zeitabhängigen Vorgängen, wodurch die vollen Setzungen erst im Laufe der Zeit aufgebracht werden. [21] Um den Einfluss des Setzungsverlaufs in der Berechnung zu berücksichtigen, wurde von *Strauß* eine Vorgehensweise zur Berücksichtigung des kriechbedingten Abbaus von Zwangkräften aus beliebigen Zeitsetzungsverläufen in Bestandsbauwerken erarbeitet. [39]

Außerdem können Lastumlagerungen durch Setzungsdifferenzen im Baugrund verursacht werden. Beispielhaft dafür sind verschiedene Dicken von verformbaren Schichten unter dem Bauwerk, unterschiedliche Höhen der Sohlspannungen unter einzelnen Fundamenten, eine exzentrische Belastung oder eine zusätzliche horizontale Lastkomponente. [21]

Bei der Untersuchung der Bodenverformung kommt es auch zu Unterschieden hinsichtlich der Implementierung der Auflagersituation. Durch eine starre Lagerung werden Verformungen aus der Tragwerks-Baugrund-Interaktion vernachlässigt, bzw. wird eine gleichmäßige Setzung vorausgesetzt. Mit vereinfachten Methoden, wie dem Bettungsmodulverfahren oder dem Steifemodulverfahren, kann der Einfluss auf die Schnittgrößen des Bauwerks untersucht wer-

den. [44] In Abb. 2-11 wird der Einfluss der unterschiedlichen statischen Eingabeparameter im Falle eines einfachen Gebäudes beispielhaft gezeigt, welches mit der Hilfe eines Gebäudemodells berechnet wird. Dabei werden durch die Abbildung einer Bodenmulde zusätzliche Stützenkräfte mobilisiert und die Kernkraft reduziert, was im Falle einer elastischen Lagerung zu einer Überschätzung der Stützenkräfte führt. Andererseits werden bei der starren Modellierung des Baugrunds die Stützenkräfte unterschätzt. [9] Zur Feststellung des Einflusses der Modellierungsparameter wurde von *Werkle* eine Parameterstudie auf Basis eines realen Projektes durchgeführt. Die Erkenntnisse dieser Studie zeigen, dass bei steifen Böden die Lasten direkt in den Baugrund abgetragen werden und es dadurch zu geringeren Lastumlagerungen zu den außen liegenden Tragelementen kommt. Bei weichen Böden entziehen sich die innenliegenden Bauteile der Belastung und es kommt zu einer stärkeren Lastumlagerung in Richtung der Außenbereiche, bei Annahme einer konstanten Plattendicken. [44] Ansonsten ist der Einfluss aus der Plattensteifigkeit zu berücksichtigen.

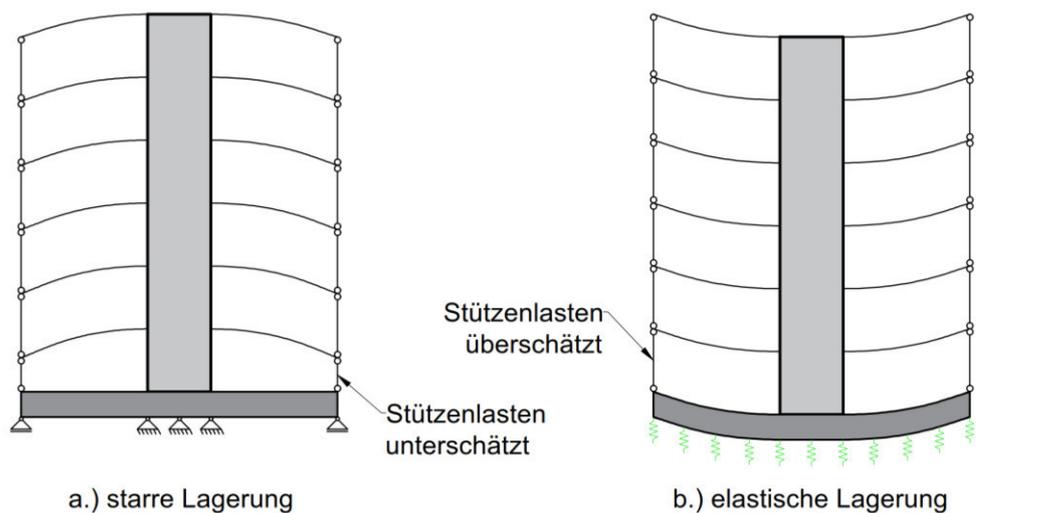


Abb. 2-11: Stützenlasten durch Baugrundmodellierung, nach *Fastabend et al.* [9]

Die zuvor erwähnten Lastumlagerungen werden durch eine 2D-Berechnung in der Regel nicht berücksichtigt, bzw. sind schwierig zu berücksichtigen. Daher ist die automatische Berücksichtigung der Lastumlagerungen im gesamten Bauwerk, ohne auf Symmetrien und einfache Grundrisse angewiesen zu sein, ein wesentlicher Vorteil der 3D-Berechnung. Jedoch sind diese Umlagerungen nicht ohne Gefahr anzuwenden und müssen richtig berechnet und analysiert werden. [8] Außerdem kommt es durch Lastumlagerungen, die im Laufe der Zeit auftreten, zu einer Verringerung der Wirtschaftlichkeit, da die Struktur auf verschiedene Lastzustände (z.B. Bauzustände) bemessen werden muss [42], wodurch das Ziel der wirtschaftlichen Bemessung nicht eingehalten wird.

2.3.4 Baufortschrittsmodelle

Bereits bei der Errichtung von Bauwerken kommt es zu Einwirkungen auf das Tragwerk und demzufolge zu Verformungen im System. In Gesamtmodellen sollten diese Verformungen in der Berechnung der einzelnen Bauteile berücksichtigt werden. Allerdings werden häufig in der Berechnung von Gesamtmodellen nur die Verformungen aus dem Eingusssystem (Annahme: das Gebäude wird erst nach Fertigstellung durch das Eigengewicht belastet) berechnet. [22] Vor allem bei Hochhäusern kommt es, wie bereits erwähnt, zu hohen Differenzverformungen und damit zu Lastumlagerungen.

Bei der Betrachtung mit Eingussmodellen kommt es bereits bei der Betrachtung des Eigengewichts zu Fehlern in der Berechnung. Bauteile, die im Konstruktionsprozess früher errichtet werden, verursachen Verformungen in später gebauten Bauabschnitten. Weiters ist bei integralen Bauwerken ein Lastabtrag durch Bauteile, die später errichtet werden, festzustellen. Durch den Verformungsausgleich auf der Baustelle kommt es zu Änderungen in der Steifigkeit der Bauteile. [4] Jedoch ist das vorrangige Ziel der Berechnung, nicht nur die Bemessung durchzuführen, sondern auch Maßnahmen zur Sicherstellung der Soll-Lage der Gebäudeteile festzulegen. Dies ist notwendig, um eine Einschränkung der Räume durch eine zu hohe Schiefstellung der Bauteile auszuschließen. [10]

Der bereits erwähnte Verformungsausgleich im Bauablauf von Gebäuden beschreibt das automatische und auch absichtliche Verhalten, Bauteile in deren Soll-Lage einzubauen. Dadurch hat das Herauslösen einzelner Bauteile und die getrennte Berechnung dieser Konstruktionselemente seine Berechtigung. [22] Da in Gesamtmodellen dies allerdings nicht automatisch berücksichtigt wird, müssen zusätzliche Konstruktionslastfälle (oder auch Bauabschnitte) berechnet werden. [23] In Abb. 2-12 ist ein Vergleich einer Berechnung mit Bauphasen und ohne Bauphasen ersichtlich. Dabei ist klar erkennbar, dass sich beim Eingussmodell die Verformungen der Decken über die Höhe aufsummieren und somit im obersten Stockwerk die maximale Verformung auftritt. Diesem Verhalten wird, wie bereits erwähnt, auf der Baustelle entgegengewirkt. Daher können die Differenzverformungen realistischer aus einem Modell mit Bauphasen bestimmt werden. Außerdem wurde in Berechnungen von *Laggner und Schlicke* festgestellt, dass sich in einer Berechnung mit Bauphasen die maximale Differenzverformung ungefähr auf halber Gebäudehöhe einstellen. [20] Zusätzlich kann es durch ungleichmäßige Verkürzungen zu einer horizontalen Verformung des Kerns bzw. der gesamten Struktur kommen, welche ausgeglichen werden muss. [12, 23] Auch die Berechnung der Bodenplatte kann durch ein Gesamtmodell stark beeinflusst werden, da bei einem Gesamtmodell die Decken zum Abtrag der Belastung aus der Setzungsmulde herangezogen werden. In der Realität entstehen die Decken allerdings erst mit dem Baufortschritt und tragen daher nur teilweise zum Lastabtrag bei. [9]

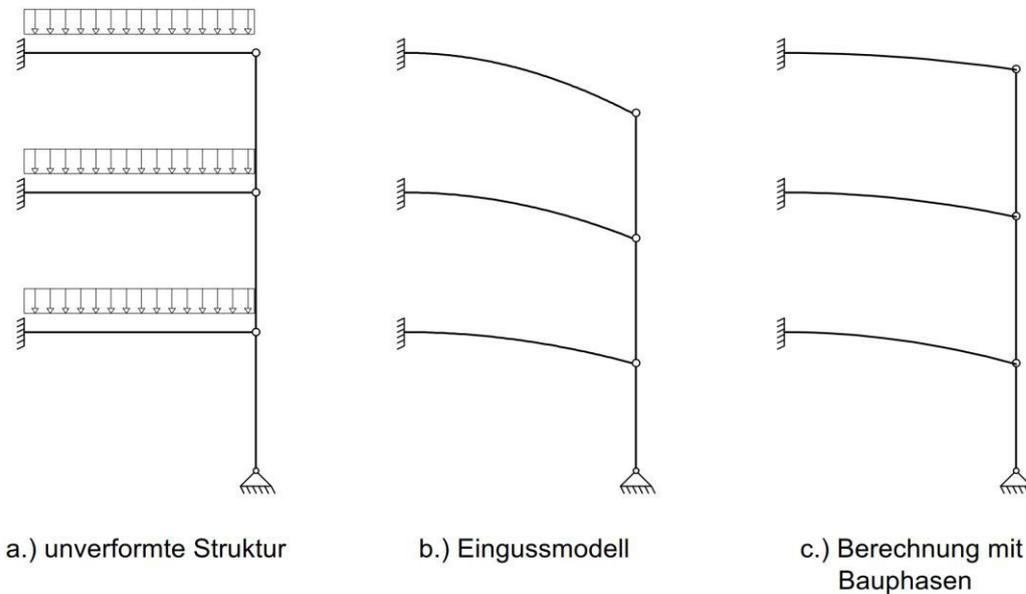
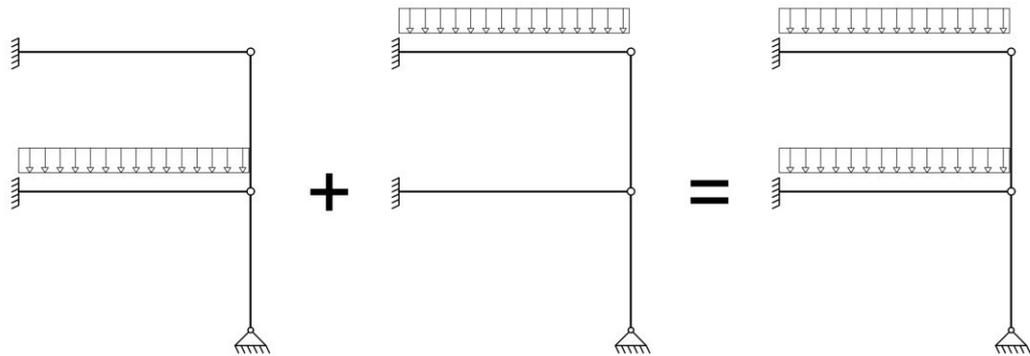
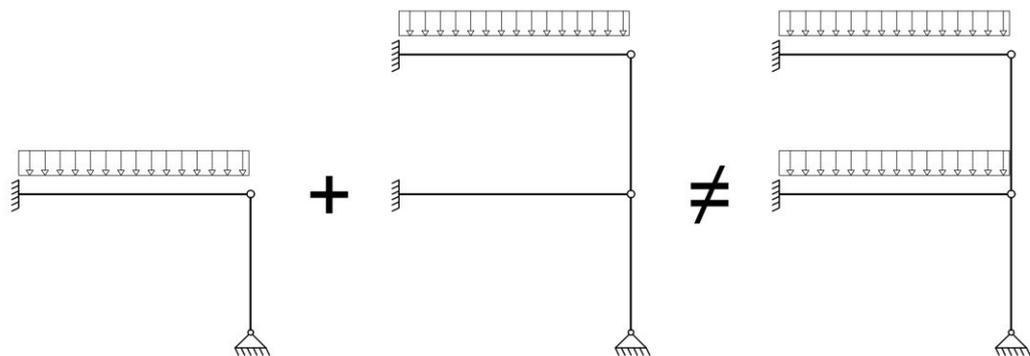


Abb. 2-12: Auswirkungen der Berechnung mit und ohne Bauphasen, nach *Löwenstein* [22]

Zur Berücksichtigung der Konstruktionslastfälle (auch Bauwerksgenese oder Geschichte des Bauablaufs) sind verschiedene Methoden entwickelt worden. Zum Beispiel wird von *Ha und Lee* die Verformung der einzelnen Bauteile berechnet und diese anschließend in einem Gesamtmodell aufgebracht, um die Lastumlagerungen zu bestimmen. Dies wird für jeden Bauabschnitt durchgeführt, und der darauffolgende Bauabschnitt wird am bereits verformten System des vorherigen Abschnittes aufgesetzt. [12] Derartige Modelle werden Baufortschrittsmodelle mit Systemwechsel genannt. [3, 22] Dabei kann auch der Verformungsausgleich berücksichtigt werden, wodurch das System die am Ende des Bauprozesses auftretende Verformungsfigur abbildet. [4] Jedoch kann bei einer Modellbildung mit Systemwechsel die Überlagerung der Lasten nicht mehr nach der Berechnung erfolgen. Das heißt, das Superpositionsprinzip ist nicht mehr gültig. Dies wird in Abb. 2-13 durch einen Vergleich eines Eingussmodells mit einem Baufortschrittmodell gezeigt.



a.) Berechnung mit Eingussmodell (Superpositionsprinzip ist gültig)



b.) Berechnung mit Systemwechsel

Abb. 2-13: Vergleich der Berechnung: Gesamtmodell – Systemwechsel, nach *Bischoff* [4]

Bei der Bemessung einer Stütze ist es notwendig, zu wissen, wie sich die Lasten in der Stütze über die Zeit entwickeln. Dies ist dem Sachverhalt geschuldet, dass eine Stütze je nach Beanspruchung eine andere Grenzlast aufweist. Das heißt, dass bei zuerst entstandenem Moment (z.B.: durch Verkürzung der Decke) die zugehörige maximale Normalkraft geringer ist als bei zuerst aufgebauter Normalkraft. [40] Diese Lastgeschichten werden zum Teil in der Berechnung mit Baufortschrittsmodellen berücksichtigt.

Durch Anwendung der bisher beschriebenen Hinweise zur Modellierung von Tragwerken wird im nachstehenden Kapitel die Berechnung und Modellierung eines Hochhauses beschrieben. Dieses Modell dient in dieser Arbeit als Grundlage für die später folgende Parameterstudie und deren Analyse.

3 Modellbildung Referenzhochhaus

3.1 Allgemeines

Die von *Laggner und Schlicke* [20] beschriebene Hochhausgeometrie wird für die folgenden Untersuchungen als Referenzhochhaus definiert. Dazu werden in Kapitel 3.2 die notwendigen Parameter und Basiskennwerte beschrieben.

Wie bereits dargestellt, ist es zur Berechnung eines Gebäudes notwendig, dieses in einem Modell abzubilden. Es wurden verschiedene Modelle entwickelt, um den Einfluss der Modellierungsparameter abschätzen zu können. In einem vorhergehenden Masterprojekt wurde mit Hilfe einer 2D-Berechnung das Gebäude dimensioniert und beschrieben. Dieses Modell wird kurz in Kapitel 3.3 erläutert.

Im Rahmen dieser Arbeit wird ein 3D-Modell erstellt, das in Kapitel 3.4 näher beschrieben wird. Das 3D-Modell bildet die Grundlage für die folgenden Untersuchungen und wird im Zuge der Arbeit durch zusätzliche Parameter weiter ausgebaut und ergänzt.

3.2 Basiskennwerte und Geometrie

Geometrie und Materialien des Hochhauses

Die Hauptanforderung an die Gestaltung des Hochhauses war es, aus der Berechnung des Gebäudes möglichst repräsentative Ergebnisse für die verschiedenen Tragelemente zu erreichen. Daher wurde der Grundriss möglichst einfach aufgebaut, um eine schlüssige Interpretation der Ergebnisse zu ermöglichen. Dabei wurde auch auf in der Praxis übliche Spannweiten, Tragsysteme und Dimensionen sowie eine optimale Gebäudeausnutzung geachtet.

Als grundlegende Bauweise wurde eine Ausführung mit Flachdecken und aussteifendem Kern festgelegt. Der Kern besteht aus Wänden, welche üblicherweise durch die Anordnung der Aufzüge und/oder Treppenhäuser bestimmt werden. [14]

Im Grundriss betrachtet wird für das Hochhaus ein quadratischer Querschnitt gewählt. In der Mitte des Grundrisses wird der Kern angeordnet. Der Grundriss wird mit einem regelmäßigen Raster unterteilt. In den Schnittpunkten dieser Rasterlinien werden die Stützen platziert. Die Stützen liegen somit rund um den Kern in Reihen verteilt. Die Gestaltung des Grundrisses ist über die Höhe gleichbleibend. Dadurch kommt es zu keinen Sprüngen in der Belastung oder notwendigen Umlagerungen. Zur horizontalen Verteilung der Lasten werden Flachdecken verwendet. Diese verbinden die Stützen mit dem Kern.

Für das Referenzhochhaus wird ein Rastermaß von 6,0 m gewählt. Rund um den Kern werden zwei Stützenreihen gebildet. Dadurch ist es möglich, Untersuchungen zu der inneren als auch der äußeren Stützenreihe durchzuführen. Unter Berücksichtigung des Kerns in der Mitte ergibt sich somit eine Gesamtbreite von 30,0 m. Als Regelgeschoßhöhe werden 3,5 m gewählt. Das Referenzgebäude wird mit 15 Stockwerken definiert und ergibt somit eine Gesamtgebäudehöhe von 52,5 m. Der gewählte Grundriss ist in Abb. 3-1 ersichtlich. Dabei wird auf der linken Seite oben der gesamte Grundriss und unten der Teilausschnitt des Grundrisses abgebildet. Auf der rechten Seite ist ein Schnitt durch das Gebäude im Bereich des Kerns ersichtlich, der unter Ausnutzung von Symmetrien erstellt wurde.

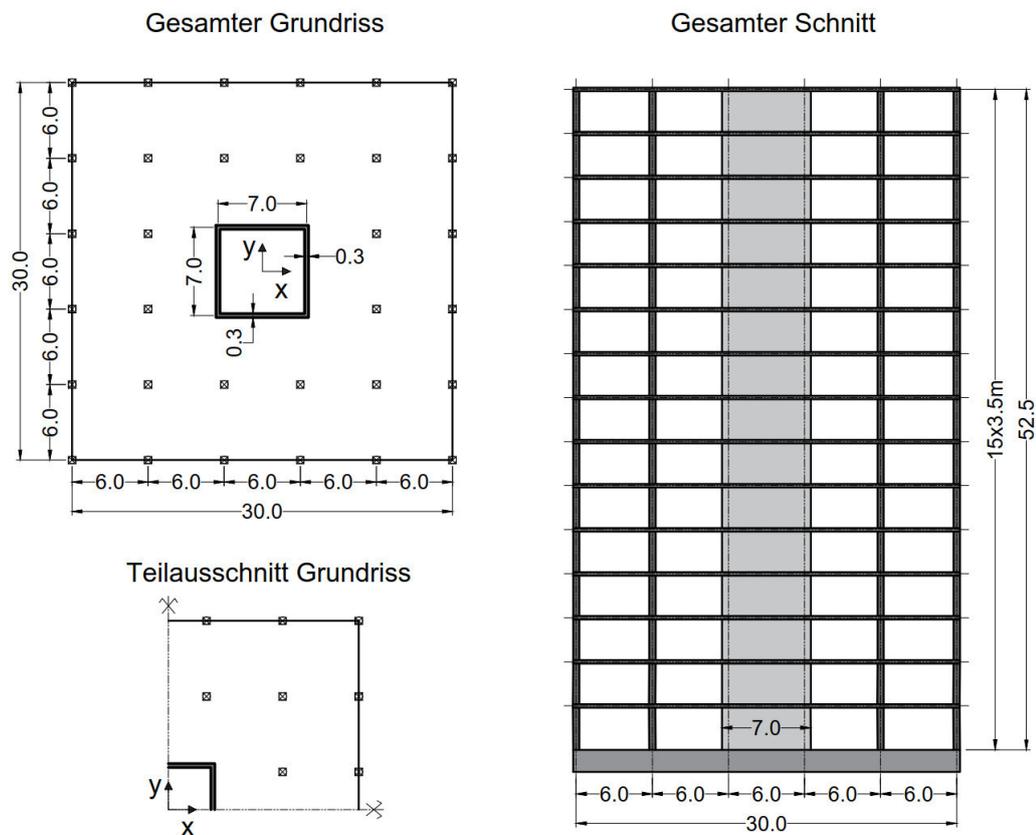


Abb. 3-1: Grundriss Referenzhochhaus: **links:** Grundriss, **rechts:** Schnitt

Die Decke wird mit einer Dicke von 28 cm festgelegt, um den Verformungsnachweis und den Durchstanznachweis erfüllen zu können. Aussparungen für einen eventuell vorhandenen Aufzugsschacht, Treppenlauf oder Installationsaussparungen werden vernachlässigt. Die Betondeckung der ersten Lage (oben und unten) beträgt 25 mm. Der Stabdurchmesser wird mit 10 mm angenommen. Die Betonfestigkeitsklasse der Deckenelemente wird mit C30/37 gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 [27, 29] festgelegt. Für den Betonstahl wird für alle Bauteile Stabstahl mit der Stahlgüte BSt 550A verwendet. Die Berechnungen werden in allen Modellen mit einem linear elastischen Materialverhalten durchgeführt.

Für die Stützen werden quadratische Rechteckquerschnitte mit einer Breite von 50 cm gewählt. Die Größe der Stütze basiert auf einer Vorberechnung der Stützenkräfte auf Basis der Einflussbreiten, siehe Formel (3.1). Die Bewehrung wird umlaufend mit einer Betondeckung von 30 mm und einem Stabdurchmesser von 20 mm festgelegt. Für die Stütze wird Beton mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60 verwendet.

$$erf.A = \frac{R^2 * d * g_k * h * c * 10}{f_{cd} + \rho * f_{yd}} = \frac{6^2 * 0,28 * 25 * 15 * 3,5 * 10}{33,3 + 0,08 * 478} \quad (3.1)$$

<i>erf.A</i>	erforderliches Fläche des Stützenquerschnitts [in cm ²]
<i>R</i>	Rastermaß (Abstand zwischen den Stützen) [in m]
<i>D</i>	Dicke der Deckenplatte [in m]
<i>g_k</i>	Wichte Stahlbeton [in kN/m ³]
<i>h</i>	Anzahl der Stockwerke [in -]
<i>c</i>	Erhöhungsfaktor für Sicherheitsbeiwerte, Nutzlasten und Stützengewicht
<i>f_{cd}</i>	Bemessungswert der Druckfestigkeit von Beton [in N/mm ²]
<i>ρ</i>	Bewehrungsgrad [in -]
<i>f_{yd}</i>	Bemessungswert der Streckgrenze von Stahl [in N/mm ²]

Der Kern wird als quadratischer Querschnitt mit einer Achsbreite von 7 m und einer Dicke der Wände von 30 cm definiert, siehe Abb. 3-1. Die Wände stehen orthogonal aufeinander. Der Kern ist durchgängig bis in das oberste Stockwerk. Aussparungen durch z.B. Türen werden nicht berücksichtigt. Die Bewehrung wird umlaufend, an der Außen- und Innenseite, angeordnet. Für beide wird die Betondeckung mit 25 mm gewählt. Die Querschnittswerte des Kerns ergeben sich aus der Forderung, keine Theorie II. Ordnung in der Berechnung berücksichtigen zu müssen. Diese ist nicht notwendig, wenn die Lasten aus der Theorie I. Ordnung im Vergleich zur Theorie II. Ordnung nicht um mehr als 10 % ansteigen. Dieses Verhältnis kann durch die Einhaltung von Formel (3.2) erfüllt werden. [17] Für den definierten Querschnitt kann daher das erforderliche Trägheitsmoment mit 47,88 m⁴ bestimmt werden, welches geringer als das vorhandene Trägheitsmoment (mit 68,73 m⁴) ist. Für den Kern wird die Betonfestigkeitsklasse mit C30/37 definiert.

$$erf.I = 0,36765 * \left(\frac{h}{100}\right)^3 * A = 0,36765 * \left(\frac{52,5}{100}\right)^3 * 30^2 \quad (3.2)$$

erf.I erforderliches Trägheitsmoment [in m⁴]

h Höhe des Gebäudes [in m]

A Grundrissfläche Gebäude [in m²]

Die Bodenplatte wird mit einer Dicke von 1,75 m ausgebildet. In Abweichung von den Deckenelementen wird rund um die äußerste Stützenreihe ein zusätzlicher Randstreifen mit einer Breite von 1,0 m definiert. Dieser wird dazu verwendet, die Stützenlasten in die Bodenplatte und daraufhin in den Baugrund zu übertragen. Absenkungen, Verdickungen oder Schächte werden nicht berücksichtigt. Die Betondeckung wird, wie bei den Decken, mit 25 mm und 35 mm angenommen. Die Betonfestigkeitsklasse wird für die Bodenplatte mit C30/37 angegeben.

Für den Baugrund wird ein homogener Schichtaufbau angenommen. Dabei wird nur eine Schicht mit einer Steifigkeit von 75.000 kN/m² fixiert. Der horizontale Steifigkeitsfaktor wird mit 0,20 in beide Richtungen definiert.

Belastung

Das angeführte Hochhaus wird durch eine Vielzahl an Einwirkungen belastet. Die verwendeten Nutzlasten werden gemäß ÖNorm EN 1991-1-1 [24, 28] bestimmt und die Windlasten gemäß ÖNorm EN 1991-1-4 [25, 26] berechnet. Für die Berücksichtigung der Eigengewichte und Aufbauten wird ein üblicher Deckenaufbau für Hochhäuser berücksichtigt und gemäß *Krapfenbauer* Tabellenbuch [18] die Belastung daraus ermittelt. Für eine vollständige Bemessung des Hochhauses ist es notwendig, weitere Belastungen aus Temperatur, Erdbeben, Zwang usw. zu berücksichtigen.

Im Zuge dieser Arbeit wird zunächst nur das Konstruktionseigengewicht der Bauteile berücksichtigt, da dies für eine nachvollziehbare Interpretation der Auswirkungen der Modellierung auf das Tragverhalten zweckdienlich ist.

3.3 2D-Teilmodelle

Bei der Modellierung mit Hilfe von 2D-Teilmodellen wird das Hochhaus in vier verschiedenen Teilsysteme zerlegt: eine repräsentative Decke, die Bodenplatte, die Stütze und den Kern. Die Vorgehensweise für die 2D-Teilmodellierung ist in Abb. 3-2 ersichtlich. Dabei ist erkennbar, wie die einzelnen Bauteile aus dem gesamten Gebäude herausgelöst, mit Randbedingungen versehen und belastet werden. Zwischen den Teilmodellen kommt es zu einer Weitergabe der Lasten. Dabei werden die Auflagerkräfte des Teilmodells Decke als Belastung an die Teilmodelle der Stütze und des Kerns angesetzt. Die resultierenden Auflagerkräfte aus der Berechnung der

Stützen und des Kerns werden an das Teilmodell der Bodenplatte als Beanspruchung weitergegeben.

Zur statischen Berechnung des Tragwerks muss das definierte Gebäude auf ein mechanisches Modell vereinfacht werden. Die Berechnung wird mit 2D-Elementen und 1D-Elementen durchgeführt. Das Teilmodell der Decke wird als monolithischer Durchlaufplatte abgebildet, die aus ebenen 2D-Schalenelementen modelliert wird. Durch die Modellierung als Schalenelement ist es möglich, Belastungen in und aus der Deckenebene abzutragen. Die finiten Elemente werden in einem regelmäßigen Raster angeordnet. Die Regelbreite für ein Element beträgt 0,75 m. Die Lagerung erfolgt durch eine vertikal starre und sonst gelenkige Knotenlagerung an den Stellen der Stützen und des Kerns. Diese Lagerungsart entspricht auch einer gleichmäßigen, vertikalen Verformung aller vertikalen Tragelemente (Starr-Körperverschiebung). Das verwendete 2D-Modell für die Decke ist in Abb. 3-3 dargestellt. Dabei werden die Lagerpunkte (in Rot) und die Unterteilung der finiten Elemente abgebildet.

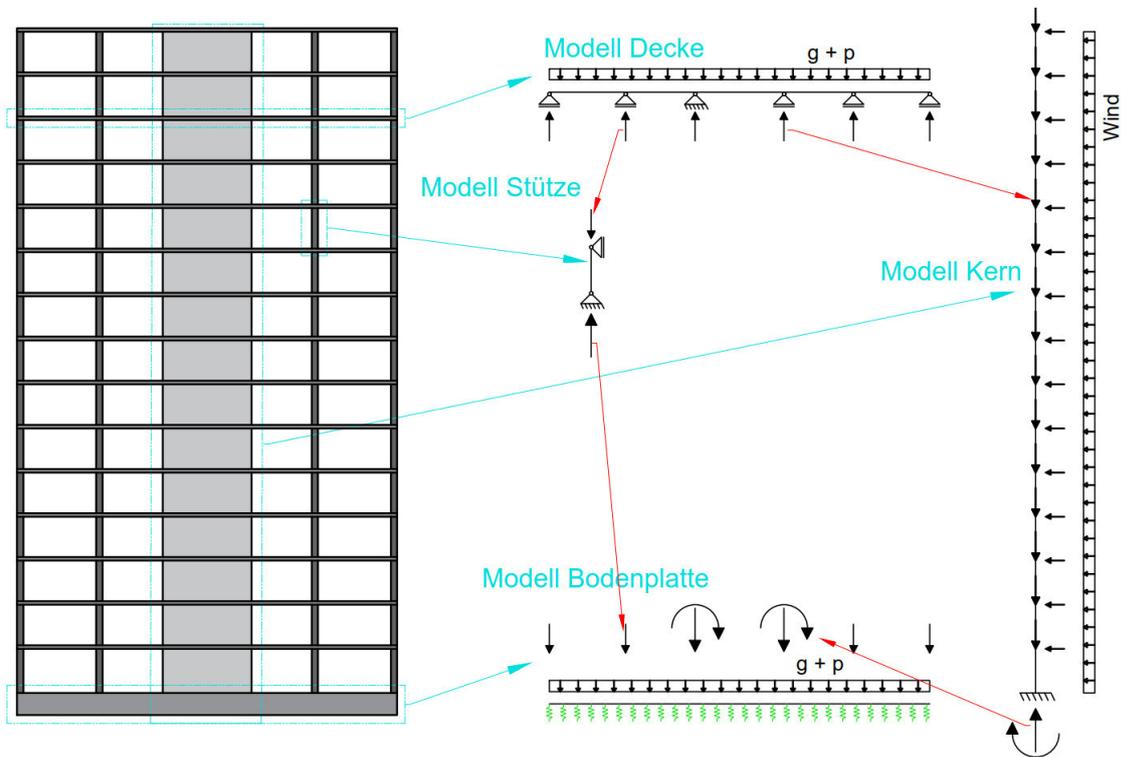


Abb. 3-2: Bildung von 2D-Teilmodellen, **links:** Hochhaus, **rechts:** 2D-Teilmodelle

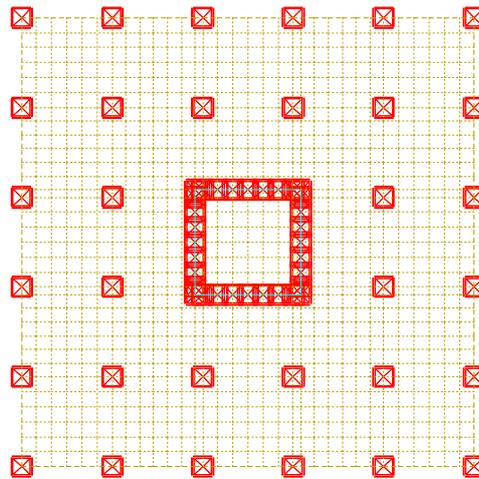


Abb. 3-3: Struktur Deckenmodell - Grundrissansicht

Die Stützen werden als 1D-Elemente und als Pendelstäbe betrachtet. Das bedeutet, dass auf beiden Seiten des Stabelements ein Gelenk berücksichtigt wird. Dadurch kann die Stütze nur Normalkräfte übertragen und hat keinen Beitrag zur horizontalen Aussteifung. Die Stütze wird nur über die Höhe von einem Stockwerk generiert, da diese durch jede Deckenscheibe gehalten wird. Aus Gleichgewichtsgründen ist es notwendig die Torsion des Stabes im Fußpunkt zu halten. Das statische System der Stütze ist in Abb. 3-4 rechts ersichtlich. Eine zusätzliche Belastung der Eck- und Randstützen durch auftretende Biegemomente, welche durch die Rahmenwirkung verursacht werden, können vereinfacht durch das c_o - c_u Verfahren gemäß DAfStb Heft 240 berechnet werden. [11]

Für die folgende Auswertung ist es notwendig, die Stützen zu unterscheiden. Dafür wurden in Abb. 3-4 die Bezeichnungen der Stützen festgelegt. In der Abbildung wird nur ein Viertel des Grundrisses betrachtet, da das Gebäude doppelsymmetrisch ist. Generell wird zwischen Innen-, Rand- und Eckstützen unterschieden. Weiters werden die Stützen mit der Nummer zur exakten Auswahl angesprochen. Aufgrund der Symmetrie des Grundrisses und der Belastung entstehen in folgenden Stützen dieselben Belastungen: 204 == 402, 401 == 104, 201 == 102. Daher werden für die Auswertung die Eckstütze 101, Randstütze 102, Randstütze 104, Innenstütze 202 und Innenstütze 204 verwendet.

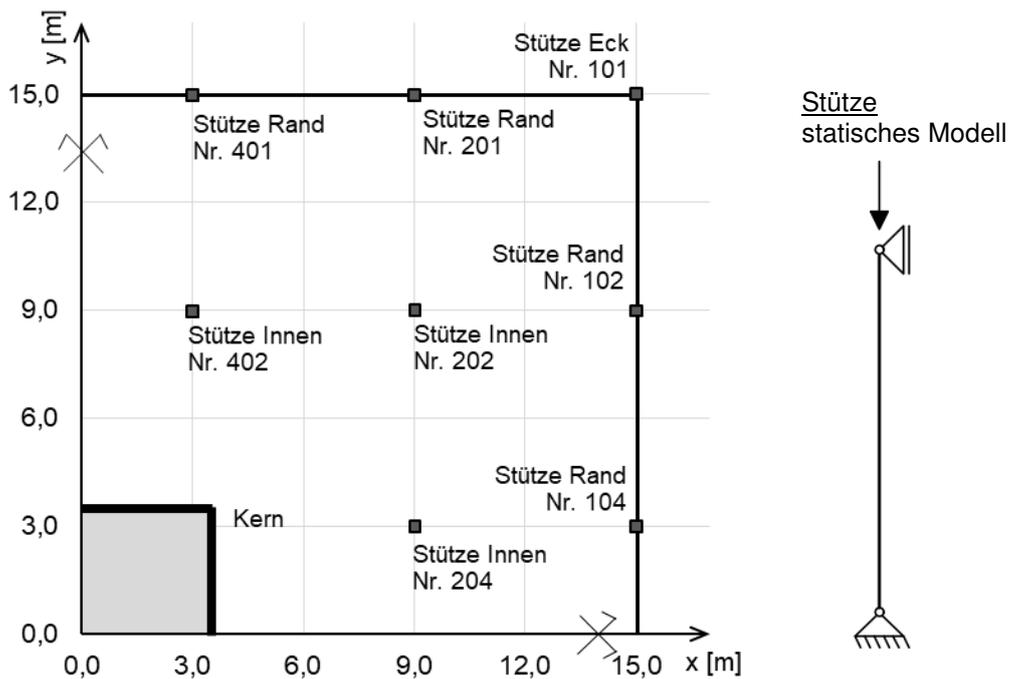


Abb. 3-4: Stütze links: Festlegen der Stützenbezeichnung, rechts: statisches Modell

Der Kern wird zur Aussteifung des Bauwerks herangezogen und muss daher über die gesamte Gebäudehöhe modelliert werden. Das Teilmodell Kern wird als Stabelement modelliert. Dabei bilden die Wände des Kerns den Querschnitt des Stabelements. Als statisches Modell wird ein Kragträger angenommen. Dieser wird durch eine Einspannung am Fußpunkt und einem frei verformbaren oberen Ende des Stabes definiert. Das statische Modell des Kerns ist in Abb. 3-5 links abgebildet. Aufgrund der Belastung durch das Eigengewicht und des symmetrischen Grundrisses kommt es im Kern nur zu Normalkräften.

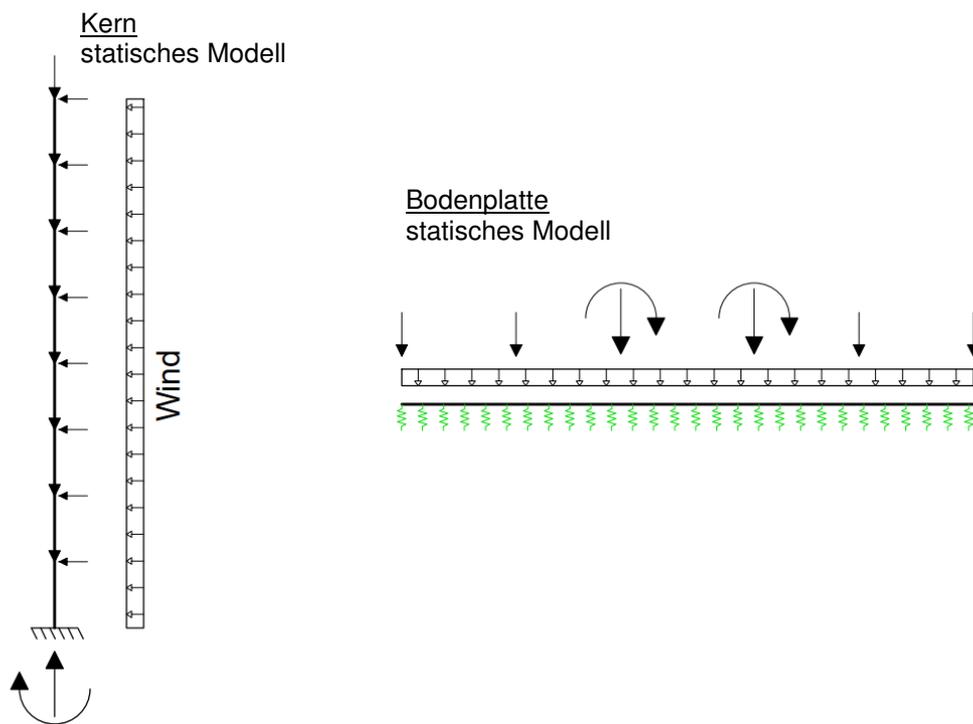


Abb. 3-5: Statisches Modell links: Kern, rechts: Bodenplatte

Die Bodenplatte wird wie die Decke als 2D-Schalenelement modelliert. Für die Lagerung wird die Theorie des Steifemodulverfahrens, welches in Kapitel 2.2.5 eingehend beleuchtet wird, verwendet. In Abb. 3-5 rechts ist das statische Modell der Bodenplatte mit der Lagerung durch einen elastischen Halbraum erkennbar. Der Halbraum wird dabei mit Federn dargestellt. Der Vorteil dieser Methode ist, dass die Verformung in der Berechnung des Gleichgewichts berücksichtigt und auch die Setzungsmulde besser abgebildet wird. Vor allem in Systemen mit hohen punktförmigen Lasten, kann aus der Berechnung mit einem Halbraum ein Einfluss auf die Statik erzielt werden. Das Steifemodulverfahren wird in der verwendeten Programmumgebung von SOFiSTiK, mit einem Halbraum umgesetzt. [38] Dem Halbraum wird ein linear-elastisches Verhalten zugewiesen. Es wird eine durchgängige Bodenschicht mit einem gleichbleibenden Steifemodul von 75.000 kN/m^2 definiert.

3.4 3D-Gesamtmodell

3.4.1 Grundmodell

In der Modellierung mit Hilfe eines 3D-Gesamtmodells wird das gesamte Hochhaus in einem Modell abgebildet, wie in Abb. 3-6 ersichtlich ist. Aufgrund von der Komplexität von realen Bauwerken ist es notwendig, Annahmen für die lastabtragenden Bauteile zu treffen. Für diese Annahmen wird das Verformungsverhalten und die Art und Weise der Lastabtragung betrachtet. Da es sich bei Gesamtmodellen um statisch hochgradig unbestimmte Modelle handelt, wird die

Berechnung des Modells mit der Hilfe der FE-Methode durchgeführt. Das Modell wird zunächst als Eingussystem erstellt.

Die Modellierung der Deckenelemente wird mit 2D-Schalenelementen durchgeführt. Dies ist analog zur Modellierung des 2D-Teilmodells der Decke. Die Deckenelemente werden direkt mit den Stützen und dem Kern verbunden.

Die Stützen werden mit 1D-Stabelementen abgebildet. Diese werden zwischen den Stockwerken erstellt und mit den Deckenelementen und der Bodenplatte verbunden. Die Verbindung der Stütze mit den Decken wird gelenkig ausgeführt. Dadurch wird, analog zum 2D-Teilmodell der Stütze, das Verhalten der Stütze als Pendelstab definiert.

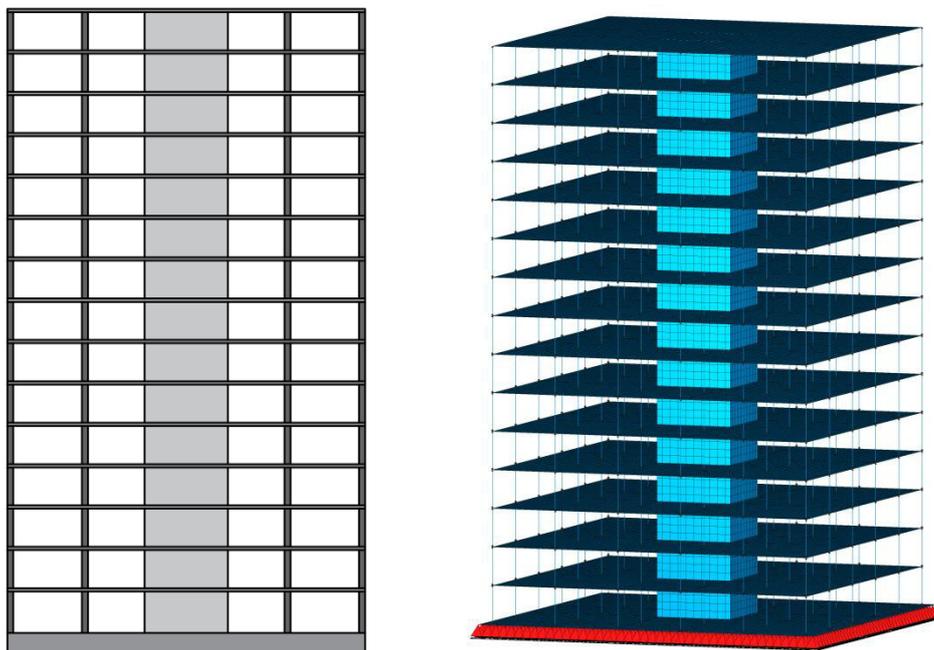


Abb. 3-6: Bildund von 3D-Gesamtmodell: **links:** Hochhaus, **rechts:** 3D-Gesamtmodell

Die Wände des Kerns werden im 3D-Gesamtmodell mit Hilfe von 2D-Schalenelementen modelliert. Diese Schalenelemente werden durchgängig von der Bodenplatte bis zur Gebäudespitze modelliert. In den Verschneidungsbereichen mit den Deckenelementen wird eine biegesteife Verbindung angenommen. Die Auswirkungen einer gelenkigen Verbindung zwischen Kern und Decke wird in dieser Arbeit nicht behandelt. Jedoch wird erwartet, dass vor allem die Innenstütze 204 von einer Änderung der Anschlusssteifigkeit beeinflusst wird, wodurch geringere Umlagerungen ermöglicht werden. Die Berechnung des Gesamtmodells ergibt Schalschnittgrößen im Kern. Für den Vergleich mit den Resultaten des 2D-Modells werden die Normalspannungen im Kern in jeder horizontalen Berechnungsebene zu einer Stabschnittgröße integriert. Dies wird mit einem Hilfsmodul namens SIR-Schnitte in SOFiSTiK durchgeführt. [38]

Die Bodenplatte wird ebenso mit 2D-Schalenelementen modelliert. Jeder Knoten wird starr gelagert, wodurch keine Beanspruchung in der Bodenplatte entsteht. Als Variation der Lagerung wird ein Halbraum berücksichtigt und im nachfolgenden Kapitel beschrieben.

3.4.2 Variationen der 3D-Gebäudemodellierung

Stützenanschluss

Die Stützen wurden im Grundmodell als Pendelstäbe definiert. Allerdings ist es im Betonbau üblich, Stützen monolithisch an die Deckenscheiben anzuschließen. Dies impliziert eine gewisse Biegesteifigkeit des Anschlusses. In einer nachfolgenden Untersuchung wird als Grenzfall eine biegesteife Verbindung von Stütze und Decke bzw. auch Fundament analysiert.

Differenzverformungen – Elastische Lagerung (Halbraum)

Für die später folgende Bestimmung von Umlagerungen im Gebäude ist es von Interesse, inwieweit die Bodenplatte Differenzverformung auf das System aufbringt. Daher wird für die Lagerung der Bodenplatte in weiterführenden Untersuchungen, neben dem Grenzfall der starren Lagerung, in einem weiteren Grenzfall auf das Verhalten des Gesamtmodells bei einer Lagerung auf einem Halbraum eingegangen. Dabei werden dieselben Annahmen, wie im Fall des 2D-Teilmodells für die Bodenplatte, siehe Kapitel 3.3, getroffen.

Bauphasenberechnung

Im Zuge der Ausführung von Bauobjekten wird die Belastung aus dem Eigengewicht kontinuierlich mit dem Baufortschritt auf dem Gebäude aufgebracht. Da dieses Verhalten in der Berechnung mit einem Eingusssystem nicht abgebildet wird, wird eine Berechnung mit Bauphasen durchgeführt. Dabei wird eine schrittweise Erhöhung der Systemsteifigkeit unter Berücksichtigung des Verformungsausgleichs im Bauprozess durchgeführt. Der Verformungsausgleich bedeutet, dass jeder Knoten in seiner Sollage eingebaut und erst ab Einbau mitverformt wird. Die Bauzustände werden, wie in Abb. 3-7 ersichtlich, berücksichtigt. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Kern um zwei Stockwerke vorseilt. Daraufhin wird ein Stockwerk der Stützen und des Kerns errichtet. Anschließend wird die Decke über den Stützen berücksichtigt. Daher wird im ersten Bauzustand die Bodenplatte errichtet, danach die Kernwände im 1.Stockwerk, darauffolgend die Kernwände im 2.Stockwerk. Erst anschließend im 4. Bauzustand werden die Stützen im 1.Stockwerk und der Kern im 3.Stockwerk errichtet, darauf die Decke über dem 1.Stockwerk. Danach werden wieder die Stützen im 2.Stockwerk und der Kern im 3.Stockwerk erstellt. Mit diesem Rhythmus wird das gesamte Hochhaus errichtet. Vereinfachend werden die verringerte Steifigkeit während des Erhärtens von Beton, sowie zeitliche Effekte wie Kriechen und Schwinden zunächst nicht berücksichtigt.

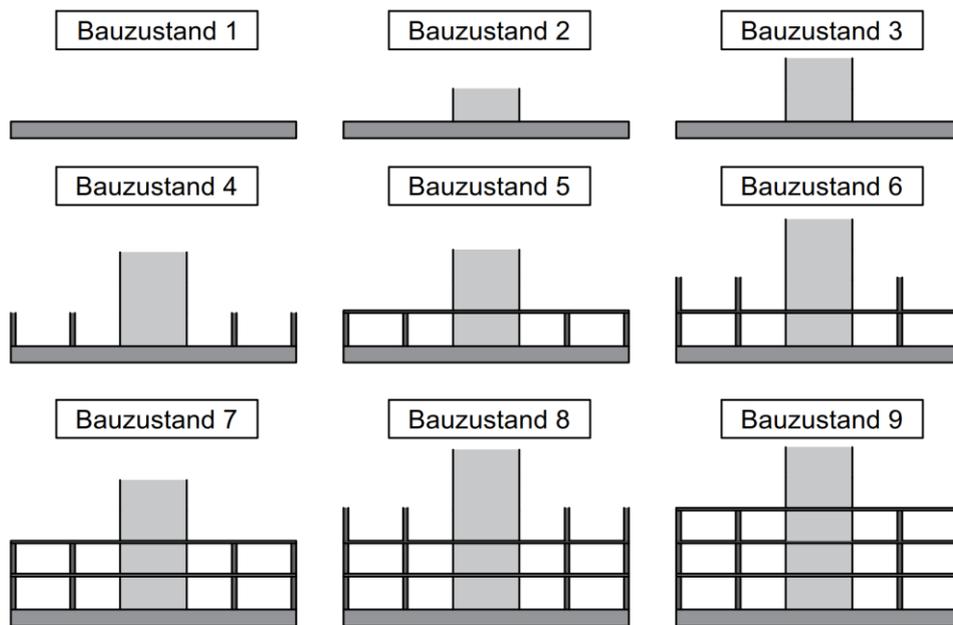


Abb. 3-7: Bauzustände

Steifigkeitsreduktion durch Rissbildung der Decken

Die Rahmensteifigkeit eines Hochhauses wird sehr stark durch die Biegesteifigkeit der Decken beeinflusst. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Deckenscheibe den Riegel des Rahmens darstellt und es zu einer Durchlaufwirkung in der Decke kommt. Auf die Auswirkungen der Steifigkeitsreduktion infolge Rissbildung auf die Durchlaufwirkung wird in zusätzlichen Untersuchungen eingegangen.

Dazu werden in einem ersten Schritt die Bereiche der Decke festgelegt, in denen Risse zu erwarten sind. Unter Zuhilfenahme von Formel (3.3) [7] wird das Rissmoment für die vorliegende Decke bestimmt. Für die Bestimmung der gerissenen Bereiche wird das 2D-Modell mit starrer Deckenlagerung verwendet. Unter Berücksichtigung von Nutzlasten und Eigengewicht wird die charakteristische (seltene) Lastfallkombination gebildet. Diese Berechnungsergebnisse werden mit dem Rissmoment verglichen. In Abb. 3-8 wird das Biegemoment m_{xx} , links und m_{yy} rechts, bei charakteristischer Lastfallkombination abgebildet. Die gezeigten Werte entsprechen den gemittelten Elementmittenwerten und es wird die Höhenlinie an der Stelle des Rissmoments (positiv und negativ) abgebildet. Auf diese Weise können die gerissenen Bereiche festgelegt werden.

$$M_{cr} = f_{ctk0,05} * W_y = 2,0 * \frac{1,0 * 0,28^2}{6} = 0,026 [MNm] \hat{=} 26 [kNm] \quad (3.3)$$

M_{cr} Rissmoment [in N]

$f_{ctk0,05}$ 5 %- Fraktilwert der charakteristischen Betonzugfestigkeit [in N/mm²]

W_y Widerstandsmoment [in mm²]

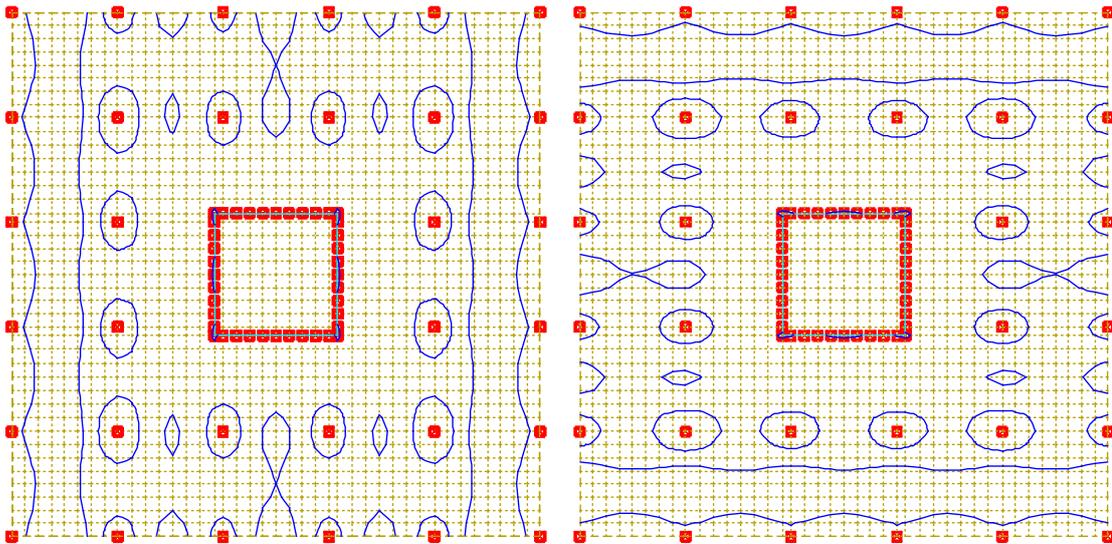


Abb. 3-8: Gerissene Bereiche – Decke 2D-Modell: **links:** m_{xx} – min/max, **rechts:** m_{yy} –min/max

Da die resultierenden Bereiche nicht genau mit dem Elementraster der Decke übereinstimmen, werden Vereinfachungen für die gerissenen Bereiche getroffen. Die in den Berechnungen mit gerissener Decke berücksichtigten, gerissenen Deckenelemente werden in Abb. 3-9 wiedergegeben. Es wird in X- und Y- Richtung unterschieden, wobei diese Bereiche grundlegend einander entsprechen, jedoch um 90° gedreht sind. Auffallend dabei ist, dass in den Randstreifen große Bereiche der Decke auf der Unterseite gerissen sind, während nahe am Kern die Decke nur in der oberen Lage über den Lagern reißt.

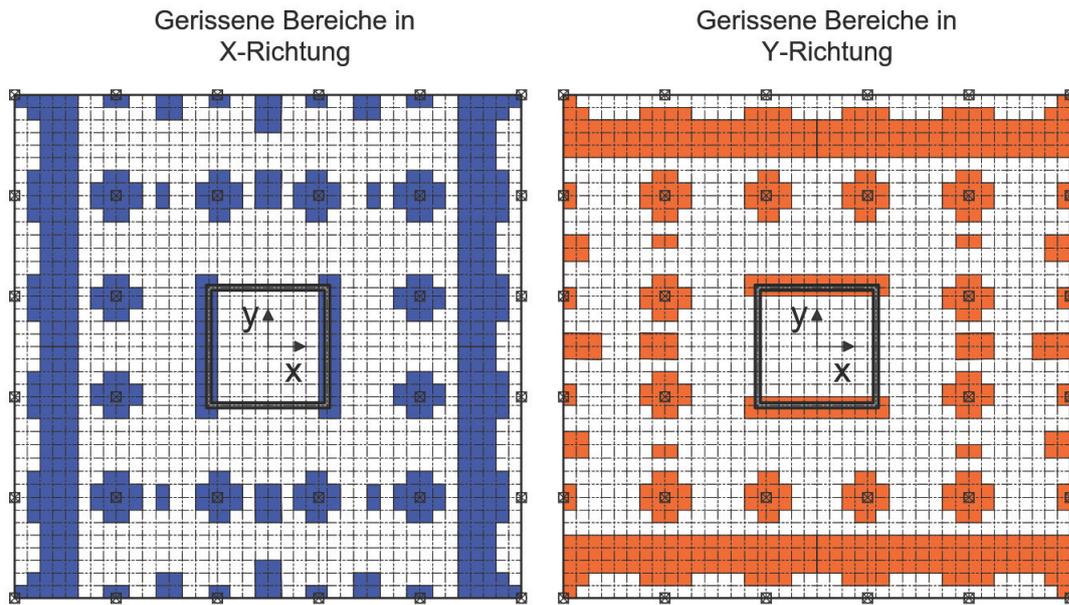


Abb. 3-9: Abbildung der gerissenen Bereiche je Richtung – Modelleingabe

Die Höhe der verbleibenden Steifigkeit nach ersten Rissen wird vereinfacht mit Formel (3.4) in Anlehnung an *Fastabend* bestimmt. [7] Mithilfe dieses Steifigkeitskriteriums ist es möglich, eine wirksame Dicke des Stahlbetonbauteils zu bestimmen. In SOFiSTiK kann das Deckenelement als orthotrope Schale definiert werden. Dadurch können, in beide Richtungen unabhängig voneinander wirksame Dicken definiert werden. Zur Sicherung desselben Lastniveaus wird als mittlere Dicke die normale Deckendicke eingegeben, die bei der Eigengewichtsberechnung zugrunde gelegt wird.

$$EI_{II} = 0,4 * EI_I \quad (3.4)$$

EI_{II} Biegesteifigkeit im Zustand II [in Nmm²]

EI_I Biegesteifigkeit im Zustand I [in Nmm²]

4 Ergebnisse Referenzhochhaus

4.1 Einführung

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse für das Referenzhochhaus erläutert. Es besitzt 15 Stockwerke und weist zwei Stützenreihen auf. Zur Abbildung dieses Hochhauses wurden 2D- und 3D-Modelle erstellt. Im Zuge der Vorbemessung wurde das 2D-Modell durch Eigengewicht, Nutz- und Windlasten beansprucht und dimensioniert. Zur besseren Nachvollziehbarkeit wird in den weiteren Betrachtungen nur durch der Eigengewichtslastfall betrachtet.

Nachfolgend wird zuerst auf die Berechnungsergebnisse der 2D-Teilmodelle eingegangen. Die Ergebnisse werden für jedes Bauteil getrennt untersucht und angeführt. Für die weitere Auswertung wird die 2D-Berechnung als Bezugsmodell für Vergleichszwecke herangezogen.

Anschließend wird das 3D-Gesamtmodell behandelt. Zu Beginn wird die Modellierungsvariante „Eingusssystem“ untersucht. Danach werden Untersuchungen zu ausgewählten Modellierungsvarianten durchgeführt.

4.2 Ergebnisse 2D-Teilmodelle

Teilsystem Decke

Folgend werden die Ergebnisse aus der Berechnung mit 2D-Teilmodellen für die Deckenelemente behandelt. Diese werden hauptsächlich durch die Plattenbelastung auf Biegung beansprucht.

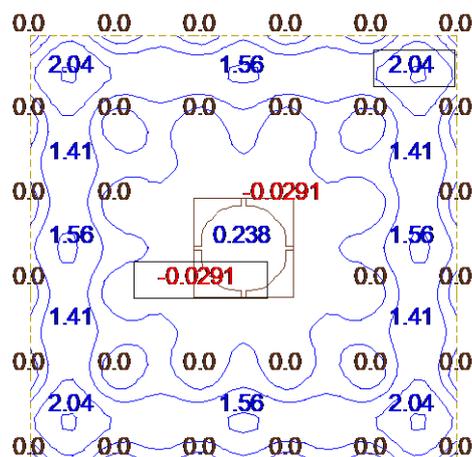


Abb. 4-1: 2D: Deckenelement – Verformung [mm]

In Abb. 4-1 wird die Verformung des Deckenelements bei einer Beanspruchung durch Eigengewicht dargestellt. Die Höhenlinien der Verformungsfigur werden in einem Abstand von

0,5 mm abgebildet. Da die Lagerung der Deckenelemente starr erfolgt, kommt es zu keinem Unterschied zwischen den einzelnen Geschoßdecken. Die maximale Verformung der Decke unter Eigengewichtsbelastung ergibt sich zu 2,04 mm und stellt sich erwartungsgemäß im Eckfeld ein. Feststellbar ist außerdem, dass sich im Randstreifen, zwischen Randstützen und Innenstützen höhere Verformungen als im Innenstreifen zwischen Kern und Innenstützen einstellen. Dies ist mit der Durchlaufwirkung der Decke erklärbar, da am Rand keine Einspannung vorhanden ist. Außerdem ist die Spannweite am Rand etwas höher, da der Kern vom Stützenraster abweicht und etwas größer ist.

Weiters werden in Abb. 4-2 die in der Deckenscheibe entstehenden Biegemomente und Querkräfte dargestellt. Im linken Bild werden die Biegemomente mit einem Abstand der Höhenlinien von 10 kNm/m angeführt und im rechten Bild die Querkraft mit einem Abstand der Höhenlinien von 10 kN/m. Da das System symmetrisch ist, ist es ausreichend die wirkenden Schnittkräfte in Richtung der X-Achse abzubilden. In Richtung der Y-Achse ergibt sich ein um 90° verdrehtes identes Bild. Die angeführten Werte stellen die auf die Elementmitte gemittelten Schnittkräfte dar. Über der Innenstütze 202 ergibt sich das maximale Stützmoment und über der Innenstütze 204 ist ein etwas geringeres Stützmoment erkennbar. Das negative Moment über den Kernwänden ist gering und über die gesamte Länge verteilt. Es ist erkennbar, dass sich auch bei den Randstützen ein deutliches Stützmoment parallel zum Rand ausbildet. Aufgrund der gelenkigen Lagerung wird normal zum Rand kein Moment aufgebaut. Die Feldmomente sind in den Randstreifen höher. Dies stimmt mit der erhöhten Durchbiegung in diesem Bereich überein. Die Querkraft parallel zum Rand ist in den Randstützen sehr ähnlich. Ebenso ist die Querkraft über den Randstützen normal zum Rand in derselben Größenordnung. Bei den Innenstützen parallel zum Rand ist dasselbe Verhalten erkennbar. Allerdings bei der Querkraft normal zum Rand ist die Belastung über der Innenstütze 204 geringer, als über der Innenstütze 202. Über der Eckstütze baut sich eine geringere Querkraft auf.

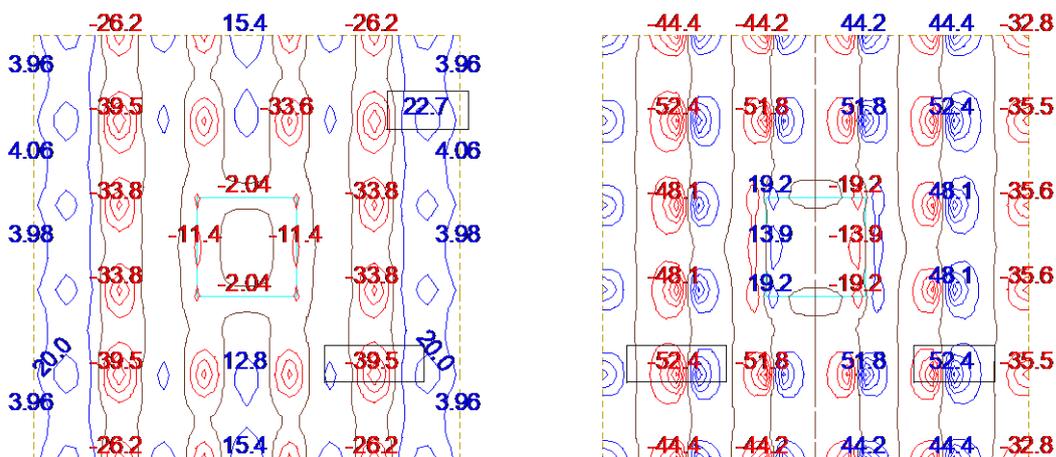


Abb. 4-2: 2D: Deckenelement: **links:** Biegemoment M_{xx} [kNm/m] **rechts:** Querkraft V_x [kN/m]

Teilsystem Stützen

Die Stützen werden durch die Ausbildung als Pendelstützen nur durch Normalkraft belastet. Eine zusätzliche Belastung der Randstützen durch auftretende Biegemomente, infolge der in Realität auftretenden Rahmenwirkung, können in einem nachfolgenden Schritt durch das c_0 - c_u Verfahren gemäß DAfStb Heft 240 berechnet werden. [11] Diese Belastung wird auf jeder Etage in den Stützenstrang eingetragen. Zusätzlich baut sich über die Höhe des Stützenstrangs das Eigengewicht der jeweiligen Stützen auf. Die Lasten werden bis in die Bodenplatte und dann in den Baugrund abgetragen.

Für die Auswertung wurden in Abb. 3-4 die Bezeichnungen der Stützen festgelegt. Generell wird zwischen Innen-, Rand- und Eckstützen unterschieden. Weiters werden die Stützen mit der Nummer zur exakten Auswahl angesprochen. Aufgrund der Symmetrie des Grundrisses und der Belastung entstehen in folgenden Stützen dieselbe Belastung: 204 == 402, 401 == 104, 201 == 102. Daher werden für die Auswertung die Eckstütze 101, Randstütze 102, Randstütze 104, Innenstütze 202 und Innenstütze 204 verwendet.

Durch die stückweise Belastung der Stützen durch die Decke entsteht in den Stützen ein stufenförmiger Verlauf der Normalkraft über die Höhe, wie in Abb. 4-3 links erkennbar ist. Dabei wird beispielhaft die Innenstütze 202 verwendet. Jede Stufe stellt eine Stockwerkebene dar, in der die Stütze durch die Decke belastet wird. Zwischen den Stockwerken erfolgt eine geringe Steigerung der Normalkraft durch das Eigengewicht der Stütze. Zur besseren Darstellung und zur einfacheren Auswertung wird der Normalkraftverlauf wie in Abb. 4-3 rechts über die Stockwerke aufgetragen. Dabei wird je Stockwerk der maximal auftretende Wert der Normalkraft verwendet, welcher am Fußpunkt der Stütze in jedem Stockwerk liegt. Dadurch entsteht bei der Berechnung mit dem 2D-Modell ein linearer Verlauf. Dies begründet sich mit der Annahme einer starren Lagerung der Deckenplatten und der damit identen Belastung aus jeder Deckenplatte. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden ausschließlich die maximalen Stützenlasten über die Stockwerke aufgetragen, da dadurch das Verhalten der Stütze leichter abgelesen werden kann.

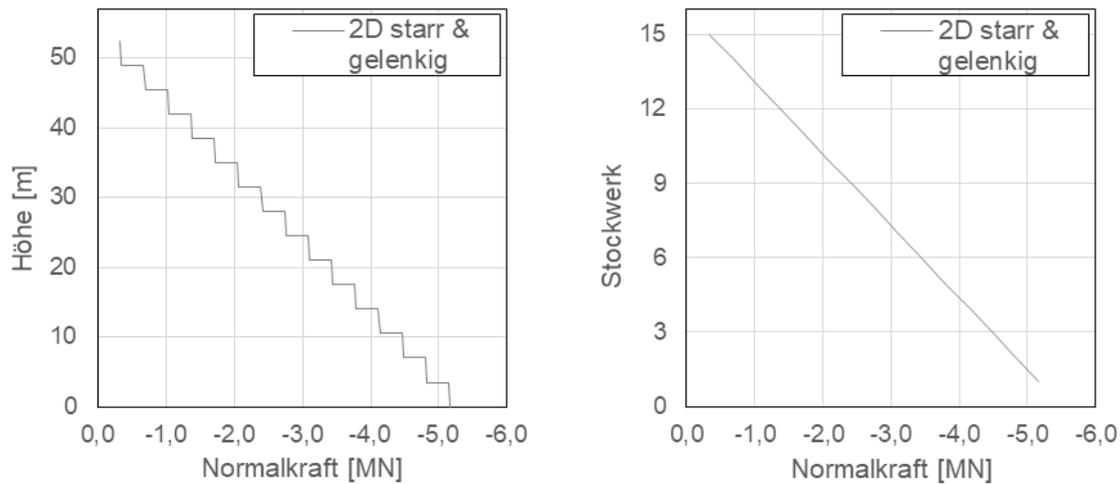


Abb. 4-3: 2D: Normalkraftverlauf [kN] Stütze Innen (202) **links:** Verlauf über die Höhe
rechts: maximale Normalkraft in den Stockwerken

Bei einem Vergleich der maximalen Stützennormalkräfte im Gebäude kann die Größe des Einflussbereichs abgeschätzt werden. Dafür wurde in Abb. 4-4 die Normalkraft je Stütze mithilfe eines Blasendiagramms dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass die Innenstütze 202 mit 5,17 MN die höchste Belastung erfährt und die Eckstütze 101 mit 0,98 MN am geringsten belastet wird. Die Randstütze 102 bekommt ungefähr eine doppelt so hohe Belastung (1,98 MN) im Vergleich zur Eckstütze. Etwas geringer wird die Randstütze 104 mit einer Normalkraft von 1,82 MN beansprucht.

In Überschlagsrechnungen wird oft davon ausgegangen, dass die Einflussfläche aus der halben Spannweite gebildet wird. Die Ergebnisse aus dieser Überschlagsrechnung sind ebenfalls in Abb. 4-4 abgebildet. Dabei ist erkennbar, dass die Belastung der Rand- und Eckstützen geringer ausfällt. Höher belastet werden die Innenstützen und der Kern, wenn auch der Unterschied für die Innenstütze 204 nur sehr gering ist.

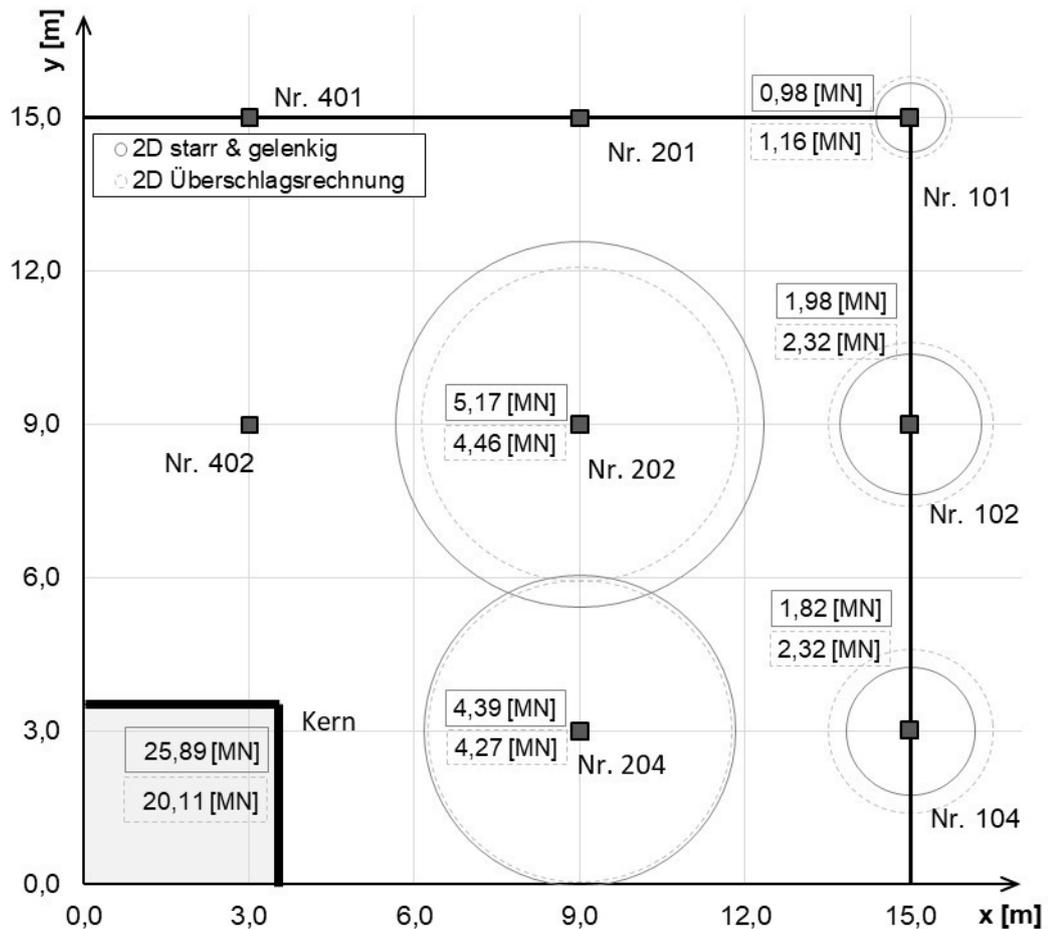


Abb. 4-4: 2D: max. Normalkraft [MN] - je vertikales Tragelement

Teilsystem Kern

Der Verlauf der Normalkraft wird in Abb. 4-5 (links) über die Höhe dargestellt. Dabei ist analog zu den Stützen ein stufenförmiger Verlauf erkennbar. Dies ist wiederum der diskontinuierlichen Belastung durch die Deckenelemente geschuldet. Zwischen den Deckenelementen kommt es zu einem steileren Verlauf der Normalkraft, der mit den größeren Abmessungen des Kerns und dem damit verbundenen höheren Eigengewicht zusammenhängt. Wie bei den Stützen wird auch die Normalkraft im Kern im weiteren Verlauf der Arbeit über die Stockwerke aufgetragen, wie in Abb. 4-5 rechts erkennbar ist. Dabei wird die maximale Kraft im Kern je Stockwerk verwendet, die jeweils im Fußpunkt des Kerns auftritt. Dadurch wird im Fall der 2D-Teilmodellierung ein linearer Verlauf erzielt. Die maximale Normalkraft des Kerns unter Eigengewichtsbelastung liegt bei 25,89 MN.

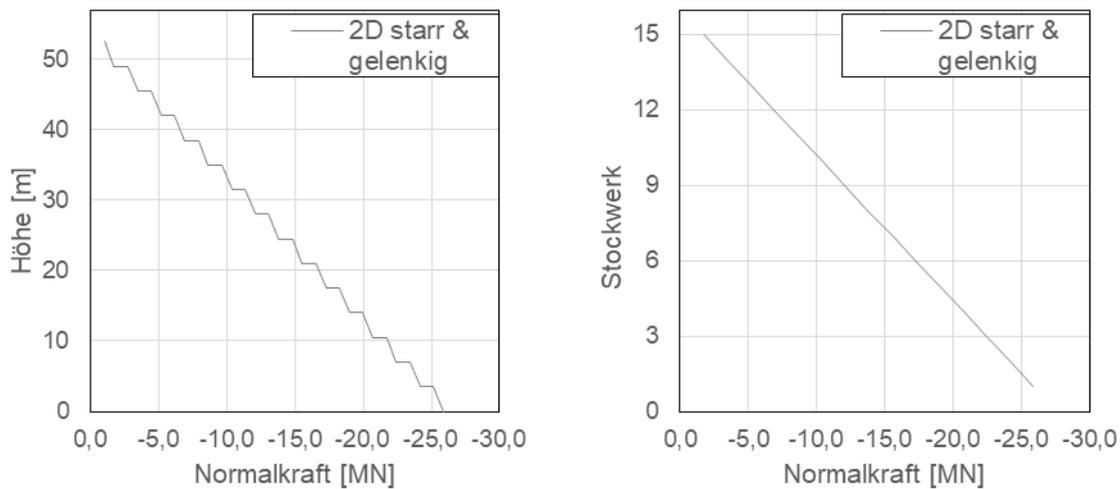


Abb. 4-5: 2D: Kern - Normalkraftverlauf [kN] **links:** Stufenförmig über Höhe **rechts:** linear über Stockwerke

Teilsystem Bodenplatte

Die Bodenplatte wird auf einem elastischen Halbraum gelagert. Dadurch werden Verformungen und Spannungen in der Bodenplatte berechnet. Hierbei sollte aber angemerkt werden, dass die Verformung der Bodenplatte im 2D-Modell unabhängig von den Aussteifungen durch den Kern oder der Stützen bestimmt werden.

In Abb. 4-6 ist die berechnete Verformung der Bodenplatte und des umliegenden Baugrunds bis zum Abklingen der Verformung ersichtlich. Die maximale Verformung tritt in Gebäudemitte im Bereich des Kerns auf. Die maximale Differenzverformung zwischen Kern und Eckstütze 101 beträgt rund 18 mm. Zwischen dem Kern und der Randstütze 104 beträgt die Differenzverformung ungefähr 12 mm und zwischen Kern und der Innenstütze 204 circa 5 mm. Die Differenzverformung ist vor allem vom Abstand der Stütze zum Mittelpunkt abhängig, da sich die Setzung im Bereich der Bodenplatte näherungsweise kreisförmig ausbreitet. Je weiter außerhalb desto quadratischer wird die Ausbreitungsfigur. In horizontaler und vertikaler Richtung kommt es zu einer sehr breiten Setzungsmulde. In Richtung der Diagonalen ist die Gradienten der Setzungsmulde steiler.

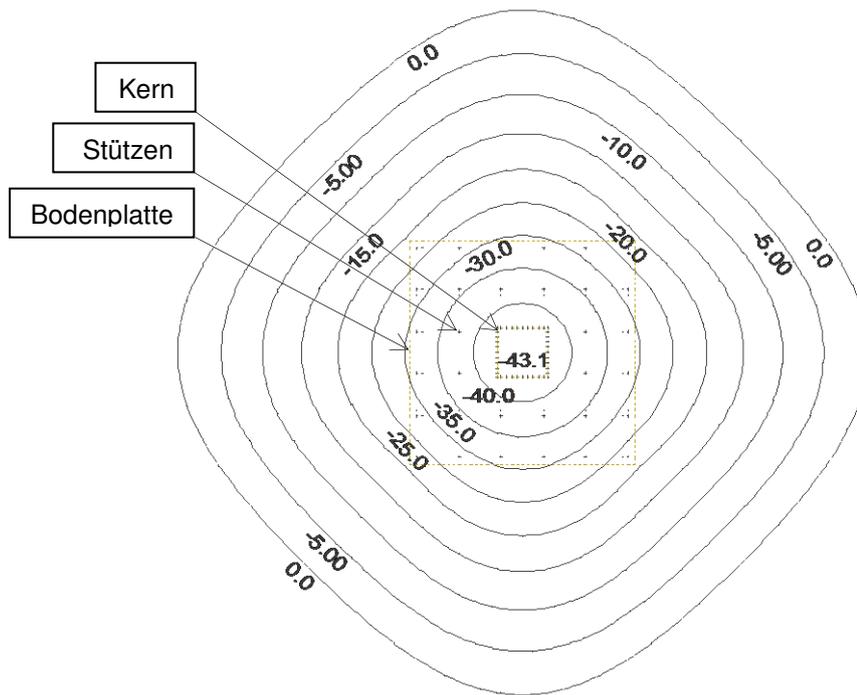


Abb. 4-6: 2D: Bodenplatte - Verformung [mm]

Weiters wird auf das Biegemoment im Teilsystem der Bodenplatte in Abb. 4-7 (links) eingegangen. Auf der rechten Seite wird in Abb. 4-7 die berechnete Querkraft dargestellt. Der Abstand der abgebildeten Höhenlinien beträgt für das Biegemoment 150 kNm/m und für die Querkraft 200 kN/m. Die angeführten Werte stellen die auf die Elementmitte gemittelten Schnittkräfte dar. In der Bodenplatte ist ein durchgängiges positives Biegemoment vorhanden, was mit der Ausbildung der Setzungsmulde erklärbar ist. Das maximale Biegemoment tritt unter dem Kern mit einer Höhe von 2529 kNm/m auf. An den Positionen der Stützen sind hohe Querkräfte mit einem maximalen Wert von 1077 kN/m erkennbar.

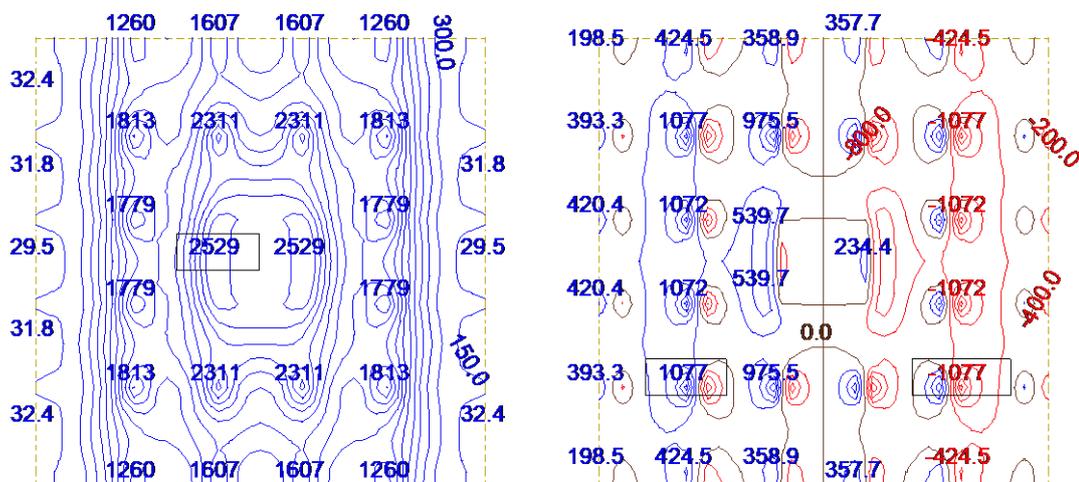


Abb. 4-7: 2D: Bodenplatte: **links:** Biegemoment M_{xx} [kNm/m] **rechts:** Querkraft V_x [kN/m]

Problematik 2D-Teilmodelle

Das Problem bei Verwendung von 2D-Teilmodellen besteht darin, dass es durch die getrennte Betrachtung der Modelle zu Unstimmigkeiten zwischen den Modellen kommt. So werden in der Berechnung der Deckenelemente die Lagerknoten (entsprechen den Stützen und dem Kern) als unverschieblich angenommen. Allerdings in der Berechnung des Kerns, der über die gesamte Höhe modelliert wurde, wird in jedem Stockwerk eine Verformung des Kerns ermittelt. Dasselbe gilt für die Berechnung der Stützen. Daher ist in der Berechnung mit Teilsystemen die Verformungskompatibilität nicht gegeben.

4.3 Ergebnisse 3D-Gesamtmodell

4.3.1 Eingusssystem

Decken

Die Deckenelemente bilden einen wichtigen Teil zur Umlagerung der Kräfte zwischen den vertikalen Tragelementen, da diese den Riegel der Rahmenkonstruktion bilden. Aus diesem Grund müssen die Deckenelemente genau untersucht werden, um die Lastumlagerungen bestimmen zu können.

In Abb. 4-8 ist die Verformung des 3D-Gesamtmodells ersichtlich. In der Abbildung wurde aus Anschaulichkeitsgründen die Verformung mit dem Faktor 250 überhöht dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die Verformungsfigur der Decken je Stockwerk variiert. Die größten Gesamtverformungen treten bei der obersten Stockwerkdecke (über dem 15. Geschoß) und die geringsten bei der untersten Stockwerkdecke (über dem 1. Geschoß) auf.



Abb. 4-8: 3D: Verformung durch Eigengewicht

Daher werden diese zur Auswertung herangezogen. In Abb. 4-9 werden die Verformung der Deckenelemente über dem 1. Stockwerk, links im Bild, und über dem 15. Stockwerk, rechts im Bild, dargestellt. Die Höhenlinien haben für beide Abbildungen einen Abstand von 0,5 mm. Bei der Decke über dem 1. Stockwerk ist die Position der Stützen gut erkennbar und der Verlauf der Verformung ist dem der 2D-Berechnung sehr ähnlich. Die maximale Verformung tritt im Eckfeld am Rand auf. Die maximal auftretende Differenzverformung zwischen Kern und Stütze beträgt ungefähr 1,10 mm. Bei der Decke über dem 15. Stockwerk ist die Position der Stützen nur mehr schwach erkennbar. Die maximale Gesamtverformung tritt rund um die Innenstütze 202 auf. Bei genauer Betrachtung der Decke über dem 15. Stockwerk fällt auf, dass die Eckstütze und der Kern eine ähnliche Verformung aufweisen. Im Vergleich dazu besitzen die Randstützen eine ungefähr doppelt so hohe Verformung. Die Verformung der Innenstützen ist ungefähr 3,5-mal höher als die des Kerns. Die Differenzverformung zwischen Kern und Innenstütze 202 ist in etwa 7,50 mm. Die hohen Differenzverformungen entstehen vor allem aufgrund der Berechnung am Eingussssystem und werden in realen Objekten während der Bauarbeiten teilweise ausgeglichen.

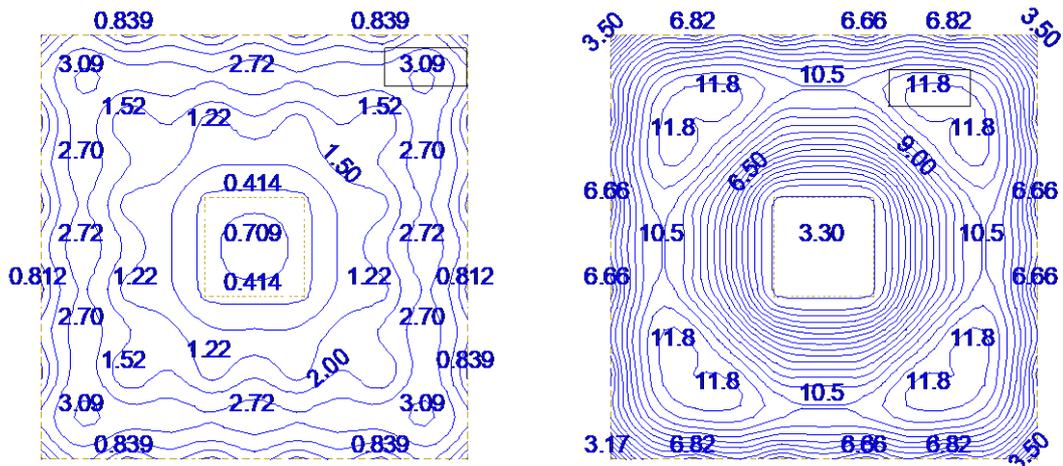


Abb. 4-9: 3D: Verformung [mm] Deckenelement: **links:** Decke ü. 1. Stockwerk **rechts:** Decke ü. 15. Stockwerk

Da sich das Verformungsverhalten einzelner Geschoßdecken stark unterscheidet, variieren auch die Schnittkräfte. Durch die Differenzverformungen werden Umlagerungen aktiviert, diese werden durch Ausbildung von zusätzlichen Momenten und Querkräfte in der Platte ersichtlich. In Abb. 4-10 werden in der linken Abbildung die resultierenden Biegemomente in X-Richtung für die Decke über dem 1. Stockwerk, und für die Decke über dem 15. Stockwerk in der rechten Abbildung gezeigt. Die Biegemomente in Y-Richtung entsprechen den abgebildeten Momentenbildern um 90° gedreht. Die Höhenlinien werden mit einem Abstand von 10 kNm/m gezeichnet. Die dargestellten Werte entsprechen den gemittelten Elementmittenwerten. Im Vergleich zur 2D-Berechnung werden im 1. Stockwerk die negativen Momente über den Stützen etwas

geringer, die Stützmente über dem Kern höher und die Feldmente am Rand geringer. Grob betrachtet ist der Verlauf der Biegemomente im 1. Stockwerk dem Verhalten der 2D-Teilmodellierung sehr ähnlich. Bei Betrachtung der Decke über dem 15. Stockwerk ist jedoch eine Änderung der Lastabtragung erkennbar. Die Stützmente der Innenstützen sind nur noch sehr gering, und die Feldmente steigen stark an. Dies kann dadurch begründet werden, dass die Innenstützen durch die hohe Verformung nur mehr eine schwache Stützfunktion aufweisen und die Decke anteilsmäßig zwischen der Randstütze und dem Kern spannt. Im 2D-Teilmodell der Decke kann dieses Verhalten durch eine sehr weiche Auflagerfeder modelliert werden. Über den Randstützen ist die Durchlaufwirkung parallel zum Rand noch vorhanden und es werden weiterhin Stützmente ausgebildet. Durch die gelenkige Verbindung der Stütze mit den Deckenplatten kommt es normal zum Plattenrand zu keinem negativen Moment, daher zu keiner Einspannung. Über den Kernwänden wird im 1. Stockwerk das Stützment noch sehr gleichmäßig über die Breite verteilt, während im 15. Stockwerk die Spannungen über den Eckbereichen des Kerns stark ansteigen. Dadurch ist erkennbar, dass sich im Eckbereich des Kerns ein sehr steifer Bereich ausbildet, der Lasten aus der Umgebung anzieht. Zur Ausbildung der hohen Momente muss ergänzt werden, dass im 3D-Modell mit einem linear elastischen Material gerechnet wird und etwaige Rissbildung somit im Berechnungsmodell nicht abgebildet wird.

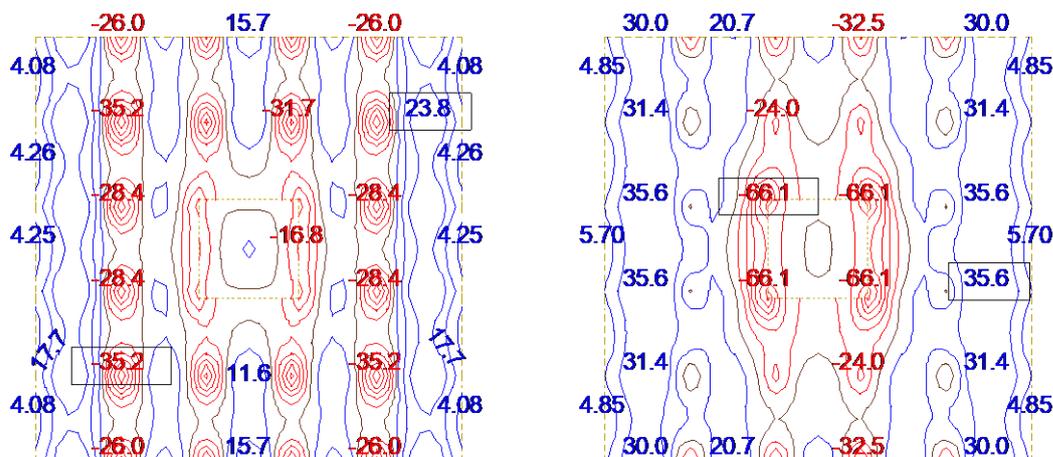


Abb. 4-10: 3D: Biegemoment M_{xx} [kNm/m] **links:** Decke ü. 1. Stockwerk **rechts:** Decke ü. 15. Stockwerk

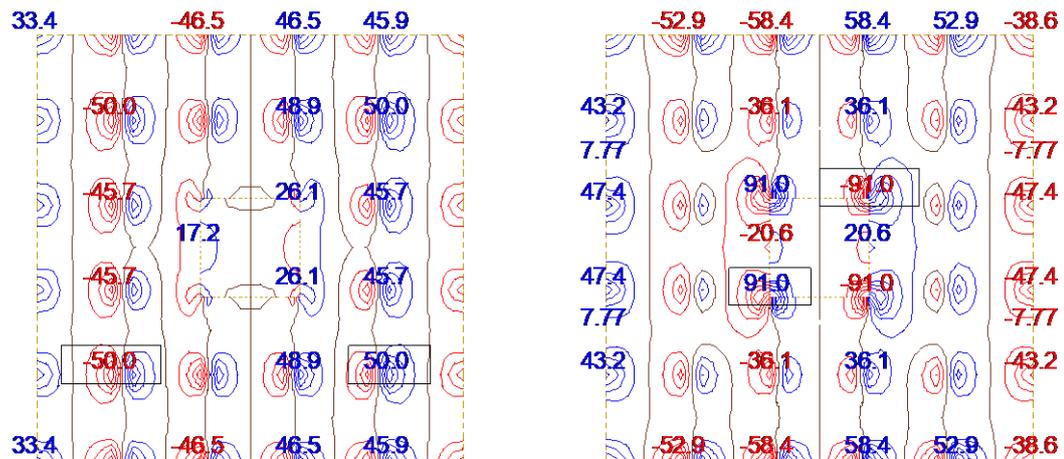


Abb. 4-11: 3D: Querkraft V_x [kN/m] **links:** Decke ü. 1. Stockwerk **rechts:** Decke ü. 15. Stockwerk

In Abb. 4-11 wird die Querkraft der Deckenplatten über dem 1. Stockwerk (Abb. links) und über dem 15. Stockwerk (rechts) dargestellt. Die Höhenlinien haben einen Abstand von 10 kN/m und es werden die gemittelten Querkräfte in der Elementmitte angeführt. Die Querkraft über den Randstützen in X-Richtung steigt im Vergleich zur 2D-Berechnung an und wird mit höherer Stockwerkanzahl noch größer. Im Gegensatz dazu sinkt die Querkraft über den Innenstützen und der Randstütze in Y-Richtung und sinkt weiter mit steigender Höhe. Im Bereich des Kerns wird im 1. Stockwerk die Querkraft im gesamten Bereich höher, während sich im 15. Stockwerk vor allem in den Eckbereich des Kerns hohe Querkräfte ansammeln.

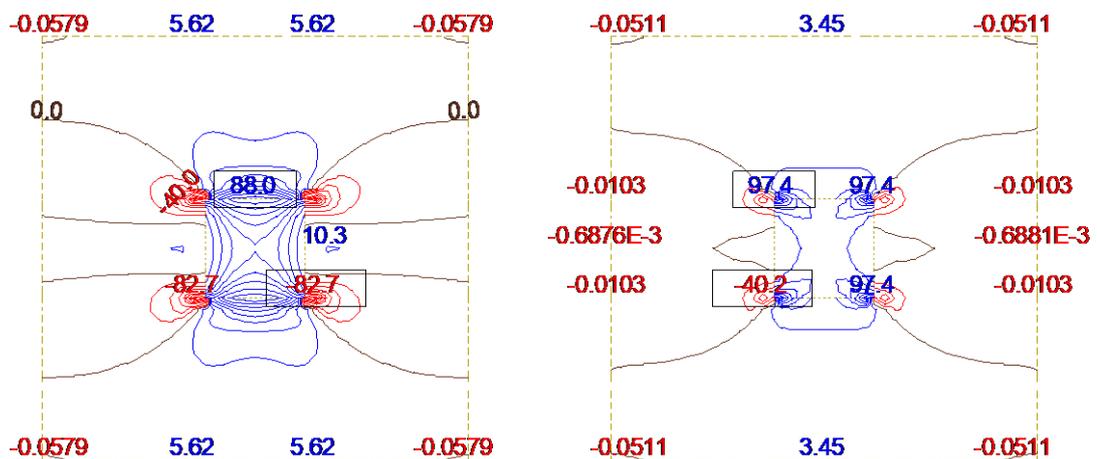


Abb. 4-12: 3D: Membrankraft N_{xx} [kN/m] **links:** Decke ü. 1. Stockwerk **rechts:** Decke ü. 15. Stockwerk

Da die Decken mit Schalenelementen berechnet wurden, kommt es in der Berechnung auch zu Normkräften. Diese werden in Abb. 4-12 wieder für das 1. Stockwerk (links) und das 15. Stockwerk (rechts) abgebildet. Der Abstand der Höhenlinien ist für beide Abbildungen die-

selbe und beträgt 10 kN/m. Vor allem im Bereich der Kernwände kommt es zu Membrankräften. Dies liegt daran, dass durch die biegesteife Verbindung des Kerns mit der Deckenscheibe die horizontalen Verformungen in diesem Bereich stark behindert werden. Die Stützen können, durch die Modellierung als Pendelstab keine Horizontalkräfte übertragen und aus diesem Grund ist dieser Bereich spannungsfrei. Im 1. Stockwerk entstehen im Deckenelement im Bereich des Kerns Zugkräfte in der Decke, die über die Kernlänge verteilt sind. In den Eckbereichen des Kerns werden in kleinen Bereichen Druckkräfte wirksam. Im 15. Stockwerk entstehen nur an den Ecken des Kerns hohe Zugkräfte und wieder Druckkräfte außerhalb des Kernbereichs.

Stützen

In dem 3D-Modell werden die Stützen als Stabelemente idealisiert. Diese sind gelenkig an die Deckenebenen angeschlossen. Aus diesem Grund können die Stützen nur Normalkräfte aufnehmen und tragen nicht zur Gebäudeaussteifung bei. In Abb. 4-13 wird für jede Stütze der Verlauf der Normalkraft dargestellt. Es wird nur die maximale Normalkraft je Stockwerk beschrieben. Von links beginnend ist die Reihenfolge: Innenstütze 202, Innenstütze 204, Eckstütze 101, Randstütze 102 und Randstütze 104. Erkennbar ist, dass die höchstbelastete Stütze wie in der 2D-Modellierung die Innenstütze 202 ist. Am geringsten wird die Eckstütze 101 belastet. Weiters ist für alle Stützen der typische stufenförmige Verlauf erkennbar.

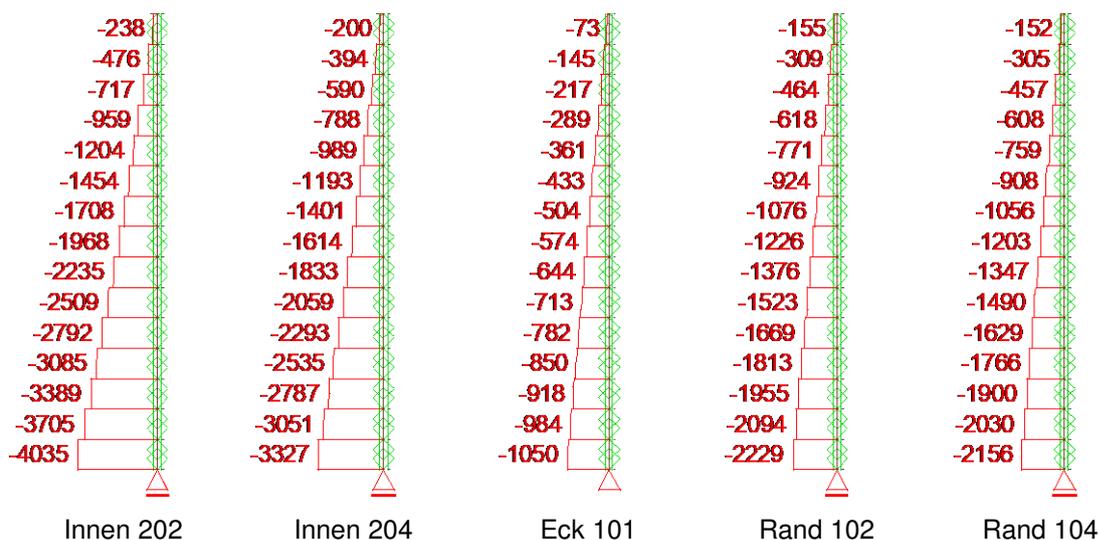


Abb. 4-13: 3D: Stützennormalkräfte [kN]

Da der Verlauf der Normalkraft mit der stufenförmigen Darstellung nur schwer erkennbar ist, wird in Abb. 4-14 (rechts) die Normalkraft beispielhaft für Innenstütze 202 über die Stockwerke dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass die maximale Belastung in der Innenstütze im Vergleich zur 2D-Berechnung kleiner wird. Im Diagramm wird die Krümmung der Normalkraftlinie des 3D-Modells ersichtlich. Im Unterschied zum 2D-Modell, in dem Normalkraft über die gesamte Gebäudehöhe linear zunimmt, wächst die Normalkraft im 3D-Modell von oben nach unten be-

trachtet zunehmend an. Dies kann mit der Verformung der Stütze erklärt werden, die in Abb. 4-14 (links) abgebildet wird. In der 2D-Berechnung wird keine Verformung der Stütze berücksichtigt, während im 3D-Modell erkennbar ist, dass die Stütze vor allem in den unteren Stockwerken sehr stark an Verformung zunimmt und diese an der Gebäudespitze ein Maximum erreicht. Da vor allem auf der Gebäudespitze hohe Verformungen errechnet werden, kommt es an diesen Stellen zu hohen Umlagerungen, wie es auch schon bei der Analyse der Deckenelemente erkennbar war. Damit wird die Innenstütze im oberen Gebäudebereich entlastet. Auch bei den anderen Stützen ist der Verlauf der Normalkraft nichtlinear, wobei die Rand- und Eckstützen im oberen Gebäudebereich zusätzlich belastet werden.

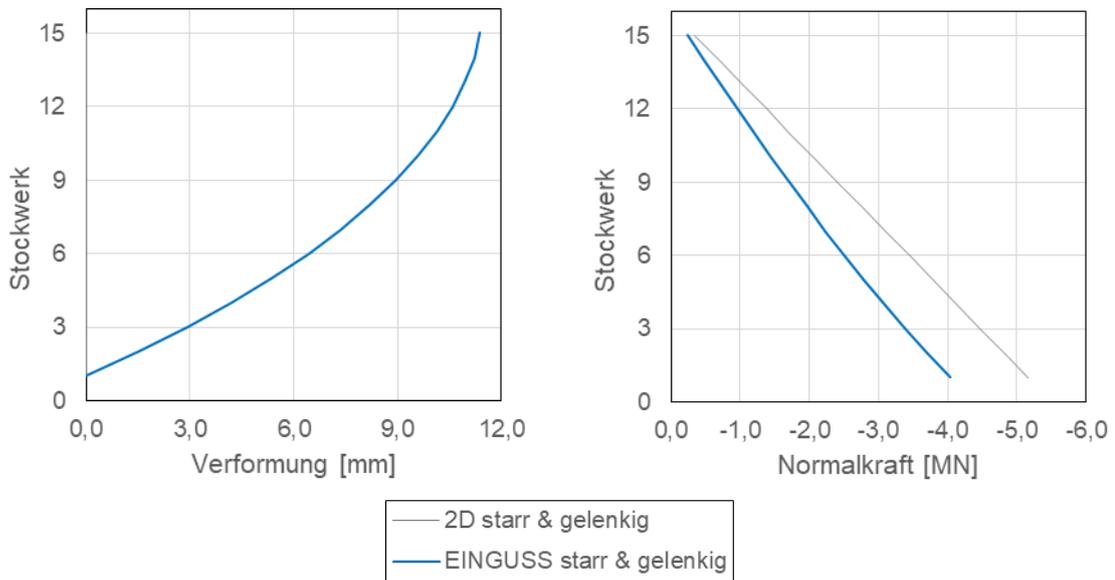


Abb. 4-14: 3D: Innenstütze 202 **links:** Verformung [mm] **rechts:** Normalkraft [MN]

Zum Vergleich des 3D-Modells mit dem 2D-Modell werden die Normalkräfte knapp über der Bodenplatte (maximaler Wert) miteinander verglichen. Für diesen Zweck werden in Abb. 4-15 in einer Grundrissansicht die Normalkräfte mithilfe von Blasendiagrammen abgebildet. Dadurch sind die Auswirkungen aus den unterschiedlichen Berechnungsvarianten klar ersichtlich. Die Innenstützen werden im Vergleich zur 2D-Berechnung entlastet. Die Innenstütze 204 wird stärker beeinflusst und um 25 % entlastet und die Innenstütze 202 um 22 % entlastet. Der Einfluss auf die Eckstütze 101 ist mit einer Steigerung von 7 % gering. Die Randstützen bekommen demgegenüber im 3D-Modell höhere Lasten. Die Last der Randstütze 102 erhöht sich um 12 % und die der Randstütze 104 um 18 %. Generell kann somit beobachtet werden, dass im 3D-Modell die außenliegenden Stützen zusätzlich belastet werden und die innenliegende Stützen eine geringere Normalkraft als in der 2D-Berechnung bekommen.

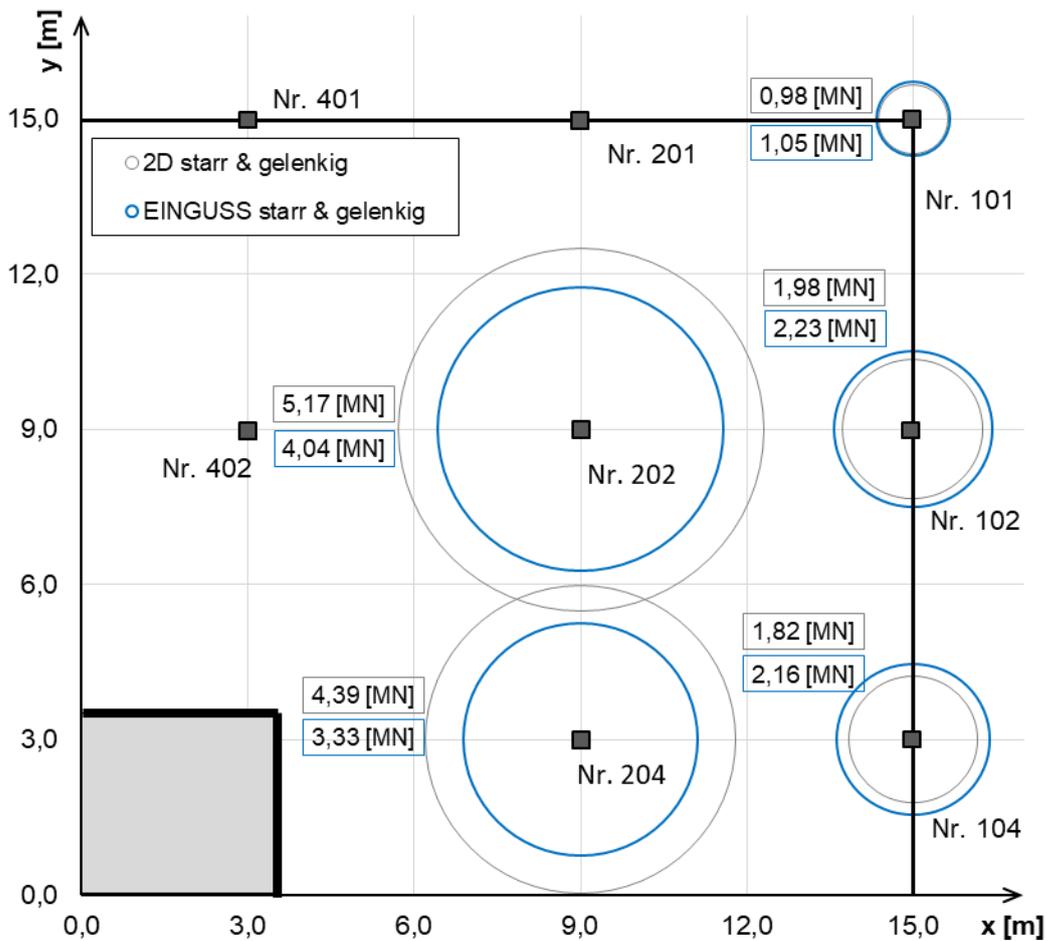


Abb. 4-15: 3D: Stützennormalkräfte [MN] im Grundriss – Vergleich mit 2D-Modell

Kern

Im 3D-Modell wurde der Kern mit Schalenelementen modelliert. Die vertikal gerichteten Membranschnittkräfte werden in Abb. 4-16 (links) dargestellt. Abgebildet wird dabei der Kern als Ausschnitt des Gesamtmodells. Dabei ist die Zunahme der Normalspannungen erkennbar. Besonders hervorzuheben ist der Verlauf der Membranschnittkräfte über die Breite des Kerns, denn es kommt zu einer Erhöhung der Belastung in den Eckbereichen und einem quasi konstanten Verlauf im inneren Bereich zwischen den Ecken. Dies ist vor allem im Bereich direkt unter der Einleitung der Kräfte aus der Deckenscheibe erkennbar. Im Gegensatz dazu ist knapp über der Lasteinleitung eine Verringerung der vertikalen Membranschnittkräfte erkennbar. Die integrierten Schnittkräfte (Normalkraft) werden in Abb. 4-16 (rechts) angeführt. In der Abbildung ist der stufenförmige Verlauf der Normalkraft erkennbar. Zudem verändern sich die Größen der jeweiligen Sprünge pro Geschoss über die Gebäudehöhe.

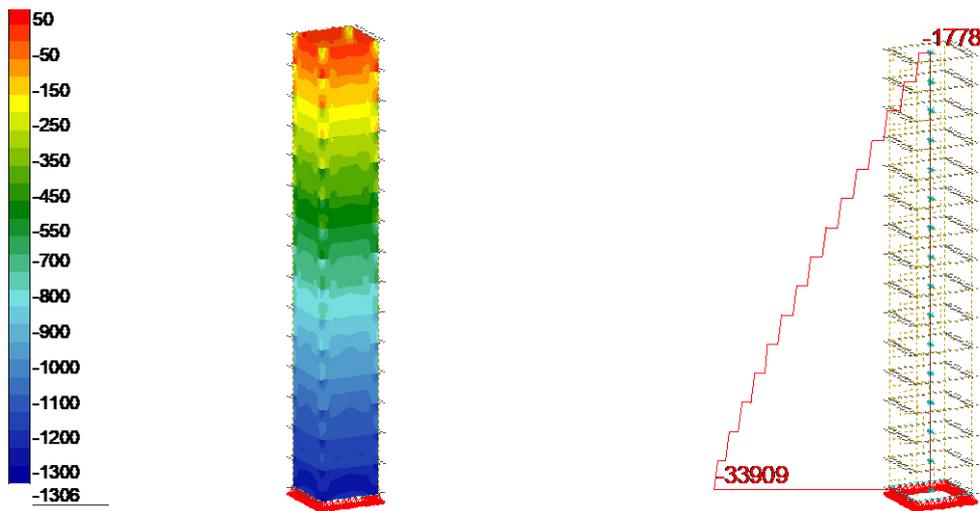


Abb. 4-16: 3D: Kern **links:** vertikale Membrankräfte [kN/m] **rechts:** integrierte Normalkraft [kN]

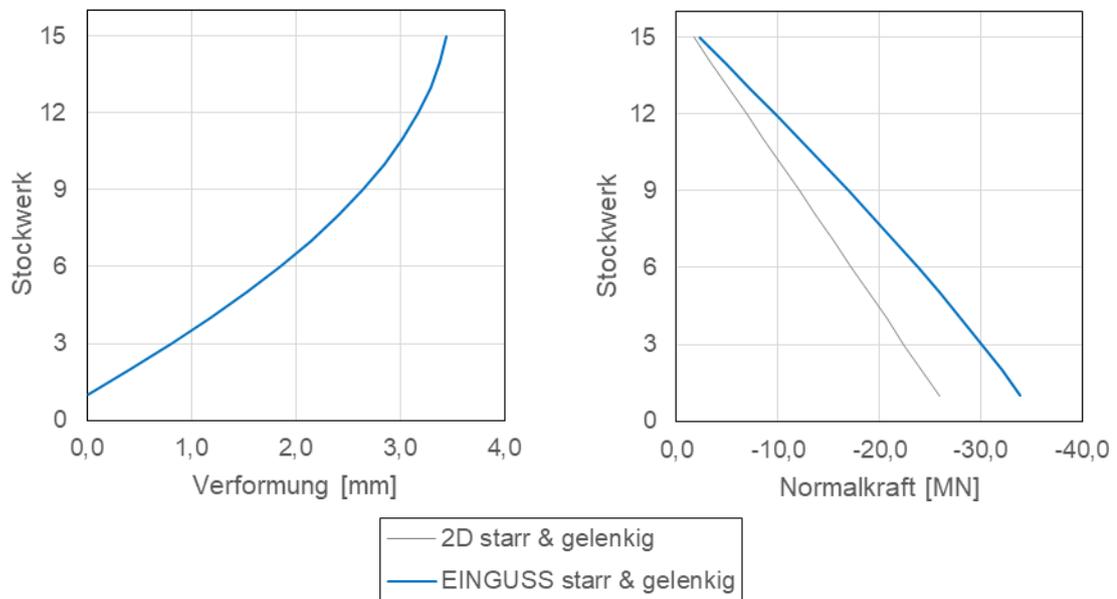


Abb. 4-17: 3D: Kern **links:** Verformung [mm] **rechts:** Normalkraft [MN]

In Abb. 4-17 werden die resultierenden Stabschnittkräfte im Kern mit den Ergebnissen aus der 2D-Berechnung verglichen. Das linke Bild zeigt die Verformung über die Höhe. Da es in der 2D-Teilmodellierung zu Problemen mit der Verformungskompatibilität kommt, werden hier keine Verformungen für das 2D-Modell abgebildet. In der 3D-Modellierung ist es zur Abbildung der Verformung notwendig alle Knoten des Kernquerschnitts zu mitteln. Die Verformung nimmt nichtlinear zu. In den unteren Stockwerken ist eine stärkere Verformungszunahme erkennbar. Dies geht mit einem ebenso nichtlinearen, nach außen gewölbten Verlauf der maximalen Normalkraft einher, die in Abb. 4-17 (rechts) ersichtlich ist. Daher kommt es in den oberen Stockwerken zu einer höheren Normalkraftzunahme als in den unteren Stockwerken. Die Zunahme

der maximalen Normalkraft bei einem Vergleich des 3D-Modells mit dem 2D-Teilmodell des Kerns beträgt 31 %.

Interpretation der Ergebnisse

Bei der Berechnung des 3D-Modells mit Eingusssystem sind Umlagerungen von den Innenstützen auf den Kern, die Randstützen und die Eckstütze erkennbar. Diese Umlagerungen entstehen durch die höhere Verformung der Innenstütze im Vergleich zu den anderen vertikalen Tragelementen. Der höheren Verformung der Innenstütze wirkt die Deckenplatte durch ihren Biege widerstand entgegen. Durch die aktivierte Biegung in den Decken werden Lasten von der Innenstütze auf die umliegenden vertikalen Tragelemente umgelagert.

In den zuvor angeführten Ergebnissen ist erkennbar, dass der Einfluss durch die Umlagerungen für die Innenstütze 204 höher als für die Innenstütze 202 ist. Für die Randstütze 104 ergibt sich ebenso eine höhere Auswirkung auf die Ergebnisse als auf die Randstütze 102 durch die 3D-Berechnung. Eine Erklärung ist im Zusammenhang mit der Deckenverformung, siehe Abb. 4-9, möglich. Durch Ausbildung einer Durchlaufträgerwirkung zwischen Randstütze und Kern, wird die Innenstütze entlastet und der Kern und die Randstütze belastet. In Richtung der Diagonalen ist die Auswirkung durch die Durchlaufplatte geringer. Aus diesem Grund wird die Eckstütze 101 am geringsten beeinflusst.

Durch die angeführten Mechanismen kommt es zwischen den Stützen zu einer Verteilung der vertikalen Lasten. Dies richtet sich nach der Dehnsteifigkeit der Bauteile. In statisch unbestimmten Systemen ziehen Bauteile mit einer hohen Steifigkeit die Lasten von Bauteilen mit einer niedrigeren Steifigkeit an. Insgesamt kommt es im 3D-Modell im Vergleich zu 2D-Teilmodellen somit zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Stützenkräfte im Grundriss.

4.3.2 Untersuchungen zur Modellierung des Baugrunds

Allgemein

Die Untersuchungen zum Einfluss einer Abbildung des Baugrunds erfolgen durch eine Lagerung der Bodenplatte auf einem elastischen Halbraum. Nachfolgend wird zuerst auf die auftretenden Verformungen und Schnittkräfte in der Bodenplatte eingegangen. Anschließend werden die Auswirkungen auf die Stützenkräfte betrachtet.

Verformungen der Bodenplatte

In Abb. 4-18 wird die Verformung der Bodenplatte und des umliegenden Erdreichs durch das Hochhaus unter Eigengewichtsbelastung dargestellt. Abgebildet wird ein vertikaler Schnitt durch die Bodenplatte in Höhe der Kernwand. Erkennbar ist die maximale Verformung des Kerns, welche 42,2 mm beträgt. Die Verformung der Innenstütze 204 beträgt 37,4 mm, und in der

Randstütze 104 kommt die geringste Verformung mit 31,4 mm vor. Der Verlauf der Verformung ist an der Stelle des Kerns relativ konstant, ab der Innenstütze steigt diese stark an. Außerhalb der Bodenplatte wird die Verformungskurve wieder flacher. Somit wird die Setzungsmulde mit einem S-förmigen Verlauf abgebildet. Der Bereich, der durch die Setzungsmulde beeinflusst wird, beträgt ungefähr 100 m.

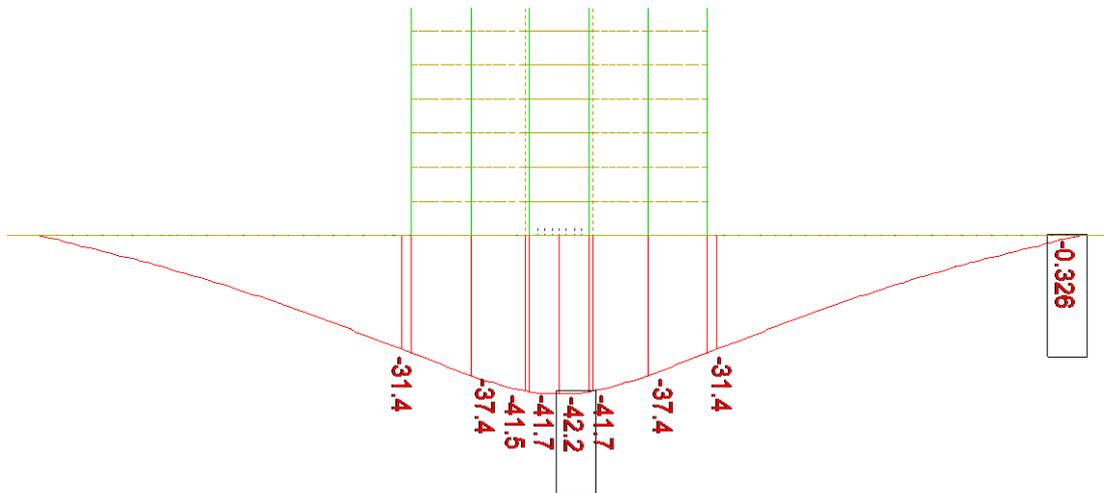


Abb. 4-18: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Schnitt durch Bodenplatte bei Kernwand

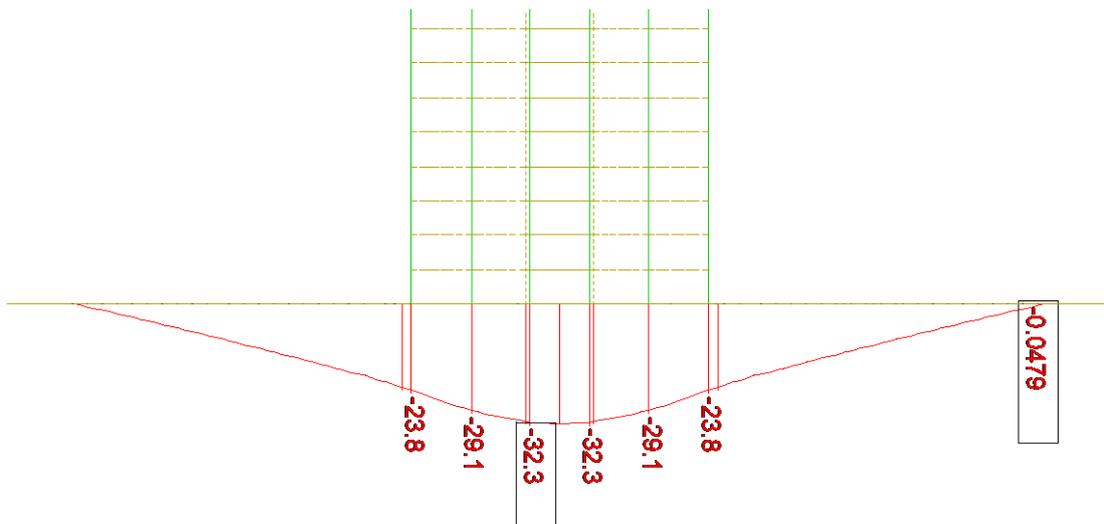


Abb. 4-19: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Schnitt durch Bodenplatte bei äußerster Stützenreihe

Zu Abbildung der Verformung in der äußersten Stützenreihe wird in Abb. 4-19 der Schnitt durch den Randbereich der Bodenplatte gelegt. Die abgebildeten Verformungen entsprechen der Verformung, die an den Fußpunkten der Rand- und Eckstützen auftreten. Die minimale Verformung kommt an der Stelle der Eckstütze 101 vor und beträgt 23,8 mm. Im Vergleich zum Schnitt nahe des Kerns ist die maximale Verformung geringer, aber die Ausbreitung der Setzungsmulde ähnlich groß. Dies führt dazu, dass die Neigung geringer ausfällt. Der S-Verlauf der

Setzungsmulde ist weiterhin vorhanden, allerdings ist dieser nicht mehr so deutlich erkennbar. Die maximale Differenzverformung zwischen Kern- und Stützenfuß tritt bei der Eckstütze 101, mit 18,4 mm, auf.

Der Vergleich der Setzungsmulde im 3D-Gesamtmodell mit der Verformung im 2D-Teilmodell wird in Abb. 4-20 dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass annähernd dieselbe maximale Verformung auftritt (Abweichung von 0,2 %). Die Ausbreitung der Setzungsmulde verhält sich im Bereich der Bodenplatte sehr ähnlich, zuerst kreisförmig bis es immer weiter in Richtung einer quadratischen Form geht. Somit sind die auftretenden Differenzverformungen der Stützen in beiden Fällen in einem ähnlichen Bereich und unterscheiden sich nur unwesentlich. Vor allem in der Breite der Setzungsmulde besteht ein Unterschied, da in der 2D-Berechnung die Verformungen schneller abklingen. Ab der Außenkante der Bodenplatte verformt sich die Mulde bei der 3D-Gesamtmodellierung langsamer. Außerdem ist die äußerste Linie, die der vollkommenen abgeklungenen Verformung entspricht, im Fall der 3D-Berechnung runder als im Fall der 2D-Berechnung, wo die quadratische Form besser erkennbar bleibt.

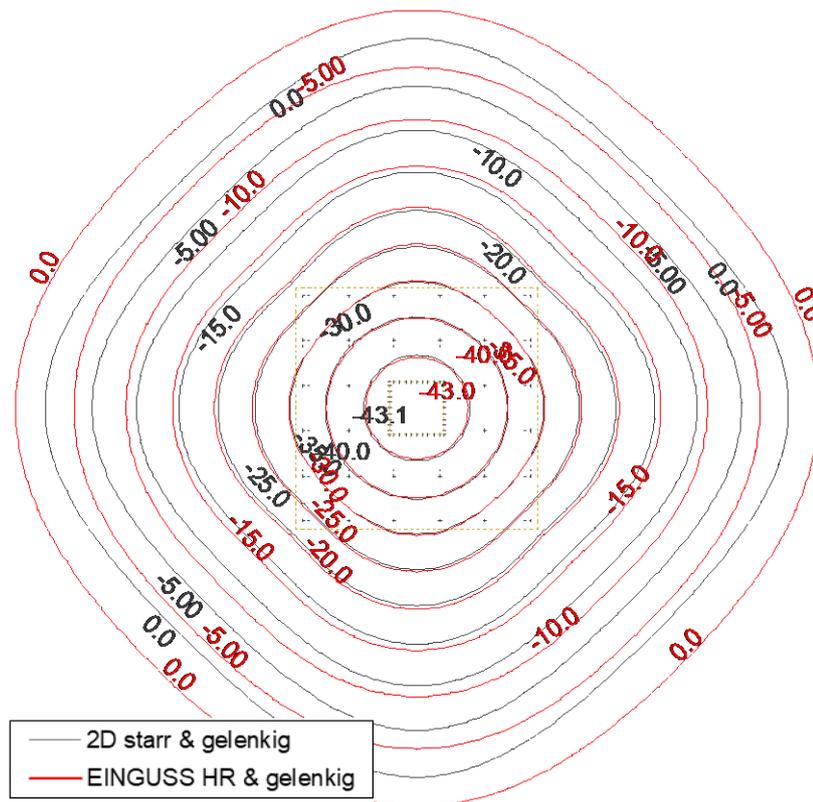


Abb. 4-20: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Grundrissansicht

Schnittkräfte in der Bodenplatte

In Abb. 4-21 werden die berechneten Biegemomente, links im Bild, und Querkräfte, rechts im Bild, in X-Richtung betrachtet. Die dargestellten Werte entsprechen den gemittelten Elementmit-

tenwerten. Der Abstand der Höhenlinien wurde für beide Abbildungen mit 200 kNm/m bzw. kN/m gewählt. In der Darstellung der Biegemomente ist ein durchgängiges positives Biegemoment erkennbar. An den Stellen der Stützen ist eine lokale Erhöhung des Biegemoments festzustellen. Das maximale Biegemoment in der Bodenplatte entsteht an den Ecken des Kerns und liegt bei 3034 kNm/m. Im Vergleich zur 2D-Teilmodellierung der Bodenplatte ist dieser Wert um circa 20 % höher. Das resultierende Biegemoment unter den Innenstützen aus der 3D-Berechnung ist im Vergleich zur 2D-Berechnung um circa 18-20 % geringer. Die maximale Querkraft im 3D-Modell liegt im Unterschied zur 2D-Berechnung unter den Ecken des Kerns und ist mehr als doppelt so hoch wie bei der Teilmodellierung der Bodenplatte. Die resultierende Querkraft unter den Innenstützen ist geringer (um ca. 18 %) und unter den Randstützen etwas höher als in der 2D-Berechnung (um ca. 12 %).

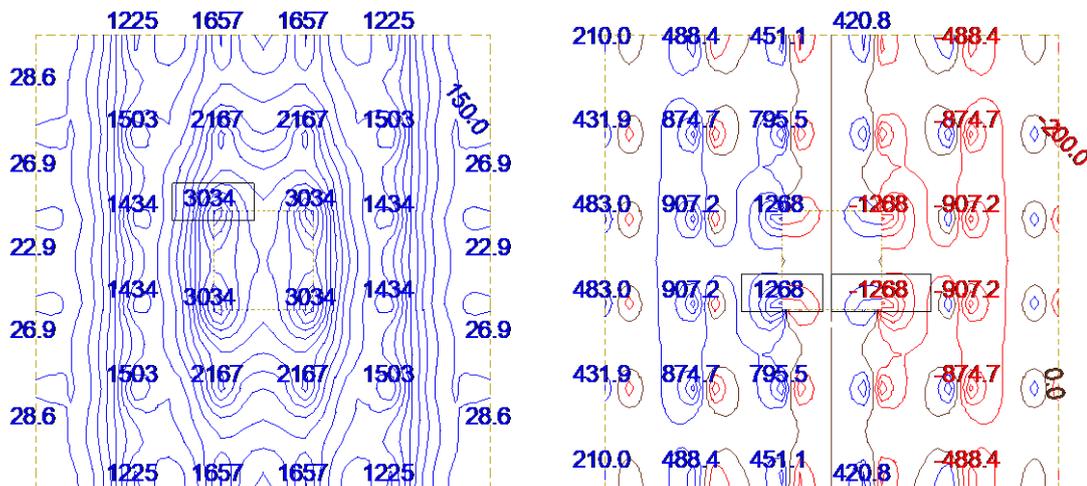


Abb. 4-21: 3D: Bodenplatte: **links:** Biegemoment M_{xx} [kNm/m] **rechts:** Querkraft V_x [kN/m]

Schnittkräfte in den Stützen und dem Kern

Die auftretenden Verformungen in der Bodenplatte haben auch einen Einfluss auf die Berechnung des Gesamtsystems und damit auf die Normalkräfte in den Stützen.

Zum Vergleich zwischen 2D- Teilmodellen, 3D- Gesamtmodell mit starrer Lagerung sowie elastischem Halbraum wird in Abb. 4-22 beispielhaft die Normalkraft über die Stockwerke der Innenstütze 202 gezeigt. Dabei ist erkennbar, dass der Verlauf der Normalkraft in der Halbraumberechnung analog zur Berechnung mit starrer Lagerung ist, welcher im Unterschied zur 2D-Berechnung nicht linear, sondern gekrümmt ist. Für die Innenstütze 202 ist der Einfluss aus der elastischen Lagerung auf die maximal auftretende Normalkraft auch sehr gering (1,4 % Erhöhung im Vergleich zur starren Lagerung). Dies kann mit der Verformung der Bodenplatte erklärt werden, da durch die Differenzverformung zwischen Kern und Innenstütze, die Stütze in die Höhe gedrückt wird und somit eine höhere Belastung aus der Biegesteifigkeit der Decken bekommt.

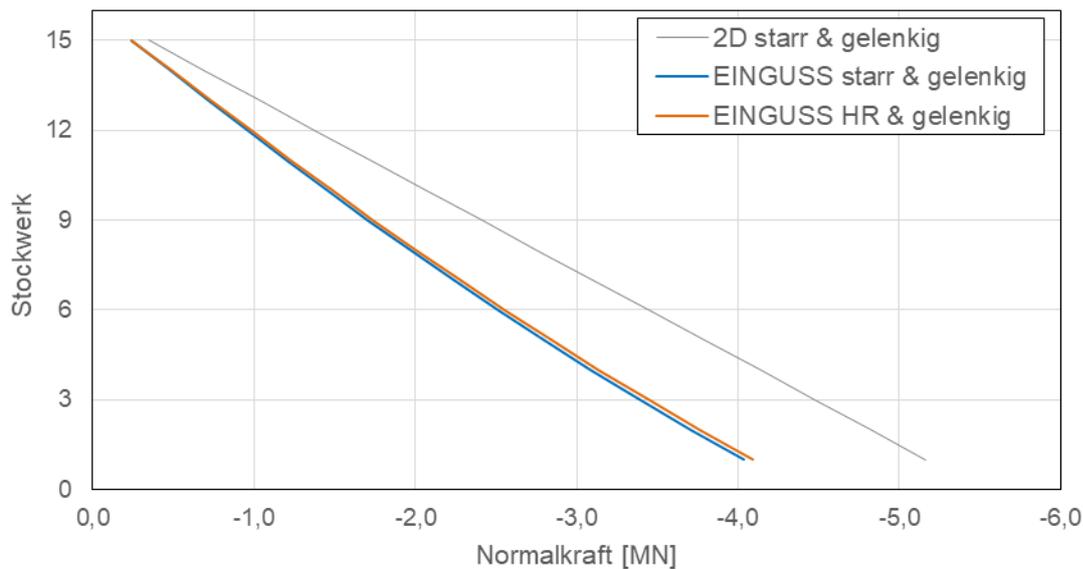


Abb. 4-22: Baugrund: Innenstütze 202 – Vergleich Modellierung des Baugrunds

In Abb. 4-23 werden die Normalkräfte in allen Stützen und im Kern, über die Stockwerke aufgetragen. Dabei werden die Normalkräfte aus der 3D-Berechnung auf die Normalkräfte der Berechnung mit 2D-Teilmodellierung bezogen. Generell ist zu erkennen, dass der Verlauf der Halbraumberechnung annähernd parallel zur 3D-Berechnung mit starrer Lagerung ist. Für alle Stützen ist erkennbar, dass die Normalkraft durch den Halbraum zunimmt. Für die Innenstütze 202 liegt die durchschnittliche Verringerung der Normalkraft über alle Stockwerke bei ungefähr 25 % im Vergleich zur 2D-Modellierung. Dabei tritt zwischen starrer Lagerung der Bodenplatte und Berechnung mit Halbraum nur ein geringer Unterschied auf. Bei der Innenstütze 204 ist die durchschnittliche Verringerung der Normalkraft über die Höhe bei Berechnung mit einem Halbraum und Vergleich mit dem 2D-Teilmodell mit circa 27 % geringer als bei der Berechnung mit starrer Lagerung der Bodenplatte (mit circa 30 %). Die Eckstütze 101 erfährt im Vergleich zur 2D-Berechnung eine um 9 % erhöhte durchschnittliche Normalkraft bei starrer Lagerung der Bodenplatte bzw. um 12 % bei Verwendung eines Halbraums. Im Fall der Randstütze 102 ist der Unterschied der Normalkraft über die Stockwerke gemittelt geringer und erhöht sich im Vergleich zur 2D-Berechnung um 15 % bei starrer Lagerung der Bodenplatte bzw. um 17 % bei Verwendung eines Halbraums. Die Auswirkungen auf die Randstütze 104 sind im Vergleich zur 2D-Berechnung mit 23 % Erhöhung der mittleren Normalkraft bei starrer Lagerung der Bodenplatte und mit 26 % Erhöhung der mittleren Normalkraft bei Berücksichtigung eines Halbraums höher. Vor allem die Normalkraft im Kern wird sehr stark durch Verwendung des Halbraums verringert. Bei Berechnung mit starrer Lagerung kommt es zu einer Erhöhung der durchschnittlichen Normalkraft über die Höhe von 37 % im Vergleich zur 2D-Teilmodellierung. Bei Berücksichtigung des Halbraums sinkt diese Erhöhung auf ungefähr 28 %.

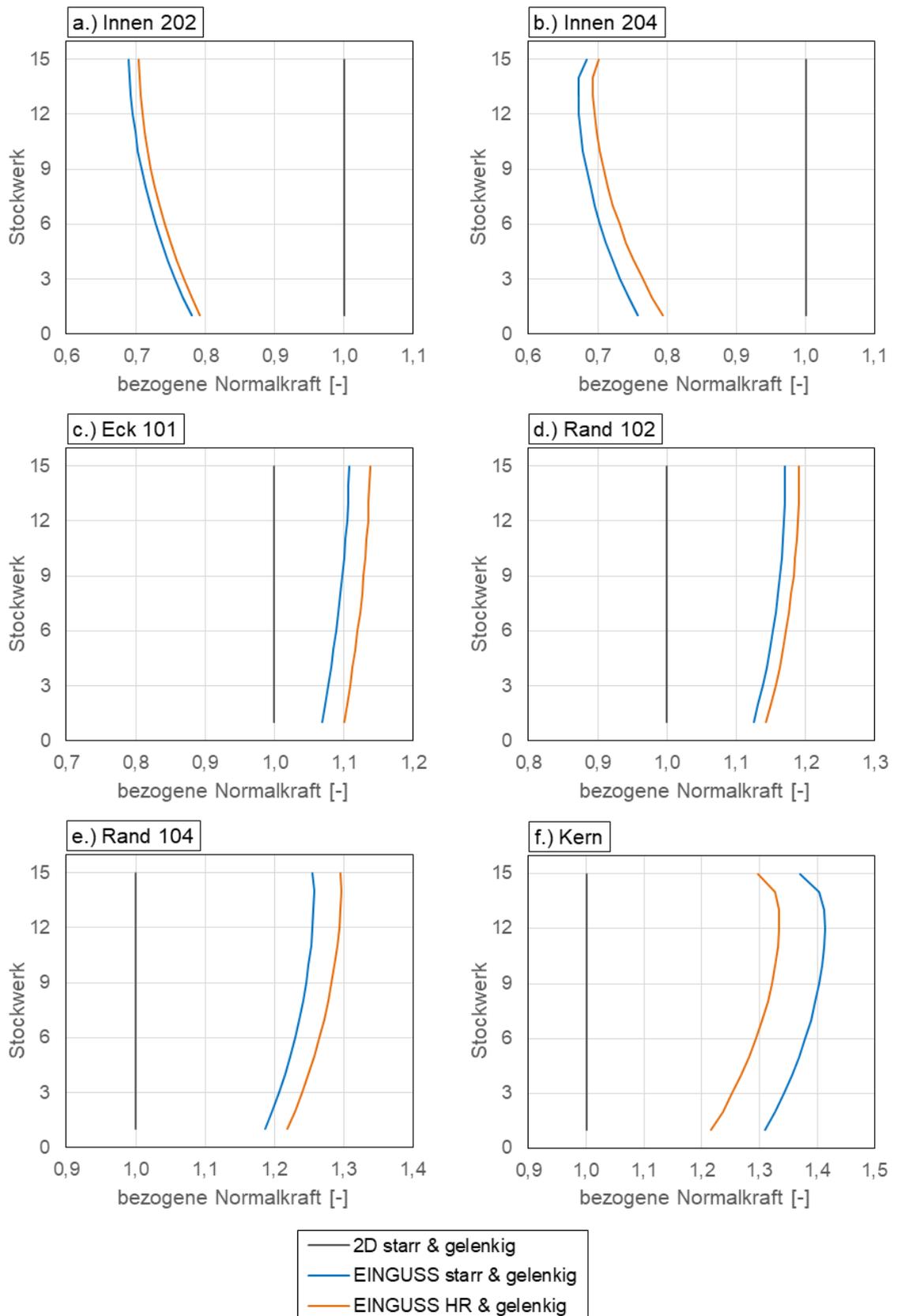


Abb. 4-23: Baugrund: bezogene Normalkraft auf 2D-Modell a.) – f.) vertikale Tragelemente

Daraus folgt, dass es bei einem direkten Vergleich der beiden Berechnungsvarianten des 3D-Gesamtmodells zu folgenden Unterschieden kommt. Die angeführten Werte beschreiben die Veränderung der maximalen Normalkraft bei einer Berechnung mit Halbraum im Vergleich zu einer 3D-Berechnung mit starrer Lagerung. Bei der Innenstütze 202 ist mit einer Steigerung der Normalkraft um circa 1,4 % der geringste Einfluss erkennbar. In der Innenstütze 204 kommt es mit einer Erhöhung von 4,6 % zu einer höheren Auswirkung. Bei den Randstützen ist dieser Effekt wieder abgeschwächt (Erhöhung der Normalkräfte bei Randstütze 104 um 2,6 % und bei Randstütze 102 um 1,6 %). Die Eckstütze 101 erfährt eine stärkere Erhöhung der Normalkraft um 2,9 %. Die höchste Auswirkung ist im Kern zu erkennen, der eine um 7,6 % verringerte Normalkraft aufweist. Daher finden in der Halbraumberechnung Lastumlagerungen vom Kern in die umliegenden Stützen statt.

Interpretation der Ergebnisse

Durch die Berechnung mit dem 3D-Gesamtmodell kommt es zu einer etwas geringeren Tiefe der Setzungsmulde im Vergleich zur Berechnung mit dem 2D-Teilmodell der Bodenplatte. Dies kann durch die zusätzliche aussteifende Wirkung des restlichen Gebäudes erklärt werden. Da durch die Rahmensteifigkeit des Gebäudes und den daraus resultierenden Umlagerungen der Kräfte die Verformung der Bodenplatte reduziert wird. Daraus folgen eine geringere Tiefe der Setzungsmulde und eine etwas höhere Verformung der umliegenden Bereiche. Mit dieser Begründung kann auch die breitere Ausbildung der Setzungsmulde erklärt werden. Die Belastung des Hochhauses wird durch die 3D-Berechnung in einem breiteren Bereich aufgebracht. Folglich ist auch die Breite bis zum Abklingen der Setzungen größer. Allerdings sind die angeführten Unterschiede bei den verwendeten Modellen sehr gering und es wird eine größerer Effekt durch eine biegesteife Verbindung der Stützen mit den Deckenelementen erwartet.

Im Vergleich zur Berechnung mit einem 2D-Teilmodell ist eine stärkere Belastung des Kerns und dadurch eine stärkere Krümmung der Bodenplatte unter dem Kern erkennbar. Allerdings ist die Krümmung außerhalb des Kernquerschnitts wiederum kleiner als beim 2D-Teilmodell. Dies ist mit der Verteilung der Momentenbeanspruchung in der Bodenplatte, siehe Abb. 4-21, erklärbar.

Generell ist feststellbar, dass es bei zusätzlicher Verwendung eines Halbraums im Vergleich zur 3D-Gesamtmodellierung mit starrer Lagerung der Bodenplatte zu einer Verringerung der Beanspruchung des Kerns und einer Erhöhung der Normalkräfte in den Stützen kommt. Etwas genauer betrachtet, wird vor allem die Innenstütze 204, die Randstütze 104 und die Eckstütze 101 durch die Verwendung des Halbraums höher belastet. Dies liegt zum einen an der Höhe der Differenzverformung zwischen Kern und der jeweiligen Stütze, als auch an den vorhandenen Rahmenwirkungen zwischen Stützen, Decken und Kern. Es ist erkennbar dass die Lage der Stützen im Grundriss einen Einfluss haben muss, da es über die Diagonale des Kerns zu einem

verhältnismäßig schwächeren Einfluss des Halbraums kommt, obwohl die Differenzverformungen höher sind.

4.3.3 Untersuchungen zur Modellierung des Stützenanschlusses

In den bisherigen Berechnungen wurde die Verbindung der Stützen mit den Decken und der Bodenplatte als gelenkig (Pendelstab) angenommen. Als Vergleich dazu werden folgend die Ergebnisse aus der Berechnung mit biegesteifer Verbindung von Stütze und Decke bzw. auch mit dem Fundament gezeigt.

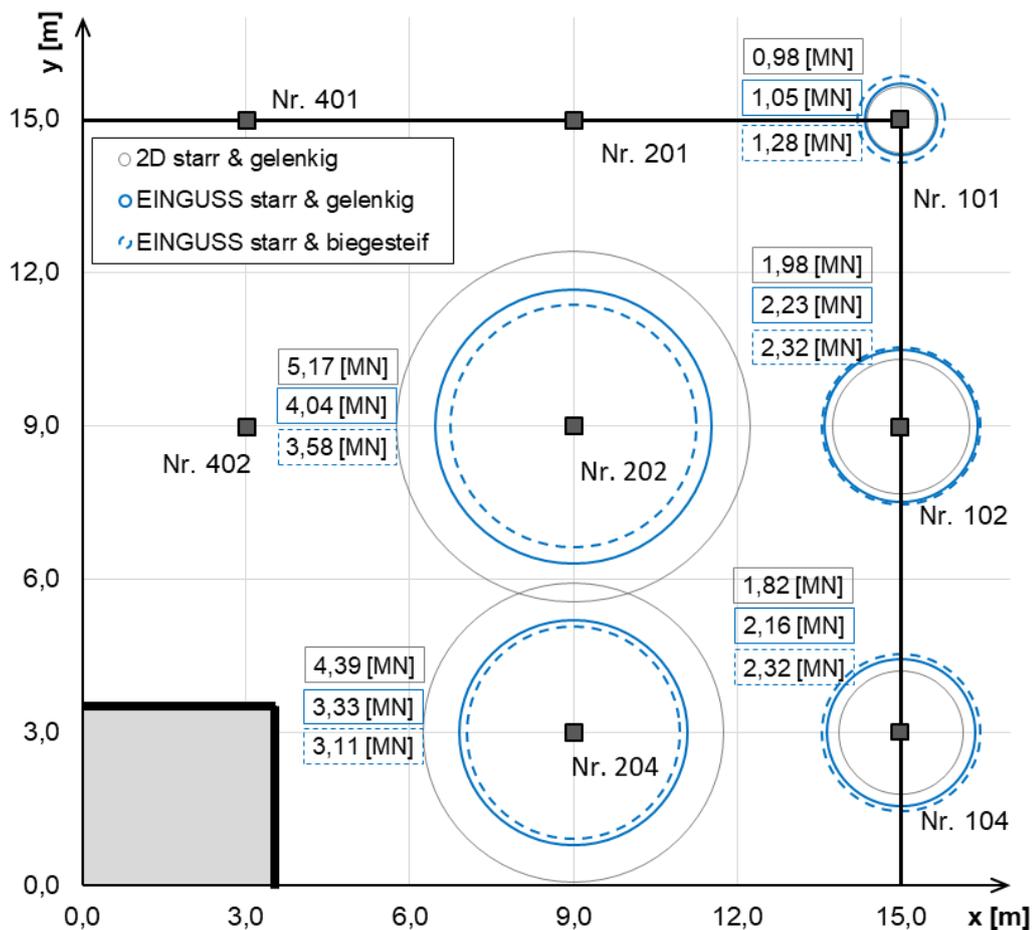


Abb. 4-24: Stützenanschluss: max. Stütznormalkraft [kN]

Die maximalen Normalkräfte (knapp über der Bodenplatte) werden in Abb. 4-24 dargestellt. Abgebildet wird neben der 2D-Berechnung, die 3D-Modellierung mit gelenkiger und mit biegesteifer Verbindung. Es wird in beiden Fällen von einer starren Lagerung der Bodenplatte ausgegangen. Durch die biegesteife Verbindung kommt es zu einer geringeren Normalkraft in den Innenstützen und einer höheren Normalkraft in den Randstützen. Das bedeutet, dass durch die biegesteife Verbindung die Rahmenwirkung zu zusätzlichen Umlagerungen führt. Die Kraft in der Innenstütze 202 wird durch die biegesteife Verbindung im Vergleich zum 3D-Modell mit

gelenkiger Verbindung um etwa 11 % verringert. Für die Innenstütze 204 ist der Einfluss geringer und beträgt 6 %. Vor allem die Eckstütze 101 wird mit einer Erhöhung der Normalkraft um 21 % sehr stark beeinflusst. Der Einfluss auf die Randstützen liegt zwischen 4 % und 6 %. Dies lässt die Vermutung zu, dass die Stützennormalkräfte im vorliegenden Fall von der Wahl des Stützenanschlusses wesentlich bedeutender beeinflusst werden, als durch die Art der Bodenplattenlagerung.

Zusätzlich aus den Erkenntnissen der biegesteifen Verbindung mit starrer Lagerung, wird in Abb. 4-25 als ergänzender Parameter der Halbraum hinzugefügt. Dabei wird die Normalkraft je Tragelement auf die 2D-Berechnung bezogen. Aus der Abbildung kann festgestellt werden, dass die Innenstützen bei einem gelenkigen Stützenanschluss eine Erhöhung der Stützenkraft durch den Halbraum erfährt. Bei einer Berechnung mit biegesteifer Verbindung kommt es jedoch zu einer minimalen Verringerung der Normalkraft in den Innenstützen. Dieser Effekt ist bei den Randstützen und dem Kern nicht bemerkbar. Dagegen erhöht sich die Randstützennormalkraft sehr stark bei biegesteifer Stützenverbindung und Lagerung auf einem Halbraum. Vor allem in der Eckstütze ist eine sehr starke Erhöhung der Normalkraft (59 % im Vergleich zur 2D-Berechnung) bei einer Berechnung mit Halbraum und biegesteifer Verbindung der Decken und Stützen erkennbar. Zum Unterschied erhöht sich die maximale Normalkraft bei Berechnung mit gelenkiger Stützenverbindung und Halbraum um nur 10 % im Vergleich zur 2D-Berechnung. Die Verwendung eines Halbraums führt zu einem Unterschied zwischen den 3D-Berechnungen mit gelenkigen bzw. biegesteifen Stützenverbindungen von 45 %. Derselbe Vergleich bei starrer Lagerung der Bodenplatte führt zu einem Unterschied von 21 %.

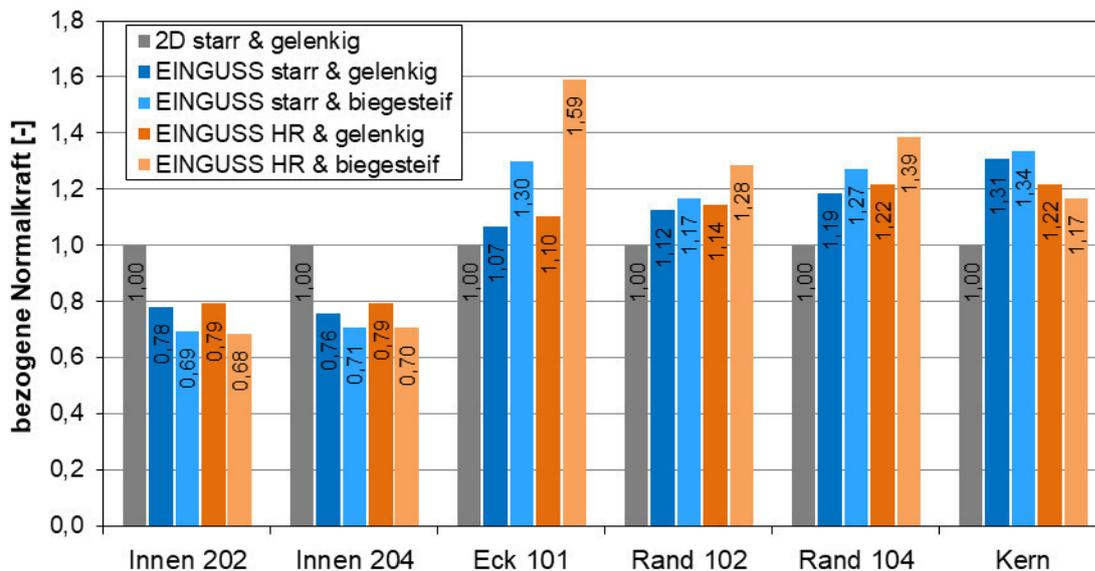


Abb. 4-25: Stützenanschluss: Vertikale Tragelemente - bezogene maximale Normalkraft

Beim Kern führt die Abbildung einer biegesteifen Verbindung im Rechenmodell mit starrer Lagerung der Bodenplatte zu einer Erhöhung der Normalkraft. Derselbe Vergleich führt bei Berücksichtigung eines Halbraums zu einer Verringerung der Normalkraft im Kern.

Generell wird in der Berechnung mit einer biegesteifen Verbindung der Stützen mit den Decken und der Bodenplatte eine Verstärkung der Rahmenwirkung bzw. der Durchlaufplattenwirkung erzielt. Allerdings kann sich dieser Effekt für die jeweiligen vertikalen Tragelemente teils unterschiedlich auswirken. So wird für die Randstützen in jeder Modellierungsvariante eine Erhöhung der maximalen Normalkraft durch die biegesteife Stützenverbindung erzielt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es durch die Verformung der Deckenelemente zu einer Verdrehung am Rand der Deckenplatte kommt. Die biegesteife Verbindung wirkt dieser Verformung entgegen und erzeugt somit einen Widerstand und dies führt zu einer höheren Belastung der Randstützen. In der Eckstütze 101 kommt dieser Effekt aufgrund der beidseitigen Wirkung besonders stark vor.

Die Auswirkung der biegesteifen Verbindung hängt für den Kern und die Innenstützen von der Modellierung der Lagerung der Bodenplatte ab. Bei der Innenstütze ist ein wechselnder Einfluss der biegesteifen Verbindung erkennbar. Im Unterschied zur Berechnung mit starrer Lagerung der Bodenplatte kommt es bei Verwendung eines Halbraums zu einer Verringerung der Belastung. Die festgestellten Abweichungen können durch eine starke Lastumlagerung von den Innenstützen auf die Rand-, Eckstütze erklärt werden. Aufgrund der geringeren Verformung der Innenstützen durch den Halbraum und der hohen Differenzverformungen zu den außenliegenden Stützen werden Lasten auf die außenliegenden Stützen umgelagert. Dieses Verhalten wird durch die biegesteife Verbindung der Stütze mit den Deckenelementen verstärkt. Für die Randstützen und die Eckstütze 101 bedeutet dies, dass es dadurch zu einer erheblich höheren Belastung kommt (zunehmende Rahmenwirkung).

Ein Versuch zur Erklärung dieses Verhaltens kann mit der Hilfe von Abb. 4-26 durchgeführt werden. Im linken Bild wird die gelenkige Verbindung dargestellt, worin erkennbar ist, dass die Stützen am Rand durch die elastische Lagerung nach oben gedrückt werden und somit zusätzlich belastet werden. Die Stützen bleiben senkrecht und gerade, da nur Normalkräfte aufgenommen werden. Im Fall der biegesteifen Verbindung, siehe Abbildung rechts, kommt es ebenfalls zur Verformung der Stützen nach oben. Zusätzlich werden die Stützen durch die Verformung der Bodenplatte und die der Deckenelemente verdreht, da der rechte Winkel zu den Schalenelementen immer erhalten bleibt. Weil diese Verdrehungen entgegengesetzt sind, entsteht die abgebildete S-Verformung der Stützen. Durch diese Verformung wird ein zusätzlicher Widerstand in den Stützen gegen die Deckenverformung aktiviert, der mit der Entfernung vom Kern immer größer wird. Daher wird durch die biegesteife Stützenverbindung eine höhere Rahmenwirkung und zusätzliche Belastung der Randstützen erzielt. Allerdings ist die generierte hohe Einspannung der Eckstütze 101 und der Randstützen zweifelhaft, da es durch die hohe

Einspannung auch zu einer Ausbildung von hohen Biegemomenten in der Stütze kommt. Durch diese Biegemomente würde die Stütze teilweise in den gerissenen Zustand übergehen und an Biegesteifigkeit verlieren. Weiters ist der Grenzzustand der komplett biegesteifen Verbindung in der Realität nicht in derselben Größenordnung aufzufinden. Daher werden durch die Umlagerungen auf die Eck- und Randstützen durch die biegesteife Verbindung (vor allem bei Verwendung eines Halbraums und einer Eingussberechnung) überschätzt.

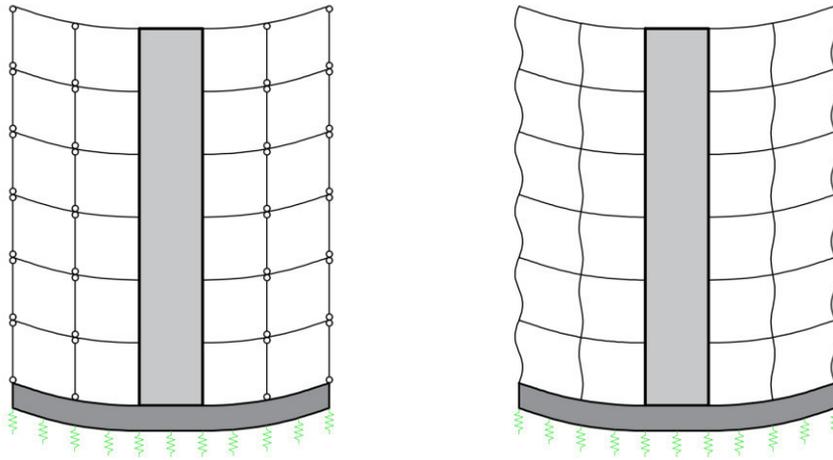


Abb. 4-26: Stützenanschluss: **links.)** gelenkig **rechts.)** biegesteif

4.3.4 Untersuchungen zu Bauphasen

In Abb. 4-27 wird die Verformung des Gebäudes, linkes Bild, der Innenstütze 202 gezeigt. Dabei wird deutlich, dass sich das Verformungsverhalten des Hochhauses gänzlich ändert. Es tritt nicht wie im Fall des Eingussystems eine stetig steigende Verformung auf, sondern es steigt die Verformung im Endzustand ungefähr bis zur halben Gebäudehöhe an und danach sinkt die Verformung wieder. Beim unteren Drittel der Verformung kommt es zur ähnlichen Verformung wie bei der Eingussberechnung. Die maximale Verformung der Bauphasenberechnung beträgt ungefähr zwei Drittel des Eingussystems. An der Gebäudespitze sinkt die Verformung durch den Verformungsausgleich auf etwa 25 % des zuvor berechneten Wertes. Dem entsprechend verhält sich auch die zusätzliche Normalkraft je Stockwerk, die in Abb. 4-27 rechts angeführt wird. Die minimal aufgenommene Normalkraft tritt für beide Modelle ungefähr an der Stelle der maximalen Verformung auf. Auch die zusätzliche Normalkraft je Stockwerk ist in den unteren Stockwerken in einer gleichen Größenordnung wie jene aus der Eingussberechnung. Daher erfährt die Innenstütze 202 bei denselben Modellannahmen und mit der Bauphasenberechnung eine höhere maximale Normalkraft im Vergleich zur Berechnung mit dem Eingussystem.

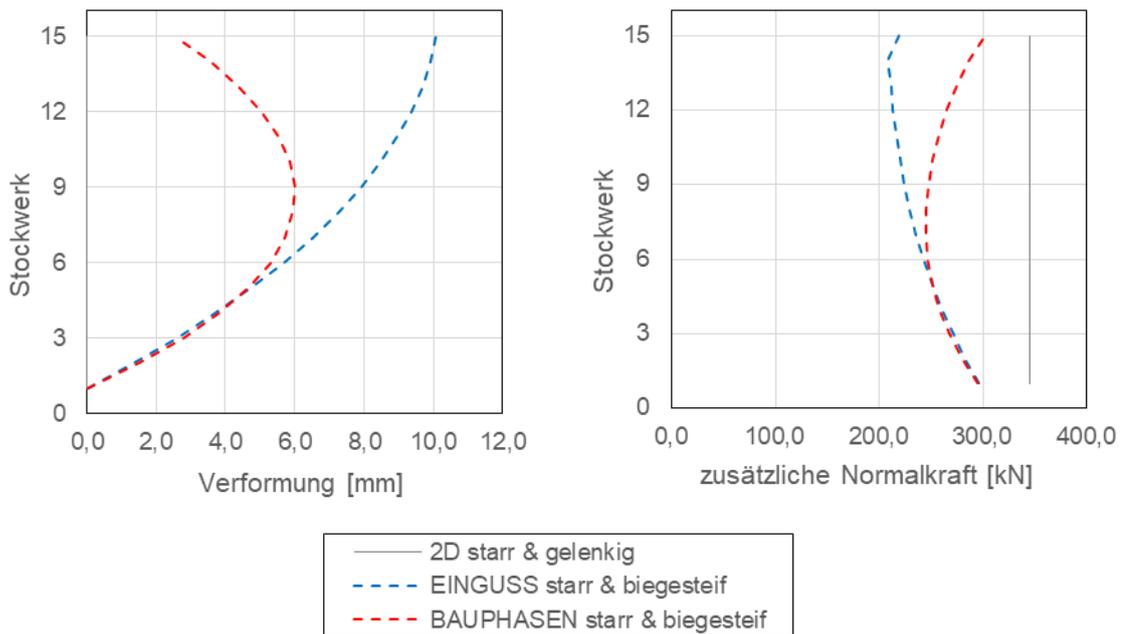


Abb. 4-27: Bauphasen: Innenstütze 202: **links:** Verformung **rechts:** zus. Normalkraft je Stockwerk

Die Normalkräfte aller Stützen und des Kerns werden in Abb. 4-28 als auf das 2D-Modell bezogene Werte angeführt. Auf den ersten Blick ist erkennbar, dass sich der Verlauf über die Höhe in den drei Berechnungsvarianten deutlich verändert. Die Normalkräfte unter Berücksichtigung von Bauphasen liegen in den oberen Stockwerken näher an der Berechnung mit 2D-Teilsystemen. Am Gebäudefuß sind die Ergebnisse der Bauphasenberechnung näher an der 3D-Berechnung mit Eingussystem. Die Berechnungsergebnisse mit Bauphasen liegen zwischen der Berechnung mit 2D-Teilmodellen und dem 3D-Modell mit Berechnung mit dem Eingussystem.

Die durchschnittliche Normalkraft in der Innenstütze 202 über die Höhe ist im Vergleich zur 2D-Teilmodellierung um circa 20 % geringer. Derselbe Vergleich führt bei der Innenstütze 204 zu einer um 19 % verringerten durchschnittlichen Normalkraft. Zu einer Erhöhung der durchschnittlichen Normalkraft über die Stockwerke im Vergleich zum 2D Modell, kommt es in der Eckstütze 101 mit 18 %, in der Randstütze 102 mit ungefähr 10 %, in der Randstütze 104 mit 19 % und im Kern mit circa 20 %. Bei einem Vergleich mit den Ergebnissen der 3D-Berechnung mit Eingussystem ist erkennbar, dass die durchschnittliche Normalkraft über die Höhe für alle vertikalen Tragelemente ungefähr die halbe Abweichung von der 2D-Berechnung aufweist.

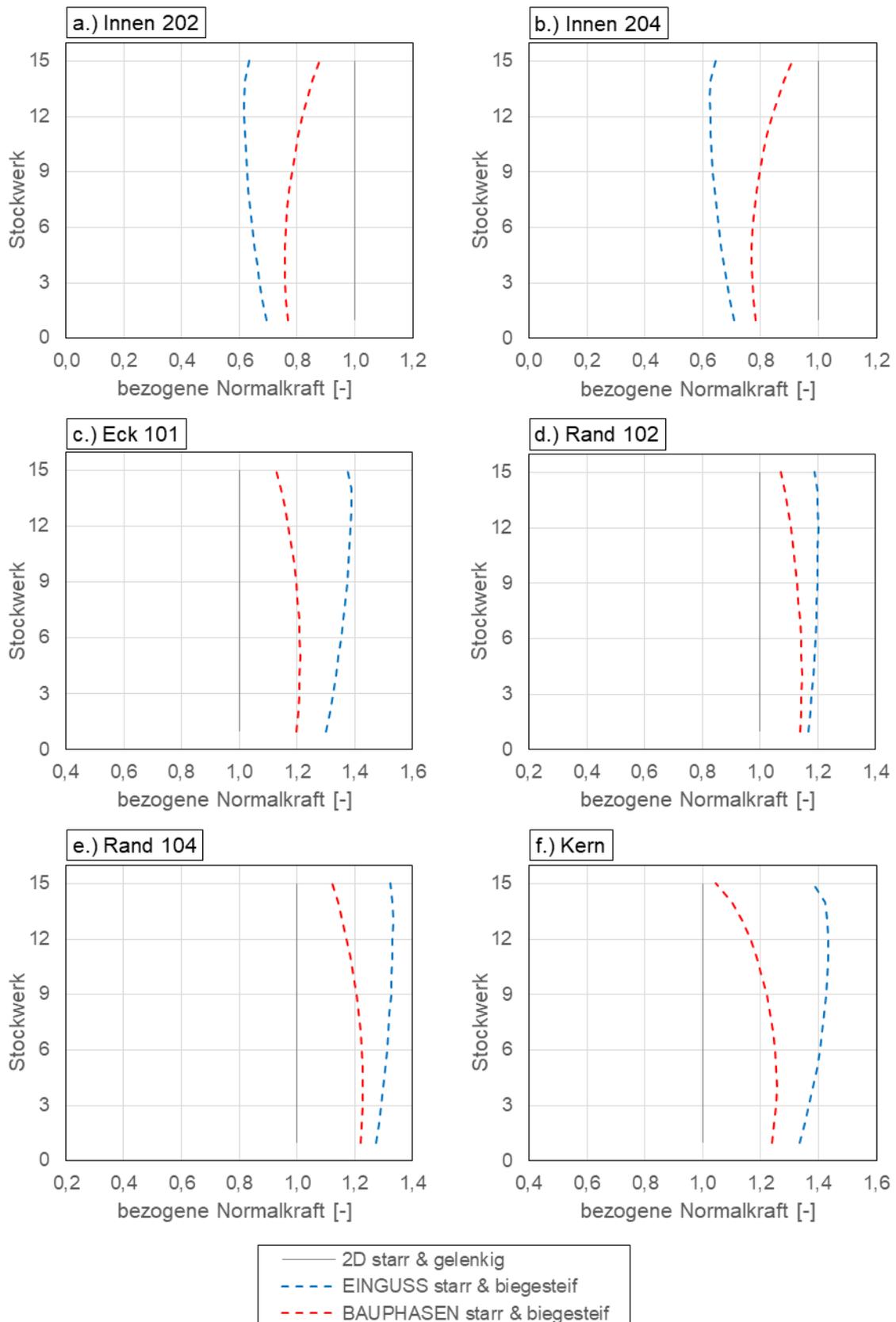


Abb. 4-28: Bauphasen: Vertikale Tragelemente: bezogene Normalkraft - a.) bis f.)

Bei einem direkten Vergleich zwischen den beiden 3D-Modellen ist feststellbar, dass es durch die Berechnung mit Bauphasen zu einer Belastung der Innenstützen (10 %), sowie eine Entlastung der Randstützen (3 %), der Eckstütze (8 %) und des Kerns (8 %) kommt. Die angeführten Ergebnisse stellen die Abweichung der 3D-Gesamtmodellierung mit Bauphasenberechnung von der 3D-Gesamtmodellierung mit Berechnung durch das Eingussssystem dar.

Als weiterer Parameter wird das Bauphasenmodell mit einem Halbraum betrachtet, da in den in Kapitel 4.3.2 angeführten Ergebnissen hohe Abweichungen von den bisherigen Ergebnissen erkennbar wurden. Der Halbraum wird mit denselben Annahmen wie bisher definiert. In Abb. 4-29 werden die Ergebnisse der maximalen Normalkräfte bezogen auf das 2D-Modell abgebildet. Dementsprechend ist der Einfluss des Halbraums auf die Innenstütze sehr gering. In den Randstützen und der Eckstütze kommt es zu einer Erhöhung der Einwirkungen und der Kern wird durch den Halbraum entlastet. Dies entspricht dem qualitativ selben Verhalten wie in den zuvor berechneten Ergebnissen mit dem Halbraum (bei Berechnung mit Eingussystem) und wird durch die Setzungsmulde verursacht. Durch den Verformungsausgleich im Bauprozess ist die Größe der Umlagerungen wesentlich geringer als in der Berechnung mit dem Eingussystem. Die Verringerung der maximalen Normalkraft im Vergleich zum 2D Teilmodell, bei einer Berechnung am 3D-Modell mit Bauphasen und Halbraum, für die Innenstütze 202 liegt bei 24 % und bei der Innenstütze 204 bei 22 %. Eine Erhöhung der maximalen Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung ist, bei Berücksichtigung der Bauphasen und des Halbraums im Gesamtmodell, bei der Eckstütze 101 (mit 31 %), bei der Randstütze 102 (mit 19 %), bei der Randstütze 104 (mit 27 %) sowie dem Kern (mit 17 %) erkennbar.

Bei einem Vergleich der beiden Berechnungen mit Bauphasen kommt es durch die Berechnung mit Halbraum in der Eckstütze 101 zu einer Erhöhung der Stützenkraft um 9 %. Die Randstützen bekommen um ungefähr 4 % höhere Lasten und der Kern verliert 6 % an Normalkraft. Aus den Ergebnissen in Kapitel 4.3.3 ist erkennbar, dass derselbe Vergleich bei einer Berechnung mit dem Eingussystem zu einem Unterschied von 22 % für die Eckstütze 101 zwischen dem 3D-Modell mit biegesteifer Verbindung und starrer Lagerung, und dem Modell mit biegesteifer Verbindung und Halbraum führt.

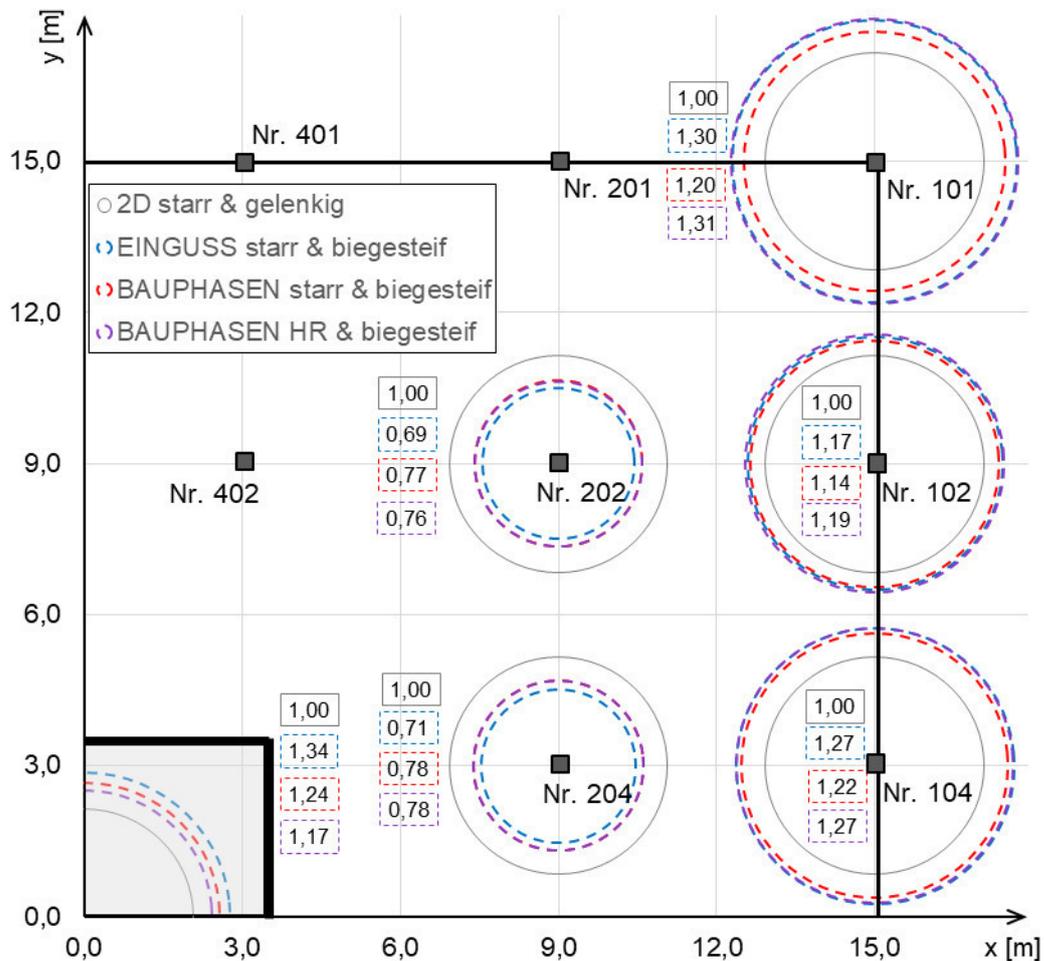


Abb. 4-29: Bauphasen: maximale bezogene Normalkraft auf 2D-Modell

Bei der Berechnung mit Bauphasen ist generell erkennbar, dass das gesamte Verformungsverhalten anders reagiert als das der Berechnung mit dem Eingussystem. Dies wird durch die Auswirkungen auf die Normalkraft und die Verformung der vertikalen Tragelemente erkennbar.

Durch den Verformungsausgleich werden geringere Differenzverformungen zwischen den vertikalen Tragelementen erzielt. Dies führt wiederum zu geringeren Umlagerungen. Besonders bemerkbar ist dies in den oberen Stockwerken. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Berechnung mit Bauphasen die Stütze nur durch die Normalkraft der Stockwerke darüber verformt wird. Im Unterschied dazu resultiert bei der Berechnung mit dem Eingussystem die Gesamtverformung aus der Verformung infolge der Normalkraft in der Stütze selbst und den aufsummierten Verformungen aller Stützen darunter. Dadurch ist erkennbar, dass die Gesamtverformung in den unteren Stockwerken für beide Berechnungsvarianten sehr ähnlich ist.

Bei Betrachtung der durchschnittlichen Normalkraft über die Höhe kommt es für alle vertikalen Tragelemente zu einer ungefähr halb so hohen Abweichung von den Ergebnissen der 2D-Berechnung. Die maximale Normalkraft je vertikalem Tragelement ist allerdings näher an

der Berechnung mit dem Eingusssystem als an der 2D-Modellierung und liegt zwischen 14 % und 22 % bezogen auf das Ergebnis der 2D-Modellierung.

Vor allem in Bezug auf die Berechnungen mit dem Halbraum sind Änderungen in den Berechnungsergebnissen erkennbar. So kommt es durch die gleichzeitige Berücksichtigung von Halbraum und biegesteifer Verbindung der Stützen mit den Decken, bzw Fundament, nicht zu einer, wie in Kapitel 4.3.3 angeführten, sehr hohen Umlagerung auf die Eckstütze 101 und den Randstützen. Dies kann wiederum mit Hilfe des Verformungsausgleichs begründet werden. Die Setzungsmulde entsteht erst mit der Zeit und außerdem werden für neu errichtete Decken und Stützen keine bis zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Verformungen und Verdrehungen berücksichtigt. Dies führt zu geringeren Einspannungen je Deckenelement und daher zu geringeren Umlagerungen.

4.3.5 Untersuchungen zur Deckensteifigkeit

Die Auswirkungen die durch die gerissene Deckenelemente auftreten, werden in Abb. 4-30 zusammengefasst. Darin werden alle Stützen im Grundriss dargestellt und die auftretende Normalkraft knapp über der Bodenplatte wieder mittels Blasendiagramm abgebildet.

Bei der Berechnung mit einer gerissenen Decke kommt es bezogen auf das 2D-Modell zu einer Verringerung der maximalen Normalkraft in der Innenstütze 202 von circa 28 %, und in der Innenstütze 204 von 26 %. Eine höhere Belastung wird in der Eckstütze 101 mit 21 %, in der Randstütze 102 mit 20 % und in der Randstütze 104 mit 28 % im Vergleich zur 2D-Berechnung erzielt.

Bei einem direkten Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen mit und ohne gerissene Bereiche in der Deckenplatte ist nur ein geringer Unterschied erkennbar. Durch die Verringerung der Steifigkeit in den Deckenelementen wird eine höhere Normalkraft in den Innenstützen erzielt, wobei der Einfluss im Vergleich zur ungerissenen 3D-Berechnung mit 4 % vergleichsweise gering ausfällt. Die Eckstütze 101 wird in der gerissenen Berechnung um 7 % geringer belastet (bezogen auf das ungerissene 3D-Modell). In den Randstützen kommt es zu einer geringen Erhöhung der Normalkraft. Im Falle der Randstütze 102 liegt die Erhöhung der maximalen Normalkraft im Vergleich zum ungerissenen 3D-Modell bei 2,5 % und bei der Randstütze 104 bei 0,8 %. Diese Auswirkungen lassen sich durch die geringere Rahmen- bzw. Durchlaufwirkung, die durch die weichere Deckenscheibe verursacht wird, erklären.

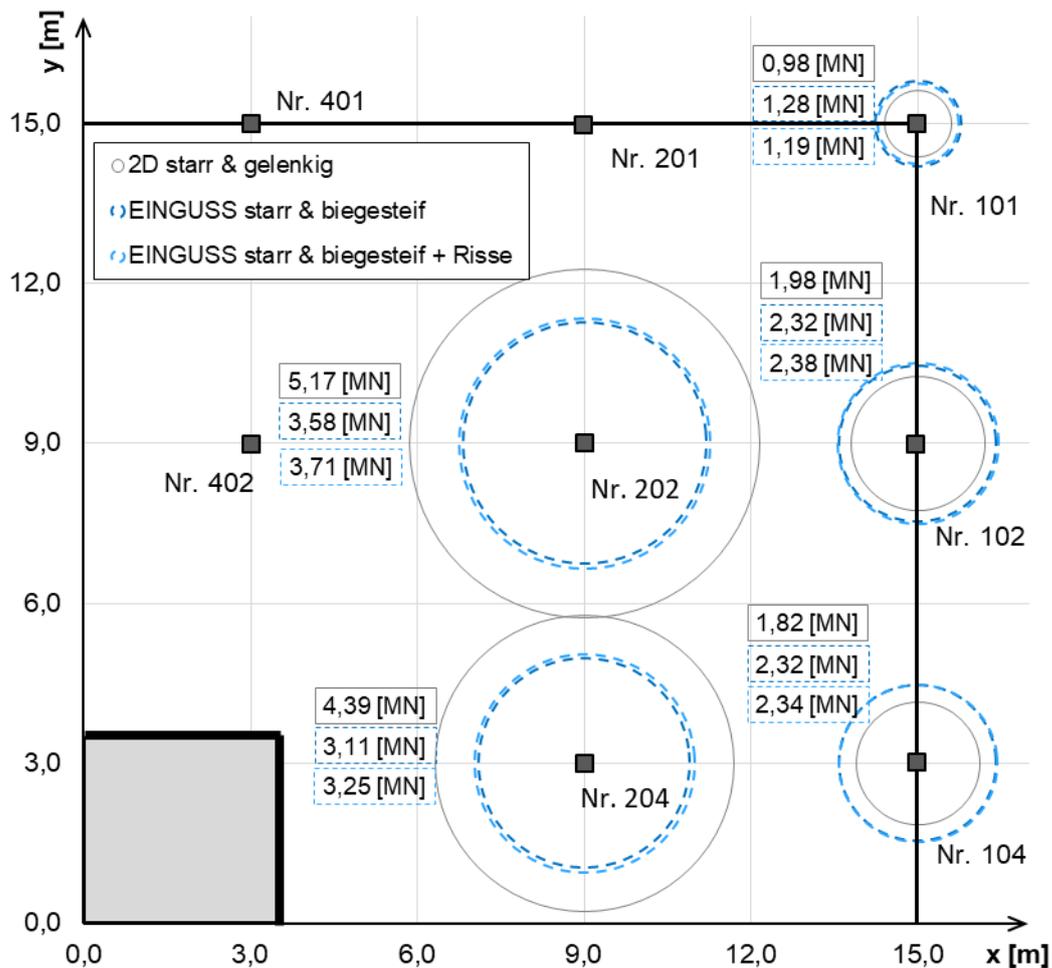


Abb. 4-30: Deckensteifigkeit: maximale Normalkraft [kN]

Zusätzlich zu der oben beschriebenen Decke, wird der Einfluss aus einer vollständig gerissenen Deckenscheibe berechnet. Dies wird als Grenzfall für den Einfluss aus der Verringerung der Deckensteifigkeit betrachtet. Die Ergebnisse dieser Berechnung werden in Abb. 4-31 zusätzlich zu den Ergebnissen der ungerissenen und teilweise gerissenen Decke angeführt. Dargestellt werden alle vertikalen Tragelemente und jeweils die Normalkraft auf das 2D-Modell bezogen. Generell ist das Verhalten bei einer Berechnung mit gerissener Deckenscheibe über die Höhe ähnlich dem der ungerissenen Berechnung, die Kurven über die Höhe werden fast ausschließlich parallel verschoben. Dies kann auf das zugrunde gelegte Eingussystem zurückgeführt werden. Es kommt durch die vollständig gerissene Deckenscheibe prinzipiell zu einer Verstärkung der Auswirkung einer teilweise gerissenen Decke. Somit werden die Innenstützen höher belastet und die Eckstütze und der Kern werden geringer beansprucht. Generell ist erkennbar, dass die Neigung der Normalkraftlinien im Fall der komplett gerissenen Decke steiler wird. Das bedeutet, dass die Zunahme der Belastung ähnlicher dem Verhalten der 2D-Berechnung wird und damit ähnlicher einer konstanten Lastzunahme entspricht. Dieses Verhalten ist vor allem bei der Eckstütze 101 bemerkbar.

In der Innenstütze 202 ist im Vergleich zur 2D-Berechnung eine Abnahme der mittleren Normalkraft über die Höhe von 32 % bei teilweise gerissener Decke und 25 % bei vollständig gerissener Decke erkennbar. Selbiges gilt für die Innenstütze 204 mit 31 % bei teilweise gerissener Decke und 25 % bei vollständig gerissener Decke. Eine Zunahme der mittleren Normalkraft über die Stockwerke im Vergleich zur 2D-Teilmodellierung ist bei der Eckstütze 101 (26 % - teilweise gerissen, 22 % - vollständig gerissen), bei der Randstütze 102 (22 %, 18 %), bei der Randstütze 104 (32 %, 24 %) und beim Kern (31 %, 27 %) festzustellen.

Bei einem Vergleich der Berechnung mit vollständig gerissener Decke mit der Berechnung der ungerissenen Deckenplatte ist für beide Innenstützen eine Erhöhung der Belastung von ungefähr 10 % feststellbar. Für die Eckstütze 101 tritt demgegenüber eine geringere Normalkraft von 8 % im Fall der vollständig gerissenen Decke auf. Dadurch ist erkennbar, dass nicht nur die gerissenen Bereiche über den Stützen bzw. dem Kern einen Einfluss auf die Schnittkräfte haben, sondern auch zusätzliche gerissene Feldbereiche eine erhebliche Verringerung der Umlagerungen verursachen. Die Randstütze 102 wird durch die vollständig gerissene Decke kaum beeinflusst und die Randstütze 104 bekommt im Vergleich zur Berechnung mit ungerissener Decke eine um 5 % geringere Last durch die vollständig gerissene Decke.

Der Kern wird bei teilweise gerissener Decke um 5 % und bei vollständig gerissener Decke um 8 % geringer, als beim Modell mit einer ungerissenen Decke, beansprucht.

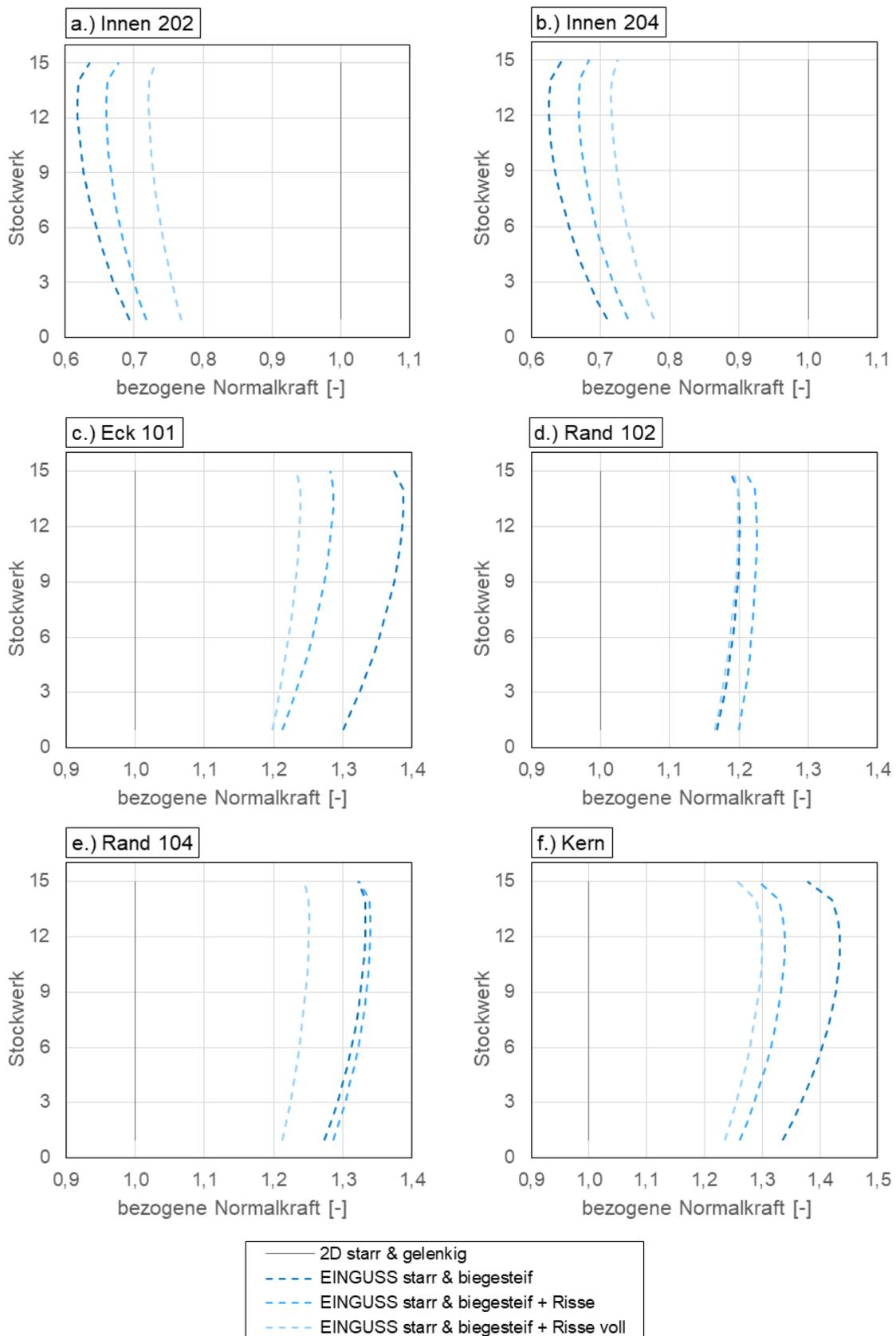


Abb. 4-31: Deckensteifigkeit: Vertikale Tragelemente: bezogene Normalkraft - a.) bis f.)

Bei einem Vergleich der vollständig gerissenen Decke mit der teilweise gerissenen Deckenscheibe ist erkennbar, dass die Innenstütze durch die vollständige Rissbildung noch relativ hoch zusätzlich beansprucht werden. Die Eckstütze 101 wird durch die vollständig gerissene Berechnung nur mehr gering beeinflusst. In den Randstützen ist eine Verringerung der Belastung erkennbar und der Kern wird ebenfalls nur mehr in einem geringeren Ausmaß entlastet.

Nachfolgend werden die beschriebenen Auswirkungen aus der Berechnung mit einer Verringerung der Deckenbiegesteifigkeit aufgrund einer Rissbildung genauer ausgewertet und interpretiert. Festgestellt werden kann ein relativ geringer Einfluss aus der teilweise gerissenen Decke für die maximale Normalkraft der vertikalen Tragelemente. Am stärksten wird die Eckstütze 101 und am schwächsten die Randstütze 104 beeinflusst. Durch die weichere Deckenplatte kommt es zu einer geringeren Durchlaufwirkung in der Deckenebene. Dadurch werden größere Verformungen der Stützen mit einer geringeren Umlagerung von Kräften möglich.

Bei der Berechnung der teilweise gerissenen Decke kommt es in den Randstützen zu einer unerwarteten Erhöhung der maximalen Normalkraft. Als Begründung kann dafür die verwendete Steifigkeitsverteilung in den Deckenelementen herangezogen werden. Während über der Innenstützen und der Eckstütze die Decke in einem großen Bereich in beide Richtungen gerissen angenommen wird, ist der gerissene Bereich über den Randstützen verhältnismäßig gering. Dadurch wird eine erhöhte Steifigkeit über diesen Stützen generiert, wodurch Kräfte angezogen werden. Daher ist erkennbar, dass die Berechnung mit gerissenen Deckenelementen von der gewählten Einteilung der gerissenen Bereiche abhängt.

Durch die Berechnung mit vollständiger Rissbildung in allen Deckenelementen konnte festgestellt werden, dass das System zusätzlich auf die weitere Rissbildung reagiert. Außerdem wird der Normalkraftverlauf über die Höhe weiterhin von der Berechnungsvariante (Eingussystem) bestimmt. Es kommt durch die geringeren Umlagerungen zu einer Verschiebung der Ergebnisse in Richtung des 2D-Ergebnisses. Die Innenstütze 202 wird bei einem Vergleich der teilweise und vollständigen gerissenen Decke am stärksten beeinflusst. In der Eckstütze 101 werden kaum Änderungen der maximalen Normalkraft erkennbar. Daher ist feststellbar, dass vor allem die Innenstützen auf die gewählten gerissenen Deckenbereiche reagieren. In den Randstützen ist der Einfluss einer gerissenen Decke auf die Schnittkräfte gering. Im Kern und der Eckstütze 101 wird bereits bei teilweise gerissener Decke, die wesentliche Umlagerung erreicht.

4.4 Worst-Case Szenario

In den bisher geführten Berechnungen werden unterschiedliche Einflüsse auf die vertikalen Tragelemente dargestellt. Dabei kann festgestellt werden, dass es je vertikalem Tragelement zu unterschiedlichen Auswirkungen kommt. Daher ist die Festlegung einer richtigen Modellierung für eine sichere Bemessung des gesamten Bauwerks nicht trivial. Aus diesem Grund werden in Tabelle 4-1 für die einzelnen vertikalen Tragelemente die Worst-Case Szenarien für die maximale und die minimale Normalkraft erstellt. Die Worst-Case Szenarien wurde nur unter Berücksichtigung der untersuchten Parameter gebildet. Die beiden Innenstützen werden unter einer Position zusammengefasst, da in den bisherigen Berechnungen ein ähnliches Verhalten festgestellt wurde. Selbiges gilt für die Randstützen. Dieser Vergleich wird vor allem zwischen den 3D-Gesamtmodellen durchgeführt. Im Fall, dass die 2D-Teilmodellierung maßgebend wird, wird diese in Klammern zusätzlich ergänzt.

Vertikale Bauteile	Worst-Case Szenario	
	Minimale Normalkraft	Maximale Normalkraft
Innenstützen	3D + Einguss + HR + Biegest	3D + Bau + starr + Gelenk + Riss (2D)
Eckstütze	3D + Bau + starr + Gelenk + Riss (2D)	3D + Einguss + HR + Biegest
Randstützen	3D + Bau + starr + Gelenk + Riss (2D)	3D + Einguss + HR + Biegest
Kern	3D + Bau + HR + Biegest + Riss (2D)	3D + Einguss + starr + Biegest

Tabelle 4-1: Referenzhochhaus – Worst-Case Szenario

3D	3D-Gesamtmodell
2D	2D-Teilmodelle
Einguss.....	Berechnung mit Eingussystem
Bau	Berechnung von Bauphasen
starr	Starre Lagerung der Bodenplatte
HR	Lagerung der Bodenplatte auf einen Halbraum
Gelenk	Gelenkige Verbindung zwischen Stützen und Decken / Bodenplatte
Biegest	Biegesteife Verbindung zwischen Stützen und Decken / Bodenplatte
Riss	Berücksichtigung einer gerissenen Deckenscheibe

5 Parameterstudie

5.1 Variation der Höhe

5.1.1 Notwendige Anpassungen und Grundlagen

Nach den unterschiedlichen Untersuchungen und Berechnungen zum Referenzhochhaus, in denen auf diverse Modellierungsmöglichkeiten eingegangen wurde, werden im folgenden Kapitel Variationen der Eingabeparameter des Hochhauses behandelt. Hierbei wird ermittelt inwiefern sich die bisherigen Ergebnisse auch auf andere Gebäudemaße umlegen lassen. Begonnen wird mit einer Variation der Höhe, bzw. der Stockwerkanzahl. Berücksichtigt werden übliche Höhen von Hochhäusern, die auch für die Bauwirtschaft in Österreich relevant sind. Die minimale Gebäudehöhe wird aus der Definition für Hochhäuser abgeleitet. Diese variiert allerdings auch zwischen unterschiedlichen Bundesländern, daher wird zur Vereinfachung die Wiener Bauordnung zu Rate gezogen. Gemäß Wiener Bauordnung § 7f. Abs. 1 [45] wird ein Gebäude ab einer Höhe von 35 m als Hochhaus bezeichnet. Daher wird die minimale Höhe mit 35 m, entspricht 10 Stockwerken bei gleichbleibender Geschoßhöhe von 3,5 m, festgelegt. Die Festlegung der maximalen Höhe wurde unter Berücksichtigung der nachfolgend angeführten Gesichtspunkte bestimmt. Abweichend von ein paar Sonderfällen, sind die höchsten Gebäude in Österreich und Deutschland in einem Bereich zwischen 100 und 150 m angesiedelt. [6, 14, 17, 42, 47] Gemäß *Phocas*, sind Hochhäuser mit Kernaussteifung bis zu 35 Stockwerken, entspricht 122,5 m, effizient. [30] Auch von *König und Liphardt* wird die Wirtschaftlichkeitsgrenze zwischen 120 m und 170 m gelegt. [17] Aus diesen Gründen wurde die maximale Stockwerkanzahl mit 40 fixiert. Dies entspricht einer Höhe von 140 m. Zur Abbildung des Verhaltens dazwischen, werden zusätzlich zum Referenzhochhaus (mit 15 Stockwerken) auch 20 und 30 Stockwerke berechnet. Somit wird das Hochhaus mit 10, 15, 20, 30 und 40 Stockwerken berechnet.

Da es aufgrund der unterschiedlichen Stockwerkanzahl auch zur Änderung der Belastung der Bauteile kommt, ist es notwendig diese zu variieren. Dazu werden die Annahmen zur Vordimensionierung aus Kapitel 3 herangezogen und auf die unterschiedliche Stockwerkanzahl angewendet.

Die Stütze muss verstärkt, bzw. geschwächt, werden um auch bei unterschiedlicher Stockwerkanzahl ein ähnliches Belastungsniveau im Querschnitt zu generieren. Dieses Vorgehen ist für die Verformung und folglich auch für die auftretenden Umlagerungen maßgebend. Die berechneten Stützenquerschnitte werden in Tabelle 5-1 aufgelistet.

Auch die Bodenplatte muss variiert werden, um die erhöhten Lasten aufnehmen zu können. Dabei wird darauf geachtet, dass die maximale Differenzverformung zwischen Kern und Eck-

stütze 101 nicht höher als 20 mm wird und in einem ähnlichen Bereich liegt, wie im Fall des Referenzhochhauses. Dies ist auch aufgrund von baupraktischen Gesichtspunkten sinnvoll, da bei höheren Gebäuden eine steifere Fundierung (kombinierte Pfahl-Plattenlösung) verwendet wird, um die Verformungen einzuschränken. Die sich aus diesen Randbedingungen resultierenden Ergebnisse sind auch in Tabelle 5-1 angeführt.

Außerdem ist es notwendig, die Steifigkeit des Kerns an die Gebäudehöhe anzupassen. Um das Gebäude weiterhin mit baupraktisch sinnvollen Abmessungen berechnen zu können, muss der Kern an die notwendige Biegesteifigkeit, berechnet nach *König und Liphardt* [17], angepasst werden (siehe Formel (3.2)). Bei Beibehaltung der Kernbreite von 7,0 m, steigt die Dicke des Kerns mit der Höhe stark an. Zur Vermeidung von baupraktisch, unverhältnismäßig hohen Werten muss die Kernbreite variiert werden, um die geforderte Biegesteifigkeit zu erreichen. In Tabelle 5-1 sind die berechneten Werte ersichtlich. Dabei ist erkennbar, dass versucht wurde, solange wie möglich bei derselben Breite des Kerns zu bleiben und nur die Kerndicke zu variieren. Bei 30 und 40 Stockwerken wurde es notwendig, die Kernbreite zu erhöhen und dafür die Dicke auf demselben Niveau, wie beim Referenzhochhaus, zu belassen. Deshalb muss bei der Auswertung berücksichtigt werden, dass die einzelnen Stockwerke aufgrund der unterschiedlichen Kernabmessungen nicht miteinander vergleichbar sind. Vor allem im Wechsel zwischen 20 und 30 Stockwerken wird ein unterschiedliches Verhalten erwartet.

Stockwerke		10	15	20	30	40	
Stützenbreite	[mm]	450	500	550	650	750	
Bodenplattendicke	[mm]	1000	1750	2350	2600	3000	
Kern	Wanddicke	[mm]	100	300	500	300	300
	Breite	[m]	7,0	7,0	7,0	13,0	19,0

Tabelle 5-1: Variation der Tragelemente

Um die höhere Breite des Kerns für die Berechnungen mit 30 und 40 Stockwerken realisieren zu können, ohne die Grundrissabstände zu verändern, wurde ein neues Gebäudemodell definiert. In diesem Modell wird davon ausgegangen, dass die Stützen denselben Abstand vom Kern haben wie im Referenzhochhaus. Durch die höhere Breite des Kerns wird somit ein größerer Gesamtquerschnitt des Gebäudes erzeugt, wodurch zusätzliche Stützen notwendig sind. Dieser Grundriss ist in Abb. 5-1 ersichtlich. In der Abbildung ist die Vergrößerung des Grundrisses, ausgehend vom Referenzhochhaus, gut erkennbar. Im Fall des Referenzhochhauses ist es möglich, aufgrund der Doppelsymmetrie und unter Berücksichtigung von Symmetrielagern, das Gebäude mithilfe eines Teilsystems exakt zu berechnen. In den größeren Systemen wird nur der Eckausschnitt betrachtet und ausgewertet. Die Symmetrielager behalten weiterhin ihre Gültigkeit, da die Annahmen, auf denen die Symmetrielager basieren (keine Verdrehung und horizontale Verformung der Deckenknoten), zwischen den Stützen im Feld bestehen bleiben. Auch

die Bezeichnungen der Stützen können erhalten bleiben. Allerdings ist es für dieses Eckausschnittmodell nicht möglich, eine Berechnung mit einem Halbraum durchzuführen, da die Verformungsmulde falsch abgebildet wird.

Es kommt durch die Vergrößerung des Hochhauses und des Kerns zu einer Verringerung der relativen Dehnsteifigkeit des Kerns. Bis zur Berechnung mit 20 Stockwerken steigt die Dehnsteifigkeit des Kerns wesentlich stärker als die der Stützen. Für das Modell ab dem 30. Stockwerk steigt die Dehnsteifigkeit des Kerns, durch die Vergrößerung des Hebelarms der Kernwände, in einem kleineren Ausmaß. Aus diesem Grund können die Ergebnisse der Berechnung mit 30 und 40 Stockwerken nur teilweise mit den Ergebnissen der geringeren Stockwerke verglichen werden. Die Werte der Berechnung des Kerns, werden nur auf den Teilquerschnitt bezogen und stellen nicht die Gesamtbelastung des Kerns dar, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen.

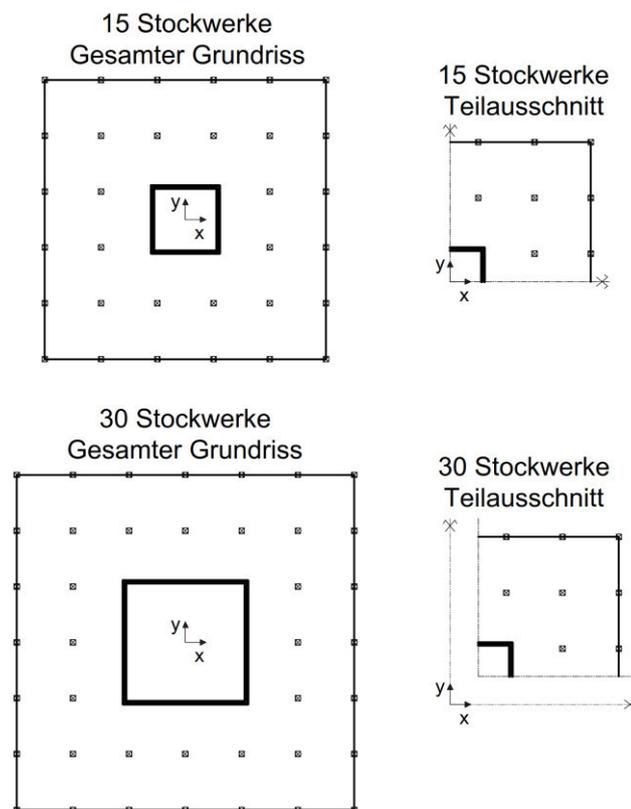


Abb. 5-1: Variation Berechnungsmodell für Höhenstudie

In der folgenden Ergebnisse resultieren aus Berechnungen im zuvor beschriebenen 2D-Modell, sowie in diversen 3D-Modellen durchgeführt. Dabei werden die Schnittkräfte in den vertikalen Bauteilen abgebildet. Es wird die maximale Normalkraft, durch Eigengewichtsbelastung, bezogen auf die 2D-Berechnung angeführt.

Da für die Auswertung der Höhenvariation nicht alle bisher verwendeten Modelle notwendig sind, werden repräsentative Modelle ausgewählt und abgebildet. Dadurch ist es möglich Beziehungen zu den bisherigen Ergebnissen herzustellen.

5.1.2 Darstellung der Ergebnisse

Allgemeines

Um eine vergleichbare Basis zu schaffen, wird vom 2D-Modell ausgegangen und auf das 3D-Gesamtmodell, starr gelenkig, erweitert. Danach wird die biegesteife Verbindung der Stütze im 3D-Modell berücksichtigt. Von diesem Ausgangsmodell, starre Lagerung und biegesteife Verbindung, werden die Einflüsse der Lagerung mit Halbraum, der Bauphasen sowie der Berücksichtigung von Rissen in der Decke untersucht. Die Eingabeparameter zu diesen Untersuchungen sind analog zu Kapitel 4.3.

Nachfolgend werden die Ergebnisse für die vertikalen Tragelemente angeführt. Aus Gründen der Übersicht werden die einzelnen Bauteile getrennt betrachtet. Im Anhang ist eine Übersicht der Ergebnisse über alle Bauteile und Modelle zu finden. Außerdem werden folgende Abkürzungen für die Bezeichnung der Modelle verwendet:

2D	2D-Teilmodelle
Einguss.....	3D-Gesamtmodell mit Berechnung durch Eingusssystem
Bauphasen	3D-Gesamtmodell mit Berechnung von Bauphasen
Lag-starr	starre Lagerung der Bodenplatte
Lag-HR	Lagerung der Bodenplatte auf einem elastischen Halbraum
St-gelenkig	gelenkige Verbindung der Stützen mit den Decken und Fundament
St-biegesteif	biegesteife Verbindung der Stützen mit den Decken und Fundament
Risse.....	Berücksichtigung von Rissen in den Deckenplatten

Innenstütze 202

Begonnen wird mit der Innenstütze 202, ersichtlich in Abb. 5-2. Generell ist feststellbar, dass die Abweichung der 3D-Berechnungsergebnisse von der 2D-Berechnung mit der Gebäudehöhe ansteigt. Dies ist auf höhere Umlagerungen zurückzuführen. Allerdings steigen diese Umlagerungen nicht konstant an, sondern werden bei zunehmender Höhe des Gebäudes immer geringer. Die Ergebnisse aus den unterschiedlichen 3D-Modellierungen bleiben in einem ähnlichen Wertebereich. Vor allem die bezogenen Ergebnisse aus den Berechnungen mit 30 und 40 Stockwerken sind für alle Modelle nahezu ident.

Die Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung sinkt, bei Betrachtung des Modells mit Eingusssystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung, um 23 % bei 10 Stockwerken, um 31 % bei 15 Stockwerken und um ca. 35 % bei 20, 30 und 40 Stockwerken. In diesen Er-

gebissen sind einerseits die immer größer werdende Abweichung von der 2D-Berechnung, und andererseits der immer kleiner werdende Anstieg dieser Abweichungen vom 2D-Modell erkennbar.

In der Berechnung mit dem Eingussystem, bei starrer Lagerung und gelenkiger Verbindung der Stützen mit der Decke, ist im Vergleich zum 2D-Modell eine Verringerung der maximalen Normalkraft bei 10 Stockwerken (mit 14 %), bei 20 Stockwerken (mit 27 %) erkennbar. Bei der Berechnung von 30 und 40 Stockwerken kommt es zu ungefähr 30 %, bei derselben Vergleichsführung. Diese Ergebnisse weisen im Vergleich zur Berechnung mit gelenkiger Stützenlagerung eine höhere Normalkraft auf, die bei den unterschiedlichen Höhen ungefähr gleichbleibend ist.

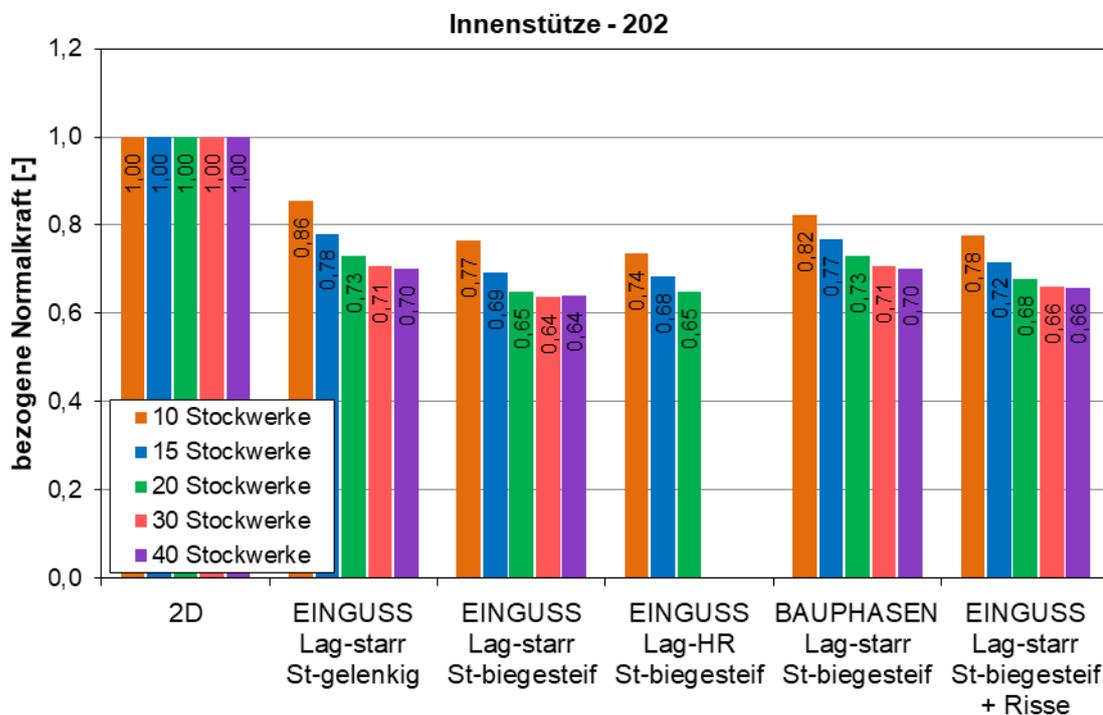


Abb. 5-2: Höhenvariation: Innenstütze 202

Bei der Berechnung mit Halbraum kommt es, bei einem Vergleich mit der 2D-Berechnung, zu einer Verringerung der Normalkraft bei 10 Stockwerken (von 26 %), bei 15 Stockwerken (von 32 %) und bei 20 Stockwerken (von 35 %). Werden diese Ergebnisse mit den Ergebnissen aus der Berechnung mit starrer Lagerung (Einguss, biegesteife Verbindung) verglichen, ist erkennbar, dass der Einfluss des Halbraums auf die Innenstütze 202 mit der Höhe des Gebäudes abnimmt.

Aus der Bauphasenberechnung geht eine Verringerung, bezogen auf die 2D-Berechnung, der maximalen Normalkraft bei 10 Stockwerken von 18 % und bei 20 Stockwerken von 27 % hervor. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Eingussystemberechnung mit starrer Lagerung und

biegesteifen Stützenverbindungen, ist eine Steigerung der Normalkraft erkennbar. Außerdem liegen die Ergebnisse mit zunehmender Höhe weiter auseinander. Daher ist der Einfluss der Bauphasenberechnung auf die Innenstütze 202 mit steigender Geschoßanzahl höher.

Die Verringerung der Normalkraft, im Vergleich zum 2D-Modell, liegt beim 3D-Modell unter Berücksichtigung der gerissenen Decke, für 10 Stockwerke bei 22 %, für 20 Stockwerke bei 32 % und für 30 und 40 Stockwerke bei ungefähr 36 %. Bei einem Vergleich dieser Ergebnisse mit den Resultaten des 3D-Gesamtmodells (mit Eingusssystem, starrer Lagerung, biegesteifen Stützen und ohne gerissene Bereiche) ist erkennbar, dass es zu einer Zunahme der Normalkraft kommt, welche für alle berechneten Höhen ungefähr dieselbe ist.

Der maximale Wert (ohne Berücksichtigung des 2D-Modells) der Normalkraft für 10 Stockwerke wird bei der Berechnung mit dem Eingusssystem, starrer Lagerung der Bodenplatte und gelenkigen Stützenverbindung ermittelt und hat eine Abweichung von 14 % vom 2D-Modell. Der minimale Wert wird im 3D-Modell durch Berücksichtigung des Halbraums berechnet und liegt um 26 % tiefer als bei der 2D-Berechnung. Daraus resultiert eine maximale Abweichung (Max/Min) der 3D-Berechnungen von 16 % bei 10 Stockwerken. Bei derselben Vorgehensweise für 20 Stockwerke liegt die Abweichung von Minimal- zu Maximalwert bei 12 %. Daher kann auf eine Verringerung des Einflusses aus der Art der 3D-Modellierung mit der Höhe (bei der Innenstütze 202) geschlossen werden.

Innenstütze 204

Abb. 5-3 zeigt die Ergebnisse der Innenstütze 204. Es kommt, bei Betrachtung der Gebäudehöhen bis zu 20 Stockwerken, zu einer fortlaufenden Verringerung der Normalkraft, wie bereits bei Innenstütze 101 ersichtlich. Dies lässt sich zum einen durch die höhere Belastung, zum anderen durch die verhältnismäßig höhere Dehnsteifigkeit des Kerns, begründen. Im Gegensatz dazu ist bei 30 und 40 Stockwerken eine Erhöhung der bezogenen Normalkraft feststellbar. Daraus kann abgeleitet werden, dass das Verhalten der Innenstütze 204 sehr stark von der Steifigkeit des Kerns beeinflusst wird.

Die feststellbare Verringerung der Normalkraft im Modell mit Eingusssystemberechnung, starrer Lagerung der Bodenplatte und biegesteifer Verbindung der Stützen mit den Decken, liegt bei 10 Stockwerken bei 17 %, bei 15 Stockwerken bei 29 %, bei 20 Stockwerken bei 35 %, bei 30 Stockwerken bei 31 % und bei 40 Stockwerken bei 29 %. Die Ergebnisse aus der gelenkigen Stützenverbindung zeigen eine geringere Verringerung der Normalkraft, bei 10 Stockwerken (12 %), bei 20 Stockwerken (30 %) und bei 40 Stockwerken (25 %). Daher kann bei einem Vergleich dieser beiden 3D-Modelle festgestellt werden, dass die Modellierungsvarianten der Stützenverbindung einen nahezu gleichbleibenden Einfluss bei allen unterschiedlichen Höhenmodellen, für die Innenstütze 204, haben.

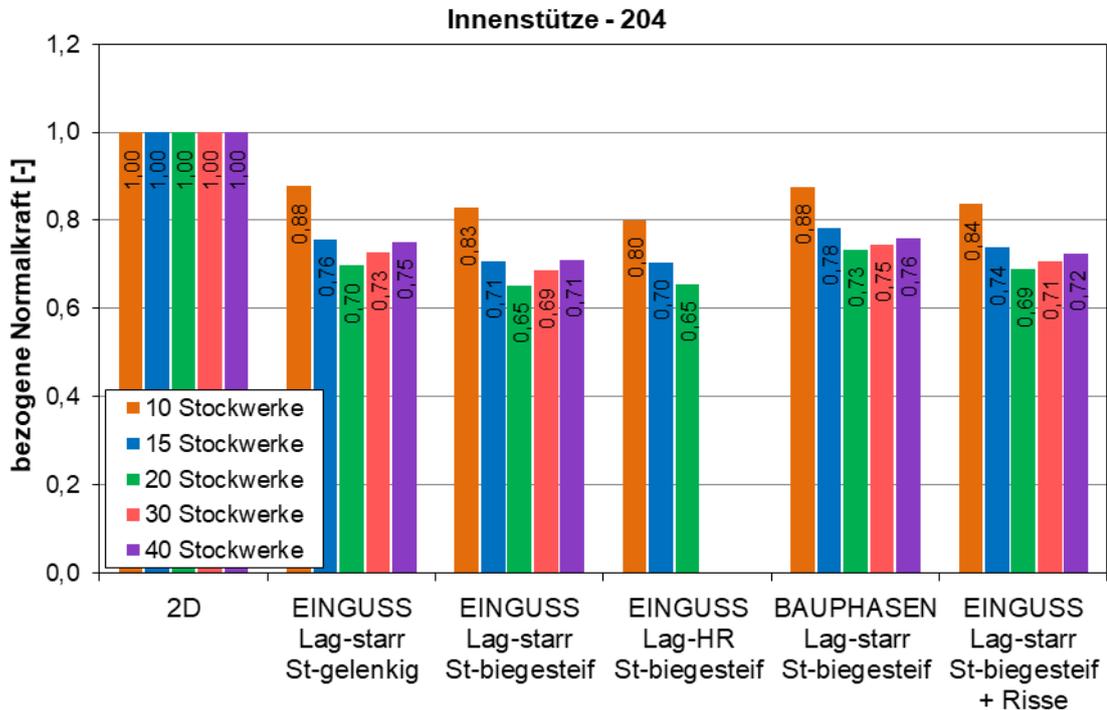


Abb. 5-3: Höhenvariation: Innenstütze 204

Die Abweichung von der 2D-Berechnung bei der 3D-Modellbildung mit Halbraum beträgt für 10 Stockwerke 20 %, für 15 Stockwerke 30 % und für 20 Stockwerke ungefähr 35 %. Dadurch ist einerseits die abnehmende Abweichung vom 2D-Modell erkennbar. Andererseits kann bei einem Vergleich mit der Berechnung mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifen Stützenverbindung, festgestellt werden, dass für 20 Stockwerke nahezu keine Änderung der Normalkraft auftritt. Zusätzlich ist bei 10 Stockwerken die höchste Änderung der Normalkraft bemerkbar.

Bei der Berechnung mit Bauphasen kommt es bei 10 Stockwerken (mit 12 %), 20 Stockwerken (mit 27 %), 30 Stockwerken (mit 25 %) und bei 40 Stockwerken (mit 24 %) zu einer Verringerung der maximalen Normalkraft bezogen auf die 2D-Berechnung. Daher ist für die Innenstütze 204 feststellbar, dass in den Modellen bis zum 20 Stockwerk der Einfluss aus der Bauphasenberechnung (im Vergleich zur Berechnung mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifen Stützenverbindungen) mit der Höhe steigt. Bei den Ergebnissen der hohen Gebäude Modelle (mit Eckausschnitt) ist der Effekt in umgekehrter Richtung zu beobachten.

Die Änderung, die durch die Berechnung der Decke im Zustand II für die Innenstütze 204 erzielt wird, steigt mit der Höhe bis zum 20 Stockwerk und darüber wieder in umgekehrter Richtung. In der Berechnung mit 10 Stockwerken (16 % Abweichung vom 2D-Teilmodell) wird nahezu derselbe Wert wie in der Berechnung mit ungerissener Decke (17 %) erzielt, daher ist der Einfluss aus der Rissbildung auf die Innenstütze 204 gering.

Die maximal entstehende Abweichung der Normalkraft verglichen mit dem 2D-Modell (bei 10 Stockwerken) ist in der 3D-Berechnung mit Halbraum (mit 20 %) und die minimale Abweichung im Modell mit Bauphasen (mit 12 %) ersichtlich. Der Unterschied dieser beiden Extremwerte der 3D-Berechnungen liegt bei 10 %. Bei 20 Stockwerken werden die maximale Abweichung auch in der Modellierung mit Halbraum (mit 35 %) und die minimale Abweichung ebenfalls in der Bauphasenberechnung (mit 27 %) ersichtlich. Dabei entsteht eine Abweichung der Extremwerte (Max/Min) von 12 %. Es kann abgeleitet werden, dass der Einfluss aus der Modellierungsvariante auf die Normalkraft der Innenstütze 204 mit der Stockwerkanzahl in geringem Ausmaß steigt.

Eckstütze 101

In den Ergebnissen der Eckstütze 101 ist ein gegenteiliges Verhalten zur Innenstütze 202 erkennbar, wie in Abb. 5-4 ersichtlich ist. Es kommt zu einer höheren bezogenen Normalkraft mit steigender Stockwerkanzahl unabhängig von der Modellierungsvariante. Mit steigender Höhe der Gebäude nimmt die maximale Normalkraft in der Eckstütze 101 weniger zu. Vor allem im Fall der Berechnung von 30 und 40 Stockwerken kommt es, mit Ausnahme der Halbraumberechnung, zu ungefähr denselben bezogenen Normalkräften. Die Berechnungsergebnisse der Eckstütze 101 werden stark von der Modellierungsvariante beeinflusst.

Bei der Eckstütze kommt es, bei Berechnung mit Eingusssystem, starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung im Vergleich zum 2D-Modell, zu einer Erhöhung der maximalen Normalkraft bei 10 Stockwerken (um 21 %), bei 15 Stockwerken (um 30 %), bei 20 Stockwerken (um 36 %) und bei 30 und 40 Stockwerken (um ungefähr 40 %): Es ist erkennbar, dass die Abweichung von der 2D-Berechnung immer weiter steigt, dieser Anstieg jedoch mit zunehmender Höhe schwächer wird. Dieses Verhalten ist bei allen 3D-Modellen für die Eckstütze 101 feststellbar.

Repräsentativ für das Modell mit Eingusssystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung, kommt es bei 10 Stockwerken zu einer Steigerung der Normalkraft (im Vergleich zur 2D-Berechnung) von 2 %. Bei der Berechnung mit 20 Stockwerken führt derselbe Vergleich zu einer Abweichung von 12 % und bei 40 Stockwerken zu 16 %. Werden diese Ergebnisse mit den oben angeführten Resultaten (aus der Eingusssystemberechnung, mit starrer Lagerung und biegesteifen Stützen) verglichen, ist feststellbar, dass es bei der Eckstütze 101 für die verschiedenen Stockwerke gleichmäßig zu einer Erhöhung der Normalkraft durch die biegesteife Verbindung (im Vergleich zur gelenkigen Stützenverbindung) kommt.

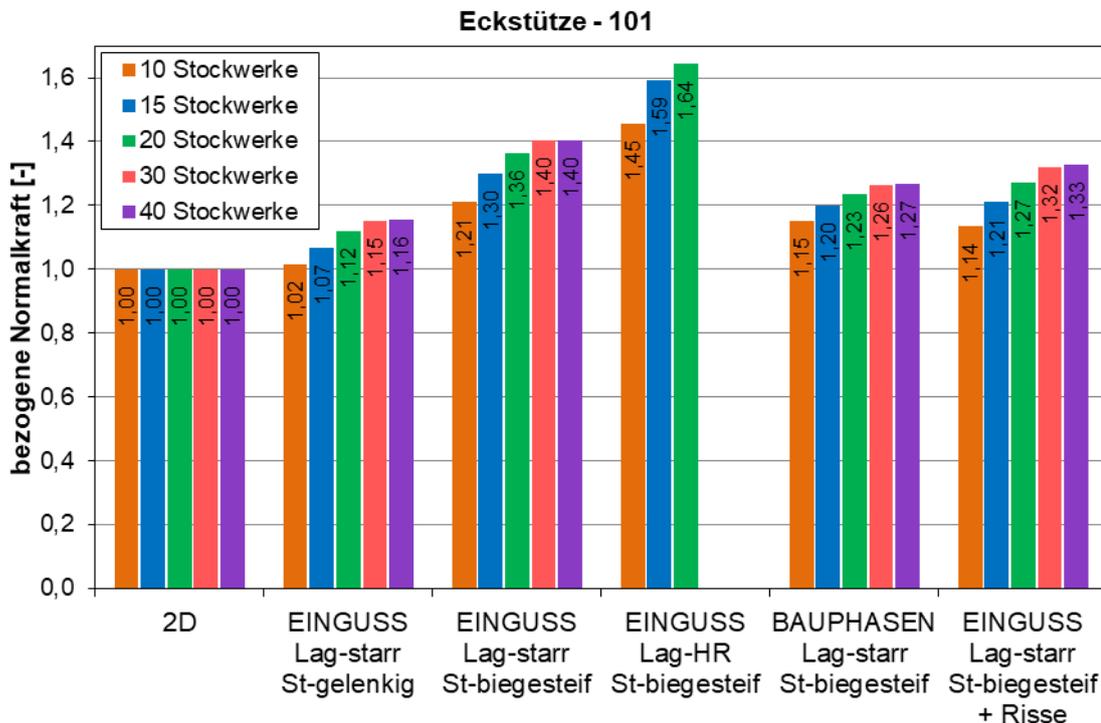


Abb. 5-4: Höhenvariation: Eckstütze 101

Vor allem bei den Ergebnissen der Berechnung im 3D-Modell mit Halbraum (Eingussystem und biegesteifen Stützenanschluss) kommt es, wie bereits in Kapitel 4.3.3 festgestellt wurde, zu einer starken Erhöhung der Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung. Bei 10 Stockwerken beträgt der Unterschied zum 2D Modell 45 %, bei 20 Stockwerken 59 % und bei 20 Stockwerken 64 %. Der Zuwachs, im Vergleich zur 3D-Berechnung mit starrer Lagerung (Eingussystem und biegesteifen Stützenverbindungen) durch den Halbraum liegt bei allen berechneten Höhen der Eckstütze 101 bei circa 20 %.

Bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse aus dem 3D-Modell mit Bauphasen ist eine Erhöhung der Normalkraft um 15 % bei 10 Stockwerken, um 23 % bei 20 Stockwerken und um 27 % bei 40 Stockwerken festzustellen. Werden diese Ergebnisse mit den Berechnungsergebnisse aus dem gleichwertigen Modell ohne Bauphasen (Eingussystem, starre Lagerung, biegesteife Stütze) verglichen, ist erkennbar, dass die Normalkraft für die Eckstütze 101 abnimmt und diese Verringerung mit zunehmender Höhe stärker wird.

Für die Berechnung im Zustand II der Deckenscheibe liegt die Abweichung von der 2D-Berechnung für 10 Stockwerke bei 14 %, für 20 Stockwerke bei 27 % und für 40 Stockwerke bei 33 %. Beim Vergleich mit dem Berechnungsmodell mit ungerissener Decke, Eingussystem, starrer Lagerung, biegesteifer Stützenverbindung, ist bei allen Höhenmodellen eine Abweichung von ungefähr 6-7 % für die Eckstütze 101 erkennbar.

Die maximale Normalkraft im 3D-Modell bei 10 Stockwerken, wird in der Modellierung mit Halb-raum erzielt (45 % Erhöhung von der 2D-Berechnung). Die minimale Normalkraft in der Modellierung mit Eingussystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stütze (um 2 % höher als das 2D-Modell). Daraus resultiert eine maximale Abweichung (Max/Min) der 3D-Berechnungen von 42 % bei 10 Stockwerken, für die Eckstütze 101. Bei derselben Vorgehensweise für 20 Stockwerke ist eine maximale Abweichung der Ergebnisse aus den 3D-Modellen von 46 % errechenbar.

Randstütze 102

Erkennbar in Abb. 5-5, ist die bezogene Normalkraft der Randstütze 102 für die berechneten Modelle und Stockwerkanzahlen. Bis zu einer Höhe von 20 Stockwerken kommt es bei allen 3D-Modellen zu einer fortlaufenden Steigerung der Normalkraft mit der Höhe. In den Ergebnissen bei 30 und 40 Stockwerken ist eine geringere Steigerung der Normalkraft erkennbar, was auf die Veränderung des Berechnungsmodells (Eckausschnittmodell) zurückzuführen ist. Generell sind die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen (vor allem über die Höhe) sehr gering. Die Auswirkungen auf die Ergebnisse der unterschiedlichen Modellierungsvarianten (mit Ausnahme des Halbraums) sind für die Randstütze 102 sehr gering.

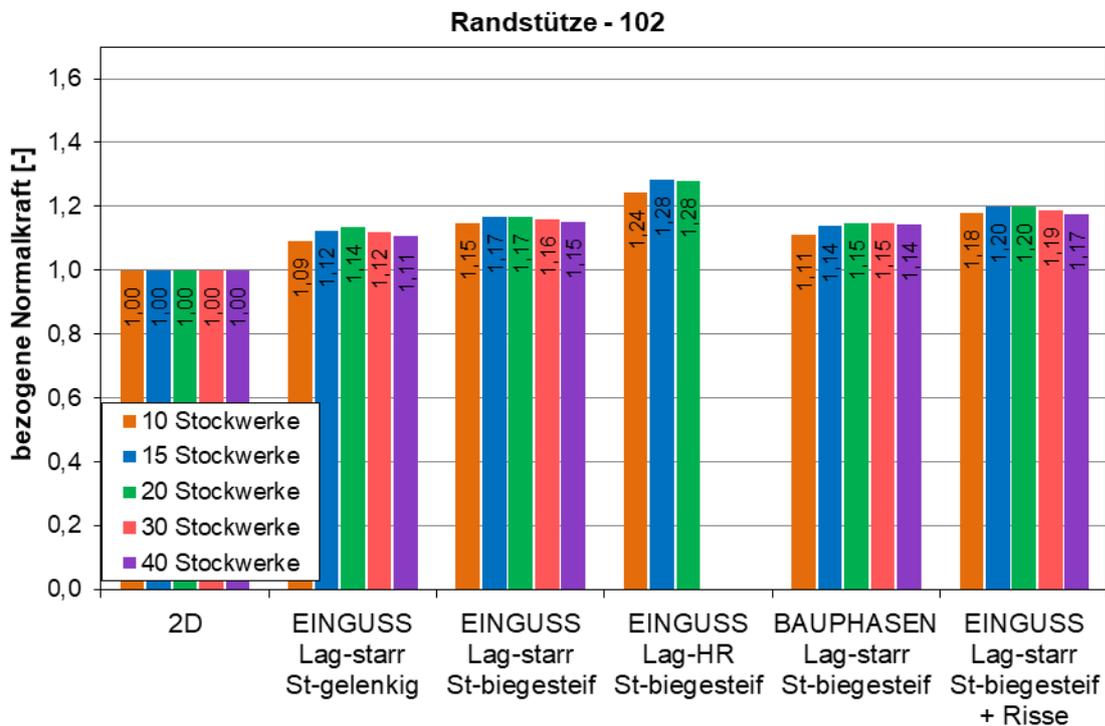


Abb. 5-5: Höhenvariation: Randstütze 102

Die Berechnungsergebnisse der Randstütze 102 zeigen für das Modell mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung eine Erhöhung der Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung für 10 Stockwerke um 15 %, für 15 Stockwerke um 17 %, für

20 Stockwerke um 17 %, für 30 Stockwerke um 16 % und für 40 Stockwerke um 15 %. In diesen Ergebnissen ist die geringe Veränderung mit der Höhe des Bauwerks erkennbar.

Bei einer Verwendung einer gelenkigen Verbindung zwischen Stützen und Decken bzw. Fundament (bei starrer Lagerung und Eingusssystem) ist eine Steigerung der Normalkraft bei 10 Stockwerken (um 9 %), bei 20 Stockwerken (um 14 %) und bei 40 Stockwerken (um 11 %) im Vergleich zur 2D-Modellierung ersichtlich. Im Vergleich zur eingespannten (biegesteifen) Verbindung der Stützen ist eine geringe Abnahme der Normalkräfte erkennbar.

Bei den Ergebnissen durch Berechnung des Modells mit Halbraum, Eingusssystem und eingespannter Stütze kommt es zu einer Abweichung von der 2D-Berechnung bei 10 Stockwerken von 24 % und bei 15 und 20 Stockwerken von ungefähr 28 %. Daher kommt es ab 15 Stockwerken nicht mehr zu einer zusätzlichen Zunahme der bezogenen Normalkraft durch den Halbraum in der Randstütze 102. Die Laststeigerung, ausgehend vom 3D-Modell mit starrer Lagerung (Eingusssystem und biegesteife Stützenverbindung) im Vergleich zu dem 3D-Modell mit Halbraum, beträgt für alle Stockwerke ungefähr 8-9 %.

Das Bauphasenmodell erzeugt in der Randstütze 102 eine höhere Normalkraft im Vergleich zur 2D-Teilmodellierung, bei 10 Stockwerken um 11 %, bei 20 Stockwerken um 15 % und bei 40 Stockwerken um 14 %. Bei einem Vergleich mit dem Modell mit Eingusssystem, starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung, kann eine geringe Abnahme der Normalkraft der Randstütze 102 festgestellt werden.

Bei Berücksichtigung der gerissenen Decke kann gemessen an den 2D-Berechnungen, eine Steigerung der Normalkraft bei 10 Stockwerken um 18 %, bei 20 Stockwerken um 20 % und bei 40 Stockwerken um 17 % festgestellt werden. Daher ist im Vergleich zur Berechnung mit ungerissener Decke eine geringe Steigerung der Normalkraft in der Randstütze 102 erkennbar.

Der maximale Wert der Normalkraft bei 10 Stockwerken liegt bei 24 % Erhöhung (im Modell mit Halbraum) relativ zur Berechnung mit 2D-Teilmodellen und die minimale Normalkraft (im Modell mit Eingusssystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung) liegt bei 9 % Erhöhung. Die daraus entstehende maximale Abweichung (Max/Min) der 3D-Berechnungen beträgt bei 10 Stockwerken 14 %. Bei Durchführen derselben Rechnung wird bei 20 Stockwerken eine Abweichung der Extremwerte (Max/Min) von 12 % erzielt. Daher haben die Modellierungsvarianten für die Randstütze 102 bei geringer Höhe einen etwas größeren Einfluss.

Randstütze 104

Bei Betrachtung der Randstütze 104, in Abb. 5-6; ist ein ähnliches Verhalten wie bei der Randstütze 102 erkennbar. Es kommt in den einzelnen Modellen zu einem sehr geringen Unterschied bei Änderung der Stockwerkanzahl. Allerdings ist die Größenordnung der generellen Abweichung zur 2D-Berechnung höher. Auch ist erkennbar, dass die Berechnung mit

10 Stockwerken noch etwas geringere bezogene Normalkräfte aufweist als die Berechnungen bei höherer Stockwerkanzahl.

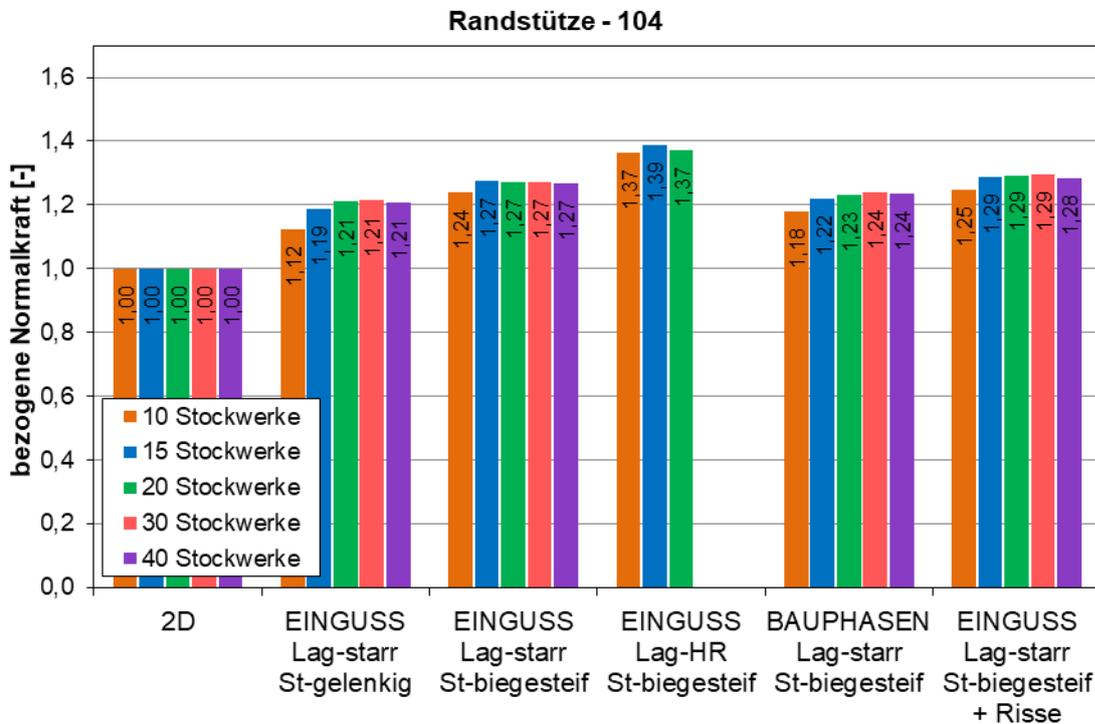


Abb. 5-6: Höhenvariation: Randstütze 104

Die Zunahme der Normalkraft im Modell mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifer Verbindung, beträgt (verglichen mit der 2D-Berechnung) bei 10 Stockwerken 24 % und bei 15, 20, 30 und 40 Stockwerken 27 %. Daher ist bei der Randstütze 104 ein besonders gleichbleibendes Verhalten für die verschiedenen Höhenberechnung erkennbar.

Bei der Modellbildung mit gelenkiger Stützenverbindung ist eine Erhöhung der Belastung bei 10 Stockwerken (mit 12 %), bei 20, 30 und 40 Stockwerken (mit 21 %) gegenüber der 2D-Berechnung ersichtlich. Im Vergleich zur Berechnung mit biegesteifer Stützenverbindung (Eingussystem, starre Lagerung) ist eine Verringerung der Normalkraft bei der Randstütze 104, die mit 10 Stockwerken am stärksten auftritt, festzustellen.

Bei der Berechnung mit der Lagerung am Halbraum (Eingussystem, biegesteife Stützenverbindung) ist eine stärkere Erhöhung der Normalkraft auf 37 % bei 10 Stockwerken, 39 % bei 15 Stockwerken und 37 % bei 20 Stockwerken vergleichsweise zur 2D-Modellierung erkennbar. Bei einer Gegenüberstellung der Ergebnisse je Stockwerksberechnung mit dem 3D-Modell mit starrer Lagerung (Eingussystem, biegesteife Stützenverbindung) ist eine Steigerung der Normalkraft für die Randstütze 104 erkennbar, die bei 10 Stockwerken am stärksten auftritt und mit der Höhe schwächer wird.

Bei der Randstütze 104 kommt es zu einer Erhöhung der bezogenen Normalkraft bei der Bauphasenberechnung (Vergleich zum 2D-Modell) bei 10 Stockwerken um 18 %, bei 20 Stockwerken um 23 % und bei 40 Stockwerken um 24 %. Werden diese Ergebnisse je Höhenberechnung mit den Berechnungsergebnissen, aus dem Modell mit Eingusssystem, starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung, verglichen, ist eine Verringerung der Normalkraft ersichtlich. Außerdem ist diese Abnahme (bei der Randstütze 104) bei 10 Stockwerken stärker, als bei Berechnungen mit höherer Stockwerkanzahl.

Die Ergebnisse aus der Deckenplatte mit Rissen führen zu einer Erhöhung der Lasten, im Vergleich zur 2D-Berechnung um 25 % bei 10 Stockwerken und ungefähr 29 % bei den verbleibenden Stockwerkberechnungen. Gemessen an den Ergebnissen des 3D-Modells mit ungerissener Decke (Eingusssystem, starre Lagerung, biegesteife Stützenverbindung) ist eine gleichbleibend geringe Erhöhung der Normalkraft bei allen Höhenberechnungen erkennbar.

Die maximale Normalkraft bei 10 Stockwerken (bezogen auf das 2D-Modell) ist im 3D-Modell mit Berücksichtigung des Halbraums (mit 37 %) zu finden und der minimale Wert im 3D-Modell mit Eingusssystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung (mit 12 %). Werden diese beiden Werte in Bezug zueinander gesetzt (Max/Min), liegt die maximale Abweichung aller 3D-Modelle (der Randstütze 104) bei 22 %. Eine analoge Berechnung bei 20 Stockwerken führt zu einer maximalen Abweichung der 3D-Modelle von 17 %. Daher sind bei 10 Stockwerken größere Unterschiede zwischen den Ergebnissen der 3D-Modellierungsvarianten erkennbar.

Kern

In Abb. 5-7 werden die Ergebnisse der Parameterstudie für den Kern als Normalkraft bezogen auf das 2D-Modell dargestellt. Aufgrund der Änderung des Kerngewichts bei den Höhenmodellen ab 30 Stockwerken kommt es zu einer Veränderung der Verhältniswerte. Während bei der Berechnung der niedrigen Gebäude die Kernwanddicke immer weiter steigt, wird der Anteil des Eigengewichts des Kerns, im Vergleich zu den zusätzlichen Lasten aus der Decke, immer höher. Da dies ebenso in die 2D-Berechnung eingeht, sinkt die bezogene Normalkraft. Aus diesem Grund wird in der Auswertung des Kerns nicht weiter auf die Modelle mit 30 und 40 Stockwerken eingegangen.

Wie in Abb. 5-7 ersichtlich, wird der Kern mit steigender Stockwerkanzahl zusätzlich belastet. Ab 15 Stockwerken ist nur mehr eine geringe Steigerung der bezogenen Normalkraft erkennbar. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Modellierungsvarianten liegen in einem ähnlichen Bereich.

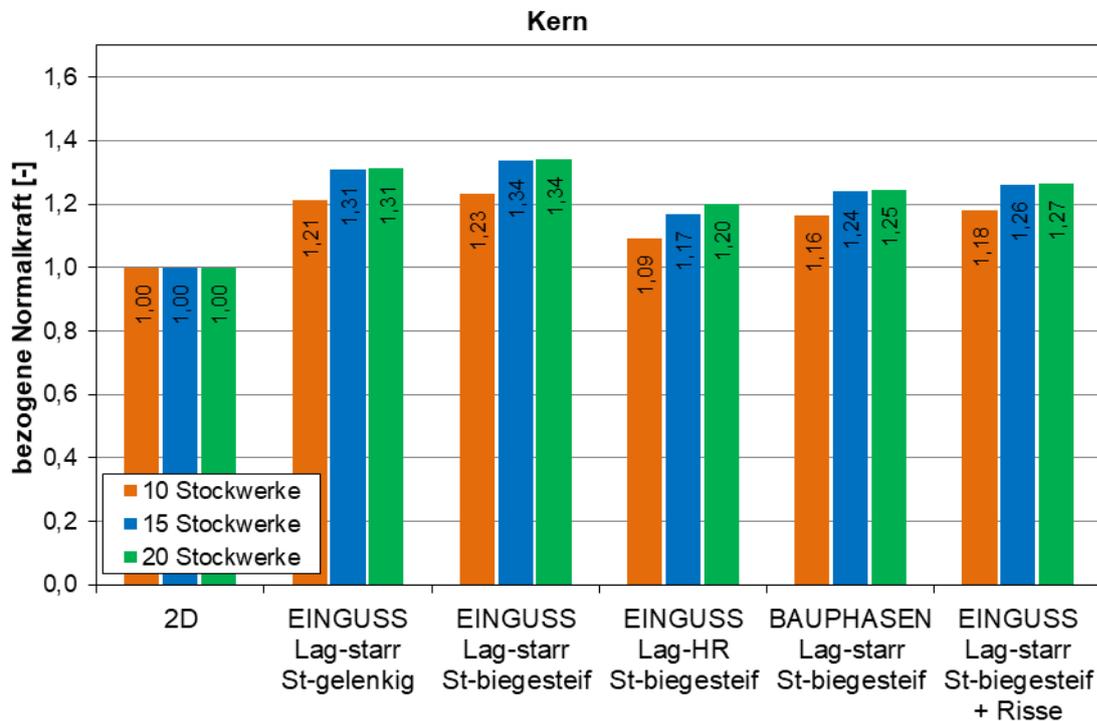


Abb. 5-7: Höhenvariation: Kern

Bei der 3D-Modellierung mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung ergibt sich eine Steigerung der Belastung (im Vergleich zur 2D-Berechnung) von 21 % bei 10 Stockwerken und von 34 % bei 15 und 20 Stockwerken. Es ist festzustellen, dass es im vorliegenden Modell (im Kern) ab 15 Stockwerke zu keiner nennenswerten zusätzlichen Umlagerungen, aufgrund der Gebäudehöhe, kommt.

Die Ergebnisse des 3D-Modells mit Eingussystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung liegen bei 10 Stockwerken um 21 % und bei 15 und 20 Stockwerken um 31 % höher als die Ergebnisse der 2D-Teilmodelle. Diese Ergebnisse sind nur unwesentlich, und bei allen Höhen gleichbleibend, geringer als die Berechnungsergebnisse aus der Modellierung mit biegesteifer Stützenverbindung (Eingussystem, starre Lagerung).

Durch die 3D-Modellbildung mit Eingussystem, Halbraum, und biegesteifer Stützenverbindung kommt es zu einer Erhöhung der Normalkraft im Kern, im Vergleich zur 2D-Berechnung, um 9 % bei 10 Stockwerken, 17 % bei 15 Stockwerken und 20 % bei 20 Stockwerken. Bei einem Vergleich der Höhenvariationen im Modell mit starrer Lagerung (Eingussystem, biegesteife Stütze) ist einer Verringerung der Normalkraft erkennbar, welche insbesondere bei niedriger Gebäudehöhe eine stärkere Auswirkung aufweist.

Die Ergebnisse aus der Bauphasenberechnung betragen, in Bezug auf die Berechnung der 2D-Teilmodelle, 16 % bei 10 Stockwerken und ungefähr 25 % bei den anderen Stockwerkanzahlen. Werden diese Ergebnisse mit den Resultaten der 3D Modellierung, mit Eingussystem,

starrer Lagerung und biegesteifen Stützen, verglichen, ist eine Verringerung der Normalkraft erkennbar. Diese Verringerung beträgt im Kern, bei den unterschiedlichen Höhenvarianten gleichbleibend, circa 7 % (Im Vergleich zur Berechnung mit Eingussystem).

Bei der zusätzlichen Berücksichtigung der gerissenen Deckenplatte ist dasselbe Verhalten, wie bei der Berechnung mit Bauphasen, erkennbar. Die Erhöhung, in Bezug auf das 2D-Modell, beträgt bei 10 Stockwerken 18 % und bei 15 und 20 Stockwerken ungefähr 27 %. Im Vergleich zur Berechnung ohne Risse (Eingussystem, starre Lagerung, biegesteife Stütze) kommt es im Kern, bei allen Stockwerken, zu einer Verringerung der Normalkraft um ungefähr 5 %.

Die maximale Normalkraft bei 10 Stockwerken tritt im Berechnungsmodell mit Eingussystem, starrer Lagerung und biegesteifen Stützenverbindungen (23 % bezogen auf 2D-Modell) und die minimale Normalkraft im 3D-Modell mit Halbraum (9 % im Vergleich zur 2D-Berechnung) auf. Der Vergleich dieser beiden Ergebnisse führt zu der maximalen Abweichung aller 3D-Modelle (Max/Min) für den Kern bei 10 Stockwerken und von 13 %. Die Extremwerte der Berechnung für 20 Stockwerke treten in denselben Berechnungsmodellen wie bei 10 Stockwerken auf und betragen maximal 34 % und minimal 20 % im Vergleich zur 2D-Berechnung. Dies führt zur maximalen Abweichung der 3D-Modelle bei 20 Stockwerken von 12 %.

Fazit

Durch die Durchführung der Parameterstudie für eine unterschiedliche Stockwerkanzahl, bei Verwendung der ausgewählten Modelle, kommt es bei zunehmender Höhe zu einer höheren Abweichung der Ergebnisse im Vergleich zur 2D-Berechnung. Ausnahmen sind insbesondere bei einem Wechsel des Berechnungsmodells zum Eckausschnittmodell für hohe Stockwerkanzahl erkennbar. Im Allgemeinen kommt es zu steigenden Abweichungen von der 2D-Berechnung, da die Gesamtverformungen der hoch beanspruchten Bauteile (vor allem der Innenstützen) bei zunehmender Höhe des Gebäudes stärker werden. Dies ist gleichbedeutend mit einer Zunahme der Differenzverformungen zu den anderen vertikalen Tragelementen. Dadurch werden höhere Umlagerungen aktiviert, welche durch die in Kapitel 4.3 erörterten Effekte, ausgelöst werden.

Bei den Berechnungen der 3D-Modelle wird die zusätzliche Erhöhung der Abweichungen vom 2D-Modell (im Vergleich zur Berechnung mit weniger Stockwerken) immer geringer. Das bedeutet, dass es bei sehr hohen Gebäuden zu geringeren zusätzlichen Umlagerungen kommt. Dieses Verhalten ist insbesondere bei den Randstützen und dem Kern erkennbar, wo die maximale bezogene Normalkraft ab der Berechnung mit 15 Stockwerken ungefähr gleichbleibend ist.

In den Berechnungsergebnissen ist ersichtlich, dass bei allen vertikalen Tragelementen die maximale und die minimale Normalkraft, für die unterschiedlichen Höhen, mit derselben 3D-Modellierungsvariante erreicht werden. Im Regelfall ist die minimale Abweichung vom 2D-Modell in der 3D-Modellierung mit Eingussystem, starrer Lagerung und gelenkiger Stüt-

zenverbindung zu finden. Die Innenstütze 204 zeigt ein davon abweichendes Verhalten und führt bei der Berechnung mit Bauphasen, starrer Lagerung und biegesteifen Stützen, zu einer minimalen Abweichung vom 2D-Teilmodell. Die maximale Abweichung von der 2D-Berechnung ist in der Modellierung mit Halbraum, Eingusssystem und biegesteifen Stützen erkennbar. Für alle vertikalen Tragelemente tritt im Berechnungsmodell mit Halbraum und biegesteifen Stützenverbindungen bei Eingusssystemberechnung eine starke Abweichung zum 2D-Modell auf, die auch in Kapitel 4.3.3 bereits festgestellt wurde. Dieses Modell ist nur als Grenzfall zu sehen, da die auftretenden Belastungen durch die Biegung der Stützen nicht ohne Bildung von Rissen aufgenommen werden können.

Die in den Ergebnissen festgestellte maximale Abweichung der verschiedenen 3D-Modellierungsvarianten (Max/Min) zeigt eine sehr hohe Abweichung in der Eckstütze 101, eine ungefähr halb so hohe Abweichung in der Randstütze 104 und eine geringe Abweichung für die verbleibenden vertikalen Tragelemente. Aus der maximalen Abweichung kann der Einfluss aus den verschiedenen Modellierungsvarianten auf die Ergebnisse abgelesen werden. Daher sind die Ergebnisse der Eckstütze 101 sehr empfindlich auf eine Änderung der 3D-Modellparameter.

Des Weiteren ist bei der Gegenüberstellung der maximalen Abweichungen für die berechneten Stockwerkanzahlen erkennbar, dass es in der Berechnung mit 10 Stockwerken zu höheren Differenzen zwischen den Extremwerten der 3D Ergebnisse kommt, als bei höheren Gebäuden. Daraus kann abgeleitet werden, dass der Einfluss der Modellierungsvariante auf die maximale Normalkraft bei einer geringeren Stockwerkanzahl stärker ist. Dieser Effekt ist bei der Eckstütze 101, der Randstütze 102 und dem Kern in einem geringeren Ausmaß erkennbar.

Für die Berechnungen mit dem Eckausschnittmodell sind für die berechneten Höhen von 30 und 40 Stockwerken in allen Ergebnissen, mit Ausnahme der Berechnung mit Halbraum, nahezu idente Normalkräfte, bezogen auf das 2D-Modell, erkennbar. Zu geringen Unterschieden kommt es nur bei der Innenstütze 204 und der Randstütze 102. Zurückzuführen ist die gleichbleibende bezogenen Normalkraft auf die Veränderung der Dehnsteifigkeit des Kerns, der im Eckausschnittmodell gleichbleibend ist, während der Stützenquerschnitt höher wird. Dadurch werden bei einem Gebäude mit 40 Stockwerken, im Vergleich zur Berechnung mit 30 Stockwerken, keine zusätzlichen Umlagerungen gebildet.

Der Einfluss der Halbraumberechnung auf die Berechnungsergebnisse ist, vor allem bei einer geringeren Stockwerkanzahl, stärker ausgebildet. Aufgrund dessen, nimmt der Einfluss dieses Effekts mit der Höhe ab. Eine Ausnahme bildet die Eckstütze 101, da hier auch bei höherer Stockwerkanzahl ein gleichbleibender Einfluss durch den Halbraum vorliegt. Die höhere Auswirkung bei niederen Gebäuden wird dadurch verursacht, dass trotz höherer Belastung die Differenzverformungen der Bodenplatte (durch die dickere Bodenplatte) gleichbleibend sind und die Verformung der Bodenplatte in den oberen Stockwerken nicht mehr bemerkbar ist.

Bei Ergänzung der Bauphasenberechnung ist erkennbar dass die Normalkräfte der vertikalen Tragelemente bei höherer Stockwerkanzahl stärker beeinflusst werden. Das heißt, dass sich die Änderung der Normalkraft, im Vergleich zur Berechnung mit Eingussystem, bei 10 Stockwerken in einem geringeren Ausmaß ändert als bei 20 Stockwerken. Dies kann auf den Verformungsausgleich im Bauphasenmodell zurückgeführt werden, wodurch, vor allem in den oberen Stockwerken, eine geringere Umlagerung stattfindet, siehe Kapitel 4.3.4.

Die Berücksichtigung einer gerissenen Decke führt bei Betrachtung der unterschiedlichen Gebäudehöhen zu einer gleichmäßigen Veränderung der Normalkraft, im Vergleich zu der Berechnung mit ungerissener Decke. Dies ist bei allen vertikalen Tragelementen bemerkbar.

In den Ergebnissen der Innenstütze 204 ist eine starke Abhängigkeit vom Kern erkennbar. Die Abhängigkeit ist in den Ergebnissen mit dem Eckausschnittmodell ersichtlich, da in diesem Modell die Steifigkeit der Kernwände, im Vergleich zu den anderen Berechnungen, verändert wird wodurch es zu einer Änderung des Verhaltens in der Innenstütze 204 kommt. Für die verbleibenden Stützen ist der Einfluss gering bis sehr gering.

5.2 Variation der Stützenreihen

Nachstehend werden die Berechnungsergebnisse aus dem Gebäude mit 15 Stockwerken und einer bzw. zwei Stützenreihen miteinander verglichen. Der Abstand zwischen den Stützen und die Kernabmessungen bleiben dieselben wie beim Referenzhochhaus. Auch die Modellannahmen bleiben unverändert, siehe Kapitel 3.

Der Vergleich zwischen den beiden Modellen, wird auf Basis der Normalkräfte der vertikalen Tragelemente durchgeführt. Das Eigengewicht der Modelle wird mit dem Eingussystem ermittelt. Für diesen Zweck wird in Abb. 5-8 links, die Bezeichnung der Stützen festgelegt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden die Bezeichnungen des Referenzhochhauses, rechts im Bild, dargestellt. Wie auch beim Modell mit 2 Stützenreihen kommt es zu Symmetrien im Grundriss. Daher sind die Ergebnisse für die Randstütze 31 und die Randstütze 13 ident. In weiterer Folge werden die Eckstütze 11, die Randstütze 13 und der Kern behandelt.

Es werden die beiden Eckstützen (11 & 101) aus den unterschiedlichen Stützenanzahlen miteinander verglichen. Für den Vergleich wird die Normalkraft jeweils auf das entsprechende 2D-Modell bezogen, siehe Abb. 5-9. Aufgrund der 3D-Berechnung kommt es generell zu einer Erhöhung der Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung. Aus den Berechnungsergebnissen kann abgeleitet werden, dass das Verhalten der Eckstütze 11, dem Verhalten der Eckstütze 101 ähnlich ist.

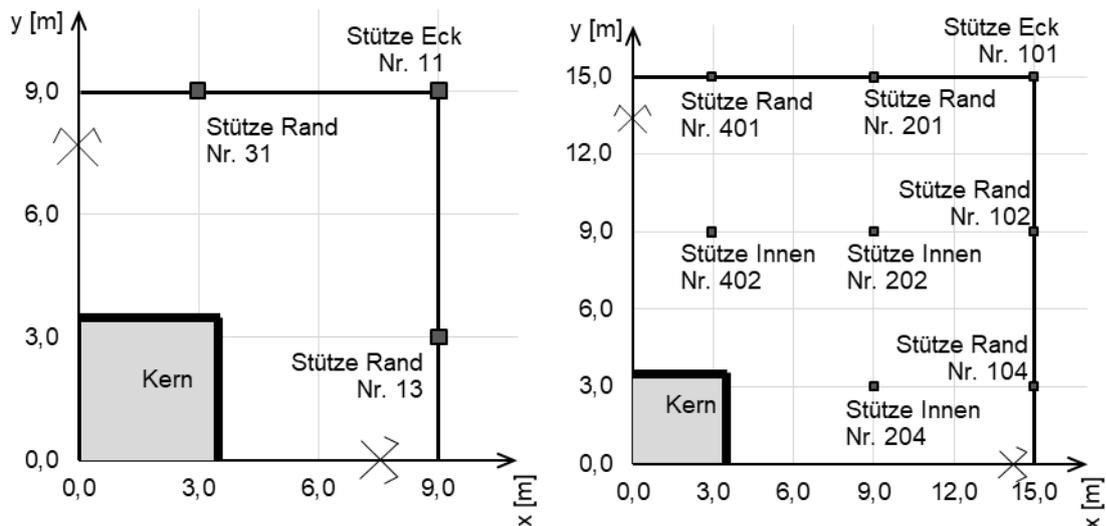


Abb. 5-8: Vergleich Stützenreihen: **links:** 1 Stützenreihe, **rechts:** 2 Stützenreihen

In der 3D-Berechnung mit starrer Lagerung und gelenkigem Stützenanschluss beträgt (bezogen auf die 2D-Berechnung) die Laststeigerung 10 % für eine Stützenreihe und 7 % für zwei Stützenreihen. Daher ist aufgrund des gelenkigen Modells eine etwas höhere bezogene Normalkraft bei einer Stützenreihe feststellbar.

Bei Verwendung einer biegesteifen Stützenverbindung und einer starren Lagerung ist eine Erhöhung der Normalkraft im Vergleich zur 2D-Berechnung von 24 % für die Eckstütze 11 und 30 % für die Eckstütze 101 erkennbar. Werden diese Ergebnisse mit dem 3D-Modell mit gelenkigen Stützenverbindungen und starrer Lagerung verglichen, ist erkennbar, dass bei einer Stützenreihe eine geringere Steigerung der Normalkraft auftritt, als in der Berechnung mit 2 Stützenreihen.

Bei der Ergänzung des Halbraums, im 3D-Modell mit gelenkiger Stützenverbindung, ist eine Erhöhung der Normalkraft, verglichen mit der 2D-Modellierung, von 21 % bei 1 Stützenreihe und von 10 % bei 2 Stützenreihen erkennbar. Relativ zur 3D-Modellierung mit starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung ist ein wesentlich stärkeres Ansteigen der Normalkraft bei einer Stützenreihe als bei 2 Stützenreihen erkennbar. Daher reagiert, bei einer gelenkigen Stützenverbindung des Modells, die Eckstütze 11 stärker auf den Halbraum als die Eckstütze 101.

Werden die Stützen im 3D-Modell zusätzlich zum Halbraum eingespannt, folgt eine Steigerung der Normalkraft, im Vergleich zur 2D-Berechnung, um 46 % bei einer Stützenreihe und um 59 % bei 2 Stützenreihen. Werden diese Ergebnisse mit der Berechnungen mit gelenkiger Stützenverbindung verglichen, ist eine starke Erhöhung der Normalkraft, wie bereits in Kapitel 4.3.3 erläutert wurde, feststellbar. Diese Erhöhung ist bei einer Stützenreihe geringer als bei 2 Stützenreihen. Das bedeutet, dass die Eckstütze 11, verglichen mit der Eckstütze 101, nicht

so stark auf die Verwendung eines 3D-Modells mit Halbraum und biegesteifer Verbindung der Stützen reagiert.

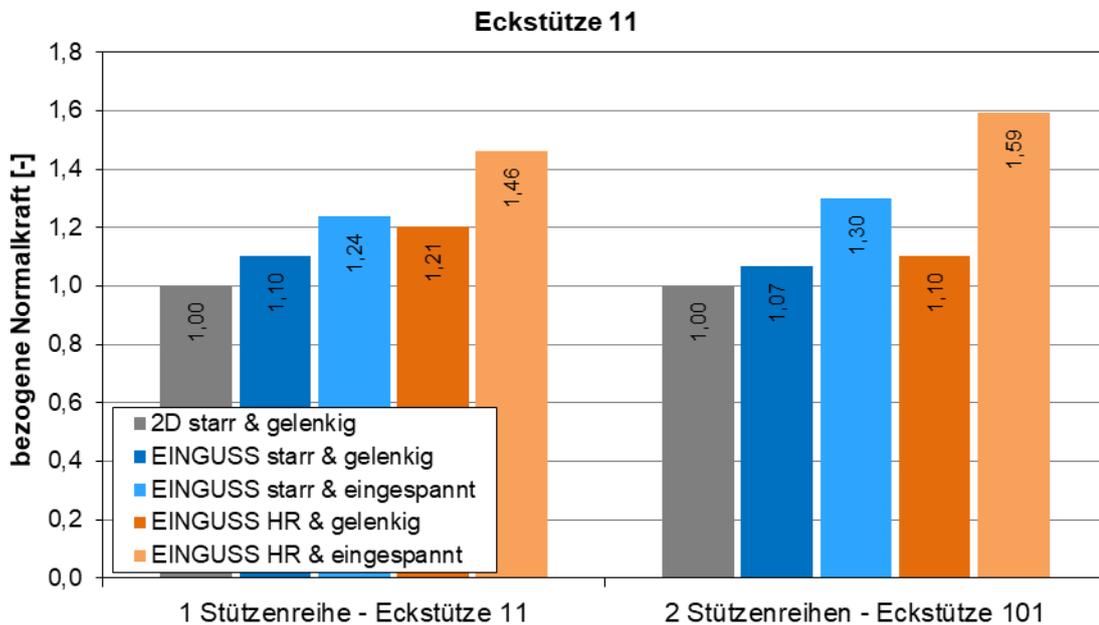


Abb. 5-9: Vergleich Stützenreihen: Eckstütze 11

Nachfolgend wird die Berechnung mit einer Stützenreihe für die Randstütze 13, analysiert. Da es für diese Stütze nicht eindeutig feststellbar ist, welche Stütze für die Berechnung mit 2 Stützenreihen herangezogen werden kann, werden die Innenstütze 204 und die Randstütze 104 betrachtet. Der Vergleich wird wieder über die maximale Normalkraft, bezogen auf die Ergebnisse des 2D-Modells, durchgeführt, siehe Abb. 5-10.

In der Berechnung des 3D-Modells mit starrer Lagerung und biegesteifen Stützenanschluss, im Vergleich zur 2D-Berechnung, eine Verringerung der Normalkraft um 13 % für die Randstütze 13 und um 24 % für die Innenstütze 204 sowie eine Erhöhung um 19 % bei der Randstütze 104 erkennbar. Daher ist das Verhalten der Randstütze 13 im Fall der gelenkigen Stützenverbindung und starren Lagerung besser mit der Innenstütze 204 vergleichbar, obwohl es zu einer etwas geringeren Abweichung vom 2D-Modell kommt.

Die Berechnungsergebnisse aus dem 3D-Modell mit starrer Lagerung und biegesteifen Stützenanschluss, zeigen (bezogen auf die 2D-Berechnung), eine Verringerung von 11 % für die Randstütze 13 und 29 % für die Innenstütze 204 sowie eine Erhöhung von 19 % für die Randstütze 104. Da es im Vergleich zum 2D-Modell zu einer Verringerung der Normalkraft kommt, ist ersichtlich, dass das Verhalten der Randstütze 13 weiterhin dem der Innenstütze 204 ähnelt. Bei Betrachtung der Veränderung der Normalkraft, ausgehend vom 3D-Modell mit starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung, ist durch die Ergänzung der biegesteifen Verbindung eine Erhöhung der Normalkraft in der Randstütze 13 erkennbar. In der Randstütze 104 kann

ebenfalls eine Erhöhung festgestellt werden. In der Innenstütze wird die Normalkraft durch die Ergänzung der biegesteifen Stützenverbindung verringert. Daher ist das Verhalten der Randstütze 13 bei Ergänzung der biegesteifen Verbindung, eher dem der Randstütze 104 (mit 2 Stützenreihen) zuzuordnen. Diese Verhaltensweise kann auf die entstehende Einspannung durch die biegesteife Stützenverbindung am Rand der Deckenplatte zurückgeführt werden, siehe Kapitel 4.3.3.

Aus den Berechnungen des 3D-Modells mit Halbraum und gelenkiger Stützenverbindung geht eine Verringerung der Normalkraft, im Vergleich zur 2D-Berechnung, um 3 % bei der Randstütze 13 und um 21 % Verringerung bei der Innenstütze 204, sowie eine Erhöhung um 22 % bei der Randstütze 104 hervor. Bei einem Vergleich dieser Ergebnisse, mit den Resultaten aus der 3D-Modellierung mit starrer Lagerung und gelenkiger Stützenverbindung, ist für alle betrachteten Stützen eine Erhöhung der Belastung erkennbar. Dies ist auf die Setzungsmulde des Halbraums zurückzuführen.

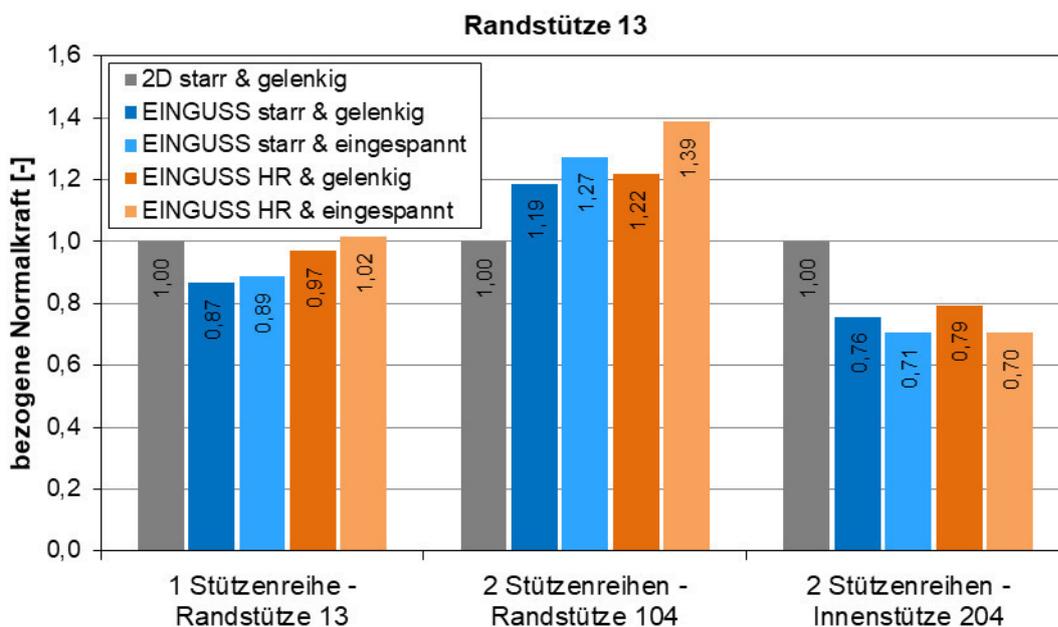


Abb. 5-10: Vergleich Stützenreihen: Randstütze

Die zusätzliche Ergänzung einer biegesteifen Stützenverbindung mit der Decke und der Bodenplatte im 3D-Modell mit Halbraum, führt zu einer Erhöhung der Normalkraft, im Vergleich zum 2D-Modell, um 2 % bei der Randstütze 13, um 39 % bei der Randstütze 104 und um einer Verringerung der bezogenen Normalkraft um 30 % bei der Innenstütze 204. Verglichen mit den Ergebnissen des Modells mit Halbraum und gelenkiger Stützenverbindung, kommt es, durch die biegesteife Verbindung, zu einer Erhöhung der Normalkraft in der Randstütze 13 (1 Stützenreihe) und der Randstütze 104 (2 Stützenreihen). Bei der Innenstütze 204 führt derselbe Vergleich zu einer Verringerung der Normalkraft. Daher wird auch bei Verwendung eines

Halbraums, eine Steigerung der Normalkraft durch die biegesteife Stützenverbindung (im Vergleich zur gelenkigen Ausbildung) erreicht, wodurch abgeleitet werden kann, dass das Verhalten der Randstütze 13 ähnlich dem der Randstütze 104 ist.

Der letzte Teil der Auswertung bezieht sich auf die Auswirkungen aus der veränderten Stützenreihenanzahl auf den Kern. Die Ergebnisse sind in Abb. 5-11 ersichtlich und zeigen die maximale Normalkraft je Modellierungsvariante, bezogen auf das 2D-Modell. Feststellbar ist, dass der Kern durch die unterschiedlichen Modellierungsvarianten im Fall mit einer Stützenreihe nur eine geringe Änderung der Normalkraft erfährt. Im Unterschied dazu wird bei der Berechnung mit 2 Stützenreihen eine erhebliche Umlagerung der Kräfte ersichtlich.

Durch die Berücksichtigung des 3D-Modells mit starrer Lagerung, gelenkiger Verbindung und Eingussystem, wird eine Erhöhung der Normalkraft um 5 % bei einer Stützenreihe, und um 31 % bei 2 Stützenreihen, im Vergleich zur 2D-Modellierung, realisiert. Es ist erkennbar, dass die Umlagerungen bei 2 Stützenreihen wesentlich stärker zum Tragen kommen.

Bei Betrachtung des 3D-Modells mit starrer Lagerung und biegesteifer Verbindung zwischen Stützen und Decken bzw. Bodenplatte werden im Kern bei einer Stützenreihe um 2 % und bei zwei Stützenreihen um 34 % höhere Lasten, im Vergleich zur 2D-Berechnung, erzielt. Abermals ist eine wesentlich höhere Umlagerung bei 2 Stützenreihen erkennbar. Bezogen auf die Ergebnisse aus der gelenkigen 3D-Berechnung mit starrer Lagerung ist bei einer Stützenreihe eine geringe Abnahme der Normalkraft und bei 2 Stützenreihen ein geringe Erhöhung der Stützenkraft erkennbar. Daher wird bei einer Stützenreihe, im Unterschied zur Berechnung mit 2 Stützenreihen, bei Ergänzung der biegesteifen Verbindung die Normalkraft des Kerns verringert. Das bedeutet, dass eine Umlagerung der Belastung auf die Rand- und Eckstützen stattfindet.

Im 3D-Modell mit Halbraum und gelenkiger Lagerung ist, verglichen mit der 2D-Berechnung, eine Verringerung der Normalkraft um 2 % bei einer Stützenreihe und einer Erhöhung der Normalkraft um 22 % bei 2 Stützenreihen erkennbar. Bei einem Vergleich mit den Ergebnissen aus dem Modell mit der starren Lagerung und gelenkigen Stützenverbindungen, ist ersichtlich, dass die Normalkraft für beide Fälle (1 und 2 Stützenreihen) ungefähr um dasselbe Verhältnis sinkt. Daher wird durch Ergänzen des Halbraums (bei gelenkiger Stützenverbindung), der Kern unabhängig von der Anzahl der Stützenreihen entlastet.

Bei der Berechnung des 3D-Gesamtmodells mit Halbraum und biegesteifer Stützenverbindung ist, im Unterschied zur 2D-Modellierung, eine Verringerung der Normalkraft um 7 % für eine Stützenreihe und eine Erhöhung um 17 % bei 2 Stützenreihen erkennbar. Aufgrund dessen wird bei Gegenüberstellung zur 2D-Berechnung ein unterschiedliches Verhalten realisiert. Verglichen mit der Berechnung mit starrer Lagerung und biegesteifer Stützenverbindung, ist in beiden Fällen eine Verringerung der Normalkraft feststellbar.

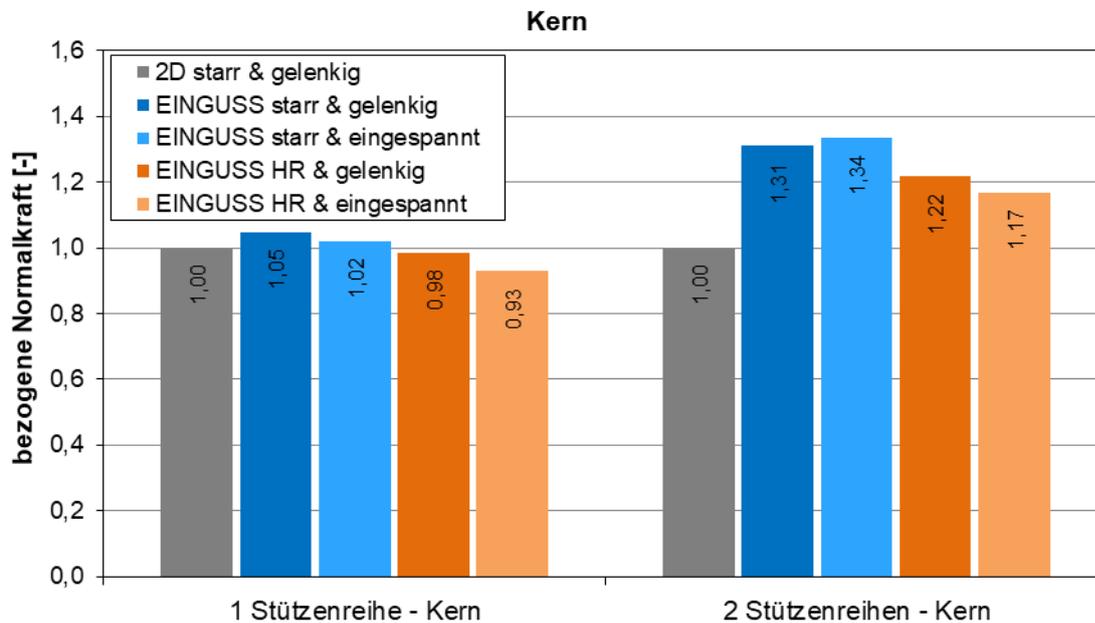


Abb. 5-11: Vergleich Stützenreihen: Kern

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass auch bei Berechnung mit einer Stützenreihe dieselben Umlagerungen wie bei 2 Stützenreihen auftreten, wobei teilweise anderen Auswirkungen ersichtlich sind. Für die weiteren, nicht betrachteten, Modellierungsvarianten wird ein ähnliches Verhalten, wie in Kapitel 4.3, erwartet. Generell werden, bei Betrachtung von einer Stützenreihe, geringere Umlagerungen, als in der Modellierung von 2 Stützenreihen, im Tragverhalten wirksam.

Bei der Modellierung mit Eingußsystem, starrer Lagerung und gelenkiger Verbindung kommt es bei einer Stützenreihe zu einer Lastumlagerung von der Randstütze 13 zu der Eckstütze 11 und dem Kern. Dies liegt an der höheren Dehnsteifigkeit des Kerns und der höheren Belastung der Randstütze 13, wodurch diese Stütze am stärksten verformt wird und Umlagerungen entstehen.

Bei Ergänzen einer biegesteifen Verbindung (starre Lagerung und Eingußsystemberechnung) werden, im Vergleich zur gelenkigen Verbindung, die Lasten vom Kern auf die Randstütze 13 und die Eckstütze 11 umgelagert. Dies wird aufgrund der Einspannwirkung der Stützen am Rand der Decken verursacht, welche Umlagerungen auf die Randstütze 13 und Eckstütze 11 bewirken.

Wird das 3D-Modell mit Eingußsystem, Halbraum und gelenkiger Stützenverbindung berechnet, ist eine Umlagerung vom Kern auf die Randstütze 13 und die Eckstütze 11 feststellbar. Die Differenzsetzungen werden durch die Setzungsmulde verursacht und von unten in das System eingebracht. Erkennbar ist eine starke Auswirkung auf die Randstütze 13. Des Weiteren, wird im Fall von einer Stützenreihe für beide Stützen ein größerer Effekt erzielt, als bei

2 Stützenreihen. Dies wird mit der Nähe zum Kern begründet, da die Eck- und Randstützen, im Fall von einer Stützenreihe, direkt vom Kern über die Durchlaufplattenwirkung beeinflusst werden.

Im Fall des Berechnungsmodells mit Eingussystem, Halbraum und biegesteifer Stützenverbindung kommt es, verglichen mit den anderen Modellierungsvarianten, in der Eckstütze 11 zu einer starken Erhöhung der Normalkraft. Auch in der Randstütze 13 ist eine Erhöhung der Belastung erkennbar. Zu einer Verringerung kommt es in der Belastung des Kerns. Dies wird durch die gemeinsame Wirkung der oben angeführten Verhalten (Setzungsmulde und Einspannung am Deckenrand) verursacht.

Im Fall des Kerns und der Eckstütze 11 sind die Berechnungsergebnisse, wie bei 2 Stützenreihen, qualitativ gleichwertig. Jedoch variiert die Höhe der Ergebnisse und eine Abhängigkeit von der Grundrissgestaltung kann gezeigt werden. Bei Betrachtung der Randstütze 13, kann gemäß der geometrischen Lage ein Vergleich mit der Randstütze 104 durchgeführt werden. Es wird ersichtlich, dass sich die Ergebnisse grundsätzlich besser mit der Innenstütze 204 vergleichbar sind, da es, bezogen auf das 2D-Modell, ebenfalls zu einer Verringerung der Normalkraft kommt. Wird die Stützenverbindung biegesteif durchgeführt, kommt es, im Vergleich zur gelenkigen Berechnung, ebenfalls zu einer Erhöhung wodurch der Zusammenhang mit der Randstütze 104 erklärt werden kann. Daher ist das Verhalten der Randstütze 13 eine Mischung aus dem Verhalten der Innenstütze 204 und der Randstütze 104.

6 Zusammenfassung

In der Literatur sind bereits viele Untersuchungen zur richtigen Anwendung der Finiten-Elemente-Methode zu finden. Zusätzlich zu den Einflüssen aus dem Berechnungsverfahren, kommt es zu Auswirkungen aus der statischen Modellbildung, der Gebäudeaussteifung, dem Bauprozess, den Materialvereinfachungen und einigen weiteren. Untersuchungen beziehen sich Großteils auf die Anwendung in kleinen Teilmodellen und selten auf die Wirkung in Gesamtmodellen. Die Wirkung von Umlagerungen in Hochhäusern wurde vielfach diskutiert, jedoch sind diese meist auf eine Berechnung mit 2D-Teilsystemen bezogen und weisen keine allgemeine Gültigkeit für Gesamtmodelle auf.

Die Möglichkeit der Abbildung von gesamten Gebäuden in einem Modell ermöglicht eine genauere und wirtschaftlichere Betrachtung des Tragverhaltens, da die Belastungen der Bauteile sowie stattfindenden Umlagerungen im Bauwerk berücksichtigt werden können. Dem entgegenstehend sind Unsicherheiten in der Modellierung sowie in der richtigen Abbildung des Gebäudes. Zur Untersuchung des Verhaltens und der auftretenden Umlagerungen in einem Hochhaus wurde ein repräsentatives Hochhaus (Referenzhochhaus) mit einer Höhe von 15 Stockwerken definiert. Die Vorbemessung und Bemessung wurde in einer vorhergehenden Untersuchung mit der Hilfe von 2D-Teilmodellen durchgeführt.

Aus diesem definierten Hochhaus wurden 2D-Teilmodelle und 3D-Gesamtmodelle erstellt. Die 2D-Teilmodelle wurden mit der Hilfe von Stab- und Schalenelementen, die jeweils unabhängige Modelle darstellen, definiert. Für das 3D-Gesamtmodell wurden ebenfalls Stab- und Schalenelemente verwendet und in einem gesamten 3D-Modell miteinander verbunden. Um Einflüsse aus der Ausbildung der Modellierungsparameter zu untersuchen, wurden weitere Variationen des 3D-Gesamtmodells gebildet. Untersucht wurde der Anschluss der Stütze an die Decken bzw. Bodenplatte, die Lagerung der Bodenplatte, eine Steifigkeitsreduktion der Deckenelemente aufgrund von Rissen, und der Unterschied zwischen einer Berechnung mit Eingussystem und mit Bauphasen. Die Berechnung aller Modelle erfolgte unter Belastung durch das Konstruktionseigengewicht.

Begonnen wurde mit einer eingehenden Betrachtung der 2D-Teilmodelle. Dabei konnte eine Durchlaufwirkung der Decke, mit einer resultierenden Belastung der Innenstützen, festgestellt werden. Weiters wird auf die nicht vorhandene Verformungskompatibilität der einzelnen 2D-Teilmodelle zueinander verwiesen.

Anschließend folgten die Auswertung der Grundversion des 3D-Gesamtmodells und der Vergleich mit den 2D-Teilmodellen. Bei diesem 3D-Gesamtmodell wird eine Berechnung mit Eingussystem, mit einer starren Lagerung der Bodenplatte, einer gelenkigen Verbindung zwischen Stützen und Decken bzw. Fundamente und einer ungerissenen Decke zugrunde gelegt.

Verglichen mit der 2D-Berechnung werden hohe Umlagerungen von den Innenstützen zu den Rand- und Eckstützen sowie dem Kern realisiert. Dies wird durch die hohen Gesamtverformungen der Innenstützen verursacht. Die stärksten Umlagerungen sind in den Innenstützen neben dem Kern erkennbar. In den vertikalen Tragelementen ist im Unterschied zur 2D-Berechnung ein nichtlinearer Normalkraftverlauf erkennbar.

Aus der Berücksichtigung eines Halbraums zur Lagerung der Bodenplatte resultieren eine Entlastung des Kerns und eine Belastung der Stützen. Bei der generierten Modellierungsvariante (Halbraum und gelenkige Stützenverbindung) ist der Einfluss durch den Halbraum auf die Ergebnisse sehr gering.

Des Weiteren wurde die Veränderung der gelenkigen Verbindung der Stützen mit den Plattenelementen untersucht. Hierbei wurde die Verbindung als Extremfall biegesteif modelliert. Die daraus generierte Einspannung der Stützen resultiert in einer zusätzlichen Umlagerung von den Innenstützen zu den Rand-, Eckstützen und dem Kern.

Durch detaillierte Betrachtungen konnte insgesamt festgestellt werden, dass es bei der kombinierten Änderung der Baugrundmodellierung und der Stützenverbindung zu Abweichungen von den erwähnten Verhaltensweisen kommt. Dies ist in der Modellbildung unter Berücksichtigung des Eingusssystems, einer Lagerung der Bodenplatte auf einem Halbraum und biegesteifer Verbindung der Stützen erkennbar. In dieser Modellierungsvariante werden die Innenstützen durch den Halbraum nicht weiter sondern entlastet. Auch der Kern bekommt durch die biegesteife Verbindung keine höhere sondern eine niedrigere Normalkraft. Dies wird verursacht durch sehr starke Umlagerungen auf die Randstützen, insbesondere auf die Eckstützen. Werden anstelle der Berechnung mit Eingusssystem, Bauphasen berücksichtigt, ist diese Wirkung nicht mehr in einer derartigen Größenordnung feststellbar. Daher wird bei einer Berechnung mit Halbraum und biegesteifen Verbindung der Elemente zur Vorsicht und genauer Betrachtung der Ergebnisse geraten.

In der Berechnung des 3D-Gesamtmodells mit Berücksichtigung der Bauphasen wurde ein anderes Verformungsverhalten des Bauwerks erkennbar. Eine maximale vertikale Verformung in der Gebäudemitte wurde ersichtlich. Diese wird durch den Verformungsausgleich verursacht und resultiert in geringeren Umlagerungen.

Bei einer Reduktion der Deckensteifigkeit durch eine Berücksichtigung von gerissenen Bereichen wurden relativ geringe Änderungen im Vergleich zur Berechnung mit ungerissener Decke festgestellt. Die Ergebnisse der Eckstützen und des Kerns sind weniger stark von der gewählten Einteilung des Rissmusters abhängig als die Innen- und Randstützen.

Anschließend wurde eine Änderung der Geometrieparameter untersucht. Dazu wurde eine Parameterstudie für die Anzahl der Stockwerke erstellt. Zur Sicherstellung der Sinnhaftigkeit der Ergebnisse musste der Stützenquerschnitt, die Kernabmessungen und die Bodenplattendicke

variiert werden. Berechnet wurden die 2D-Teilmodelle und ausgewählte 3D-Gesamtmodelle bei einer Belastung aus dem Konstruktionseigengewicht. Die Ergebnisse zeigen eine höhere Abweichung von den Berechnungen mit 2D-Modellen mit steigender Höhe. Dies resultiert in Umlagerungen, die mit der Höhe nicht konstant ansteigen, sondern immer geringer werden. In den Ergebnissen des Kerns und der Randstützen führt dies dazu, dass ab einer Berechnung mit 15 Stockwerken, eine konstante Abweichung vom Ergebnis der 2D-Berechnung auftritt. Bei der Berechnung mit 30 und 40 Stockwerken wurden generell gleichbleibende Ergebnisse (selbe Abweichung von der 2D-Teilmodellierung) festgestellt. Außerdem wurde ersichtlich, dass bei niedrigerer Gebäudehöhe ein stärkerer Einfluss durch die Wahl der Modellierungsparameter auftritt.

Abschließend wurde eine Parameterstudie für die Änderung der Stützenreihen durchgeführt. Für Hochhäuser sinnvoll sind im Allgemeinen nur eine oder zwei Stützenreihen. Die Ergebnisse wurden gegenübergestellt. Es wurde ersichtlich, dass das Verhalten der Eckstütze und des Kerns in beiden Fällen gleichartig ist und nur unwesentliche Unterschiede entstehen. Es kommt bei Berechnungen mit einer Stützenreihe zu Umlagerungen von der Randstütze zum Kern und der Eckstütze. Wird der Halbraum berücksichtigt, ist das Verhalten analog zur Berechnung mit zwei Stützenreihen. Bei der Berücksichtigung der biegesteifen Verbindung zwischen Stützen und Decken wird eine Randeinspannung, gleichbedeutend mit einer höheren Belastung, der Stützen realisiert.

Um weitere Rückschlüsse auf das Verhalten des Hochhauses ziehen zu können, wäre in weiterer Folge die Betrachtung der zeitabhängigen Faktoren des Betons (Kriechen und Schwinden) notwendig. Des Weiteren kann eine Untersuchung zur Modellierung des Anschlusses zwischen Decke und Kern sinnvoll sein. Auch die Berücksichtigung von Stabstahl in den vertikalen Tragelementen kann einen Einfluss auf die Verteilung der Kräfte haben.

Literaturverzeichnis

1. BARTH, C., & RUSTLER, W. (2010). *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis: Mit vielen Anwendungsbeispielen* (1st edn). Berlin: Bauwerk.
2. BECK, H., & SCHÄFER, H. G. (1969). Die Berechnung von Hochhäusern durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken. *Bauingenieur*, 44(3), 80–87.
3. BISCHOFF, M. R. (2010). Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle. *Der Prüflingenieur*, (April), 27–34.
4. BISCHOFF, M. R. (2015). Computerstatik und Tragwerksmodellierung - Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre: Ein Bauingenieur muss mehr als seine Software wissen und das Tragwerk nicht nur berechnen, sondern auch verstehen. *Der Prüflingenieur*, (46), 40–47.
5. BRANDT, B. (2014). Zum Nachweis der räumlichen Gebäudestabilität. *Beton- und Stahlbetonbau*, 109(12), 874–881. doi:10.1002/best.201400090.
6. Eisele, J., & Kloft, E. (Eds.) (2002). *Hochhaus-Atlas: Typologie und Beispiele ; Konstruktion und Gestalt ; Technologie und Betrieb*. München: Callwey.
7. FASTABEND, M. (2002). Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II. *Beton- und Stahlbetonbau*, 97(8), 415–420. doi:10.1002/best.200201870.
8. FASTABEND, M. (2014). Statische Berechnung mit Gesamtmodellen: Bautechnische Prüfung und Qualitätssicherung. *Baustatik - Baupraxis e. V.*, 661–668.
9. FASTABEND, M., SCHÄFERS, T., ALBERT, M., & LOMMEN, H.-G. (2009). Zur sinnvollen Anwendung ganzheitlicher Gebäudemodelle in der Tragwerksplanung von Hochbauten. *Beton- und Stahlbetonbau*, 104(10), 657–663. doi:10.1002/best.200900022.
10. FINTEL, M., GHOSH, S. K., & IYENGAR, H. (1987). *Column shortening in tall structures: Prediction and compensation*. Skokie Ill.: Portland Cement Association.
11. GRASSER, E. (1991). *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken: Nach DIN 1045, Ausg. Juli 1988* (3rd edn, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Vol. 240). Berlin: Beuth.
12. HA, T., & LEE, S. (2016). Gravity-induced lateral movements of tall buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 169(9), 702–714. doi:10.1680/jstbu.15.00054.

13. HOBST, E. (2000). Methode der finiten Elemente im Stahlbetonbau. Randbedingungen und Singularitäten - Wie genau ist die Finite-Elemente-Methode? *Beton- und Stahlbetonbau*, 95(10), 572–583. doi:10.1002/best.200001140.
14. Institut f. Bauwirtschaft an d. Universität Kassel (2003). *Seminar Sommersemester 2003: Hochhäuser* (Schriftenreihe Bauwirtschaft : 2, Lehre, Vol. 1). Kassel: Kassel Univ. Press.
15. KATZENBACH, R., BERGMANN, C., LEPLA, S., KURZE, S., & SEIP, M. (2013). Die Berücksichtigung und Modellierung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk ist für die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung. *Der Prüfenieur*, (Mai), 44–62. doi:10.1002/9783527662852.ch1.
16. KEMMLER, R., & RAMM, E. (2001). Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente. In J. Eibl (Ed.), *Beton-Kalender 2001: für Beton, Stahlbeton und Spannbeton* (90th ed., Vol. 2001, pp. 143–208, Beton-Kalender, Vol. 2001). Berlin: Ernst & Sohn.
17. KÖNIG, G., & LIPHARDT, S. (2003). Hochhäuser aus Stahlbetonbau. In K. Bergmeister & J.-D. Wörner (Eds.), *Beton-Kalender 2003: Hochhäuser und Geschoßbauten* (92nd ed., Vol. 2003, pp. 1–69, Beton-Kalender, Vol. 2003). Berlin: Ernst & Sohn.
18. KRAPPENBAUER, T. J. (2013). *Bautabellen: Ein Lehr- und Handbuch für das Bauwesen unter Berücksichtigung der österreichischen Baunormung in Verbindung mit den Eurocodes* (19th edn). Wien: Jugend & Volk.
19. KÜTTLER, M. (2004). Berechnung der Ersatzwanddicken von Aussteifungselementen mit Öffnungen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 99(7), 530–535. doi:10.1002/best.200490139.
20. LAGGNER, T. M., & SCHLICKE, D. (2018). Bestimmung von Stützenkräften in mehrstöckigen Hochbauten mit 3D Gebäudemodellen. In V. T. Nguyen, M. Krüger, & B. Freytag (Eds.), *Beton Graz '18: 20./21. September 2018* (20. / 21. September 2018, pp. 209–217). Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
21. LANG, H.-J., HUDER, J., AMANN, P., & PUZRIN, A. M. (2011). *Bodenmechanik und Grundbau: Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte* (9th edn, VDI-Buch). Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
22. LÖWENSTEIN, J. G. (2014). Bauen unter Gravitation: Verformungsausgleich im Baufortschritt. mbAEC.
23. MIKA, M., AXT, R., KACZMARZYK, G., & SCHULZ, K. (2014). *Lusail Katara Hotel, Katar: BIM-Planung mit REVIT Structure Projektstrategie und Verformungsuntersuchungen*, Sofistik Seminar. SOFiSTiK, 2014.

24. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2011). ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau (Vol. 91.010.30). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30(ÖNORM EN 1991-1-1).
25. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2011). ÖNORM EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten (Vol. 91.010.30). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30(ÖNORM EN 1991-1-4).
26. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2013). ÖNORM B 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten (Vol. 91.010.30). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30(ÖNORM B 1991-1-4).
27. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2015). ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (91.010.30; 91.080.40). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30; 91.080.40(ÖNORM EN 1992-1-1).
28. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2017). ÖNORM B 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau (Vol. 91.010.30). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30(ÖNORM B 1991-1-1).
29. Österreichisches Normungsinstitut (ON) (2018). ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (91.010.30; 91.080.40). Wien: Austrian Standards plus GmbH, 91.010.30; 91.080.40(ÖNORM B 1992-1-1).
30. PHOCAS, M. C. (2001). *Tragwerke für den Hochhausbau: System, Verformungskontrolle, Konstruktion* (Bauingenieur-Praxis). Berlin: Ernst & Sohn.
31. ROMBACH, G. A. (2001). Prinzipielle Probleme von FE-Berechnungen im Massivbau: Auch die besten Programme sind nicht in der Lage, den Ingenieurverstand zu ersetzen. *Der Prüflingenieur*, (19), 34–49.
32. ROMBACH, G. A. (2004). *Finite element design of concrete structures*. London: Thomas Telford Ltd.
33. ROMBACH, G. A. (2007). Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels dreidimensionalen Gesamtmodellen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102(4), 207–214. doi:10.1002/best.200700539.
34. ROMBACH, G. A. (2008). Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell. *Der Prüflingenieur*, (Oktober). doi:10.1515/9783110210392.1.

35. SCHLAICH, J., & REINECK, K.-H. (1993). Die Ursache für den Totalverlust der Betonplattform Sleipner A. *Beton- und Stahlbetonbau*, (88), 1–4.
36. SOFISTIK AG (2015). *ASE Manual: Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen*. Software Version SOFISTIK 2016 (3rd edn). Oberschleissheim, Germany.
37. SOFISTIK AG (2015). *HASE Manual: Halbraumanalyse für statische Boden-Struktur-Interaktion*. Software Version 2016 (3rd edn). Oberschleissheim, Germany.
38. SOFISTIK AG (2016). *SOFISTIK 2016* : SOFISTIK AG.
39. STRAUß, P. (2011). Ein Beitrag zur Berechnung des kriechbedingten Abbaues von Zwangsschnittgrößen aus Setzungen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 106(5), 314–324. doi:10.1002/best.201100011.
40. TAFERNER, J., KEUSER, M., & BERGMEISTER, K. (2009). Integrale Konstruktionen aus Beton. In K. Bergmeister, F. Fingerloos, & J. D. Wörner (Eds.), *Beton-Kalender 2009: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen* (98th ed., Vol. 16, pp. 231–370, Beton-Kalender, Vol. 2009). Berlin: Ernst & Sohn.
41. THOMA, K., ROOS, P., & WEBER, M. (2014). Finite-Elemente-Analyse von Stahlbetonbauteilen im ebenen Spannungszustand. *Beton- und Stahlbetonbau*, 109(4), 275–283. doi:10.1002/best.201300087.
42. ULAGA, T. (2010). Lastumlagerung im Hochhaus Prime Tower. *Betonbau in der Schweiz*, (3), 34–38.
43. WERKLE, H. (2008). *Finite Elemente in der Baustatik: Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke*. Wiesbaden: Springer.
44. WERKLE, H., & GEROLD, F. (2005). *Modellierung stabartiger Bauteile bei Flächentragwerken*, Sofistik Seminar. SOFiSTiK, 2005.
45. Wiener Landtag (2013). *Wiener Stadtentwicklungs-, Stadtplanungs- und Baugesetzbuch (Bauordnung für Wien): BO20 für Wien*.
46. ZIMMERMANN, F., EUTEBACH, H., HAHN, M., & JEHLICKA, M. (2002). Konstruktion und Berechnung des Hochhauses REMU München. *Beton- und Stahlbetonbau*, 97(7), 373–381. doi:10.1002/best.200201680.
47. ZIRNBAUER, J., & MÜLLER, R. (2003). *Tragwerksanalyse des Hochhauses Uptown München: Erfahrungen mit großen FE-Strukturen*, Sofistik Seminar. SOFiSTiK, 2003.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1: Modellbildung Stütze, eigene Darstellung	4
Abb. 2-2: Lagerungsvarianten punktgestützte Decke, nach <i>Taferner et al.</i> und <i>Werkle</i> [40, 43]	7
Abb. 2-3: Varianten zur Modellierung eines Trägers, nach <i>Werkle</i> [43]	8
Abb. 2-4: Bemessung Wandscheibe: a: mit FEM-Modell, b: mit Stabwerksmodell, nach <i>Rombach</i> [32].....	9
Abb. 2-5: Sohlspannung und Setzung eines Flachfundaments, nach <i>Lang et al.</i> [21]	12
Abb. 2-6: Beispiel Setzungsmulde, nach <i>Lang et al.</i> [21].....	13
Abb. 2-7: Vorhergehensweise 2D-Teilmodelle, eigene Darstellung	16
Abb. 2-8: Wechselwirkung vertikaler Bauteile, nach <i>König et al.</i> [17].....	18
Abb. 2-9: Horizontale Wechselwirkung zwischen Rahmen und Scheibe, nach <i>König et al.</i> [17]	19
Abb. 2-10: Schematische Deformationsdarstellungen, nach <i>Ulaga</i> [42].....	20
Abb. 2-11: Stützenlasten durch Baugrundmodellierung, nach <i>Fastabend et al.</i> [9].....	24
Abb. 2-12: Auswirkungen der Berechnung mit und ohne Bauphasen, nach <i>Löwenstein</i> [22]	26
Abb. 2-13: Vergleich der Berechnung: Gesamtmodell – Systemwechsel, nach <i>Bischoff</i> [4].....	27
Abb. 3-1: Grundriss Referenzhochhaus: links: Grundriss, rechts: Schnitt.....	29
Abb. 3-2: Bildung von 2D-Teilmodellen, links: Hochhaus, rechts: 2D-Teilmodelle	32
Abb. 3-3: Struktur Deckenmodell - Grundrissansicht	33
Abb. 3-4: Stütze links: Festlegen der Stützenbezeichnung, rechts: statisches Modell	34
Abb. 3-5: Statisches Modell links: Kern, rechts: Bodenplatte	35
Abb. 3-6: Bildund von 3D-Gesamtmodell: links: Hochhaus, rechts: 3D-Gesamtmodell.....	36
Abb. 3-7: Bauzustände	38
Abb. 3-8: Gerissene Bereiche – Decke 2D-Modell: links: m_{xx} – min/max, rechts: m_{yy} – min/max	39
Abb. 3-9: Abbildung der gerissenen Bereiche je Richtung – Modelleingabe	40
Abb. 4-1: 2D: Deckenelement – Verformung [mm]	41
Abb. 4-2: 2D: Deckenelement: links: Biegemoment M_{xx} [kNm/m] rechts: Querkraft V_x [kN/m]	42
Abb. 4-3: 2D: Normalkraftverlauf [kN] Stütze Innen (202) links: Verlauf über die Höhe rechts: maximale Normalkraft in den Stockwerken	44
Abb. 4-4: 2D: max. Normalkraft [MN] - je vertikales Tragelement	45
Abb. 4-5: 2D: Kern - Normalkraftverlauf [kN] links: Stufenförmig über Höhe rechts: linear über Stockwerke	46
Abb. 4-6: 2D: Bodenplatte - Verformung [mm].....	47
Abb. 4-7: 2D: Bodenplatte: links: Biegemoment M_{xx} [kNm/m] rechts: Querkraft V_x [kN/m]	47

Abb. 4-8: 3D: Verformung durch Eigengewicht	48
Abb. 4-9: 3D: Verformung [mm] Deckenelement: links: Decke ü. 1. Stockwerk rechts: Decke ü. 15. Stockwerk	49
Abb. 4-10: 3D: Biegemoment M_{xx} [kNm/m] links: Decke ü. 1. Stockwerk rechts: Decke ü. 15. Stockwerk.....	50
Abb. 4-11: 3D: Querkraft V_x [kN/m] links: Decke ü. 1. Stockwerk rechts: Decke ü. 15. Stockwerk.....	51
Abb. 4-12: 3D: Membrankraft N_{xx} [kN/m] links: Decke ü. 1. Stockwerk rechts: Decke ü. 15. Stockwerk.....	51
Abb. 4-13: 3D: Stütznormalkräfte [kN].....	52
Abb. 4-14: 3D: Innenstütze 202 links: Verformung [mm] rechts: Normalkraft [MN].....	53
Abb. 4-15: 3D: Stütznormalkräfte [MN] im Grundriss – Vergleich mit 2D-Modell.....	54
Abb. 4-16: 3D: Kern links: vertikale Membrankräfte [kN/m] rechts: integrierte Normalkraft [kN]	55
Abb. 4-17: 3D: Kern links: Verformung [mm] rechts: Normalkraft [MN]	55
Abb. 4-18: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Schnitt durch Bodenplatte bei Kernwand.....	57
Abb. 4-19: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Schnitt durch Bodenplatte bei äußerster Stützenreihe	57
Abb. 4-20: Baugrund: Setzungsmulde [mm] – Grundrissansicht	58
Abb. 4-21: 3D: Bodenplatte: links: Biegemoment M_{xx} [kNm/m] rechts: Querkraft V_x [kN/m] .	59
Abb. 4-22: Baugrund: Innenstütze 202 – Vergleich Modellierung des Baugrunds.....	60
Abb. 4-23: Baugrund: bezogene Normalkraft auf 2D-Modell a.) – f.) vertikale Tragelemente...	61
Abb. 4-24: Stützenanschluss: max. Stütznormalkraft [kN]	63
Abb. 4-25: Stützenanschluss: Vertikale Tragelemente - bezogene maximale Normalkraft	64
Abb. 4-26: Stützenanschluss: links.) gelenkig rechts.) biegesteif	66
Abb. 4-27: Bauphasen: Innenstütze 202: links: Verformung rechts: zus. Normalkraft je Stockwerk.....	67
Abb. 4-28: Bauphasen: Vertikale Tragelemente: bezogene Normalkraft - a.) bis f.)	68
Abb. 4-29: Bauphasen: maximale bezogene Normalkraft auf 2D-Modell	70
Abb. 4-30: Deckensteifigkeit: maximale Normalkraft [kN]	72
Abb. 4-31: Deckensteifigkeit: Vertikale Tragelemente: bezogene Normalkraft - a.) bis f.)	74
Abb. 5-1: Variation Berechnungsmodell für Höhenstudie	79
Abb. 5-2: Höhenvariation: Innenstütze 202	81
Abb. 5-3: Höhenvariation: Innenstütze 204	83
Abb. 5-4: Höhenvariation: Eckstütze 101	85
Abb. 5-5: Höhenvariation: Randstütze 102.....	86
Abb. 5-6: Höhenvariation: Randstütze 104.....	88
Abb. 5-7: Höhenvariation: Kern	90

Abb. 5-8: Vergleich Stützenreihen: links: 1 Stützenreihe, rechts: 2 Stützenreihen	94
Abb. 5-9: Vergleich Stützenreihen: Eckstütze 11	95
Abb. 5-10: Vergleich Stützenreihen: Randstütze	96
Abb. 5-11: Vergleich Stützenreihen: Kern	98

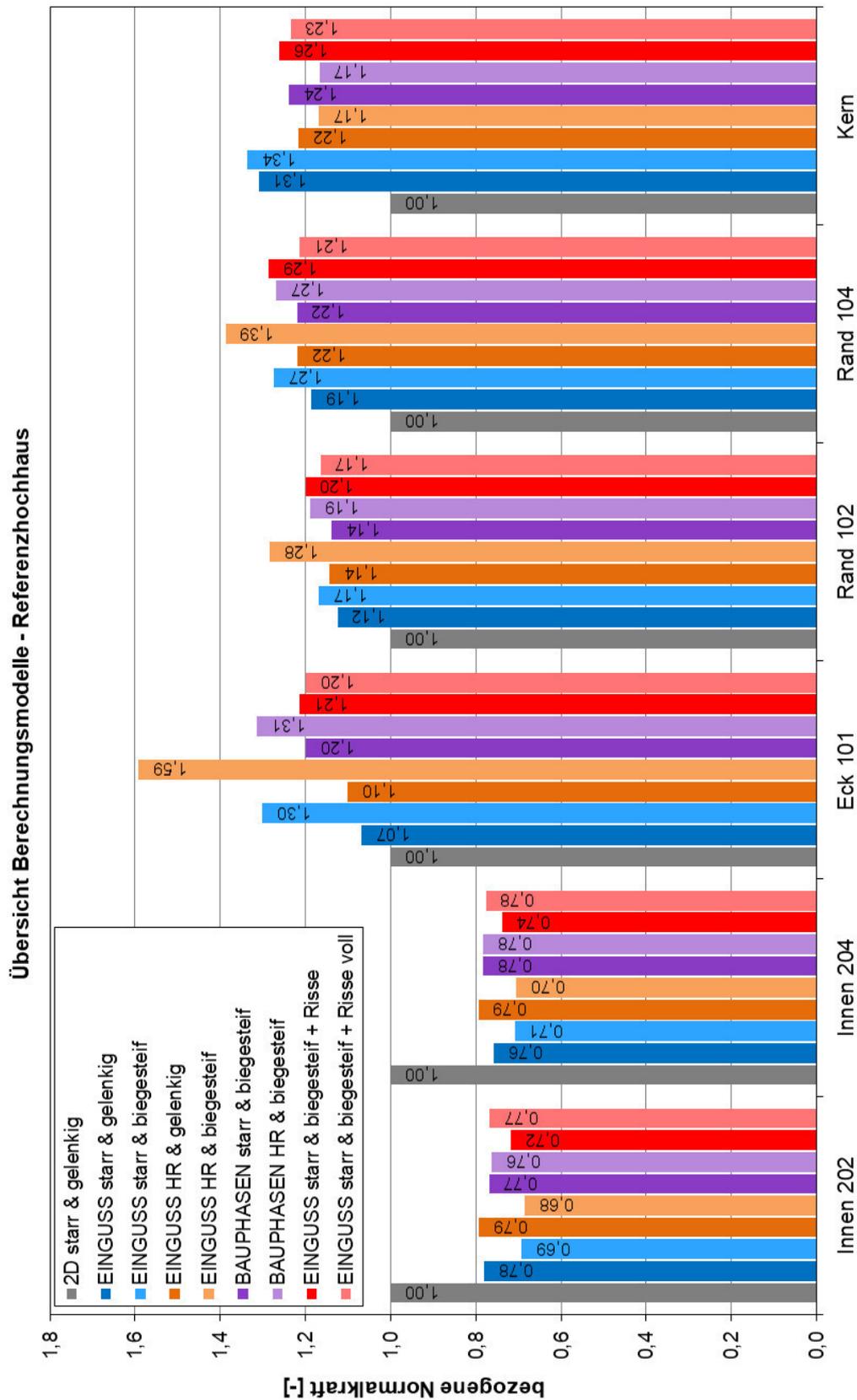
Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Referenzhochhaus – Worst-Case Szenario	76
Tabelle 5-1: Variation der Tragelemente	78

Formelverzeichnis

Formel (3.1): erforderliche Fläche Stütze	30
Formel (3.2): erforderliches Trägheitsmoment Kern, nach <i>König et al.</i> [17]	31
Formel (3.3): Rissmoment, nach <i>Fastabend</i> [7]	39
Formel (3.4): Biegesteifigkeit Zustand II, nach <i>Fastabend</i> [7]	40

Anhang



Übersicht vertikale Bauteile - Referenzhochhaus

