



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Entwicklung der Normalkräfte in vertikal lastabtragenden Bauteilen von Hochhäusern in Abhängigkeit des Baufortschritts

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
Dipl.-Ing Philipp Preinstorfer

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Mark Göndöcs

Matr.Nr.: 1137421

Lustkandlgasse 26-28/5/23A
A – 1090 Wien

Wien, November 2016

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während der Anfertigung dieser Masterarbeit unterstützt und motiviert haben.

Zuerst gebührt mein Dank meinen Betreuern O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger und Dipl.-Ing Philipp Preinstorfer, die meine Masterarbeit betreut und begutachtet haben. Für die hilfreichen Anregungen und die konstruktive Kritik bei der Erstellung dieser Arbeit möchte ich mich herzlich bei Herrn Preinstorfer bedanken.

Ebenfalls möchte ich mich bei den Mitarbeitern der Firma Porr AG bedanken, die mir während meines Studiums mit viel Geduld, Interesse und Hilfsbereitschaft zur Seite standen. Bedanken möchte ich mich insbesondere bei meinen Vorgesetzten für die Gelegenheit, dass diese Masterarbeit in dieser Form entstehen konnte.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern und insbesondere auch meinem Großvater bedanken, die mir mein Studium durch ihre Unterstützung ermöglicht und mich stets verständnisvoll motiviert haben.

Kurzfassung

Heutzutage werden anhand fortgeschrittener Kenntnisse in den Ingenieur-, sowie den Materialwissenschaften und mithilfe hochentwickelter, computer-basierter Berechnungsmethoden immer größere Bauprojekte und komplexere Bauwerke verwirklicht.

Bei Hochbauten ist die Berechnung der Normalkräfte in den vertikal lastabtragenden Bauteilen, vor allem in den Stützen von Hochhäusern, mit Unsicherheiten behaftet. Dies kann zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen und sich sogar auf die Bemessung anderer Bauteile und somit auf das ganze Bauvorhaben auswirken. Die zahlreichen Bemessungsprogramme liefern Resultate mit deutlichen Abweichungen der Stützen-Normalkräfte, die oft weit entfernt von den tatsächlich realistischen Werten liegen.

In dieser Diplomarbeit soll der Einfluss der Berücksichtigung der Bauphasen auf den Lastabtrag der Stützen in Hochhäusern untersucht werden. Die Diplomarbeit bildet einen Teil eines Forschungsprojekts der Firma Porr AG, welches die Ermittlung der realen Stützenkräfte bei Hochbauten untersucht. Die Diplomarbeit basiert grundsätzlich auf dem Projekt „Bauvorhaben Monte Laa, BPL3“, dessen Modellierung der Gesamtstruktur den Großteil der Arbeit bildet. Um in die Relevanz der Berücksichtigung des Baufortschritts weitere Einblicke gewinnen zu können, wird zusätzlich ein anderes Hochhaus „Monte Laa, BPL2“ untersucht, dessen Steifigkeits- und Grundrissverhältnisse vom Hochhaus ML3 abweichen.

Es werden mehrere Modellvarianten der einzelnen Projekte entwickelt, um den Einfluss unterschiedlicher Parametern (Auflagersteifigkeit, Steifigkeit der Innenwände) auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Auf Grundlage der verschiedenen Gebäudemodelle ist es möglich, das Tragverhalten unter diversen Verhältnissen zu analysieren und entsprechende Folgerungen zu ziehen, die bei der Bemessung der Stützen mehrgeschossiger Bauwerke von großer Bedeutung sein können. Das Ziel ist es, mittels der Modellvarianten zu zeigen, unter welchen Umständen die Berücksichtigung des Baufortschritts bei der Berechnung von Hochbauten einen relevanten Einfluss hat.

Abstract

Recent developments in engineering and material science in conjunction with sophisticated computer-based calculation-methods enable the creation of larger constructions with more complex structures.

However, the dimensioning of vertical supporting elements, especially of the columns in high-rise buildings is still associated with a certain calculational uncertainty which can largely affect the dimensioning of even other structural elements. This also impacts the costs and thus the realization of the whole construction project. The numerous calculation and dimensioning software often provide results with deviations of the columns normal forces, which can significantly differ from the actual values.

This thesis analyzes the influence of construction phases in the calculation of the load transfer of the columns in high-rise buildings. The thesis is part of a research project of the PORR PLC, which investigates the determination of real support forces in high-rise buildings. The work is mostly based on the modeling of the high-rise building in the project "Monte Laa, BPL3" and on its structural analysis. In order to confirm the importance of the construction progress in the structural analysis an additional high-rise "Monte Laa, BPL2" has been examined which stiffness and layout situation differs from the high-rise ML3.

Several model variants of the above-named projects were developed in order to examine the influence of different parameters on the calculation results such as the bearing stiffness and the stiffness of the inner walls. Using the outcomes of the various calculation models, the load-bearing behavior of the towers under various conditions has been thoroughly analyzed. Also, several findings have been concluded, which may be of great importance when dimensioning the columns of multi-story structures. The purpose of this thesis is to point out under which circumstances the construction progress in the structural analysis has a relevant influence on load-bearing behavior of high-rises.

Inhaltsverzeichnis

TEIL 1: ALLGEMEINES

1	Einleitung.....	2
1.1	Problemstellung und Relevanz des Themas	2
1.2	Forschungsprojekt der Firma Porr AG	6
1.3	Zielsetzung und Abgrenzung des Themas	6
2	Modellierung mit FE-Programmen	8
2.1	Methode der Finiten Elemente.....	8
2.2	Statik am Gesamtsystem.....	10
2.2.1	Vorteile einer Statik am Gesamtmodell.....	12
2.2.2	Problemstellungen bei der Statik am Gesamtsystem.....	14
2.3	Einfluss nichtlinearer Effekte	18
2.3.1	Allgemeines	18
2.3.2	Geometrische Nichtlinearitäten	19
2.3.3	Physikalische Nichtlinearitäten	19
2.3.4	Konstruktive Nichtlinearitäten.....	23
3	Berücksichtigung des Bauablaufes in FE-Modellen.....	24
3.1	Bauphasen-Modellierung im Allgemeinen.....	24
3.2	Beispielmodell	26
3.2.1	2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem.....	28
3.2.2	3D-Berechnung am Gesamtsystem ohne bzw. mit Bauphasenberücksichtigung.....	28
3.2.3	Vergleich und Interpretation der Ergebnisse	36
3.2.4	Möglichkeit zur vereinfachten, realitätsnahen Erfassung der Stützennormalkräfte ..	39

TEIL 2: UNTERSUCHUNGEN AN AUSGEWÄHLTEN PROJEKTEN

4	Die realen Projekte	42
4.1	Beschreibung ML3	43
4.2	Beschreibung ML2	45
5	Berechnung der Türme	47
5.1	Allgemeines	47
5.2	Turm ML3	49
5.2.1	Aufbau des Modells	49
5.2.2	Einfluss der Bauphasen unter der Voraussetzung gleichmäßiger Auflagersteifigkeiten.....	53
5.2.3	Einfluss unregelmäßiger Auflagersteifigkeiten	56
5.2.4	Einfluss der Steifigkeit der Innenwände	58
5.3	Turm ML2	61
5.3.1	Aufbau des Modells	61
5.3.2	Berechnungsergebnisse.....	63
5.4	Schlussfolgerung.....	67

TEIL 3: BEWERTUNG UND ZUSAMMENFASSUNG

6	Zusammenfassung	74
6.1	Allgemeines	74
6.2	Erfahrungen bzw. Ergebnisse der Arbeit.....	76
6.3	Empfehlungen.....	80
6.4	Ausblick.....	85
7	Literaturverzeichnis	87
8	Abbildungsverzeichnis	88
9	Tabellenverzeichnis	90

Teil 1

Allgemeines

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Relevanz des Themas

Die Aufgabe einer statischen Berechnung ist es, das Bauwerk im Hinblick auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit zu bemessen. Im ersten Schritt der Bemessung wird das reale Bauwerk, die Realität möglichst zutreffend, in einem mathematischen Tragwerksmodell bzw. in einem statischen Modell abgebildet. Im zweiten Schritt erfolgt die Erstellung eines Rechenmodells, z.B. durch eine Diskretisierung auf der Basis der Finite Elemente Methode (siehe *Kap. 2.1*). Anschließend werden die gewonnenen Ergebnisse zur Dimensionierung der Strukturelemente herangezogen [1].

Die wachsende Größe der Bauprojekte sowie die steigende Komplexität der Bauwerke erfordern Methoden, die mit angemessener Schnelligkeit und Genauigkeit, die Berechnung bzw. Bemessung dieser Bauwerken realisieren lassen. Durch die Entwicklung von enorm leistungsfähiger Hard- und Software wird zunehmend die Modellierung bzw. die Berechnung komplexer 3D-Strukturen, die aufgrund der steigenden architektonischen Ansprüche immer mehr an Bedeutung gewinnen, ermöglicht.

Die Bemessung mehrgeschossiger Hochbauten erfolgt mittlerweile standardmäßig am Gesamtsystem mit einem 3D-Bemessungsprogramm. Durch die Berechnung am Gesamtsystem ist es möglich eine wirtschaftlichere Bemessung durchzuführen, da „versteckte“ Tragfähigkeitsreserven der Struktur erst mit der Betrachtung am Gesamtsystem berücksichtigt werden können. Die Arbeit mit moderner Statik-Software basiert auf grafischer- oder tabellarischer Eingabe, wodurch die dreidimensionale Abbildung der Gesamtstruktur unter Umständen sehr schnell möglich ist. Mit der Verwendung der Methode „BIM“ (Building Information Modelling) können sogar gesamte Tragwerksmodelle zwischen CAD- und Statik-Programmen übertragen werden, die so gleich einer statischen Berechnung unterzogen werden können.

Alternativ zu einer 3D-Berechnung am Gesamtmodell kann das System in einzelne Teilbereiche zerlegt und berechnet werden. Dieses Verfahren ermöglicht eine schnelle, übersichtliche Berechnung und wird z.B. oft bei der Berechnung von Decken verwendet, da die Geschosse einfach voneinander zu trennen sind und die Stützen bzw. die tragenden Wände als Lagerung definiert werden können. Prinzipiell lässt sich diese Berechnung auf sämtliche Strukturen anwenden, vorausgesetzt die Auflagerbedingungen sind richtig modelliert und die einzelnen Positionen können vom Gesamtmodell unter Berücksichtigung der Übergangsbedingungen getrennt werden. *Abb. 1* zeigt eine vom Gesamtmodell herausgelöste Decke, die sich unabhängig von der Gesamtstruktur berechnen lässt. Mit der Modellierung der stützenden Konstruktion (Wände und Stützen) kann mitunter sogar die elastische Lagerung der Decke berücksichtigt werden.

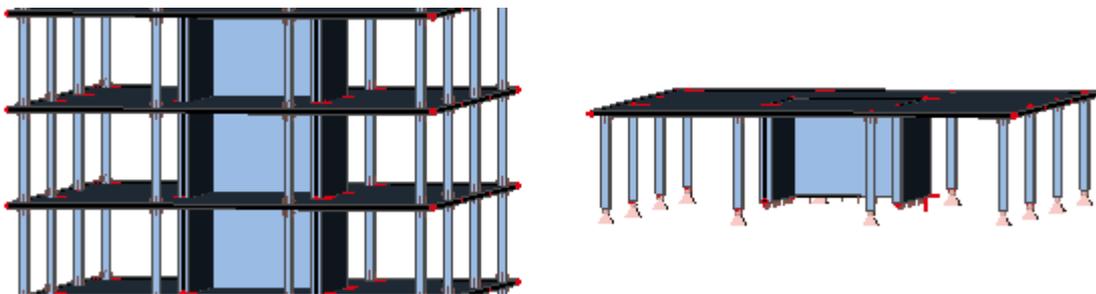


Abb. 1: Teil des Gesamtmodells (links) und vereinfachtes statisches System einer Decke (rechts)

Ein wesentlicher Nachteil dieser Methode ist aber, dass die Lastfälle und Lagerungen einzelner Positionen immer neu übertragen werden müssen. Durch die Zerlegung der Gesamtstruktur in einzelne Positionen kann außerdem die Schnittgrößenumlagerung zwischen Bauteilen mit unterschiedlichen Steifigkeiten nur begrenzt berücksichtigt werden, was zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen kann. Darüber hinaus lassen sich die realen Auflagersteifigkeiten nur schwer abbilden. Weiters ist aufgrund der nicht berücksichtigten Gesamtsteifigkeit der Struktur diese vereinfachte Form der Berechnung für die Erdbebenbemessung nur selten und bei einfachen Systemen geeignet. Für die Ermittlung der einzelnen Eigenformen und für die Untersuchung des Gesamttragverhaltens ist eine Abbildung der gesamten Struktur in einem 3D Modell unabdingbar.

Bei einigen Tragwerkssystemen ist die Berechnung am Gesamtsystem aber mit Vorsicht zu führen. In der Praxis werden die Ergebnisse von komplexen 3D-Berechnungen oft mit Vergleichsberechnungen an vereinfachten Teilsystemen auf Plausibilität überprüft. Dabei hat sich herausgestellt, dass z.B. bei Systemen mit stark unterschiedlichen Steifigkeiten in der

Ebene, wie z.B. beim Skelettbau mit aussteifendem Kern und umliegenden Stützen, die unterschiedlichen Berechnungsmethoden stark voneinander abweichende Ergebnisse liefern. Bei der Ermittlung der Stützenbelastungen von 3D-Berechnungen ergeben sich im Vergleich zur 2D-Berechnung z. T. wesentlich niedrigere Werte, die im Extremfall bis zu 100% betragen.

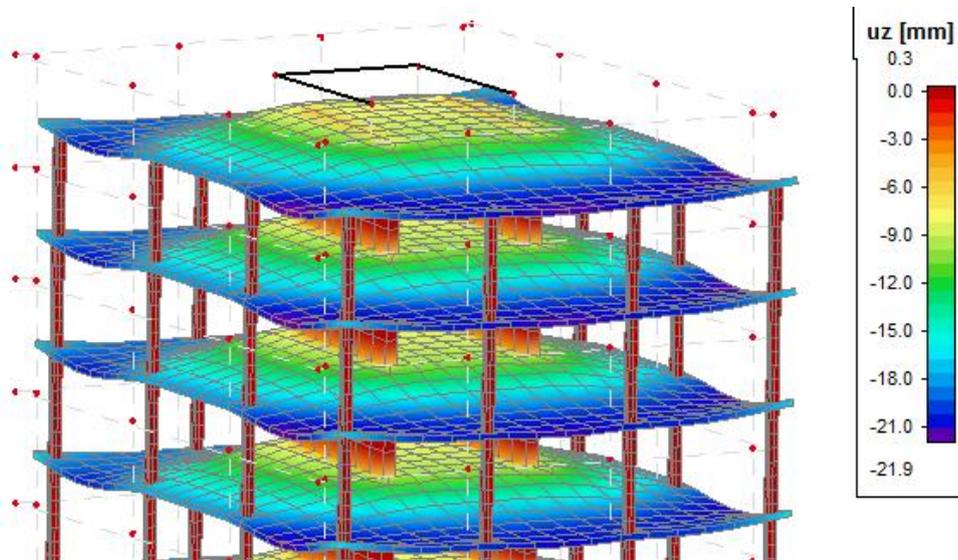


Abb. 2: Die Decken „hängen“ auf dem steiferen Kern

Die Ursachen hierfür liegen vor allem in einem wesentlichen Einfluss des Baufortschrittes für diesen Tragwerkstyp begründet. Die Statik am Gesamtsystem liefert hierbei von der Realität stark abweichende Ergebnisse, da der Baufortschritt im Regelfall nicht berücksichtigt wird. Gängige Praxis ist es, die Lasten im Endzustand in einem Schritt auf das Gesamtmodell aufzubringen („Eingussmodell“) [2]. Da die Stützen im Vergleich zu den Kernwänden eine viel geringere Steifigkeit aufweisen und somit stärker gestaucht werden, ergeben sich über die Bauwerkshöhe gesehen sehr große Relativverschiebungen zwischen den Stützen und den Wänden. Die Decken hängen sinnbildlich gesprochen an den Wänden (siehe *Abb. 2*). Aufgrund der daraus resultierenden Schnittgrößenumlagerung erhalten die Kernwände einen größeren Anteil der Lasten als dies eine Berechnung am vereinfachten Teilsystem ergibt. Umgekehrt ergeben sich bei der Ermittlung der Normalkräfte in den Stützen zu geringe Werte. In der Wirklichkeit aber wird die Struktur nicht auf einmal mit voller Last beansprucht, sondern in den einzelnen Bauphasen schrittweise belastet [1]. Auffällige Relativverschiebungen in den normalkraftbeanspruchten Bauteilen werden so kontinuierlich in den Bauphasen ausgeglichen, sodass sich der oben beschriebene Effekt nicht einstellen kann.

Weitere mögliche Ursachen von Abweichungen der Berechnungsergebnisse mit der Realität sind material-, und zeitabhängige Effekte, die bei den unterschiedlichen Berechnungsmethoden nur teilweise oder überhaupt nicht berücksichtigt werden (Materialmodell, Kriechen, Schwinden, Relaxation, Temperatur, Spannungsumlagerung infolge lokalem Fließen bzw. Rissbildung, Lagerbedingungen). Weiters hat sich gezeigt, dass die Berechnung der gleichen Struktur mit unterschiedlichen Statik-Programmen (SOFiSTiK, RFEM, SCIA) größere Abweichungen in den Schnittgrößen ergeben kann. Die Abweichungen können aus verschiedenen FEM typischen Ansatzfunktionen resultieren, unter deren Verwendung die Lösung des exakten Randwertproblems angenähert wird (das Ergebnis wird nicht direkt aus der strengen Lösung der Differentialgleichung ermittelt) [3]. Die unterschiedliche Feinheit der Diskretisierung, die abweichenden Freiheitsgrade der gekoppelten Elemente, oder die fehlerhafte Modellierung der Verbindungen zwischen den einzelnen Bauteilen führt ebenfalls zu Unsicherheiten bei der Berechnungen [1].

Die oben beschriebenen Ungewissheiten und Probleme sind potentielle Fehlerquellen, die die Anwender der Bemessungsprogramme vor Herausforderungen stellt. Die richtige Abbildung bzw. Simulation des realen Tragwerks bei komplexen Bauwerken bildet trotz der stützenden leistungsfähigen Programme und der fortgeschrittenen Kenntnisse in den Ingenieur-, sowie in den Materialwissenschaften eine schwierige Aufgabe. In dieser Diplomarbeit sollen die unterschiedlichen Einflüsse auf die Berechnung am Gesamtsystem und dabei insbesondere die Rolle der Bauphasenanalyse untersucht werden.

1.2 Forschungsprojekt der Firma Porr AG

Die vorliegende Arbeit bildet einen Teil eines Forschungsprojekts der Firma Porr AG, welches die realen Stützenkräfte bei Hochbauten untersucht. Es werden mehrere Hochhäuser analysiert, die sich zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Diplomarbeit in der Ausführung befindend (Bauvorhaben „Monte Laa“, Planung und Ausführung von der Firma Porr AG). Mittels unterschiedlichen, in ausgewählten Tragelementen einbetonierten Sensoren werden die realen Setzungen, Dehnungen bzw. Stauchungen gemessen. Die Zeitdauer des Monitoring umspannt die ganze Ausführungs-, und teilweise auch die Nutzungsphase der Gebäude. Im Laufe des Monitorings wird die Entwicklung der Stauchungen in den Stützen beobachtet, von denen man unter Berücksichtigung aller zeit-, und materialabhängigen Einflüsse auf die Normalspannungen rückschließen kann. Im Weiteren werden mehrere Berechnungsmodelle entwickelt und verglichen, mit dem Ziel, die auf den Baustellen gemessenen Schnittgrößen entsprechend rechnerisch adäquat abbilden zu können.

Das Ziel der Firma Porr AG ist, mit den durch diese Studie gewonnenen Erkenntnissen, die Bemessung von Hochbauten, insbesondere der Stützen zu optimieren. Ohne genaue Kenntniss der Normalkräfte in den vertikal lastabtragenden Bauteilen wird das Hochhaus deutlich unwirtschaftlich entworfen und anschließend mit einem unnötig hohen Materialaufwand ausgeführt. Die ermittelten Lasten beeinflussen in weiterer Folge auch direkt die Bemessung des Fundaments und haben dadurch einen erheblichen Einfluss auf die Baukosten. Aufgrund der realitätsnäheren Modellbildung und Berechnung - unterstützt durch die Plausibilitätskontrolle auf Grundlage der auf den Baustellen gemessenen Ergebnisse – und der daraus resultierenden wirtschaftlicheren Bemessung der Hochbauten, könnte die Firma bei zukünftigen Projekten einen Marktvorteil gewinnen.

1.3 Zielsetzung und Abgrenzung des Themas

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, die Entwicklung der Normalkräfte in den vertikal lastabtragenden Bauteilen anhand von zwei realen Projekte, insbesondere unter Berücksichtigung des Einfluss des Baufortschritts abzubilden.

In Teil 1 werden die Grundlagen der Theorie der FEM, sowie der Berechnung am Gesamtsystem und die wichtigsten nichtlineare Effekte, die die Lastabtragung der Tragwerke beeinflussen bzw. beschreiben, behandelt. Die zeitabhängigen Effekte werden der Vollständigkeit halber erwähnt, aufgrund deren Komplexität und der rechnerischen

Begrenzung des verwendeten Statikprogramms werden diese in weiterer Folge aber nicht weiter berücksichtigt.

In dieser Diplomarbeit werden anhand unterschiedlicher Modelle mit verschiedenen strukturellen Eigenschaften die wichtigsten Faktoren gesucht, bei deren Auftreten die Bauphasenanalyse berücksichtigt werden sollte. Die Normalkräfte in den Stützen, die anhand verschiedener Rechenmethoden ermittelt werden, werden analysiert. Die Analyse des Einflusses der Bauphasen auf die Berechnung bildet das Hauptthema der Diplomarbeit und ist in Teil 2 beschrieben. Dabei werden die Ergebnisse einer vereinfachten 2D-Berechnung, sowie die lineare 3D-Berechnung am Gesamtmodell mit -, bzw. ohne Bauphasenberücksichtigung verglichen.

In Teil 3 der Diplomarbeit werden die Erkenntnisse der Arbeit zusammengefasst und Empfehlungen gemacht, bei welchen Hochhäusern, unter welchen Rahmenbedingungen die Berücksichtigung der Bauphasen bei der statischen Berechnung von großer Bedeutung sein kann. Dadurch soll ein Schritt zu einer sichereren und wirtschaftlicheren Bemessung von komplexen Bauwerken gemacht werden.

2 Modellierung mit FE-Programmen

2.1 Methode der Finiten Elemente

Die Finite-Elemente Methode (FEM) beschreibt ein numerisches Berechnungsverfahren, welches in den zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts entwickelt wurde. Probleme in der Tragwerksplanung, bei denen die Voraussetzungen für eine analytische Lösung nicht erfüllt sind, können mittels FEM gelöst werden. In der Baupraxis angewandte Computerprogramme verwenden heutzutage meistens die Deformationsmethode der Finite Element Methode. Mit dieser Methode lassen sich lineare und nichtlineare Festigkeits- und Schwingungsprobleme beschreiben und komplizierte Tragwerksgeometrien flexibel erfassen [4]. Mit der Entwicklung immer leistungsfähigerer Rechner und den wachsenden Material-, und Ingenieurkenntnissen werden aber auch architektonische Ansprüche geweckt. In vielen Fällen werden Tragwerke entworfen, deren Bemessung früher ohne die Verwendung der FEM noch unmöglich war.

Die Theorie der FEM beruht auf der Unterteilung der Tragwerksstruktur in endliche Teilbereiche, wobei dies in modernen Programmen mittlerweile automatisch durch Netzgeneratoren erfolgt. Diese Teilbereiche, die "Finite Elemente", werden in den Knoten miteinander verbunden, von deren unbekanntem Verschiebungen und Verdrehungen die Deformationsmethode ausgeht. Die Verschiebungen und Verzerrungen werden durch vorgegebene Ansatzfunktionen definiert, die im jeweiligen Teilbereich das Verhalten beschreiben. In Abhängigkeit der Verschiebungen bzw. der Freiheitsgrade der Knoten wird der Verzerrungszustand bestimmt und durch die Materialgleichungen werden die Spannungen ermittelt [5]. Die Weggrößen der Knotenpunkte der einzelnen Elemente werden als Freiheitsgrade definiert. Anzahl und Art der Freiheitsgrade hängt vom untersuchten Strukturelement ab (Stab, Scheibe, Platte, usw. *siehe Abb. 3*). Scheiben, die in der Tragwerksebene belastet sind, verfügen über die Freiheitsgrade v_x , v_y , φ_z . Wirken im Gegensatz dazu Lasten senkrecht zur Tragwerksebene, wodurch Momente in der

Tragwerksebene entstehen, wird das Element als Plattenelement bezeichnet. Dementsprechend hat das Element drei Freiheitsgrade ($w_z, \varphi_x, \varphi_y$). Enthält ein Finites Element sowohl die Eigenschaften der Platten- als auch die der Scheibenelemente, spricht man von einem Falwerkelement. Ein Falwerkelement besitzt 6 Freiheitsgrade $u, v, w, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$. [3].

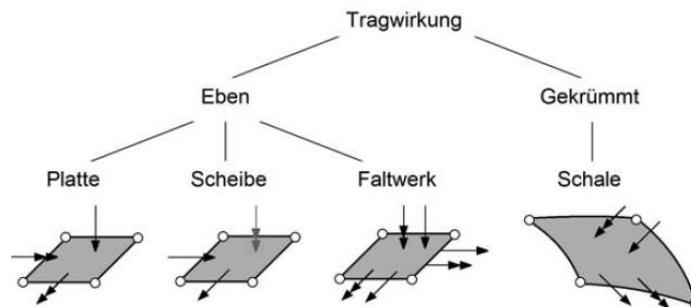


Abb. 3: Die unterschiedlichen Strukturelemente [3]

Die Berechnungen mittels FEM führen zu partiellen Differentialgleichungen. Da das Ergebnis nicht direkt aus der strengen Lösung der Differentialgleichung ermittelt, sondern mittels FEM typischen Ansatzfunktionen angenähert wird, hängt die Genauigkeit der Berechnung stark vom generierten Netz ab. Im Allgemeinen kann man sagen, dass mit einer größeren Anzahl von Knoten und Freiheitsgraden (höhere Ansatzfunktionen) genauere Ergebnisse erzielt werden, wobei auch hier auf bestimmte Situationen Acht gegeben werden muss. Einzelkräfte oder Einzelmomente stellen z.B. eine Idealisierung einer in Wirklichkeit verteilten Last dar. Wird das FE-Netz zu fein gewählt, werden singuläre bzw. gegebenenfalls unendlich große Resultate ermittelt. Zu beobachten ist dieser Effekt beispielweise auch bei punktuellen Auflagern, wenn ein linear elastisches Werkstoffverhalten angenommen wird. In den Bereichen, in denen diese Spannungsspitzen auftreten, muss die Tragwerksbemessung auf resultierenden Schnittgrößen basieren, anstatt auf Spannungen [6].

Die prinzipielle Vorgehensweise bei einer FE-Berechnung ist nachfolgend aufgelistet [3]:

- Einteilung des Tragwerkes in endliche Finite Elemente durch Generierung eines Elementnetzes
- Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Einzelelementes an den Knotenpunkten, einschließlich der Diskretisierung der Elementbelastungen (das Ergebnis ist die Steifigkeitsbeziehung des Einzelelementes)
- Zusammensetzung der einzelnen Elemente zur Gesamtstruktur unter Wahrung der kinematischen Verträglichkeitsbedingungen und der statischen Gleichgewichts-

bedingungen sowie Generierung des Gesamtbelastungsvektors (das Ergebnis ist die Steifigkeitsbeziehung des Gesamtsystems)

- Einbau der Lagerungsbedingungen
- Lösen des Gleichungssystems, d.h. die Ermittlung des Verschiebungsvektors
- Rückrechnung auf das Einzelement und Ermittlung der Schnittgrößen

2.2 Statik am Gesamtsystem

Die im vorherigen Kapitel erwähnte FE-Methode, gestützt mit leistungsfähigen Rechnern hat neue Türen für Architekten und Tragwerksplaner geöffnet, da sie die Berechnung und Bemessung komplexer Konstruktionen ermöglicht, die sich bisher einer Berechnung mit herkömmlichen Methoden entzogen. Dabei wird die Berechnung am Gesamtmodell immer häufiger für die Bemessung des Bauwerks herangezogen [2].

Heutzutage können komplexe Strukturen anscheinend einfach und rasch von jedem Anwender berechnet werden. Eine Verwendung der am Markt erhältlichen FE-Programme mit blinder Computergläubigkeit kann aber sehr gefährlich sein und zu unerwarteten Komplikationen führen. Theoretische Hintergründe zu den Programmen müssen beherrscht werden, um die planmäßige Tragwirkung zu erhalten und die zahlreichen Einflüsse auf die Ergebnisse bewerten zu können. So ist z.B. die richtige Modellierung der Kopplungen bei unterschiedlichen Bauteilen oder die möglichst realistische Erfassung der Auflagerverhältnisse besonders wichtig [6]. Die Qualität des Modells darf der schnellen Eingabe unter Zeitdruck nicht zum Opfer fallen. Am wichtigsten aber ist es, den Überblick über die Lastabtragung zu bewahren und die Realität ausreichend genau zu simulieren. Das Modell darf daher nicht zu grob und auch nicht zu fein sein. Alle diese stark beeinflussenden Effekte müssen bei der Erstellung des Modells einfließen, wohingegen angemessene Vernachlässigungen richtig gewählt werden müssen. Bei komplexen 3D-Strukturen mit verschachtelter Tragwirkung kann die Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse unter Umständen eine echte Herausforderung sein. Die unterschiedlichen Einflüsse auf die Kraftableitung müssen dann gesondert untersucht werden. Prinzipiell sollte die Kraftableitung am Gesamtmodell sowie die Resultate zur Verifizierung mit unterschiedlichen Rechenmethoden überprüft werden. Dies kann z.B. durch eine Zerlegung des Tragwerks in Teilgesamtmodelle oder sogar in ebene, noch übersichtlichere Statik-Positionen erfolgen.

In *Abb. 4* ist das größte Raumfachwerk aller Zeiten dargestellt, welches mit dem klassischen MERO Raumfachwerksystem realisiert wurde. Das gewaltige Bauwerk verfügt über Rekord-

Abmessungen: die Länge des Tragwerks beträgt 640 m, die Oberfläche rund 200.000 m² und die Gesamtlänge der Stäbe ergibt 565 km. Um die Berechnung und Dimensionierung der Konstruktion durchführen zu können, musste das Gesamtmodell in 5 Teilmodelle zerlegt werden (davon 3 identische Triforms). Die Bemessung der insgesamt über 170.000 Stäbe und die Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung wären ohne eine computergestützte Berechnung am 3D-Modell unmöglich gewesen [7].

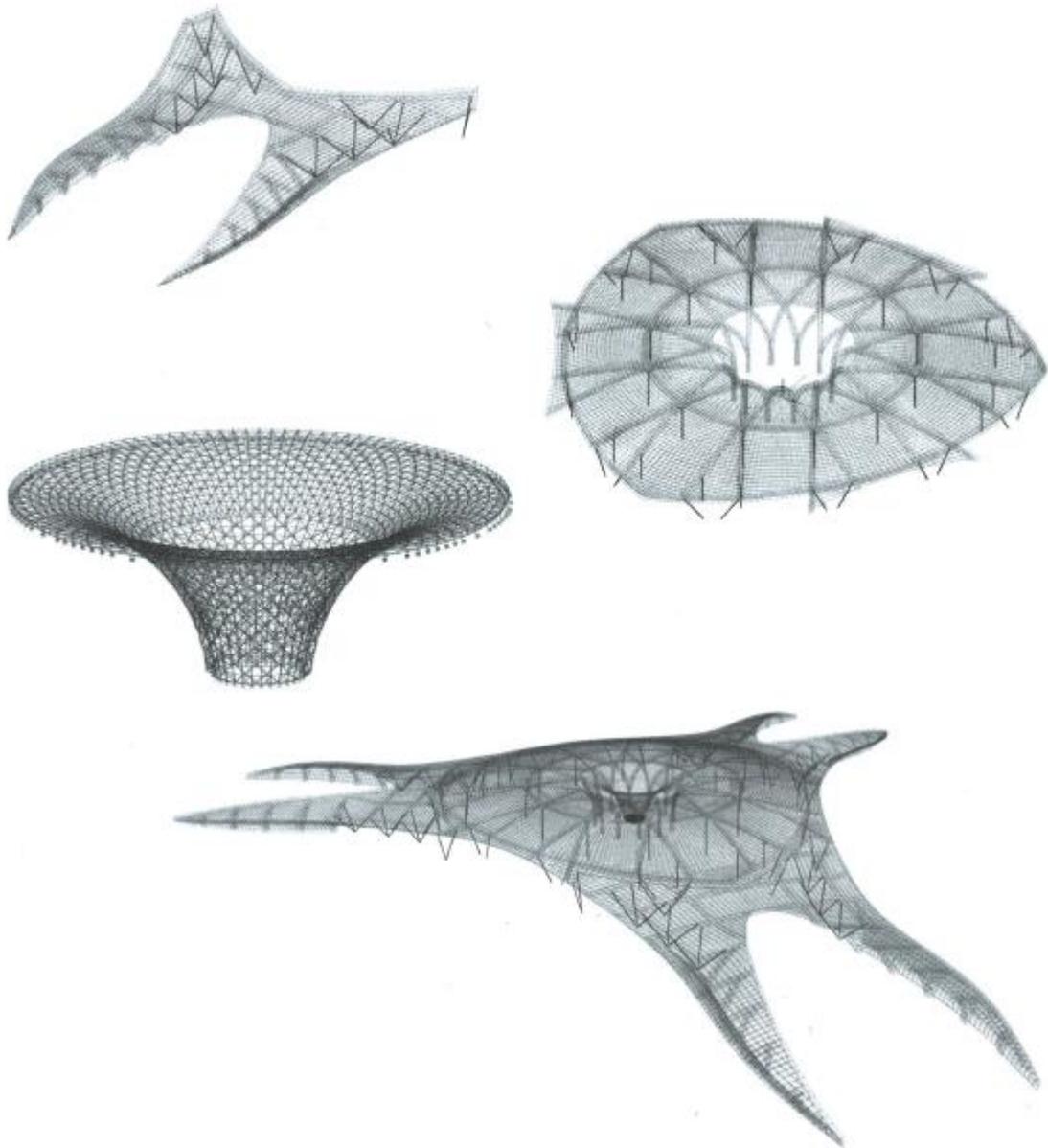


Abb. 4: Teilmodelle des größten Raumfachwerks der Welt - Ferrari World, Abu Dhabi [7]

2.2.1 Vorteile einer Statik am Gesamtmodell

Die Statik am Gesamtmodell bietet zahlreiche Vorteile, die nachfolgend kurz erläutert werden.

a) Für die Beurteilung der globalen Verformungen einer Struktur ist eine ausreichend genaue Abbildung der Realität in einem 3D-Modell unabdingbar. Bei Bauwerken, bei denen ein echtes räumliches Tragverhalten vorliegt kann die Verteilung der Steifigkeiten und damit die genaue Lastabtragung allein am Gesamtmodell realistisch abgebildet werden. Räumliche Tragwerke, insbesondere Flächentragwerke mit komplexer, beliebiger Geometrie lassen sich nur schwer oder überhaupt nicht mittels herkömmlicher Methoden an vereinfachten Modellen berechnen. Weiterhin lassen sich Konstruktionen mit großer Unregelmäßigkeit in der Gesamtsteifigkeit auf Erdbeben ausschließlich an einem räumlichen Gesamtmodell berechnen (siehe Abb. 5). Die globale Torsionswirkung kann in einem ebenen Modell nicht abgebildet werden.

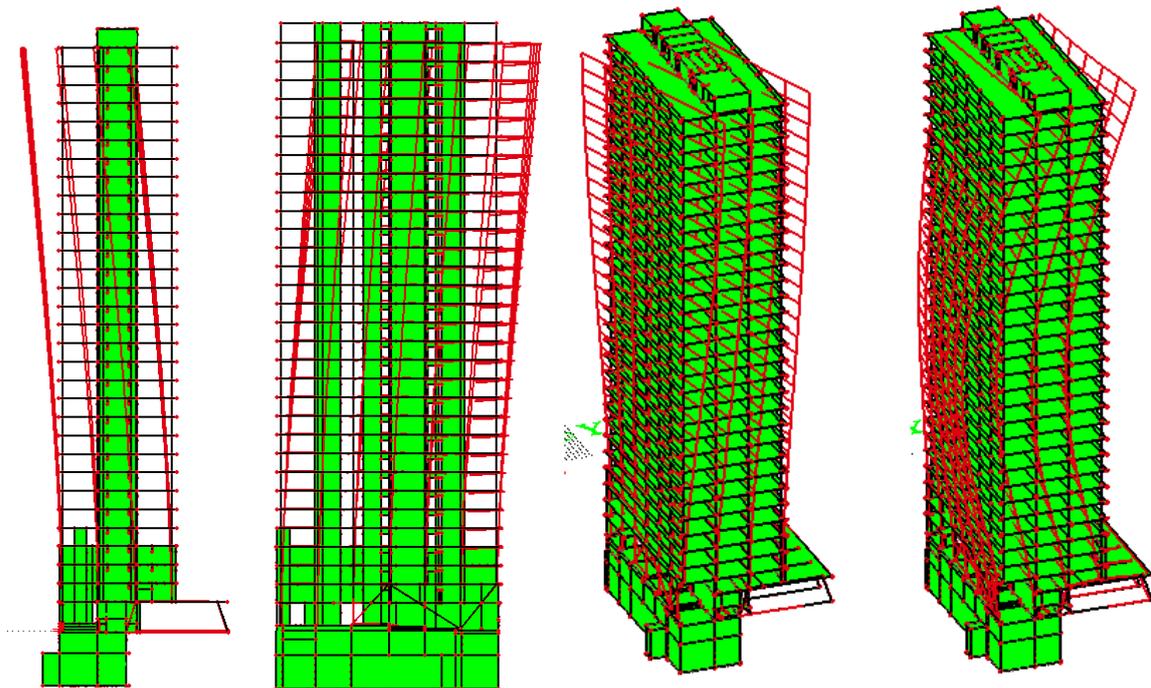


Abb. 5: Die ersten vier Eigenformen des Hochhauses ML2

b) Zwangsschnittgrößen, unter anderem z.B. Schwinden des Betons, können bei Strukturen mit größeren, fugenlosen Flächen am Gesamtmodell berücksichtigt werden (siehe Abb. 6). Falls das Schwinden im verwendeten Programm nicht automatisch berücksichtigt werden kann, können die daraus resultierenden Zwangsschnittgrößen mit einem Temperatur-

Ersatzlastfall berücksichtigt werden. *Abb. 6* zeigt das rund 180 m lange Bettenhaus, der Chirurgischen Klinik in Ulm, welches mithilfe einer dreidimensionalen Berechnung und Bemessung am Gesamtmodell als fugenloses Bauwerk realisiert wurde. Durch das 3D-Gesamtmodell konnten sämtliche wichtige Effekte auf das Tragwerk berücksichtigt werden, unter anderem das Schwinden infolge Austrocknens des Betons im späten Betonalter. Aufgrund der genaueren Rissbildungs-Analyse konnte auf klassischen Dehnfugen vollkommen verzichtet werden. Dadurch konnten die Baukosten erheblich reduziert werden, da die Dehnfugen konstruktiv aufwändig auszubilden gewesen wären [8].

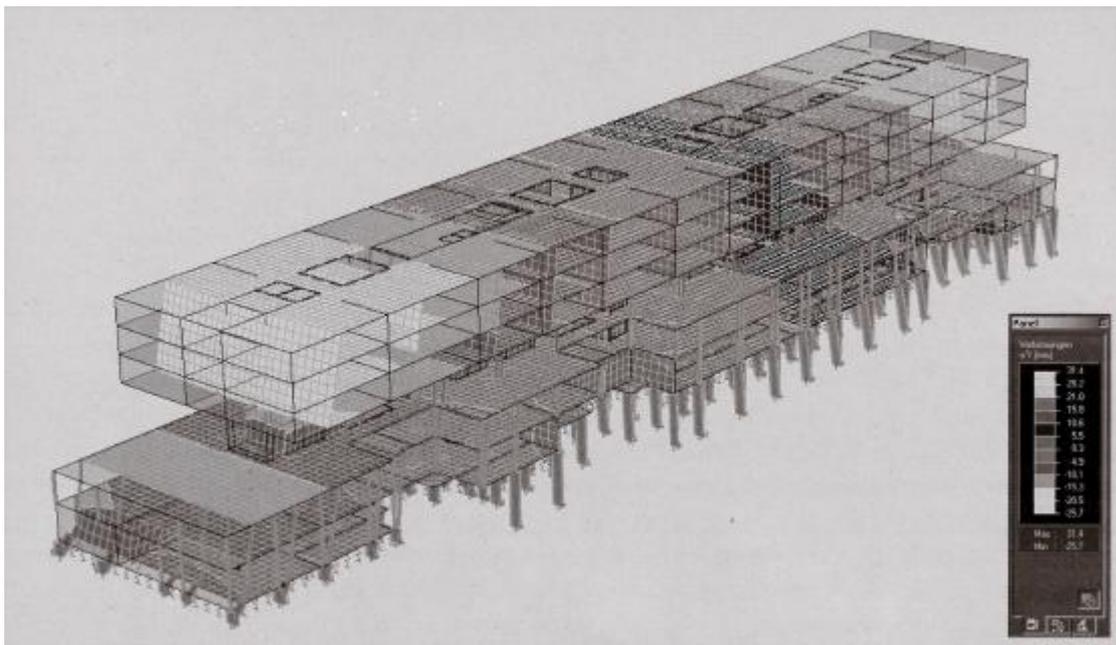


Abb. 6: Horizontalverformungen infolge Schwinden - Neubau der Chirurgischen Klinik, Ulm [8]

c) Zuletzt sei zu den Vorteilen der Berechnung am Gesamtmodell noch angemerkt, dass moderne Planungen von Großprojekten tendenziell auf einer automatisierten Modellierung des Bauwerks beruhen, welche eine Durchgängigkeit vom Entwurf bis hin zur Bemessung, Mengenermittlung sowie Bauablauf realisieren lässt. In den letzten Jahren wurde dafür der Begriff „BIM“ (Building Information Modelling) geprägt. Darunter versteht man die parallele Zusammenarbeit unterschiedlicher Fachplaner, die alle auf eine zentrale Datenbasis des Gesamtmodells Zugriff haben (*siehe Abb. 7*). Während des Planungsprozesses, durch die Ausführung sowie bis zur Nutzung kann so ein Modell die Basis eines Bauprojekts sein. Das Gesamtmodell steht für die Architektur, die Tragwerksplanung, die Gebäudetechnik und sogar für die Bauphysik zur Verfügung und kann von den berechtigten Personen geändert bzw.

aktualisiert werden. Durch diese Arbeitsweise können mehrfach wiederholte Arbeitsschritte des Planungsprozesses vermieden werden. Die Tragwerksplanung kann z.B. die Schalpläne mit geringem Aufwand rasch aus der dreidimensionalen Zentraldatei generieren, anstatt diese auf Basis der Polierpläne selbst neu zeichnen zu müssen. Für die Tragwerksberechnung kann es auch besonders vorteilhaft sein, ein bereits bestehendes Modell über eine Schnittstelle in das Bemessungsprogramm zu importieren, wo es ohne größeren Aufwand direkt berechnet werden kann. In Zeiten der effizienten und schnellen Planung – welche immer unter Zeitdruck steht – kann auf derartig innovative Vorteile des Gesamtmodells nicht verzichtet werden.



Abb. 7: Visualisierung von der PORR PDE

2.2.2 Problemstellungen bei der Statik am Gesamtsystem

Neben den bereits erwähnten Vorteilen hat die Modellierung am Gesamtmodell auch ihre Schwächen.

- a) Die Modellierung größerer, dreidimensionaler Bauwerke generiert riesige Datenmengen, mit denen ein effizienter und übersichtlicher Umgang erschwert wird. Die Auswertung und die Kontrolle der ermittelten Daten sowie die Dokumentation der Modellierung bzw. Ergebnisse ist besonders schwierig. Auch für die Prüfstatik bildet die unvollständige Dokumentation der Eingabe und Annahmen ein großes Problem. Im Allgemeinen ist eine Qualitätskontrolle und Prüfung der am Gesamtsystem berechneten Statik nicht einfach durchzuführen [1] [9].
- b) Zu den eindeutigen Nachteilen gehört die Unübersichtlichkeit der Kraftableitung und die daraus resultierende schwierige Interpretation der Ergebnisse. Aufgrund von unvermeidbaren

Vereinfachungen kann die Tragwirkung stark beeinträchtigt werden. Wenn z.B. nichttragende Wandscheiben mitmodelliert werden, kann es passieren, dass den lediglich selbsttragend vorgesehenen Elementen Schub- und Zugkräfte zugewiesen werden, welche in der Realität nicht entstehen können. Bei großen Steifigkeitssprüngen innerhalb einer Geschossebene (Stützen und Wände) kann es mitunter auch vorkommen, dass die Wände bei einer linear-elastischen Berechnung zu steif abgebildet werden. Infolge dessen wandern die Lasten in unrealistischer Weise von den Stützen hin zu den Wänden. Dieser Effekt kann so ausgeprägt sein, dass die Stützen sich an den Decken „aufhängen“ und anstatt dass der Stab zusätzlich belastet wird, erfährt er eine Entlastung. In *Abb. 8* ist ein derartiger Effekt zu sehen: die Wände neben einer Stütze wirken trotz ihrer geringe Dicke (Wand ist 20 cm dick, Durchmesser der Stütze ist 100 cm) viel steifer und entlasten die Stütze. Infolge dessen wird die Stütze im unteren Geschoss um rund 450 kN entlastet; die Belastung der Stütze geht durch die Decken in die benachbarten Wände ein (siehe *Abb. 9*).

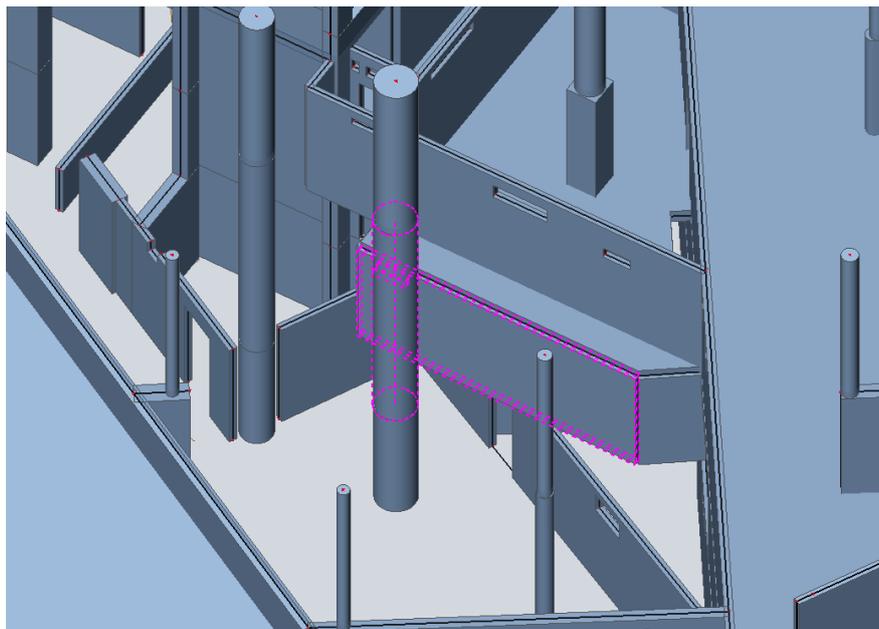


Abb. 8: Untersuchte Innenwand und Stütze im Gesamtmodell

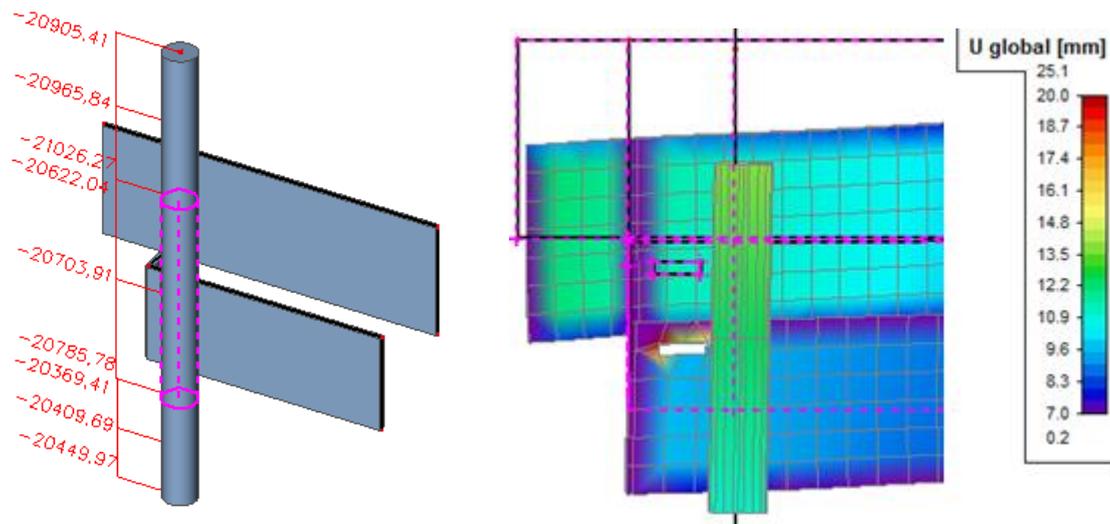


Abb. 9: Falsche Kraftableitung einer Stütze (links) aufgrund unrealistischen Verschiebungsunterschieds zwischen lastabtragenden Elementen (rechts)

c) Eine Struktur erlebt während den Konstruktionsphasen unterschiedliche statische Systeme (Bauzustände). Die Grenzbedingungen ändern sich ständig, z.B. nach neu montierten bzw. betonierten Strukturelementen. Der Beton wird schrittweise belastet und die Spannungen entstehen entsprechend auch schrittweise unter den aktuellen Randbedingungen und Steifigkeiten des statischen Gesamtsystems. Die Spannungen im Endzustand ergeben sich anschließend aus den überlagerten Spannungen aller Bauzustände. Im Gegensatz dazu bleibt in FE-Programmen der Baufortschritt weitestgehend unberücksichtigt. Die übliche Vorgehensweise ist es, das verformungs- und spannungsfreie System in einem Schritt mit voller Gesamtlast zu beaufschlagen. Werden die Bauphasen aber nicht berücksichtigt, ergeben sich quantitativ und qualitativ unterschiedliche (meist größere) Verformungen [8]. Dadurch entsteht eine Umlagerung der Schnittgrößen in einem unrealistischen Maße. Insbesondere bei Skelettbauten mit aussteifendem Kern ist dieser Effekt stark ausgeprägt. Wird für diesen Tragwerkstyp die Berechnung ohne Berücksichtigung der Bauphasen oder zusätzliche Modellanpassungen (z.B. Steifigkeitserhöhung der Stützen) am Gesamtsystem durchgeführt, ergeben sich für die Stützen in den oberen Geschossen des Hochhauses deutlich größere vertikale Verformungen als unten, weil die Stützenstauchungen über die Gebäudehöhe aufsummiert werden. Dadurch ergeben sich für die zu berechnenden Decken in den oberen Geschossen unrealistisch weiche Auflagerbedingungen. Die Decken hängen sich bildlich gesprochen an den Kern (*siehe Abb. 10*). Die richtige Abbildung der Steifigkeiten der lastabtragenden Elemente ist demnach ausschlaggebend und beeinflusst die Güte der Ergebnisse.

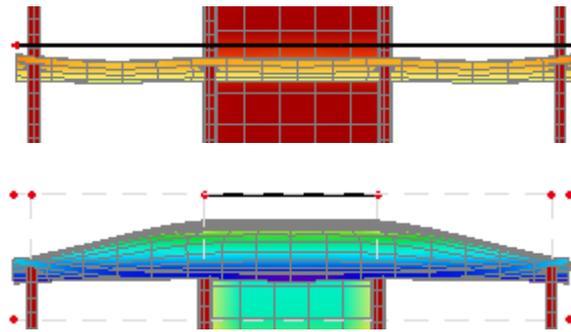


Abb. 10: Stauchung der Stützen im ersten (oben) bzw. im letzten Geschoss (unten)

Bei statisch mehrfach unbestimmten Systemen ergeben sich die Schnittgrößen in Abhängigkeit von den Steifigkeiten der Strukturelemente, da die steiferen Elemente die Schnittkräfte „anziehen“. Die richtige Vorgehensweise zur realistischen Berücksichtigung der Steifigkeitsverteilung eines Bauwerks erfolgt durch die Bauphasenanalyse. Insbesondere bei mehrgeschossigen Hochbauten kann die Vernachlässigung des Baufortschritts in der Berechnung zu verfälschten Ergebnissen führen. Am meisten betroffen sind die Stützen, die sich aufgrund ihrer Schlankheit der Lastabtragung im Gesamtmodell entziehen.

d) Die übliche Berechnung mit FE-Programmen erfolgt unter der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens und Theorie I. Ordnung. Nichtlinearitäten in jeglicher Form (geometrisch, physikalisch, konstruktiv) werden im Allgemeinen nicht berücksichtigt und sind schwer zu implementieren. Dies kann in einigen Fällen zu falschen Ergebnissen führen. Die fatalen Folgen einer solchen fehlerhaften Berechnung sind in *Abb. 11* zu sehen. Die Katastrophe ereignete sich, weil das Bodenverhalten im Gesamtmodell falsch abgebildet wurde. Außerdem können sämtliche zeitabhängigen Effekte, wie z.B. Schwinden und Kriechen, die insbesondere bei Stahlbetonkonstruktionen eine wichtige Rolle spielen, bei den Berechnungen am 3D-Gesamtmodell durch übliche Programme nicht, oder nur unter Einschränkungen berücksichtigt werden (siehe *Abschnitt 2.3*). Die Vernachlässigung dieser Effekte lässt plastische Umlagerungen in der Struktur unbeachtet welche die Verformungen bzw. Schnittgrößen aber maßgebend beeinflussen können. Unter Umständen können diese Vernachlässigungen grobe Bemessungsfehler zur Folge haben [2].



Abb. 11: Ein aufgrund falscher Simulation des Bodens gekipptes Hochhaus [2]

2.3 Einfluss nichtlinearer Effekte

2.3.1 Allgemeines

Die Berücksichtigung von nichtlinearen Effekte in der statischen Berechnungen, insbesondere bei räumlichen Tragwerksystemen ist mit wesentlichen Nachteilen behaftet. Die verschiedenen Lastfälle können nicht mehr beliebig zu Lastfallkombinationen kombiniert werden, da das Superpositions-gesetz in so einem Fall nicht mehr gültig ist. Der stark erhöhte Aufwand ist daher in den meisten Fällen nicht gerechtfertigt [3].

Die Nichtlinearitäten werden in drei Gruppe unterteilt:

- Geometrische Nichtlinearitäten
- Physikalische Nichtlinearitäten
- Konstruktive Nichtlinearitäten

Im folgenden Abschnitt werden die wichtigsten Effekte und deren Ursachen ohne Anspruch auf Vollständigkeit knapp gehalten und beschrieben. Sämtliche nichtlineare Effekte auf die

Lastableitung bei den untersuchten Tragwerke werden in dieser Diplomarbeit aufgrund der begrenzten Möglichkeiten des verwendeten FE-Programmes nicht berücksichtigt.

2.3.2 Geometrische Nichtlinearitäten

Die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearitäten kann nach folgende Klassifizierung erfolgen [3]:

- Theorie I. Ordnung (lineare Theorie)
- Theorie II. Ordnung (für Stäbe)
- Theorie III. Ordnung (für Stäbe und Flächen)

Eine Berechnung kann nach Theorie I. Ordnung erfolgen, falls die berechnende Konstruktion steif genug ist, sodass keine große Verformungen auftreten. Bei Stahlbetonbauten ist eine Berechnung nach Theorie I Ordnung in den meisten Fällen ausreichend.

Bei verformungssensitiven Bauteilen (z.B. Stahlbetonstützen) hingegen kann die Deformation der Struktur in der Berechnung nicht mehr vernachlässigt werden. Das Gleichgewicht wird am verformten Tragwerk ermittelt. Die Vorkrümmungen bzw. Schiefstellungen der Stäbe müssen ebenso berücksichtigt werden. Im Regelfall erfolgt die Berechnung mit vereinfachten Nachweisen an herausgelösten Stäben (z.B. Nenn-Krümmungsverfahren).

Bei Seil-, oder Membrankonstruktionen können große Verformungen auftreten, für deren Berechnung die Theorie II. Ordnung nicht mehr ausreichend ist. Für solche Tragwerke sowie für Beulnachweise wird die Theorie III. Ordnung herangezogen. Bei dünneren Decken mit horizontal unverschieblichen Lagerungen kann beispielweise neben dem Biegespannungszustand ein Membranspannungszustand aktiviert werden.

2.3.3 Physikalische Nichtlinearitäten

a) Materialmodelle

Das Materialmodell kann linear, bilinear, nichtlinear angesetzt werden (siehe *Abb. 12*). Bei der Berechnung der Schnittgrößen in Stahlbetonbauten wird unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts ein linear-elastisches Materialmodell angenommen. Die Bemessung des Querschnitts hingegen erfolgt nichtlinear. Wird bei der Schnittgrößenermittlung die Rissbildung vom Beton berücksichtigt, können unterschiedliche Rissmodelle herangezogen

werden (Erweichungsmodelle). Die Berücksichtigung der Rissbildung im Beton in der statischen Berechnung ergibt größere Verformungen (z.B. Durchbiegung einer Decke). Für den Bewehrungsstahl können unterschiedliche Materialmodelle angewendet werden, „Scia Engineer“ verwendet für die Bemessung z.B. das bilineare Bewehrungsmodell.

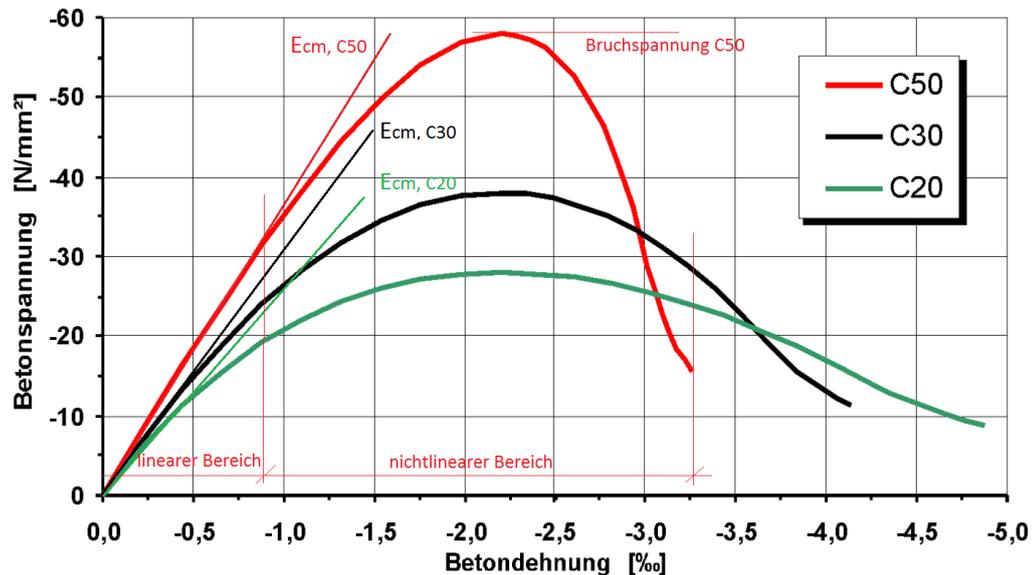


Abb. 12: Nichtlineares Materialmodell von Beton (wikipedia)

Die Rissbildung beeinflusst nicht nur die Steifigkeiten der Strukturelemente sondern je nach Betonmodell kann sie auch zur Abnahme von Druck- und Schubsteifigkeit führen. In einigen Programmen kann im Betonmodell der Effekt berücksichtigt werden, dass sich im zweiachsialen Spannungszustand eine erhöhte effektive Druckfestigkeit ergibt.

b) Zeitabhängiges Materialverhalten von Beton

Die Umlagerung der Schnittgrößen ist nicht nur vom statischen System abhängig. Beton weist bereits unter Gebrauchsbedingungen ein ausgeprägtes zeitabhängiges Materialverhalten auf (Langzeitverformung von Decken, etc.). Folgende Effekte können dabei unterschieden werden:

- Schwinden, $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$
- Kriechen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$
- Relaxation $\rho(t, t_0)$

Schwinden ist die lastunabhängige Volumenverminderung des Betons, die vor allem durch das Austrocknen - Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ - sowie durch chemische Prozesse bei der Zementhydratation – Schrumpfdehnung $\varepsilon_{cas}(t)$ - ausgelöst wird (siehe Abb. 13). Das Trocknungsschwinden wird von dem Feuchteunterschied zwischen Bauteil und Umgebung und von der Form bzw. der der Umgebung ausgesetzten Oberfläche gesteuert. Diese Faktoren wirken sich jedoch nur auf den zeitlichen Verlauf des Trocknungsschwindens aus, auf den theoretischen Endwert $\varepsilon_{cds\infty}$ haben sie keinen Einfluss. Der zweite Teil des Schwindens, das Schrumpfen ist im Gegensatz zum Trocknungsschwinden nur von der Zusammensetzung des Betons abhängig (Zuwachs bei zunehmenden Zementanteil) und ein Großteil davon läuft bereits während der Betonerhärtung ab [10].

Das Schwinden bzw. die daraus resultierenden Zwangsschnittgrößen werden in der Praxis oft mit einem Temperatur-Ersatzlastfall berücksichtigt, wenn im verwendeten Programm dieser Effekt nicht automatisch berücksichtigt werden kann.

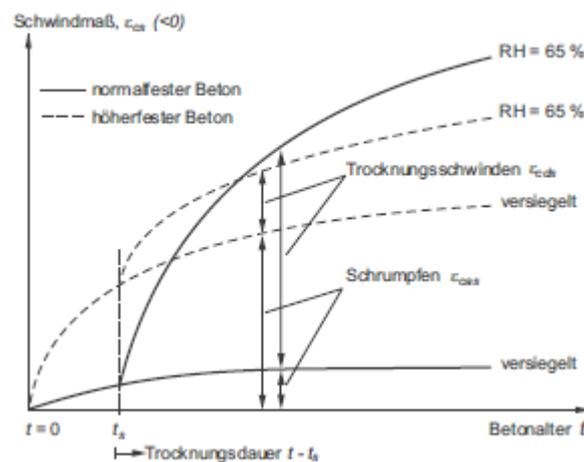


Abb. 13: Entwicklung vom Schwinden [10]

Als **Kriechen** bezeichnet man die dauerlastabhängigen Verformungen, die ein Mehrfaches der elastischen Dehnung betragen können. Im Unterschied zum Schwinden sind die Vorgänge des Kriechens und die komplexen Zusammenhänge der Verformungen des Zementsteins noch nicht vollständig geklärt. Man unterscheidet zwischen Grund-, und Trocknungskriechen, φ_0 ist die Grundkriechzahl. Die Kriechdehnung nimmt mit höherer Beanspruchung und Temperatur, geringerem Hydratationsgrad und mit wachsendem Zementgehalt zu, beim Hochfestbeton ist sie aber aufgrund der durch den kleineren w/z-Wert reduzierten Porosität begrenzt [10].

Mit dem Kriechverhalten eng verknüpft ist die Dauerstandsfestigkeit, eine wichtige Kenngröße des Betons, die ein Schwellenwert der theoretisch unendlich ertragbaren Spannung ist. Wenn die Spannungen im Beton $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$ nicht überschreiten, kann man das Material als linear-viskoelastisch beschreiben (lineares Kriechen). Der Bereich oberhalb dieses Werts wird aufgrund des Anstiegs der Mikrorisse und der allmählichen Zerstörung des Betongefüges als Bereich des nichtlinearen Kriechens bezeichnet (siehe Abb. 14). Das lineare Kriechen unter geringeren Beanspruchungen geschieht im Bereich „Primär-Kriechen“. Steigt die Belastung und damit die Spannung weiter, wird zunächst das Sekundär-Kriechen, dann mit überproportionaler Zunahme der Dehnung das Tertiär-Kriechen und schließlich oberhalb $\sigma_c = 0,8 \cdot f_{cm}$ bei einem vorzeitigen Versagen die Dauerdruckfestigkeit erreicht.

Unter dem Begriff **Relaxation** versteht man die zeitabhängige Abnahme der Spannungen bei konstantem Dehnungszustand. Den Anteil des Abbaus beschreibt die Relaxationszahl $\psi(t, t_0)$. Relaxation erfolgt im Beton sowie auch im Bewehrungsstahl und vor allem in den Spanngliedern. Relaxation und Kriechen treten in realen Tragstrukturen gleichzeitig auf bzw. ergeben sich aus identischen Mechanismen; sie beschreiben das viskose Verhalten von Beton [10].

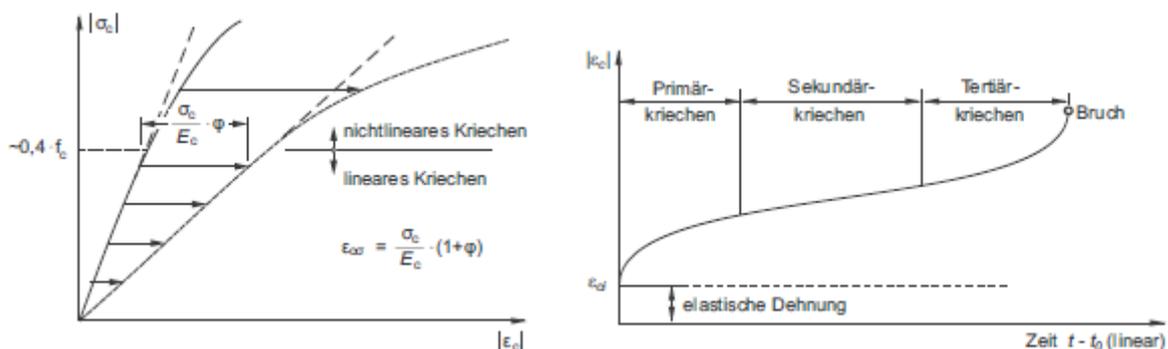
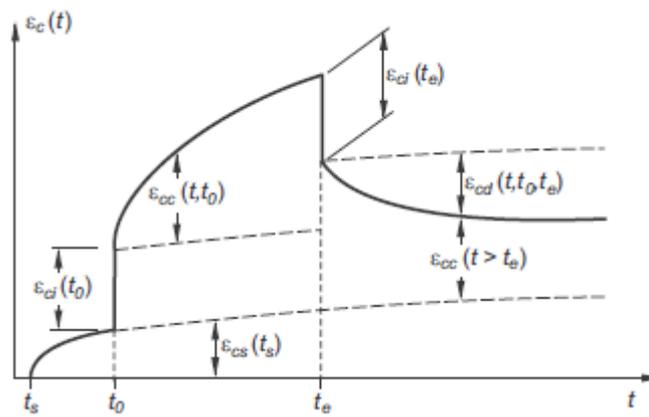


Abb. 14: Kriechen [10]

Abb. 15 zeigt die zum Zeitpunkt t aufgetretenen Betondehnungen. Der Verlauf der Dehnungen ist vom Schwinden $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, vom Kriechen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ und von der elastischen Verformung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ abhängig. Zum Zeitpunkt t_s fängt die Erhärtung vom Beton und damit das Schrumpfen an. Zum Zeitpunkt t_0 wird die Struktur belastet, dadurch entsteht eine elastische Verformung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und der Beton fängt unter der aufgebrachten Last an zu kriechen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$. Zum Zeitpunkt t_e wird das Bauteil entlastet, womit sich die elastische Rückverformung $\varepsilon_{ci}(t_e)$ direkt einstellt. Zuletzt geht ein Teil – die verzögert elastische Dehnung $\varepsilon_{cd}(t, t_0, t_e)$, – von der mit der Zeit graduell aufgetretenen Kriechdehnung zurück.



$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

Abb. 15: Betondehnungen über der Zeit [10]

Vereinfachend wird für die Berechnung der Kriechverformungen oft der effektive E-Modul ($E_{c,eff}$) verwendet:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

2.3.4 Konstruktive Nichtlinearitäten

Konstruktive Nichtlinearitäten werden durch modellspezifische Eigenschaften hervorgerufen. In Abhängigkeit bestimmter Bedingungen können Elemente bzw. Objekte in der Struktur wirksam oder nicht wirksam werden [3].

Eine konstruktive Nichtlinearität liegt in folgenden Fällen vor:

- Einseitig wirkende Lager (Zug- oder Drucklager)
- Zug- oder druckschlaffe Stäbe
- Seilelemente oder Knickstäbe
- Einseitig bzw. richtungsabhängig wirkende Bettung
- Gelenke mit speziellen Ausfallbediengungen

3 Berücksichtigung des Bauablaufes in FE-Modellen

3.1 Bauphasen-Modellierung im Allgemeinen

„Ergebnisse an einem Gesamtmodell sind nur korrekt, wenn die Zwischenzustände vollständig und korrekt simuliert werden.“ F. Breinlinger [2]

„Bei der Modellbildung muss der Bauablauf, die Bauverfahren und die Bauausführung auf heutigen Hochbaustellen berücksichtigt werden.“ F.Henke [9]

Für die richtige Abbildung des Kraftflusses in einem Bauwerk ist die Berücksichtigung des Bauablaufs in der statischen Berechnung von besonderer Bedeutung. Damit bei der Berechnung die Kraftableitung nicht über unrealistische Wege geschieht, kann die Bauphasenanalyse nicht außer Acht gelassen werden. In gängigen FE-Programmen für den Hochbau ist eine Bauphasenanalyse allerdings nicht implementiert, weshalb die Bauphasen bei der statischen Berechnung oft unberücksichtigt bleiben. Im Brückenbau hingegen ist die genaue Beachtung der einzelnen Bauzustände seit langem gängig. Erfahrungen aus dem Brückenbau können so auch für den Hochbau herangezogen werden.

Das im folgenden Kapitel 3 vorgestellte Beispiel wurde mit der Statiksoftware „Scia Engineer 16“ analysiert, mit der eine Bauphasenanalyse möglich ist. Allerdings ist die Verwendung der Bauphasenanalyse mit einigen Einschränkungen verbunden. Mit heutigem Stand der Technik lassen sich zeitabhängige und nichtlineare Effekte nur selten und beschränkt in der Berechnung komplexer, dreidimensionaler Strukturen berücksichtigen. Dies gilt auch für das verwendete Programm „Scia Engineer 16“. Die Berechnung der Schnittgrößen in den einzelnen Bauphasen erfolgt linear elastisch ohne Berücksichtigung von zeitabhängigen und nichtlinearen Effekten.

Mit dem Modul „Bauphasen“ kann für das Programm Scia Engineer im Allgemeinen die Steifigkeitsänderung des Bauwerks während des Baufortschrittes abgebildet werden. Das Bauwerk wird nicht nur im Endzustand betrachtet und schlagartig mit allen Lastfällen beansprucht, sondern in den Bauzuständen schrittweise kombiniert belastet. Änderungen der Struktur und der Belastung werden anhand einzelner Bauphasen modelliert, indem die

jeweiligen Strukturelemente (Wände, Stützen, Decken, Auflager) einer Phase zugewiesen werden. In jeder Bauphase wird die Steifigkeitsmatrix der fortschreitenden Gesamtstruktur aktualisiert und auf Basis dessen werden die Schnittgrößen ermittelt. Die Ergebnisse der einzelnen Bauphasen sind Lastinkremente, die in separaten Lastfällen zusammengefasst werden. Eine Superpositionierung aller Lastinkremente (der einzelnen Baufortschritte) ergibt schließlich die Schnittgrößen des Gesamtsystems [11].

Ein wichtiger Unterschied zwischen Berechnungen mit- und ohne Bauphasen ist, dass bei der Berechnung ohne Bauphasen die Verformungen der einzelnen Bauzustände keine Beachtung finden, während die jeweiligen Lastinkremente der Bauzustände bei der Bauphasenanalyse auf die bereits verformte Struktur aufgebracht werden. In *Abb. 16* ist ersichtlich, dass unter dem neu aufgebrachten 5. Geschoss, die Struktur bereits verformt ist.

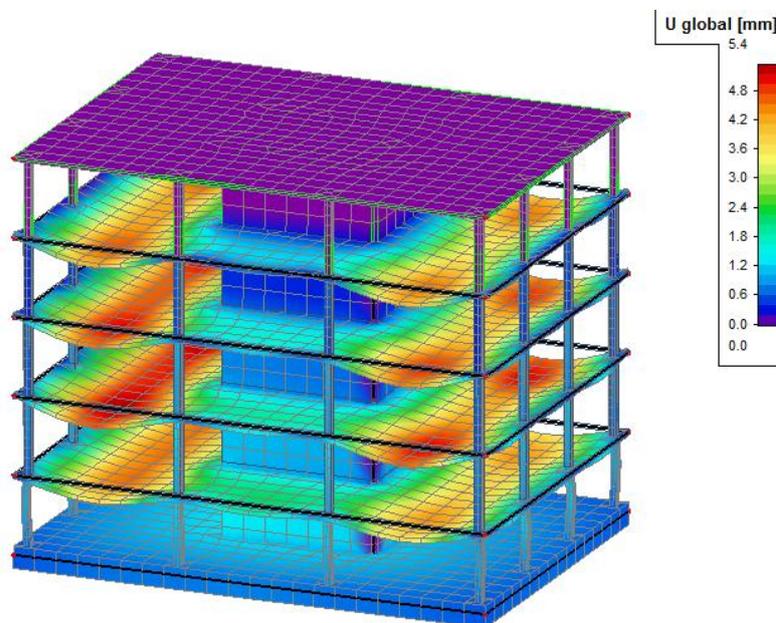


Abb. 16: Berechnung des 5.OG

Durch die Berücksichtigung dieser Effekte werden die abweichenden Stauchungen der unterschiedlichen Bauteile innerhalb eines Geschosses ausgeglichen. Insbesondere bei Strukturen mit ungleichmäßiger Steifigkeitsverteilung, wie dies im Skelettbau der Fall ist, ist dieser Effekt sehr stark ausgeprägt und beeinflusst die Verformungen und Schnittgrößen des Gesamttragwerks erheblich. Wenn das Tragwerk ohne Bauphasen berechnet wird, würden sich über die Gebäudehöhe gesehen aufgrund ihrer Schlankheit bzw. Nachgiebigkeit unrealistische Stauchungen der Stützen im Vergleich zu den deutlich steiferen Kernwänden ergeben. Die Stützen in Kernnähe können sich der Lastabtragung in einem Maße entziehen, dass die Lastableitung gänzlich unrealistisch abgebildet wird. Mit der Berücksichtigung des

Baufortschritts werden diese Verformungsdifferenzen kompensiert, indem die im nächsten Bauzustand hinzugefügten Elemente auf die verformte Struktur aufgebracht werden und die Stützen planmäßig „zu lang“ berechnet werden. Dies entspricht der Realität, da auf der Baustelle die Gravitation bereits während des Baus wirkt und die elastischen Stauchungen des bereits hergestellten Tragwerks beim Erstellen des nächsten Bauabschnitts ausgeglichen werden [1]. Durch die verminderten Verformungen werden unrealistische Umlagerungen der Schnittgrößen deutlich begrenzt, wodurch die Beanspruchungen der Stützen in den Hochbauten realistischer ermittelt werden können.

3.2 Beispielmodell

Im folgenden Kapitel soll anhand eines einfachen Beispiels der Einfluss einer Bauphasenanalyse auf die Schnittgrößen in den vertikal lastabtragenden Bauteilen unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen (starre bzw. elastische Lagerung) diskutiert werden. Zur Plausibilitätsüberprüfung werden die Ergebnisse mit einer 2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem überprüft. Am Ende des Kapitels wird eine in der Praxis weit verbreitete einfache Methode (3D Berechnung mit Steifigkeitserhöhung der Stützen) zur realitätsnahen Ermittlung der Schnittgrößen auf ihre Plausibilität und Anwendbarkeit überprüft.

Das untersuchte Beispiel ist nachfolgend in *Abb. 17* abgebildet. Damit die Lastableitung einfach nachvollziehbar ist und die Abweichungen übersichtlich vergleichbar sind, wird ein Hochhaus mit aussteifendem Gebäudekern und symmetrisch um den Kern herum platzierten Stahlbetonstützen modelliert. Der Effekt des Baufortschritts auf die Schnittgrößen nimmt mit höherer Geschossanzahl zu, da die Steifigkeiten der einzelnen Phasen - und so die Umlagerung der Schnittgrößen - stark von der Gesamtsteifigkeit des „Eingussbauwerks“ abhängen. Um somit den Einfluss des Baufortschritts auf die Lastableitung der Gesamtstruktur deutlich beschreiben zu können, die Rechenzeiten aber unter einer akzeptablen Grenze zu halten, wurde das Hochhaus mit 20 Regelgeschossen berechnet.

Die Betongüte wird vereinfachend einheitlich mit C30/37 angegeben. Die Stützen verfügen über einen Querschnitt von 30 cm/30 cm, die Wände sind 30 cm stark. Die Geschosshöhe beträgt 3 m, womit sich eine Gebäudehöhe von 60 m ergibt. Bei dem elastisch gebetteten Modell wird eine Bodenplatte mit einer Plattendicke von 100 cm angenommen.

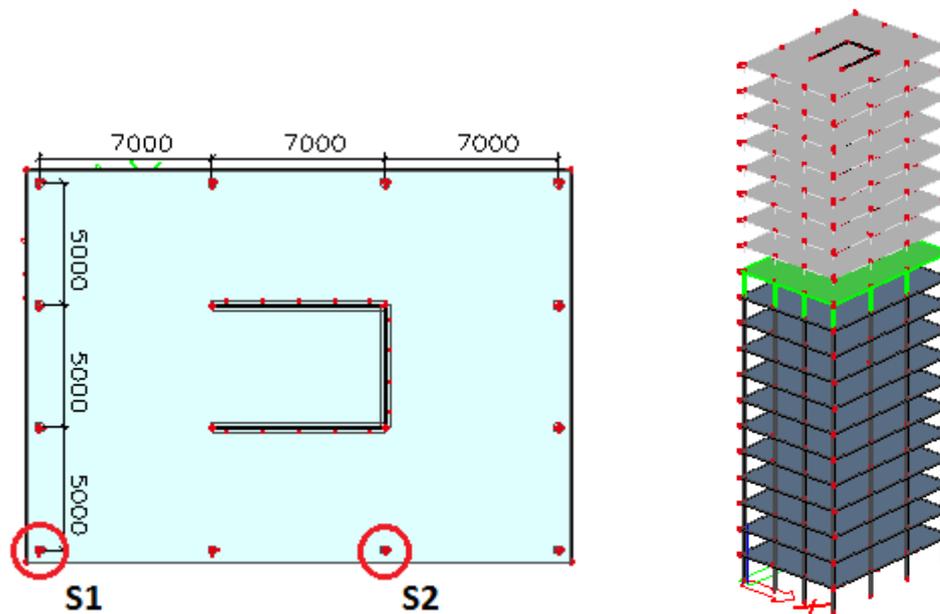


Abb. 17: Grundriss, bzw. die 12. Bauphase des Beispielmodells

Da mit dem Statikprogramm „Scia Engineer“ bei der Bauphasenanalyse keine elastisch gebettete Platte modelliert werden kann, werden unter den Stützen und Wänden statisch analoge Auflagerfedersteifigkeiten definiert (*siehe Kap. 3.2.2*). Die Decke wird als Durchlaufträger modelliert, da im Stiegenhaus zwischen den Kernwänden vereinfachend kein Deckendurchbruch modelliert wird. Mit dieser Vereinfachung wird die Schnittgrößenumlagerung aufgrund der Steifigkeitsunterschiede zwischen Wänden und Stützen vergrößert im Vergleich zu einem System mit Einfeldträgern. Deswegen ist das Beispielgebäude für die Untersuchung des Einflusses der Bauphasenanalyse auf die Kraftableitung besonders geeignet. Die Stützen werden gelenkig an die Decken angeschlossen.

Abb. 17 zeigt die erstellte 3D-Struktur. Bei den untersuchten Stützen S1 und S2 wird die Normalkraftentwicklung geschossweise je nach Modellvariante verglichen. Bei der Bauphasenmodellierung wird ein Geschoss mit allen Wänden und Stützen und der Decke jeweils zu einer Phase hinzugefügt. In Abb. 17 ist Phase 12 exemplarisch grün markiert dargestellt. Die dunkelgrau gefärbten Geschosse wurden schon „gebaut“, der aktuelle Spannungszustand und die Steifigkeitsmatrix beschreiben die Struktur bis zum 11. Geschoss. Die Phase 12 wird dann als „Belastung“ bzw. Lastinkrement auf den letzten Stand, also Phase 11, aufgebracht. Die hellgrauen Geschosse darüber bilden noch keinen Teil der Struktur, sie werden in den nächsten Bauphasen aber schrittweise angeschlossen und berechnet.

3.2.1 2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem

Die bei Handrechnungen übliche 2D-Berechnung vernachlässigt die Umlagerung der Schnittgrößen infolge unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse der anschließenden bzw. benachbarten Strukturelemente und ermittelt die resultierenden Kräfte nur aus der jeweiligen Einflussfläche der tragenden Elemente. Damit werden etwaige Tragreserven nicht aktiviert bzw. berücksichtigt und gleichzeitig die Nachgiebigkeit der Stützen vollkommen ignoriert. Diese Berechnungsmethode liefert im Allgemeinen die größten Normalkräfte für die Stützen. Für die Untersuchung dieses Beispielmodells wird eine vergleichende 2D-Berechnung durchgeführt, indem die von einem Geschoss resultierenden Normalkräfte mit der aktuellen Geschossanzahl multipliziert werden (siehe *Abb. 18*).

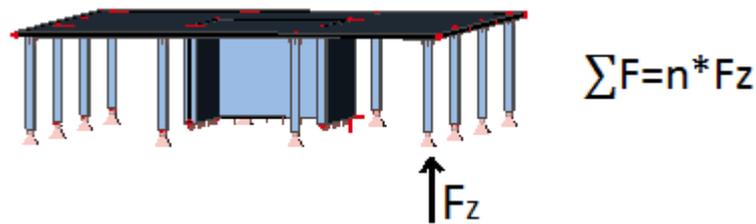


Abb. 18: Berechnung am herausgelösten Teilsystem

3.2.2 3D-Berechnung am Gesamtsystem ohne bzw. mit Bauphasenberücksichtigung

Variante 1: starre Auflager

Die Auflager werden zuerst im Modell „starr in die Z-Richtung“ eingestellt. Auf Grund der unverschieblichen Lagerung erfolgt keine Schnittgrößenumlagerung zufolge unterschiedlicher Setzungen.

In *Abb. 19* ist die verformte Struktur des Gebäudes mit und ohne Bauphasenberücksichtigung zu sehen. Dabei ist in Abhängigkeit der Rechenmethode ein deutlicher Unterschied erkennbar, welcher natürlich auch einen enormen Einfluss auf die Schnittgrößen hat. Bei der Berechnung ohne Bauphasen wird das ganze Bauwerk schlagartig mit dem vollen Eigengewicht belastet (*Abb. 19* rechts, Eingusszustand). Die relativen Stauchungen in den einzelnen Geschossen addieren sich und nach oben hin resultieren daraus immer größere vertikale Absolutverschiebungen, die von denjenigen der Wände gänzlich abweichen. Durch die Nachgiebigkeit der Stützen lagern sich die Kräfte über die Decken zu den Wänden um. Bildlich gesprochen „hängt“ das ganze Gebäude an den steifen Wänden. Die

Deckenverformungen passen somit überhaupt nicht zu der erwarteten Form; die größten Durchbiegungen ergeben sich nicht in Feldmitte, sondern am Deckenrand bei den Stützen. Weil der Grundriss eine gewisse Asymmetrie aufweist und die Wände den Großteil vom Gewicht ungleich tragen, entsteht sogar eine horizontale Verschiebung des Tragwerks.

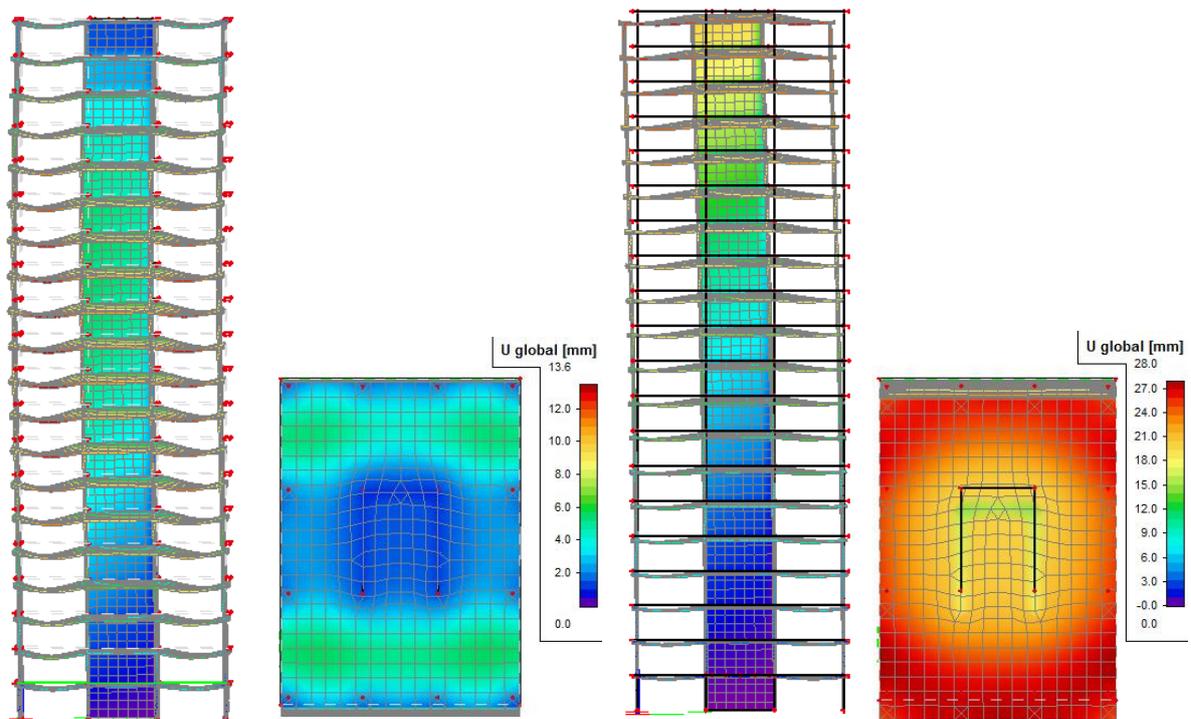


Abb. 19: Vergleich der Deformationen: links mit-, rechts ohne Bauphasen berechnet

Ein vollkommen anderes Verformungsbild der Struktur ist hingegen zu sehen, wenn in der Berechnung der Baufortschritt berücksichtigt wird (*Abb. 19* links). In diesem Fall ergeben sich die größten Verformungen nicht im obersten Geschoss sondern erstaunlicherweise in der Mitte der Gebäudehöhe. Das Phänomen lässt sich aber unter Berücksichtigung des realen Tragwerkverhaltens in den Konstruktionsphasen leicht erklären. Jedes neue Geschoss wird auf die verformte Struktur der letzten Bauphase aufgebracht. Bei der Ausführung werden sie „zu lang“ eingebaut, damit das vorgegebene Geschossniveau nach der elastischen Stauchung der unteren Geschosse eingehalten wird. Die globale Deformation ergibt sich demnach rein als Funktion der beiden Variablen Gebäudehöhe $l_{(x)}$ und Belastung auf das Geschoss $F_{(x)}$. Unter Annahme eines konstanten E-Moduls E und Stützenfläche A ergibt sich demnach folgender Zusammenhang für die Deformation in den einzelnen Geschossen:

$$\varepsilon(x) = \frac{F(x)}{EA} \quad (1)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{\Delta l(x)}{l(x)} \quad (2)$$

gleichsetzen von (1) und (2) liefert die Deformation in den jeweiligen Geschossen:

$$\Delta l(x) = \frac{F(x) * l(x)}{EA} \quad (3)$$

ausgehend vom untersten Geschoss lassen sich die beiden Variablen $F(x)$ und $l(x)$ ausdrücken durch

$$F(x) = n. ges * \Delta F - x * \Delta F \quad (4)$$

$$\Delta l(x) = x * \Delta H \quad (5)$$

einsetzen von (4) und (5) in (3) liefert:

$$\Delta l(x) = \frac{(n. ges * \Delta F - x * \Delta F) * x * \Delta H}{EA}$$

$$\Rightarrow \Delta l(x) * EA = n. ges * \Delta F * x * \Delta H - \Delta F * x^2 * \Delta H \quad (6)$$

Die erste Ableitung von $\Delta l(x)$ nach d_x und Nullsetzen dieses Ausdrucks liefert die maximale globale Deformation

$$0 = n. ges * \Delta F * \Delta H - 2 * \Delta F * \Delta H * x$$

durch Kürzen von ΔF und ΔH ergibt sich die maximale Deformation:

$$x = \frac{n. ges}{2} \quad (7)$$

\Rightarrow die maximale Deformation ergibt sich in Gebäudemitte!

Dieses unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten bei der Berechnung mit und ohne Bauphasen führt zu wesentlichen Unterschieden in den Schnittgrößen. In *Abb. 20* wird die Normalkraftentwicklung bzw. die resultierende Normalkraft im EG in den Stützen S1 und S2 anhand einer 2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem und einer Berechnung am Gesamtsystem mit und ohne Bauphasenberücksichtigung verglichen. Es werden Modelle mit jeweils 5, 10, 15 und 20 Geschossen berechnet, um mehr Punkte aus der Berechnung ohne Bauphasenberücksichtigung im Diagramm darstellen zu können. Die einzelnen Punkte werden

mit einer polynomischen Kurve verbunden. Gestrichelt sind die Linien der Eckstütze gezeichnet, wobei die verschiedenen Farben die einzelnen Rechenmethoden darstellen.

Beim Betrachten der Ergebnisse für die Stütze S1 (Randstütze) ist zu sehen, dass mit einer 2D-Berechnung die Normalkräfte wesentlich überschätzt werden. Dies ist zurückzuführen auf die fehlende Nachgiebigkeit der Stützen und der damit einhergehenden fehlenden Schnittgrößenumlagerung.

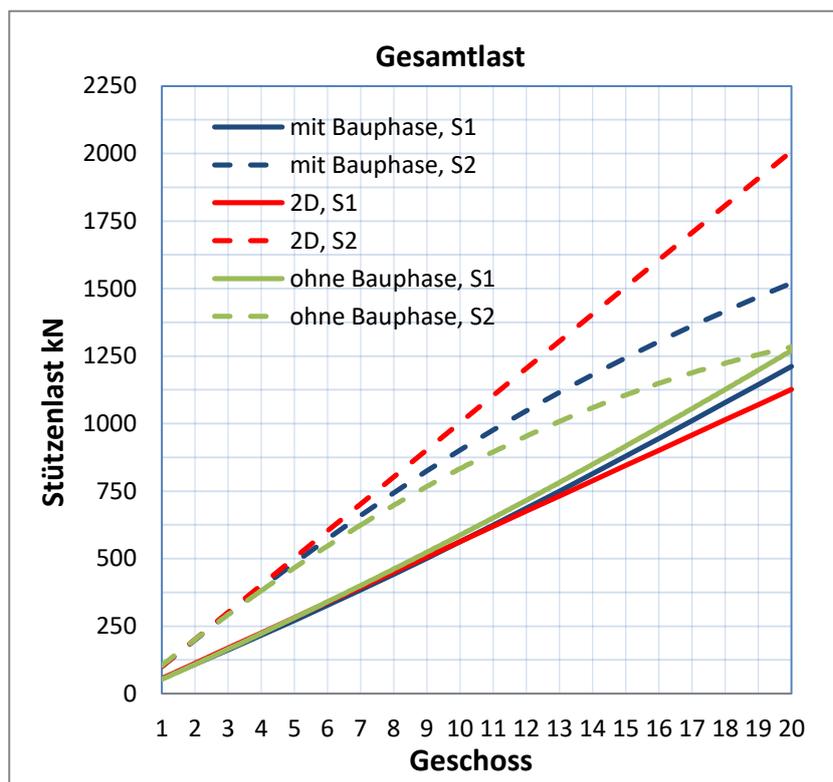


Abb. 20: Gesamtlast, Stützen starr gelagert

Bei der Berechnung des „Eingussmodells“ wird hingegen eine untere Schranke der Normalkräfte in den Stützen ermittelt. Dies lässt sich mit der unberücksichtigten Belastungsgeschichte und den unrealistischen Verformungen erklären. Bei dieser Methode tragen die weichen und nachgiebigen Stützen deutlich weniger als die steifen Wände wodurch die Stützenbelastung unterschätzt wird. Die Berechnung mittels Bauphasenanalyse bietet einen realistischen Kompromiss der zwischen der unteren Schranke (Eingussmodell) und der oberen Schranke (vereinfachtes Teilmodell) liegt.

Interessanterweise ist bei der Stütze S1 ein gegenteiliger Trend zu sehen. Bei dieser Stütze wird die kleinste Normalkraft anhand einer 2D-Berechnung ermittelt und im Gegensatz wird

beim Eingussmodell die Normalkraft überschätzt. Dieser Umstand ist darauf zurückzuführen, dass die benachbarten Randstützen, wie vorher beschrieben, bei der Berechnung aufgrund der größeren Einflussfläche und der daraus resultierenden größeren Beanspruchung eine größere Stauchung erfahren. Die Folge ist, dass eine Schnittgrößenumlagerung von den Randstützen hin zu den Eckstützen stattfindet. Dieser Effekt ist in den ersten Geschossen noch nicht ausgeprägt, nimmt aber mit zunehmender Bauwerkshöhe immer mehr zu. Mit einer Bauphasenanalyse ist aber auch hier wieder ein realistischer Kompromiss abbildbar, der zwischen den beiden Schranken zu liegen kommt. Die Entwicklung der Stützenkräfte während des Bauprozesses ist in *Abb. 21* dargestellt.

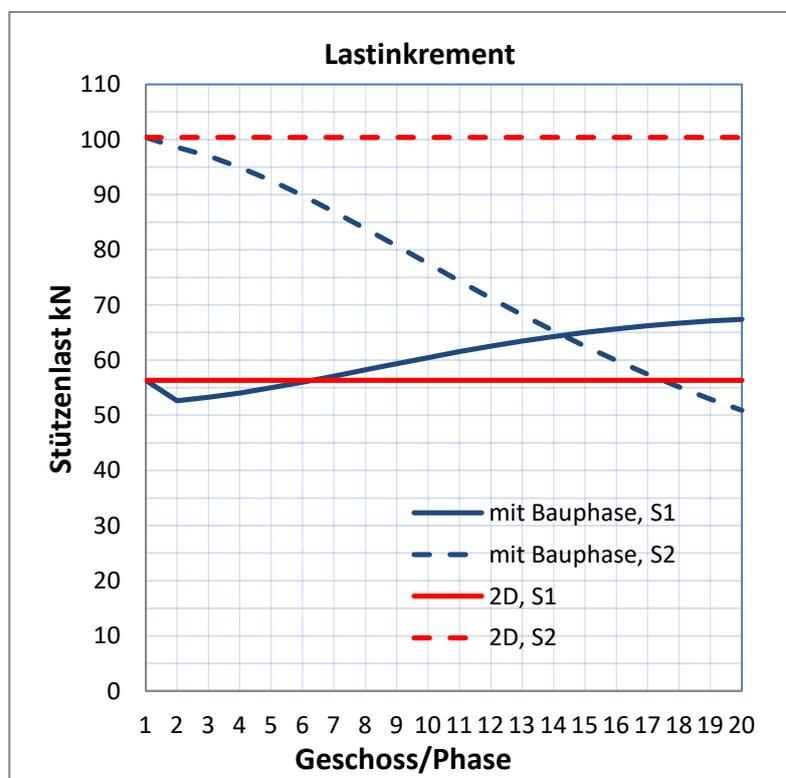


Abb. 21: Kraftzunahme in den Stützen bei starrer Lagerung

Die roten Linien stellen die Kurven der 2D-Berechnung dar, während die blauen die Bauphasen-Berechnung zeigen. Die Kurven der Randstütze sind gestrichelt dargestellt. Die Kurven beschreiben die Normalkraftzunahme in den Stützen infolge der einzelnen aufgetragenen Geschosse. Auf der horizontalen Achse sind die Bauphasen und auf der vertikalen Achse die Lastinkremente abzulesen. Bei der Beobachtung des Kurvenverlaufs der Randstütze kann festgestellt werden, dass bereits nach dem ersten Geschoss die Zunahme der Stützenkraft stark zurück geht. Die Stütze im Erdgeschoss staucht sich unter der Deckenlast

und ein Teil der Belastung des nächsten Geschoss lagert sich durch die Durchlaufwirkung der Decke an die Kernwände um. Dieses Phänomen wird allmählich in den nächsten Phasen verstärkt, schließlich erhält die Stütze im Erdgeschoss nur mehr die Hälfte der zusätzlichen Belastung (ca. 50kN) von dem Lastinkrement der letzten Bauphase bzw. des 20. Geschosses. Bei der Eckstütze kehrt sich der Verlauf um. Nach dem ersten Geschoss sinkt das Lastinkrement noch - aus dem gleichen Grund wie bei der Randstütze – dann nimmt es jedoch stetig zu. Eine genauere Auswertung der Schnittgröße mit Zahlenwerten behaftet ist in *Kap 3.2.3* zu finden.

Variante 2: elastische Auflager

Für die Berechnungsvariante mit elastischem Auflager wird ein relativ weicher Boden mit einem Bettungsmodul von 35MN/m^3 angenommen. Die Plattendicke der Bodenplatte beträgt 100 cm. Da im Programm „Scia Engineer“ bei einer Berechnung unter Berücksichtigung des Bauablaufs keine elastisch gebetteten Platten berechnet werden können, wird ein Ersatzsystem bestehend aus Einzelfedern entwickelt, dessen Setzungsverhalten annähernd dem des Originalsystems entspricht (siehe *Abb. 22*). Dabei wird die Auflagersteifigkeit der Wände und Stützen iterativ so lang verfeinert, bis sich schließlich ungefähr das Setzungsverhalten der realen Bodenplatte ergibt. Anzumerken ist, dass die Verformung der Bodenplatte aufgrund der Punktlagerung nur an der Stelle der Auflager mit der Originalplatte identisch ist. Für die Berechnung des Hochhauses ist dieser Umstand jedoch nicht von Bedeutung. Nachdem die passenden Auflagersteifigkeiten fürs Modell ermittelt wurden, wird das Modell mit den verschiedenen Methoden berechnet.

Bei Betrachtung der Größenordnung der Ergebnisse ist zu sehen, dass die Schnittgrößen der Randstütze stark von der modellierten Auflagersteifigkeit abhängen. In der Stütze S2 entstehen bei elastischer Lagerung im Vergleich zur starren Lagerung mehr als 10% größere Normalkräfte (siehe *Tab. 1*).

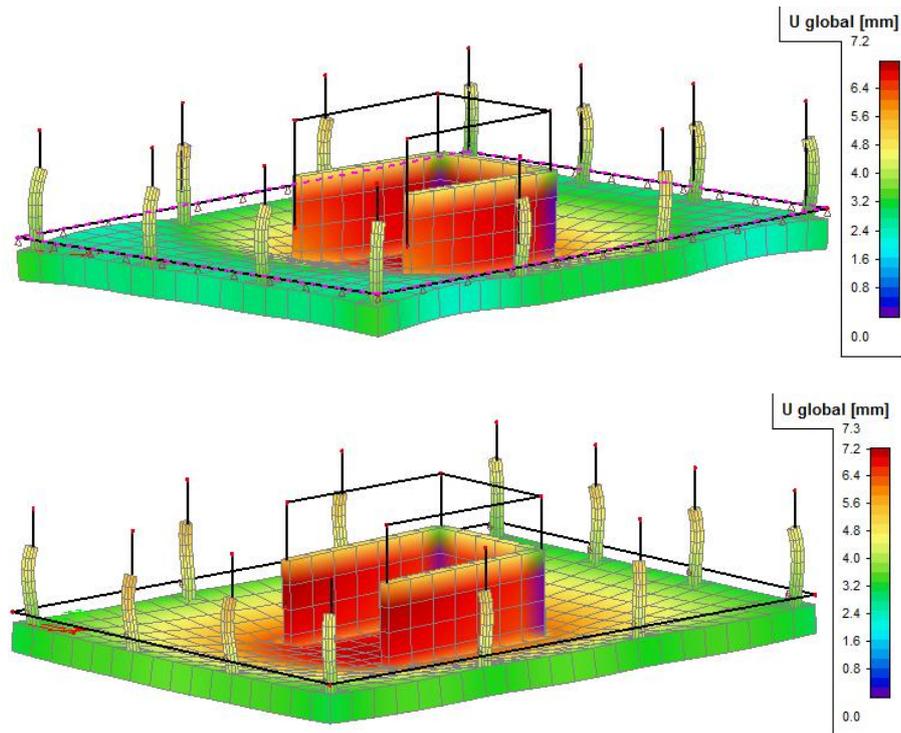


Abb. 22: Setzungen mit einer Bettung von 35kN/m^3
 unten: Anpassung der Setzungen mit elastischen Punktaulagern

Die Ursache ist, dass die Kernwände aufgrund ihrer höheren Steifigkeit einen größeren Anteil der Belastung anziehen und ihre Setzung dadurch größer wird, welches schließlich zu einer Kraftumlagerung hin zu den Stützen führt. In *Abb. 23* ist die resultierende Gesamtnormalkraft für die Variante mit elastischer Lagerung dargestellt. Der qualitative Verlauf der Ergebnisse entspricht dem der Variante mit starrer Lagerung. Während die mit roten Linien dargestellte 2D-Berechnung sich durch eine lineare Kurve auszeichnet, haben die anderen Kurven hingegen eine qualitativ ähnliche, nichtlineare Charakteristik. Auch hier wird ersichtlich, dass eine Bauphasenberechnung (blaue Linien) die Resultate ergibt, die zwischen denjenigen einer 2D-Berechnung bzw. des Eingussmodells liegen. Die Ergebnisse für die Eckstütze bei elastischer Lagerung stimmen in großen Teilen mit denen bei starrer Lagerung überein. Es ist jedoch ersichtlich, dass die Normalkraft in der Randstütze S2 wie bereits erwähnt, stärker von der Lagerung abhängig ist. In *Abb. 24* ist die Normalkraftentwicklung in den Stützen für die Modellvariante mit elastischer Lagerung dargestellt. Ein qualitativer Unterschied in der Kurvencharakteristik im Vergleich zur Variante mit starrer Lagerung ist weitestgehend nicht zu sehen. Lediglich die Lastinkremente sinken bei elastischer Lagerung in der Randstütze ab der 15. Phase langsamer als mit starren Auflagerverhältnissen, was zu den eingangs erwähnten Unterschieden in der Gesamtnormalkraft führt.

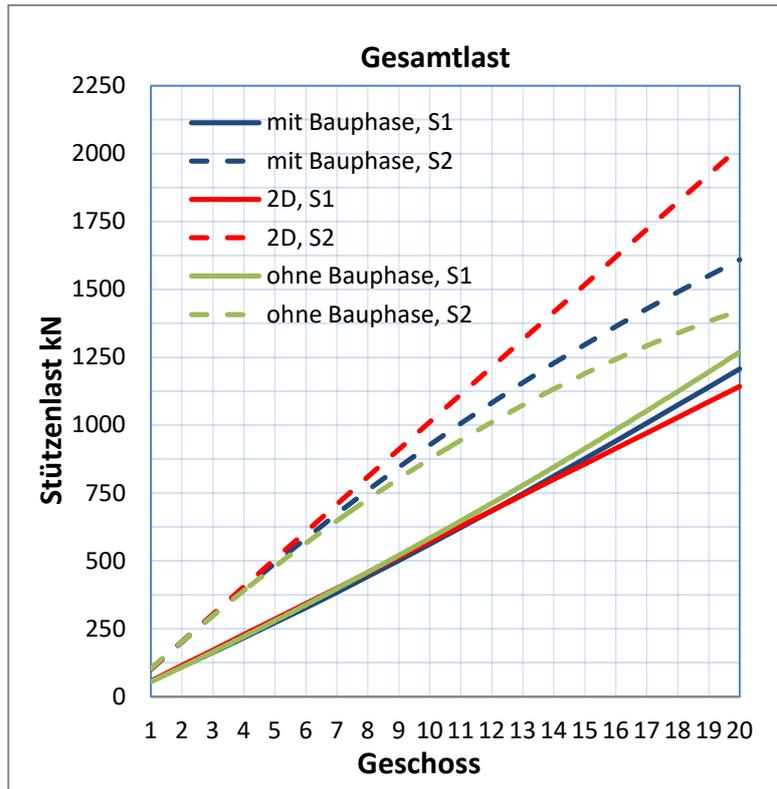


Abb. 23: Gesamtlast, Stützen elastisch gelagert

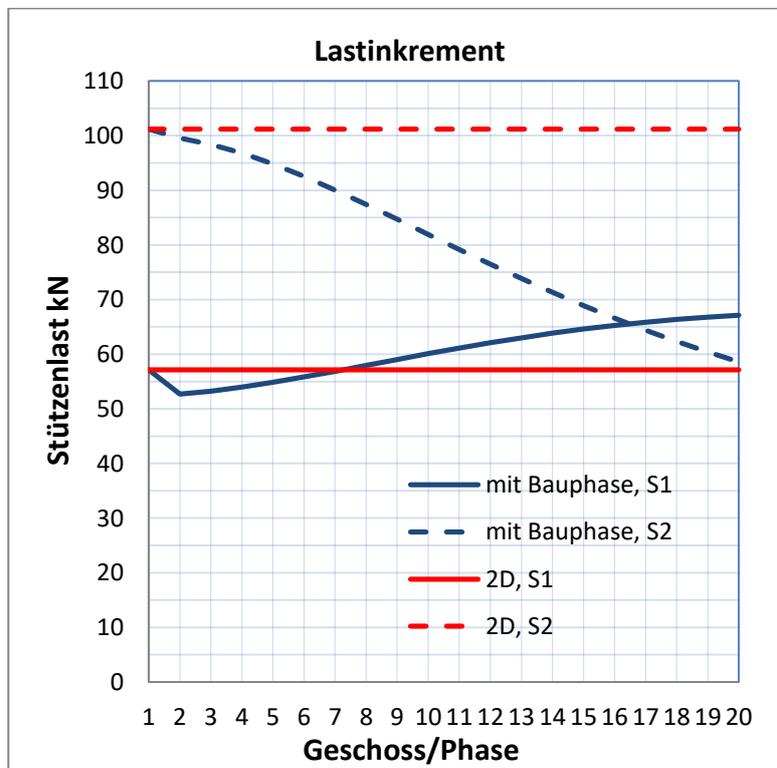


Abb. 24: Kraftzunahme in den Stützen bei elastischer Lagerung

Würde die Eckstütze anhand der durch 2D-Berechnung ermittelten Normalkraft bemessen, würde die Stützenbelastung unterschätzt. Größer ist jedoch die Unsicherheit bei den Randstützen, wenn die 2D-Ergebnisse als Grundlage für die Bemessung genommen würden. Hier könnten die Stützen im Vergleich zu den anderen Methoden um rund 100% überdimensioniert ausgeführt werden.

3.2.3 Vergleich und Interpretation der Ergebnisse

In *Tab. 1* werden die maximalen Normalkräfte in den untersuchten Stützen gezeigt. Die Tabelle vergleicht die Resultate im Erdgeschoss, je nach der Berechnungsmethode mit starrem und elastischem Auflager. Die Abweichung der Ergebnisse der unterschiedlichen Methoden ist bei der Randstütze deutlicher. Während der Unterschied zwischen 2D- und 3D-Berechnung ca. 36% beträgt, liegt das Ergebnis der Bauphasenberechnung ungefähr in der Mitte dieser beiden Methoden. Ungefähr um 15% verringert sich die Belastung der Randstütze, falls bei der linearen Berechnung der Baufortschritt nicht berücksichtigt wird.

	Beispielmodell 20 Geschosse, starr gelagert		
	Berechnung ohne Bauphasen	2D-Berechnung	Bauphasen- Berechnung
Eckstütze [kN]	1267.70	1126.80	1212.29
ohne Bp/2D [%]	1.125	-	-
ohne/mit Bphasen [%]	1.046	-	-
Randstütze [kN]	1287.85	2008.20	1520.33
ohne Bp/2D [%]	0.641	-	-
ohne/mit Bphasen [%]	0.847	-	-
	Beispielmodell 20 Geschosse, elastisch gelagert		
	Berechnung ohne Bauphasen	2D-Berechnung	Bauphasen- Berechnung
Eckstütze [kN]	1266.91	1142.60	1207.66
ohne Bp/2D [%]	1.109	-	-
ohne/mit Bphasen [%]	1.049	-	-
Randstütze [kN]	1424.95	2024.20	1609.39
ohne Bp/2D [%]	0.704	-	-
ohne/mit Bphasen [%]	0.885	-	-

Tab. 1: Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsmethoden

In *Abb. 25* werden die Kurven des Eingussmodells- bzw. der Bauphasen-Berechnung mit elastischem Auflager verglichen. Dieses Mal wird zusätzlich ein Modell mit 50 Geschossen berechnet, um die weitere Kurvenentwicklung zu untersuchen. Betreffend der Eckstütze kann noch immer festgestellt werden, dass die einzelnen Methoden ungefähr die gleichen Resultate liefern. Die Randstütze zeigt jedoch ein ganz anderes Verhalten; die Lastinkremente nehmen allmählich ab und die Gesamtlast wird schließlich kleiner als die Kraft in der Eckstütze. Dies erfolgt je nach Berechnungsmethode nach dem 28. oder 40. Geschoss. Der Verlauf der Kurve ist dadurch zu erklären, dass sich die zu Beginn stärker belasteten Randstützen allmählich schneller setzen und damit die Eckstütze schrittweise immer mehr von dem nächsten Geschossen belastet wird. Da bei der Bauphasenberechnung die neuen Stützen „zu lang“ aufgebracht werden, damit die globale Verformung kompensiert wird, kommt es erst später zum Wechsel der maximalen Stützenlast.

Würden die Kurven mit der Annahme weitergeführt werden, dass die Setzung der Eckstütze nach einer bestimmten Geschossanzahl (z.B. 100 Geschosse) wieder größer wird als die der Randstütze, könnte dies zu einer erneuten Umlagerung der Normalkräfte und somit zu einer Erhöhung der Belastung in der Randstütze führen.

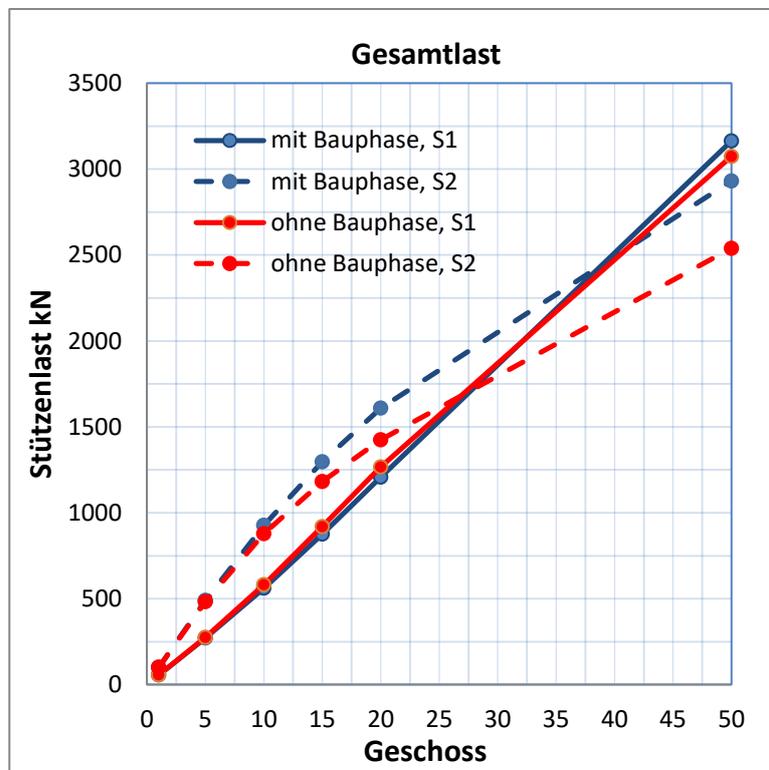


Abb. 25: Darstellung der Lastentwicklung mit weiteren Geschossen

In Tab. 2 sind die Ergebnisse der vorangegangenen Berechnungen zusammengefasst. Es ist zu sehen, dass die mit den verschiedenen Methoden ermittelten Ergebnisse bei elastischer Lagerung eine kleinere Abweichung aufweisen als mit starrer Lagerung. Der Unterschied ist jedoch gering und bleibt unter 5%. Anscheinend wird die prozentuale Abweichung der Ergebnisse zwischen der Berechnung mit und ohne Bauphasen nicht erheblich davon beeinflusst, ob die Lagerung elastisch oder starr modelliert ist. Die Größenanordnung der Abweichung mit und ohne Bauphasenberücksichtigung hingegen ist gut nachvollziehbar. Dabei ist die Anzahl der Geschosse maßgebend. Je höher das Gebäude ist, desto mehr gewinnt die Berücksichtigung der Bauphasen an Bedeutung. Während der Unterschied zwischen den Resultaten mit 10 Geschossen nur zwischen 5-7% liegt, sind es bei 50 Geschossen schon zwischen 14-19%. Noch deutlicher ist die Abweichung zwischen dem Eingussmodell und der 2D-Berechnung. Sie ist mit 50 Geschossen bereits so groß, dass die Bemessung der Stützen eine große Ungewissheit bezüglich der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zur Folge haben kann. Die 2D-Berechnung bzw. die Berechnung ohne Bauphasen (mit starren Auflager) liefern für die Eckstütze eine Belastung von 2850kN bzw. 2994kN, und für die Randstütze eine Belastung von 5050kN bzw. 2071kN. Für die Randstütze werden dadurch also im Extremfall je nach der verwendeten Methode Ergebnisse mit einer prozentuellen Abweichung von mehr als 140% erzielt.

Beispielmodell, starr gelagert										
	Berechnung ohne Bauphasen					Bauphasen-Berechnung				
Geschossanzahl	5	10	15	20	50	5	10	15	20	50
Eckstütze [kN]	276.06	585.19	923.92	1267.70	2994.22	271.27	562.42	879.16	1212.29	3145.76
ohne/mit Bphasen [%]	1.018	1.040	1.051	1.046	0.952	-	-	-	-	-
Randstütze [kN]	471.78	837.04	1096.13	1287.85	2071.44	483.54	902.34	1244.03	1520.33	2553.41
ohne/mit Bphasen [%]	0.976	0.928	0.881	0.847	0.811	-	-	-	-	-
Beispielmodell, elastisch gelagert										
	Berechnung ohne Bauphasen					Bauphasen-Berechnung				
Geschossanzahl	5	10	15	20	50	5	10	15	20	50
Eckstütze [kN]	275.12	581.78	919.55	1266.91	3074.08	271.87	561.6	876.24	1207.66	3163.87
ohne/mit Bphasen [%]	1.012	1.036	1.049	1.049	0.972	-	-	-	-	-
Randstütze [kN]	482.86	878.73	1182.18	1424.95	2538.98	490.74	927.35	1297.08	1609.37	2931.01
ohne/mit Bphasen [%]	0.984	0.948	0.911	0.885	0.866	-	-	-	-	-
2D-Berechnung										
Geschossanzahl	5	10	15	20	50					
Eckstütze [kN]	285	570	855	1140	2850					
2D/ohne Bphasen [%]	1.036	0.980	0.930	0.900	0.927					
2D/mit Bphasen [%]	1.048	1.015	0.976	0.944	0.901					
Randstütze [kN]	505	1010	1515	2020	5050					
2D/ohne Bphasen [%]	1.046	1.149	1.282	1.418	1.989					
2D/mit Bphasen [%]	1.029	1.089	1.168	1.255	1.723					

Tab. 2: Zusammenfassung der Ergebnisse je Geschossanzahl

3.2.4 Möglichkeit zur vereinfachten, realitätsnahen Erfassung der Stützennormalkräfte

Die Berechnung am Gesamtsystem ohne Berücksichtigung der Bauphasen liefert, wie bereits beschrieben, z.T. von der Realität stark abweichende Ergebnisse. Wenn man auf eine aufwendige Bauphasenberechnung verzichten möchte, kann man mit einer, in der Praxis öfters verwendeten vereinfachten Methode realitätsnah die Normalkräfte der vertikal lastabtragenden Bauteile berechnen. Im Wesentlichen wird bei dieser Methode die Normalsteifigkeit der Stützen manuell erhöht, sodass eine Schnittgrößenumlagerung in unrealistischem Ausmaße unterbunden wird.

Nachfolgend wird das Beispielmodell mit starrer Lagerung und erhöhter Stützensteifigkeit berechnet und die Verformungen bzw. die maximalen Stützenkräfte im Erdgeschoss mit denen aus der 3D-Berechnung mit und ohne Bauphasenberücksichtigung verglichen. Die Normalsteifigkeit der oberen Stützen wird auf 500% und die der unteren Stützen auf 1000% erhöht (*siehe Abb. 26*). Bei der Betrachtung der Gesamtverformung wird deutlich, dass die Erhöhung der Normalsteifigkeit der Stützen eine erhebliche Auswirkung auf die Schnittgrößenumlagerung hat. Das Verformungsbild ist demjenigen des Eingussmodells ähnlich (*siehe Abb. 26*). Die maximale Verformung tritt zwar immer noch ganz oben im 20. Geschoss auf und nimmt allmählich bis zum Boden ab. Die Durchbiegungen der Decken nehmen aber eine plausible Form an. Die steiferen Wandscheiben ziehen die Schnittgrößen nicht mehr in so erheblichen Ausmaße an, wie dies beim Eingussmodell der Fall war. Ein Vergleich der Schnittgrößen in den Stützen im EG zeigt die gute Übereinstimmung der vereinfachten Berechnung mit der Berechnung am herausgelösten System. Die Ergebnisse der 2D-Berechnung sind in *Abb. 27* im roten Rahmen dargestellt. In der Abbildung ist auch ersichtlich, dass mit dieser Methode lediglich die Belastung der Eckstütze geringfügig unterschätzt wird. Mit wenig Zeitaufwand zur Kalibrierung der Steifigkeitserhöhung kann auf diese Weise ein 3D-Modell erstellt werden, welches generell gleichzeitig für die Bemessung aller Bauteile geeignet sein kann.

3 Berücksichtigung des Bauablaufes in FE-Modellen

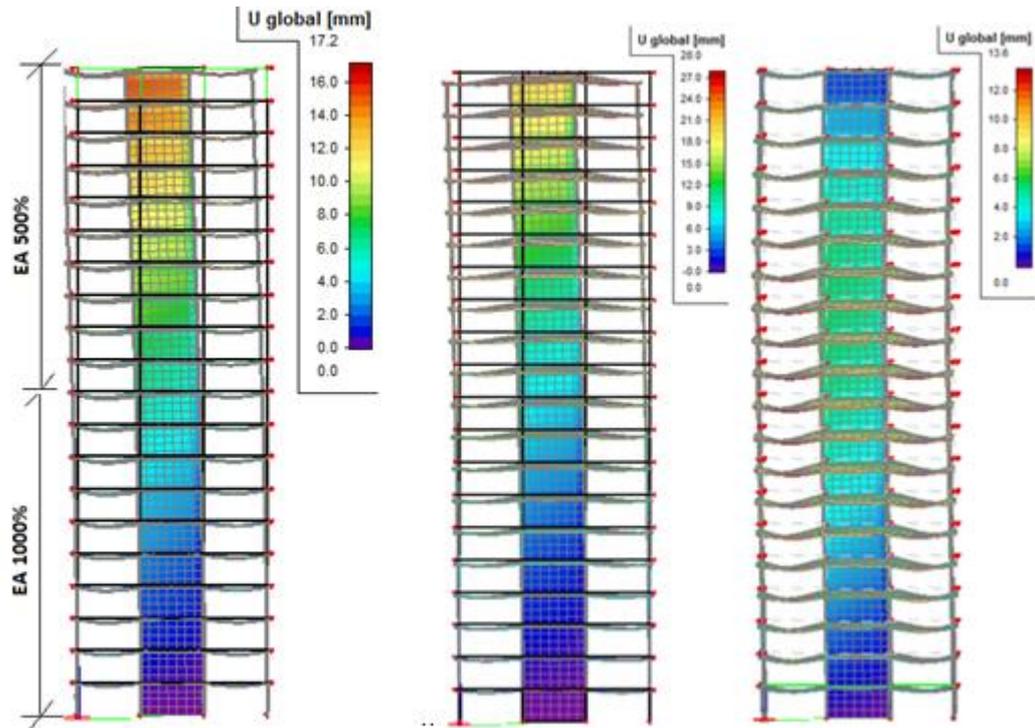


Abb. 26: Von links nach rechts; globale Verformung mit bzw. ohne Steifigkeitserhöhung der Stützen und mit Bauphasenberechnung

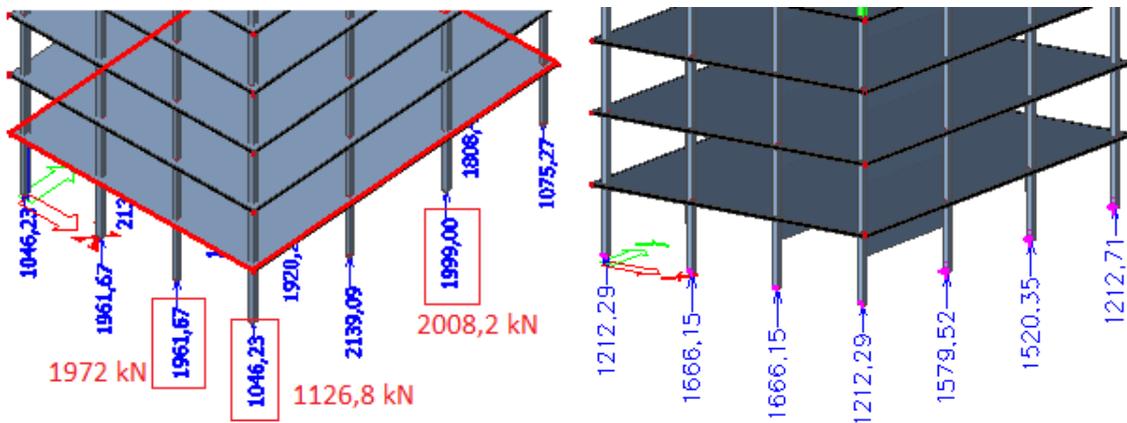


Abb. 27: Lineare Berechnung mit Steifigkeitserhöhung der Stützen (links) und mit Berücksichtigung der Bauphasen (rechts)

Teil 2

Untersuchungen an ausgewählten Projekten

4 Die realen Projekte

Die Firma Porr Design & Engineering GmbH (PDE) wurde von der „ERSTE Immobilien Alpha Monte Laa GmbH & Co.KG“ mit der Ausführungsplanung von einem Hochhaus beauftragt. Die Architekturplanung hat die Firma „Neumann & Partner“ durchgeführt.

Auf den folgenden Seiten befindet sich ein Auszug bzw. eine Zusammenfassung der Vorstatik [12] [13].

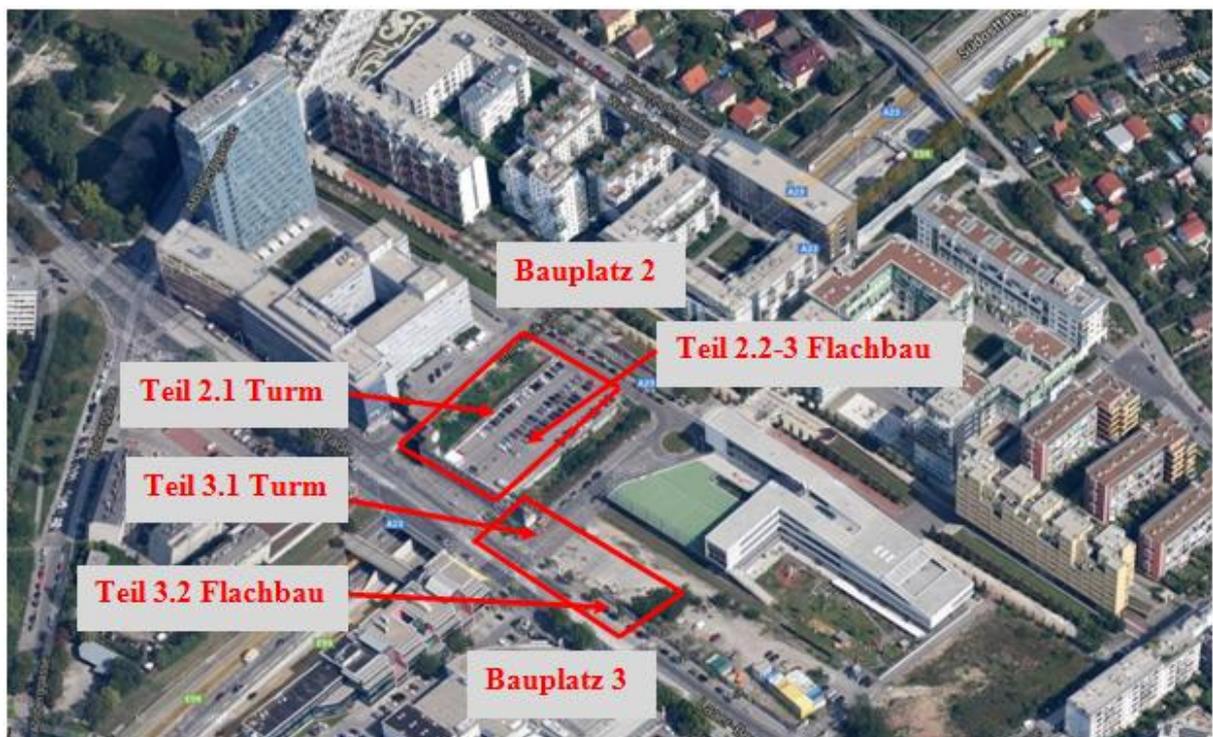


Abb. 28: Übersicht über den Bauplatz Monte Laa [12]

4.1 Beschreibung ML3

Der Bauplatz „Monte Laa 3“, der in einen Hochbauteil (3.1 Turm) und einem Flachbauteil (3.2 Flachbau) unterteilt ist, befindet sich in der Laaer Berg Strasse 47 in A- 1100 Wien. In diesem Kapitel wird das Bauwerk 3.1 Turm behandelt.

Beim Tragssystem des Gebäudes handelt es sich um einen Skelettbau mit aussteifendem Gebäudekern und stirnseitigen Wandscheiben. Seine Tragstruktur besteht hauptsächlich aus Stahlbetonstützen, -wänden und -decken. Das Gebäude „3.1 Turm“ verfügt über 3 Untergeschosse und 34 Obergeschosse (Erdgeschoss und 33 Obergeschosse). Es ist durch eine durchgehende Bewegungsfuge vom angrenzenden Flachbau (Teil 3.2) getrennt (einschließlich Untergeschosse und Bodenplatte).

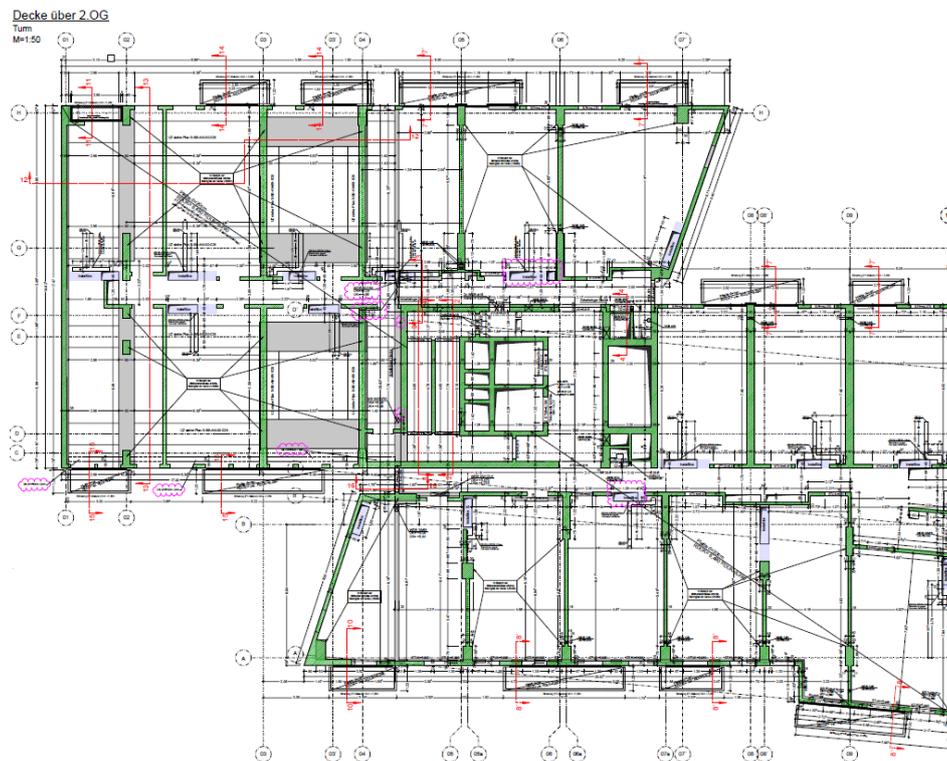


Abb. 29: Grundriss ML3, Hochbauteil

Die Aufnahme der Erddrücke im Bau- und Endzustand erfolgt über eine Schlitzwand, die für die notwendige Übertragung der Horizontalkräfte mit den Untergeschossdecken und der Bodenplatte verbunden ist. Für die Ableitung von Vertikallasten wird die Schlitzwand nicht herangezogen. Die Vertikallastableitung erfolgt im Wesentlichen über eine Bohrpfehlgründung, bzw. teilweise über die Bodenplatte. Ausnahme ist der Kernbereich

Achse 04/C-F und der dort erforderliche (Teil-)Lastabtrag über die anschließende Schlitzwand. Die Schlitzwand übernimmt ebenfalls die Abdichtung der Untergeschosse gegen das anstehende Grundwasser. Die Bodenplatte sowie deren Anschlüsse zu den Schlitzwänden wurden auf das von unten drückende Grundwasser bemessen.

Es kommen in Österreich übliche Baustoffe und Baustoffgüten zum Einsatz. Die Regelbetongüte der Fundamente und der Aussenwände ist C25/30. Die Stützen werden im Regelfall in der Güte C30/37 bis C35/45, hoch belastete Stützen in einer Güte bis C50/60 geplant. Tragende Wände sind je nach Beanspruchung in der Betongüte C25/30 bis C30/37, aussteifende Wände und Kerne bis C50/60 geplant. Die Decken werden im Regelfall, vor allem zur Erhöhung des Durchstanz- und Langzeitdurchbiegungswiderstandes, in C30/37 vorgesehen. Für hoch bewehrte Bauteile (Stützen und Kernwände in den unteren Geschossen) ist gegebenenfalls die Verwendung von SCC Beton vorgesehen. Als Bewehrungsstahl wird Stahl der Güte BSt 550 A und bei den aussteifenden Bauteilen (Kerne und aussteifende Wände) gemäß ÖN EN 1998-1, Abschn. 5.3.2 für primär seismische Bauteile (Erdbebenwände) der Bewehrungsstahl der Klasse B nach ÖN EN 1992-1-1, Tabelle C.1 eingesetzt.

Bei der Fundierung handelt es sich um eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung. Die effektive Länge der Pfähle beträgt ca. 20-25m mit dem Durchmesser von 1,2m. Die Bodenplatte ist generell 1,5m stark, teilweise mit Vertiefungen versehen. Laut Bodengutachten sind die Bemessungswerte der Bodenspannung für die Bodenplatte:

$$q_{\cdot f.d;mittel}=380\text{kN/m}^2; \quad q_{\cdot f.d;spitze}=500\text{kN/m}^2; \quad k.s=30.000\text{kN/m}^3$$

Es ist vorgesehen, zu einem Großteil Halbfertigteile (Elementdecken und Hohlwände) einzusetzen. Alle primär aussteifenden Bauteile, wie der Gebäudekern sowie die aussteifenden Wandscheiben, werden in Ortbeton hergestellt.

4.2 Beschreibung ML2

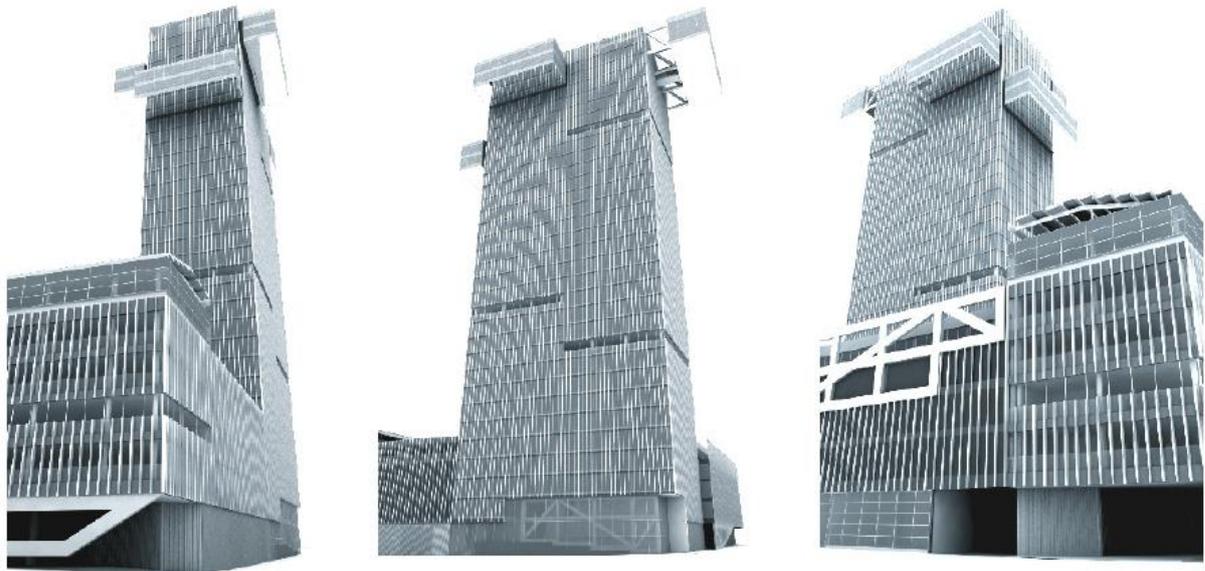


Abb. 30: 3D Ansichten vom Projekt ML2 [13]

Der unten dargestellte Bauplatz “Monte Laa 2” befindet sich in der Laar Berg Straße in A-1100 Wien. Der Bauplatz ist gegliedert in einen Hochbauteil (2.1 Turm) und in einem Flachbauteil (2.2 Flachbau-Büro, 2.3 Flachbau-Garage+Büro). In diesem Abschnitt wird das Bauwerk 2.1. Hochbau behandelt.

Beim Tragsystem des Gebäudes handelt es sich um einen Skelettbau mit aussteifendem Gebäudekern und Wandscheiben. Seine Tragstruktur besteht hauptsächlich aus Stahlbetonstützen, -wänden und decken. Das Gebäude verfügt über 2 Untergeschosse und 31 Obergeschosse. Die Decke wird aus vorgespannten Elementdecken ausgeführt, die einachsrig tragend sind. Auf die Elementdecke wird noch 8cm Ortbeton aufgebracht, die Platten werden dementsprechend als orthotrop Platten berechnet. Im Dachgeschoss wird ein Stahlrahmen geplant, der die PV-Anlagen hält. Das Gebäude ist durch eine durchgehende Bewegungsfuge vom angrenzenden Flachbau bzw. Garage getrennt. Die Fundierung der lastabtragenden Wände und Stützen ist als Flachgründung mittels Bodenplatte und als Tiefgründung mittels Bohrpfählen geplant. Die Bodenplatte liegt außerhalb der bestehenden Tangente. Die Auswechslung der Stützenlasten des Büros über der Tangente erfolgt über vorgespannte Stahlbetonrahmen in der Decke über EG.

4 Die realen Projekte

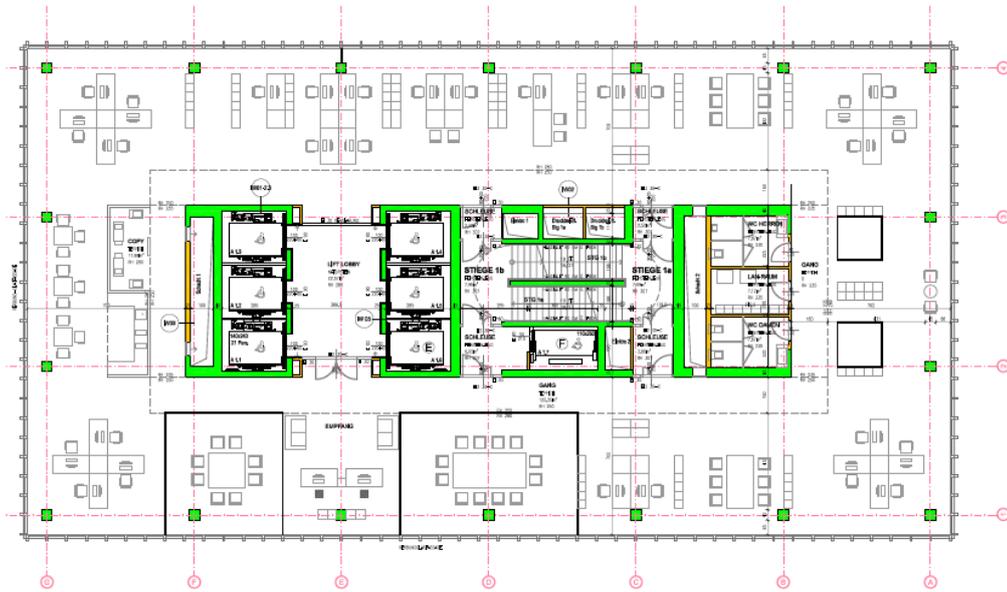


Abb. 31: Grundriss ML2, Hochbauteil

Die in Österreich üblichen Baustoffe kommen zum Einsatz. Die Stützen werden in Regelfall in der Güte C45/55 bis C90/105 geplant. Die Wände sind je nach Beanspruchung in der Betongüte C40/50 bis C60/75 geplant. Die vorgespannten Elementdecken werden im Regelfall in C30/37 vorgesehen. Als Bewehrungsstahl wird Stahl der Güte BSt 550B (primär seismische Bauteile) verwendet.

5 Berechnung der Türme

5.1 Allgemeines

Die Modellierung und die Auswertung des Turms ML3 bilden den Großteil dieser Diplomarbeit, das Modell des Turms ML2 stand zum Zeitpunkt des Schreibens der Diplomarbeit für die Berechnung bereits zur Verfügung, wurde aber im letzten Jahr für die Genehmigung des Gebäudes auch von dem Autor der Diplomarbeit aufgebaut. Da es sich bei dem Modell um ein besonders komplexes Tragwerk handelt, wurde die Struktur vereinfacht und lediglich mit starren Auflagerverhältnissen berechnet. In dieser Diplomarbeit werden beide Gebäude rein auf Eigengewicht berechnet; somit können die Bauphasen problemlos modelliert und die Kraftableitung besser nachvollzogen werden.

Dieser Abschnitt wurde so strukturiert, dass die einzelnen Varianten der Modelle mit den veränderlichen Parametern, die den Gegenstand der Untersuchungen bilden, gut vergleichbar bleiben. Anhand der Modellvarianten wird gezeigt, unter welchen Umständen die Berücksichtigung des Baufortschritts bei der Berechnung von Hochbauten wichtig ist.

Die zuvor beim Beispielmmodell gewonnenen Kenntnisse werden sowohl für die Modellierung des Hochhauses ML3 (der verschiedenen Varianten), als auch für die Auswertung der Ergebnisse von beiden Türmen verwendet. Zwar unterscheiden sich die Türme in ihren Grundrissen gänzlich, jedoch eignen sie sich aufgrund ihrer nahezu gleichen Höhe von etwa 103 m bzw. 112 m sehr gut um Schlussfolgerungen bezüglich der Berechnung der Normalkräfte in den Stützen mehrgeschossiger Bauwerke ziehen zu können. Die Struktur vom Turm ML2 ist ähnlich zum Beispielmmodell, wobei in diesem Fall die Decken teilweise gelenkig mit den Kernwänden gekoppelt sind, weswegen ein weiterer Untersuchungsparameter, nämlich die Verbindung zwischen den Decken und den Kernwänden, bei der Analyse eingeführt werden kann.

Um feststellen zu können, ob die Art der Bettung bezüglich der Bauphasenberücksichtigung ein wichtiger Faktor ist, bzw. ob bei einigen Lagerungen die Berücksichtigung des Baufortschritts eher von größerer Bedeutung ist, wird deren Einfluss auf die Ergebnisse im

Weiteren genauer untersucht. Ein weiterer Faktor, der Gegenstand der Untersuchung ist, betrifft die Tragwirkung bzw. Steifigkeit der Innenwände. Eine fehlerhafte Abbildung kann die Normalkräfte in den Stützen und Kernwände wesentlich beeinflussen. Nachfolgend ist ein kurzer Überblick über die untersuchten Modellparameter abgebildet (siehe *Tab. 3*).

Berechnungsmethode	mit bzw. ohne Bauphasen						
Hochhaus	ML3					ML2	
Lagerung	starr			elastisch	ungleichmäßig elastisch		starr
Innenwände	weich	starr	ohne	starr	starr		starr

Tab. 3: Die untersuchten Modellparameter

5.2 Turm ML3

5.2.1 Aufbau des Modells

In *Abb. 32* ist das untersuchte Hochhaus des Projekts ML3, mit den wichtigsten Abmessungen bzw. mit der Einteilung der Regelgeschosse dargestellt. Im Modell werden alle Bauteile, die aus Stahlbeton ausgeführt werden, berücksichtigt. Bei den Berechnungen wurde nur das Eigengewicht berücksichtigt, damit die Bauphasen einfacher modelliert werden können und die Nachvollziehbarkeit der Lastabtragung gegeben ist. Für den Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsmethoden werden einzelne Stützen ausgewählt und analysiert.

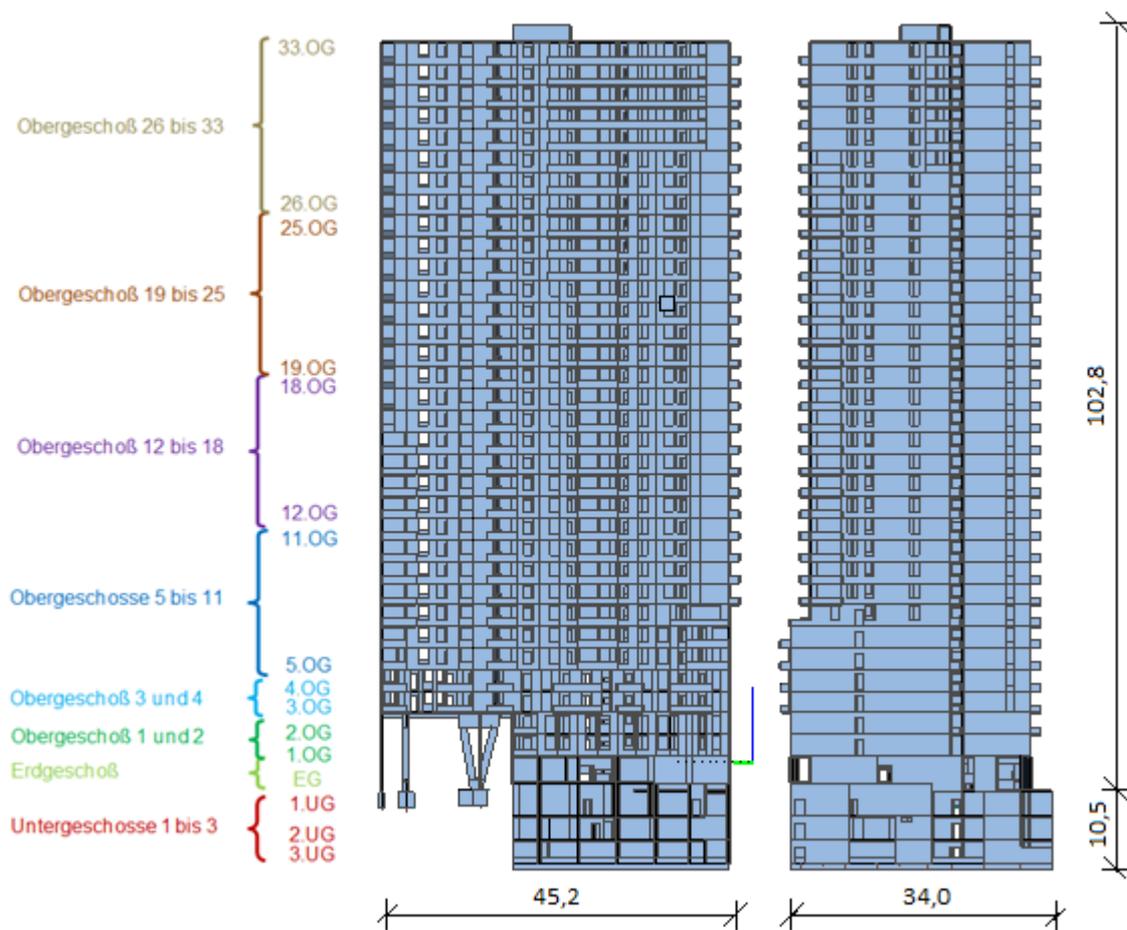


Abb. 32: Übersicht über die Einteilung der baugleichen Geschosse

Bei den ausgewählten Stützen handelt es sich um V-Stützen mit einer Länge von ca. sieben Metern und einem Neigungswinkel von 77° . Die Stützen erstrecken sich über drei Stockwerke, ausgehend vom Erdgeschoss bis hin in das zweite Obergeschoss (*siehe Abb. 33*).

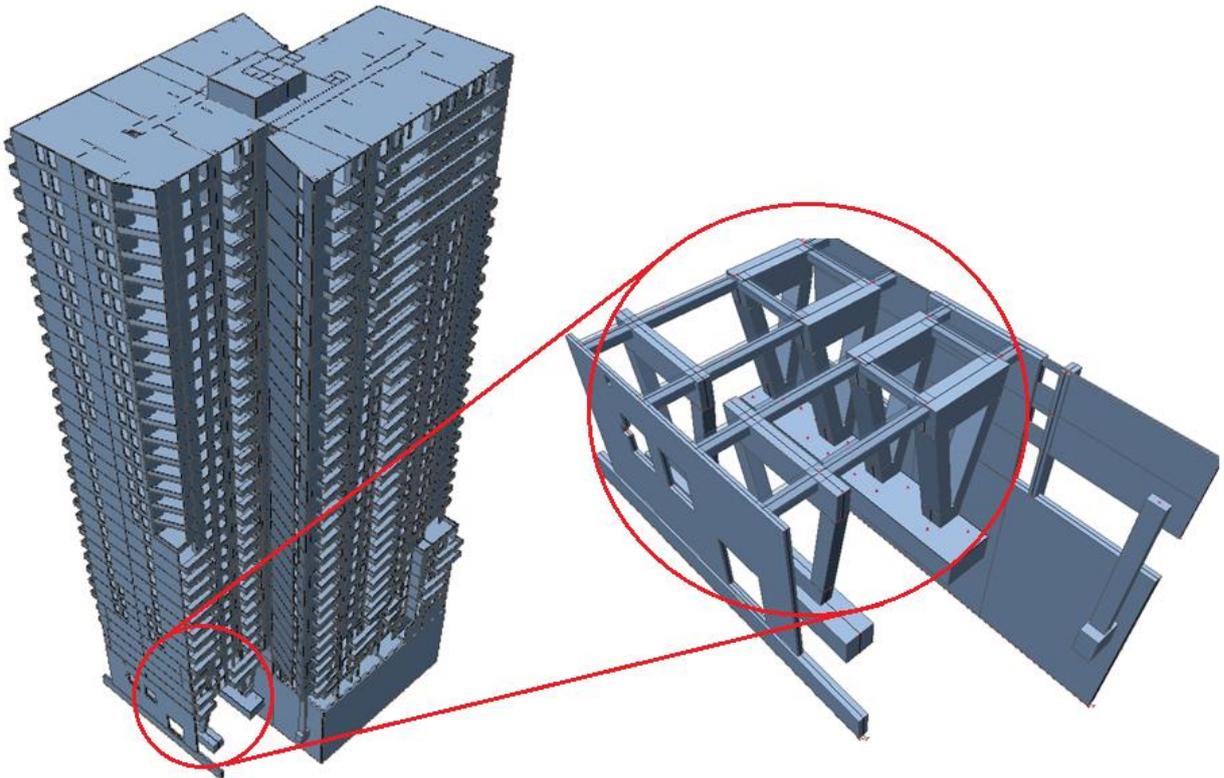


Abb. 33: Modell des Turms ML3

Die Stützen werden planmäßig mit der Betongüte C40/50 hergestellt. In *Abb. 34* sind die dazugehörigen Querschnitte dargestellt. Es werden insgesamt vier Stützen untersucht, die nach ersten Berechnungen unter dem Gesichtspunkt ausgewählt wurden, Unterschiede aus den Modellvarianten bestmöglich in den Ergebnissen der Schnittgrößen abzubilden. Die Stützen 1-3 verfügen über einen Querschnitt von 95 cm/150 cm, während die Maße der Stütze 4 80 cm/100 cm betragen. Die Anordnung der jeweiligen Stützen ist in *Abb. 35* dargestellt. Die Stützen ruhen auf Pfahlkopfbalken, die die einzelnen darunterliegenden Bohrpfähle verbinden.

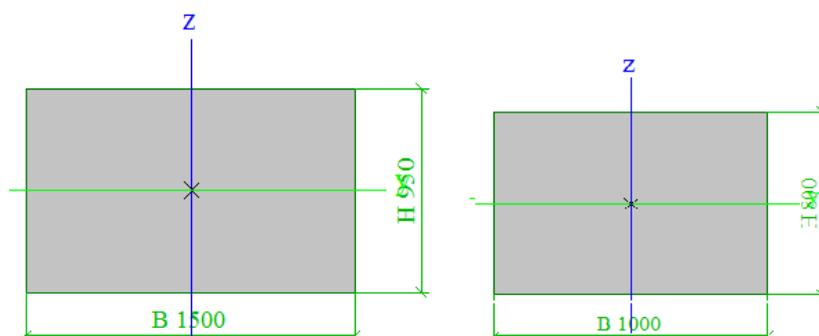


Abb. 34: Querschnitt der untersuchten V-Stützen

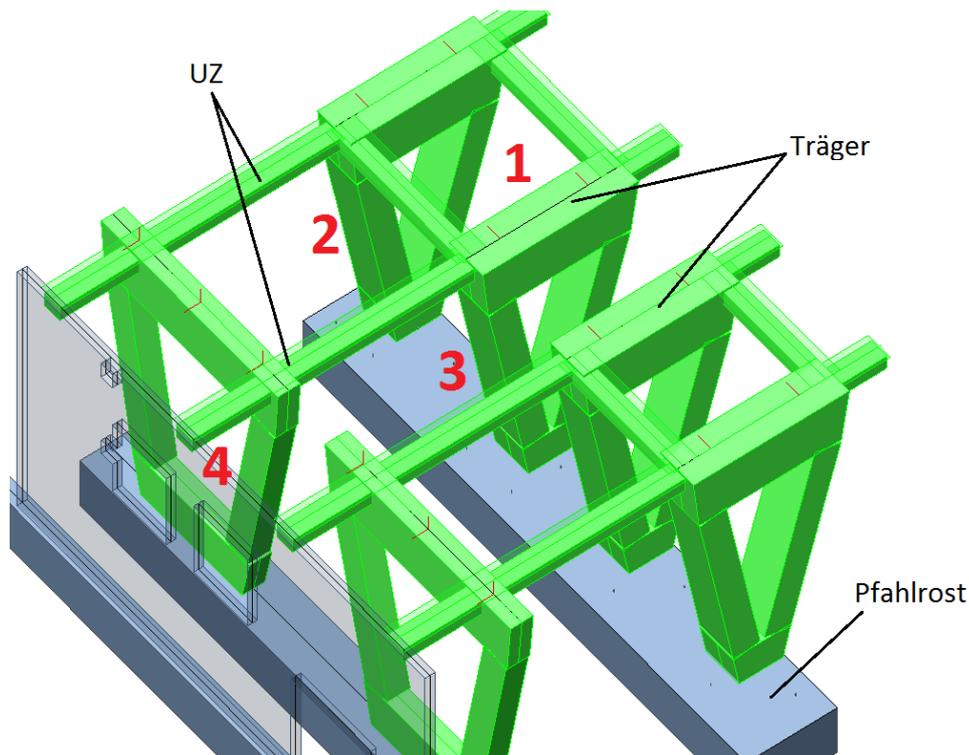


Abb. 35: Ausschnitt des Modells mit den untersuchten Stützen, ML3

Im Modell werden die V-Stützen als Stäbe definiert und biegestarr mit dem Pfahlrost bzw. mit den oberen Trägern verbunden. Der Pfahlrost und die Träger unter der Decke 2.OG wurden als 2D-Element modelliert um die exzentrischen Bohrpfähle und die generelle Ausmitte zwischen den Bauteilen einfacher in das Modell übertragen zu können. Da diese Arbeit primär nicht von der Bemessung dieser Bauteile handelt, sondern rein um die Entwicklung der Normalkraft in den Stützen, spielte deren Elementtyp aber in weiterer Folge keine Rolle. Die Unterzüge in der Decke über 2.OG zwischen den größeren Trägern wurden als Plattenrippe an die Decke gekoppelt. Daher werden sie in der Berechnung als „Platte mit exzentrischem Balken“ betrachtet.

Die Umlagerung der Schnittgrößen zwischen den Bauteilen hängt stark von deren Steifigkeit ab, deswegen ist die Modellierung der Anschlüsse bzw. der Kopplungen von großer Bedeutung. Generell gilt für dieses Beispiel bei allen Modellvarianten, dass die Kernwände durchgängig modelliert werden und die Decken gelenkig an den Kern gekoppelt sind. Ebenso verhält es sich zwischen den Außenwänden und den Decken; die Wände sind starr miteinander verbunden und die Decke ist gelenkig angeschlossen. Die Innenwände dagegen sind gelenkig mit den jeweiligen Decken verbunden. Daraus ergibt sich, dass die Decken durchgehend abgebildet sind. Deckensprünge unter 50cm werden vereinfachend nicht mitmodelliert. Bei Sprüngen verfügt die Decke aber über ein größeres Trägheitsmoment. Um die fehlende

Steifigkeit dennoch abzubilden kann in der Modellierung ein Unterzug platziert werden, dessen Abmessungen dem des Deckensprungs entsprechen. Falls das Modell für die Deckenbemessung verwendet wird, sind die Deckensprünge demnach so zu bewehren, dass das entstehende Moment in der Decke vollständig durch den Deckensprung übertragen werden kann.

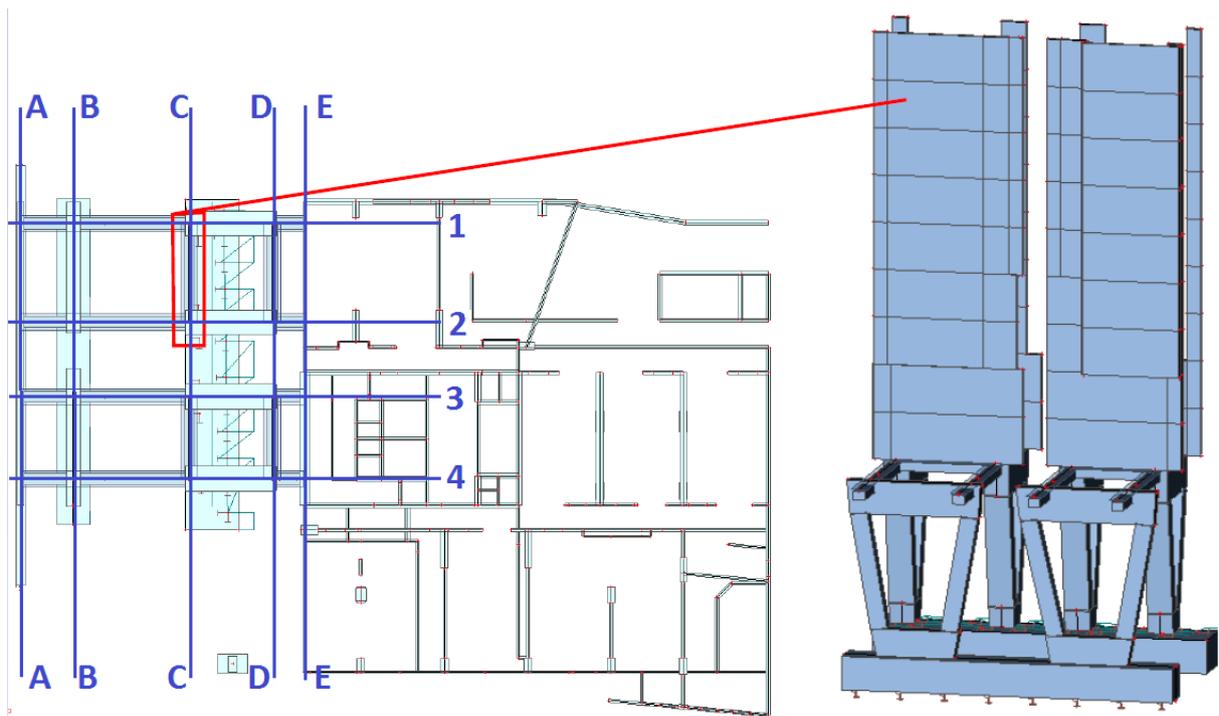


Abb. 36: Grundriss und Wandscheibe in der Achse C

Der Bewehrungsanschluss zwischen den Decken und der Schlitzwand ist über nachträglich eingebohrte Bewehrungsstäbe, die in der Ausführungstatik für die vollständige Querkraftübertragung bemessen wurden, sichergestellt. Während dieser Anschluss im Modell als Gelenk modelliert wird, werden die Kopplungen zwischen den Wänden und der Schlitzwand mit einer geringeren Schubsteifigkeit ins Modell eingetragen. Da die hier eingebohrten Bewehrungsstäbe lediglich konstruktiv verlegt und nicht auf eine schubstarre Kraftübertragung dimensioniert werden, beschreibt diese Art von Verbindung das Tragverhalten realitätsnah. Würde man die Wände schubstarr an die Schlitzwand anschließen, würde die Schlitzwand wegen ihrer enormen Steifigkeit einen Großteil der vertikalen Kräfte an sich ziehen und dadurch die Bohrpfähle auch in der Grundrissmitte entlasten.

Die Auflagersteifigkeit der Pfähle bzw. der Schlitzwände ist so gewählt, dass eine realistische und gleichmäßige Setzung des Bauwerks entstehen kann. Als Annäherung werden die Steifigkeiten der Pfähle (f_{pfahl}) mit der Formel $P_{max}/s = f_{pfahl}$ berechnet, wobei P_{max} für die maximal aufnehmbare Bohrpfahllast und s für die unter dieser Last erzeugte Setzung steht. Damit ergibt sich für die Punktauflager eine Federsteifigkeit von 700 MN/m. Bei den Schlitzwänden wird die gleiche Vorgehensweise gewählt, wobei sich hier für die Linienauflager eine Steifigkeit von 1000 MN/m² ergeben.

Vergleicht man die Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Bauphasen ist zu erkennen, dass die vertikale Lastabtragung von der Art der Modellierung der Auflager stark beeinflusst wird. Abhängig davon, ob starre- oder elastische Auflagerbedingungen eingestellt werden (bei Linien-, und Punktauflager gleichzeitig), ändert sich die Belastung der Stützen deutlich (siehe *Abb. 38*). Die Wände in Achse A, und teilweise in Achse E, stehen direkt über den Schlitzwänden, welche unter Belastung sehr starr wirken. Unter diesen Umständen ziehen die starren Wände mit ihren weniger elastischen Auflagern die Lasten an und es treten geringere Normalkräfte in den Stützen auf. Die Umlagerung der Lastabtragung und die Zunahme der Wandbelastung sind umso größer je weicher die Auflagersteifigkeit der Bohrpfähle im Vergleich zu den Schlitzwänden ist.

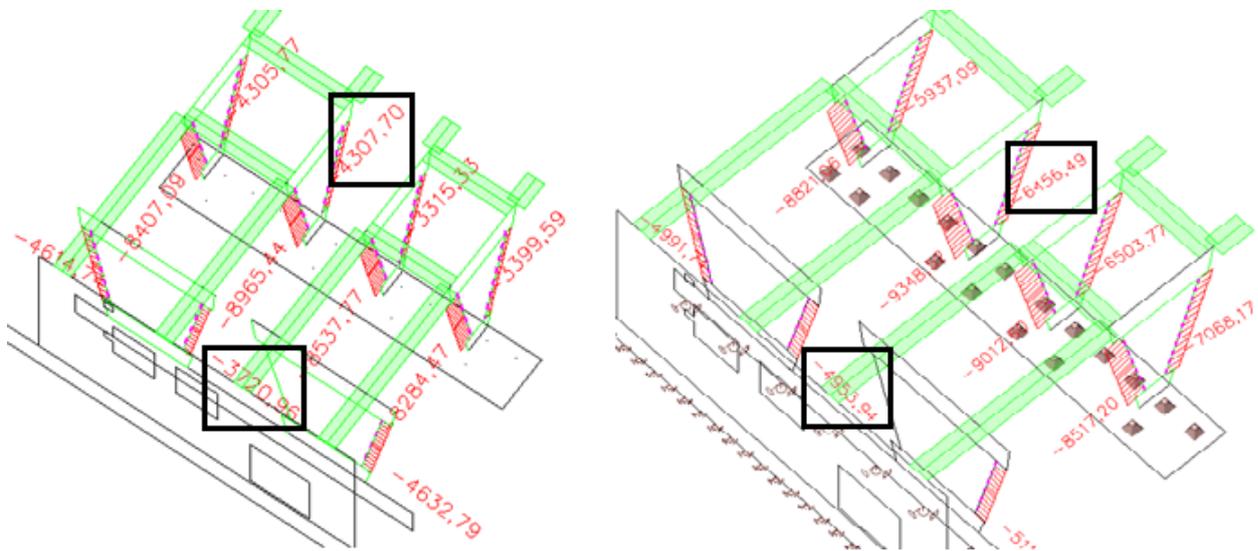


Abb. 38. Stützenkräfte bei elastischem (links) bzw. starrem Auflager (rechts)

Tab. 4 fasst die Stützennormalkräfte der linear-elastischen Berechnung mit und ohne Bauphasenberücksichtigung bei unterschiedlichen Auflagerverhältnissen zusammen. Bei Betrachtung der Tabelle fällt auf, dass die Zunahme der Wandbelastung mit der Abnahme der

Belastung der Stütze 4 proportional ist. Es tritt annähernd die gleiche Wirkung zwischen den Stützen in Achse D und der Wand-Achse E auf.

	ML3, Berechnung ohne Bauphasen		
[kN; kN/m]	starr gelagert	elastisch gelagert	starr/elastisch
Stütze 1	5937.09	4305.77	1.38
Stütze 2	8821.96	8407.09	1.05
Stütze 3	9348.24	8965.44	1.04
Stütze 4	4953.94	3720.96	1.33
Wand, Achse A	1224.73	1603.39	0.76
	ML3, Berechnung mit Bauphasen		
[kN; kN/m]	starr gelagert	elastisch gelagert	starr/elastisch
Stütze 1	5941.26	4290.38	1.38
Stütze 2	9120.46	8741.72	1.04
Stütze 3	9682.59	9424.68	1.03
Stütze 4	5330.37	4236.98	1.26
Wand, Achse A	1204.73	1469.18	0.82

Tab. 4: Vergleich der Berechnungsergebnisse

In *Abb. 39* werden die Lastinkremente der einzelnen Geschosse dargestellt und die Ergebnisse zwischen starrer und elastischer Lagerung verglichen. Die Kurven mit dem Index „s“ bezeichnen die Inkremente, welche durch das starr-gelagerte Modell ermittelt werden. Die einzelnen Regelgeschosse werden dabei den unterschiedlichen Phasen zugeordnet. Erst in der Phase 7 werden die V-Stützen belastet, da von Phase 1 bis 6 der Keller und die Geschosse bis zur Decke über dem 2.OG berechnet werden. Nach der 7. Phase fallen die Kurven ab, da das Lastinkrement der 7. Phase aufgrund des Gewichts der Stützen und der massiven Träger größer ist. Nach dem Sprung der Kurven ab Geschoss 10 sind die Inkremente der nächsten Geschosse deutlich geringer. Bis zur 10. Phase beträgt die Lastzunahme ca. 200-300 kN (Stütze 1, 4), nach der 10. Phase liegt sie bei lediglich 125-200 kN, da die benachbarten Wände den Rest der Belastung aufnehmen. Dies erfolgt unabhängig von den Auflagerverhältnissen. Die dazugehörigen Kurven der starren bzw. elastischen Lagerung verlaufen in etwa parallel. Ab dem 30. Obergeschoss verlaufen die Kurven waagrecht. Die Lastinkremente der jeweils nächsten Phasen bleiben gleich groß, weil die Kernwände unter der größeren Belastung immer mehr gestaucht werden, bis es zu keiner weiteren Schnittgrößenumlagerung mehr kommt.

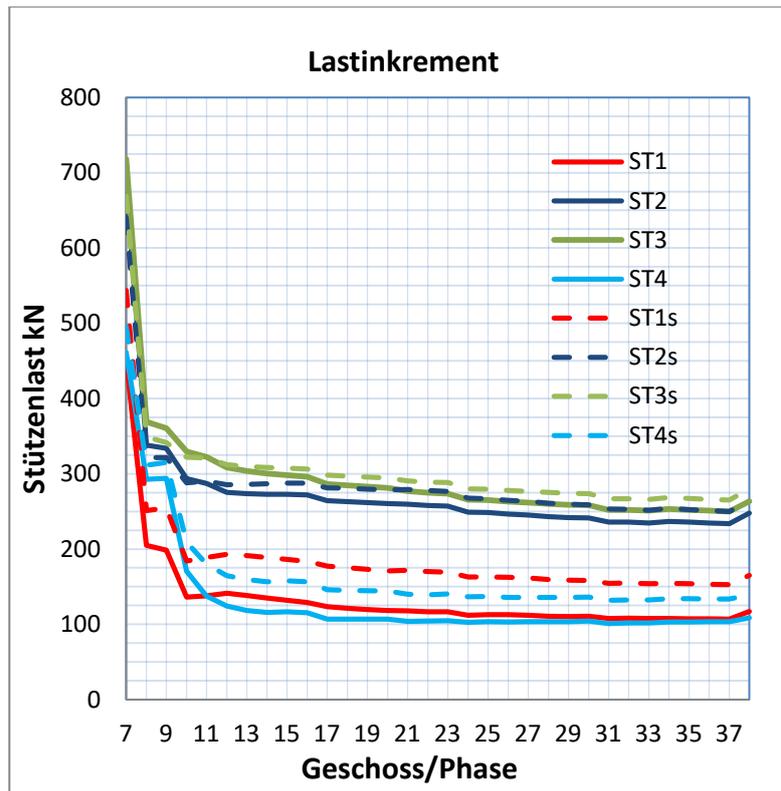


Abb. 39: Lastinkrement pro Geschoss/Phase

5.2.3 Einfluss unregelmäßiger Auflagersteifigkeiten

Werden bei der Modellierung eines Bauwerks realistischere Boden-, bzw. Fundierungsverhältnisse herangezogen, welche normalerweise ungleiche Steifigkeiten und damit einhergehend ein ungleiches Setzungsverhalten aufweisen, macht sich, wie nachfolgend gezeigt wird, ein noch größerer Einfluss auf die Ergebnisse bei den verschiedenen Berechnungsmethoden (mit und ohne Bauphasenberechnung) bemerkbar.

Bei der folgenden Modellvariante werden unterschiedliche Auflagersteifigkeiten für die untersuchten Stützen eingestellt. *Abb. 40* zeigt die betroffenen Bohrpfähle, denen eine geringere Auflagersteifigkeit zugeordnet wird. Im Modell werden diese auf ein Drittel (233 MN/m) der Steifigkeit der originalen Pfähle angenommen (zur Berechnung der Steifigkeit siehe *Kap. 5.2.2*). Die Federsteifigkeit der Schlitzwände wird auf 1000 MN/m² angesetzt. Obwohl die Pfähle über einem massiven Pfahlkopfbalken, der die unterschiedlichen Setzungen teilweise ausgleicht, eigentlich starr verbunden sind, verursacht dieser Steifigkeitsunterschied in den Auflagern in Abhängigkeit der Bauphasenberücksichtigung stark abweichende Ergebnisse.

In *Tab. 5* werden die Ergebnisse mit unterschiedlichen Pfahl-Federsteifigkeiten zusammengefasst. Da die Wände in der Achse A und E ziemlich steif gelagert sind und die Mehrheit der Pfähle die dreifache Steifigkeit der untersuchten Stützen aufweist, gilt diese Variante als Extrembeispiel. Die Abweichung der Ergebnisse der verschiedenen Rechenmethoden für die Stützen 1-3 stellt sich als nicht sonderlich signifikant dar zumal sie unter 5% liegt. Für die Stütze 4 hingegen fällt sie mit 12% deutlich höher aus und ist somit nicht mehr vernachlässigbar. Diese Tatsache ist dem geringeren Abstand zwischen Stütze und Wand (Achse A), als dem zwischen den anderen Stützen und dem Kern, zuzuschreiben.

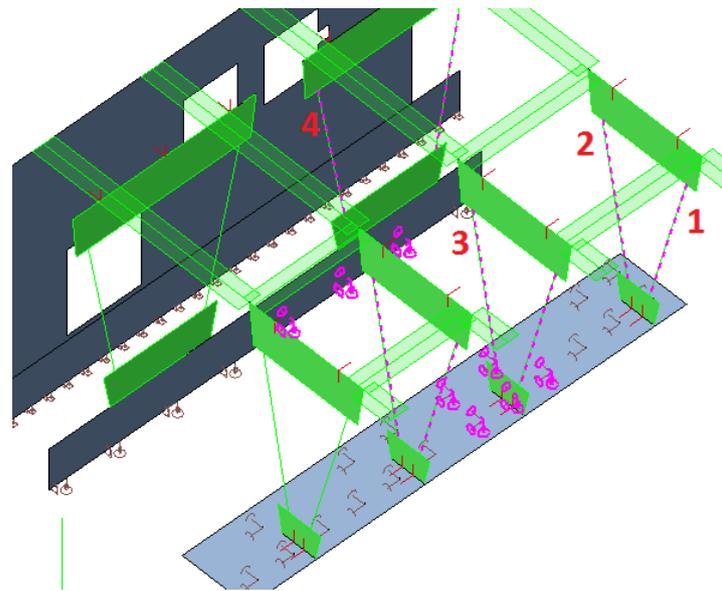


Abb. 40: Bohrpfähle mit reduzierter Federsteifigkeit

ML3, elastisch gelagert				
[MN/m]	gleiche Auflagersteifigkeit [700]		unterschiedliche Auflagersteifigkeit [700 bzw. 233]	
[kN]	Berechnung ohne Bauphasen	Bphasen-Berechnung	Berechnung ohne Bauphasen	Bauphasen-Berechnung
Stütze 1	4305.77	4290.38	4285.37	4271.03
Stütze 2	8407.09	8741.72	8565.02	8995.63
Stütze 3	8965.44	9424.68	7920.58	8618.85
Stütze 4	3720.96	4236.98	2442.93	3127.69
%	ohne/mit Bauphasen-Berechnung		ohne/mit Bauphasen-Berechnung	
Stütze 1	1.00	-	1.00	-
Stütze 2	0.96	-	0.95	-
Stütze 3	0.95	-	0.92	-
Stütze 4	0.88	-	0.78	-

Tab. 5: Vergleich der Kräfte mit unterschiedlicher Federsteifigkeit der Pfähle

Nachfolgend wird gezeigt, dass die prozentuelle Abweichung der Ergebnisse zwischen den beiden Rechenmethoden sehr stark mit dem Steifigkeitsunterschied zu den umliegenden Stützen korreliert. Dazu werden die Pfähle unter den Stützen 1 und 2 steifer angenommen als die Pfähle der Stützen 3 und 4. Wie zu erwarten war fällt beim Vergleichen der Ergebnisse der zwei Rechenmethoden auf, dass bei den Stütze 3 und 4 der Unterschied zwischen den Ergebnissen verhältnismäßig stark anwächst. Besonders auffällig ist die Abweichung bei Stütze 4, bei der ohne Bauphasenberechnung eine um 22% geringere Normalkraft ermittelt wird als mit Bauphasenberücksichtigung. Aus *Tab. 5* wird ersichtlich, dass ein größerer Steifigkeitsunterschied der Auflager eine größere Abweichung der Ergebnisse der jeweiligen Berechnungsmethoden zur Folge hat. Ist dieser Unterschied nicht so groß, weichen die Ergebnisse auch nicht wesentlich voneinander ab.

Die zwei oben aufgeführten Modellvarianten zeigen erneut die Wichtigkeit der Bauphasenmodellierung auf. Bei unterschiedlichem Gründungsverhalten kann es bei den Ergebnissen mit bzw. ohne Bauphasenberechnung zu Abweichungen im Bereich von 5% bis 22% kommen. Wird demnach ausschließlich unter Anwendung des 3D-Gesamtmodells ohne Beachtung des Baufortschritts gerechnet, werden bei einigen Stützen – abhängig von den Verhältnissen – signifikant kleinere Normalkräfte berechnet.

5.2.4 Einfluss der Steifigkeit der Innenwände

Für die Leitungen und Rohre der Haustechnik werden vorgefertigte INSTABLOC-Installationsysteme verwendet, die eine schnellere Montage der Sanitärwände ermöglichen. Diese sind aus Leichtbeton gefertigt und werden mit den anschließenden Wänden bzw. Decken schubweich verbunden (Anschlusseisen nur konstruktiv verlegt). Eine realitätsnahe Abbildung dieser Bauteile im Modell stellt sich aber als große Herausforderung dar. Je nachdem, ob die Biege- und Normalsteifigkeit dieser Bauteile reduziert wird, die Kopplung zwischen den benachbarten Elementen schubweich eingestellt ist, oder die Sanitärwände als normaltragende Stahlbetonwände modelliert werden, können große Auswirkungen auf die vertikale Kraftableitung im Gebäude beobachtet werden. Diese Einflüsse sind vor allem darauf zurückzuführen, dass die Sanitärwände in Achse 2-3 eine, über die ganze Gebäudehöhe durchgehende, kontinuierliche Wandscheibe bilden (siehe *Abb. 41*). Bei starrer Ausführung der Sanitärwände werden die Stützen im Erdgeschoss entlastet, indem die Kräfte durch die Sanitärwände in die Kernwände abgeleitet werden, wobei dieser Lastabtragungsmechanismus in der Realität nicht sehr ausgeprägt ist. Wird dieser Lastabtrag verhindert, können im Allgemeinen größere und realitätsnähere Stützenkräfte festgestellt werden.

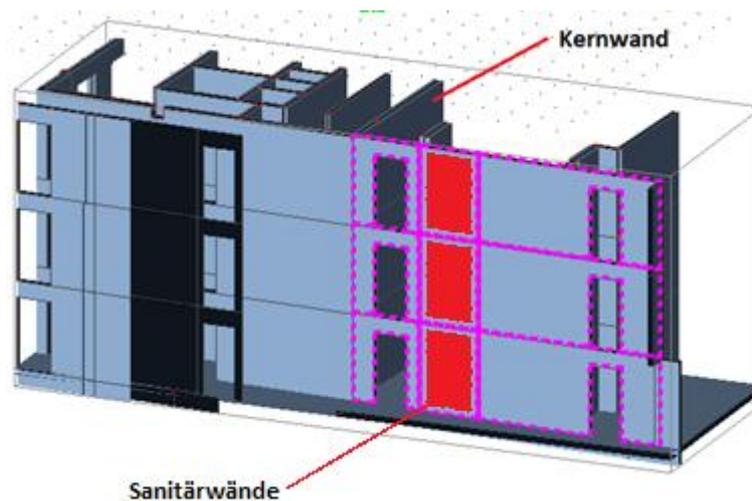


Abb. 41: Wandscheibe in der Achse 2

Nach der Berechnung verschiedener Modellvarianten stellte sich heraus, dass die Art der Modellierung der Sanitärwände ein wichtiger Faktor bei der Ermittlung der Normalkräfte in den lastabtragenden Bauteilen ist. Werden die Sanitärwände erst in einer letzten Bauphase der Struktur hinzugefügt, wirken diese nur als Gewicht bzw. Last auf die Decken ein (siehe rot markierte Wände in *Abb. 41*). Bei der Berechnung eines Eingussmodells hingegen, beteiligen sich die Sanitärwände an der Kraftableitung als vollständige Wandscheibe. Bei starrer Ausführung ist trotz der Türöffnungen, die den Querschnitt erheblich schwächen, eine ausgeprägte Schnittgrößenumlagerung zu beobachten.

Um den Effekt dieser Umlagerung zu minimieren, wurde eine Modellvariante erstellt, bei der außer der schubweichen Kopplung zwischen Decke, benachbarten Wänden und der Sanitärwände auch die Normal-, und Biegesteifigkeit der Sanitärwände auf 20% reduziert werden. In *Tab. 6* sind die Ergebnisse für eine Berechnung mit starren und weichen Sanitärwänden, bzw. ohne Berücksichtigung der Steifigkeit der Sanitärwände jeweils mit und ohne Bauphasenberücksichtigung zusammengefasst. Zusätzlich werden am Ende der Tabelle die Ergebnisse einer Modellvariante dargestellt, bei der die Sanitärwände als letzte Bauphase bei der Berechnung berücksichtigt werden. Prinzipiell ergibt sich kein signifikanter Unterschied in den Ergebnissen, wenn die untersuchten Wandscheiben in der Bauphasenmodellierung schrittweise mit den Sanitärwänden verbunden werden, oder wenn beim linearen „Eingussmodell“, die ganze Struktur mit allen Bauteilen auf einmal belastet wird. Jedoch wird die vertikale Kraftableitung enorm beeinflusst, wenn die nicht tragenden

Elemente während der Bauzustände noch nicht vorhanden sind und erst im Endzustand einbezogen werden. Dadurch spielen sie in der Umlagerung der Schnittgrößen keine Rolle.

ML3, starr gelagert			
Berechnung ohne Bauphasen			
[kN]	starre Wandscheibe	weiche Wandscheibe	ohne Wandscheibe
Stütze 1	5677.36	5877.65	5766.40
Stütze 2	7914.70	8656.00	8604.52
Stütze 3	8593.40	9197.34	9110.65
Stütze 4	5340.16	5139.69	4719.27
Bauphasen-Berechnung			
[kN]	starre Wandscheibe	weiche Wandscheibe	ohne Wandscheibe
Stütze 1	5671.00	5882.88	5772.92
Stütze 2	8128.18	8944.03	8878.78
Stütze 3	8781.81	9504.11	9406.70
Stütze 4	5669.43	5546.69	5059.28
ohne/mit Bauphasen-Berechnung			
%	starre Wandscheibe	weiche Wandscheibe	ohne Wandscheibe
Stütze 1	1.00	1.00	1.00
Stütze 2	0.97	0.97	0.97
Stütze 3	0.98	0.97	0.97
Stütze 4	0.94	0.93	0.93
Starre Wandscheibe als letzte Bauphase			
[kN]	Berechnung ohne Bauphasen	Bauphasen-Berechnung	ohne/mit Bauphasen %
Stütze 1	5677.36	5961.88	0.95
Stütze 2	7914.70	9150.22	0.86
Stütze 3	8593.40	9677.96	0.89
Stütze 4	5340.16	5289.33	1.01

Tab. 6: Vergleich der Kräfte mit unterschiedlichen Innenwandsteifigkeiten

Die in Wirklichkeit über ein geringeres Gewicht und in der realen Kraftableitung eine vernachlässigbare Rolle spielenden Wandstücke, haben bei der Berechnung am Gesamtmodell einen, je nach Art der Berechnung, mehr oder minder größeren Einfluss. Auffallend ist, wie bereits eingangs vermutet, dass mit starren Sanitärwänden die Stützen weniger belastet werden als ohne Berücksichtigung der Scheiben. Anstatt einer Mehrbelastung für die Stützen durch das volle Eigengewicht der Scheiben, ergeben sich aufgrund der Umlagerung kleinere Schnittgrößen in den Stützen. Eine Ausnahme davon bildet Stütze 4, da die untersuchte Wandscheibe nicht bis über diese Stütze hinausragt. Mit einer reduzierten Steifigkeit der Scheiben spielt das Gewicht der Scheiben eine zunehmende Rolle, ohne dass durch eine

Umlagerung die Kernwände die Belastung übernehmen. Zwischen der Berechnung mit und ohne Bauphasenberücksichtigung ist der Unterschied von der Steifigkeit dieser Scheiben weitestgehend unabhängig.

5.3 Turm ML2

5.3.1 Aufbau des Modells

Abb. 42 und Abb. 43 zeigen die wichtigsten Abmessungen des Bauwerks ML2. Das Tragwerk des Hochhauses besteht aus einem Skelettbau und einem aussteifenden Kern. Die Wanddicke nimmt nach oben hin, von 45 cm bis 35 cm ab. Die Stützen verfügen bis zum 15. Geschoss über einen Querschnitt von 45 x 60 cm bzw. ab dem 16.OG von 45 x 45 cm und sind jeweils 3,0 m hoch. Da zwischen dem Kern und den Stützen keine Innenwände vorhanden sind, spielt der beim Hochhaus ML3 besprochene Einfluss der Steifigkeit der Innenwände keine Rolle. Somit kann die Schnittgrößenumlagerung ausschließlich über die Decken (bzw. Unterzüge) untersucht werden.

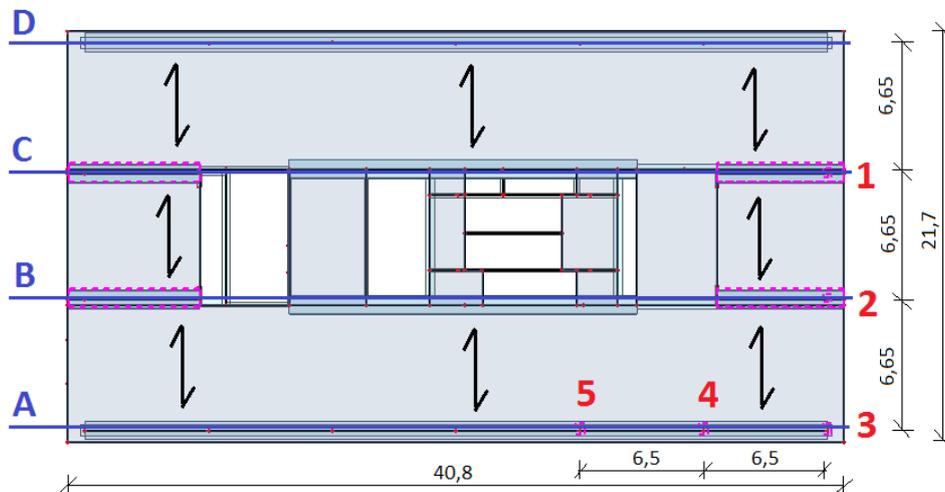


Abb. 42: Grundriss ML2

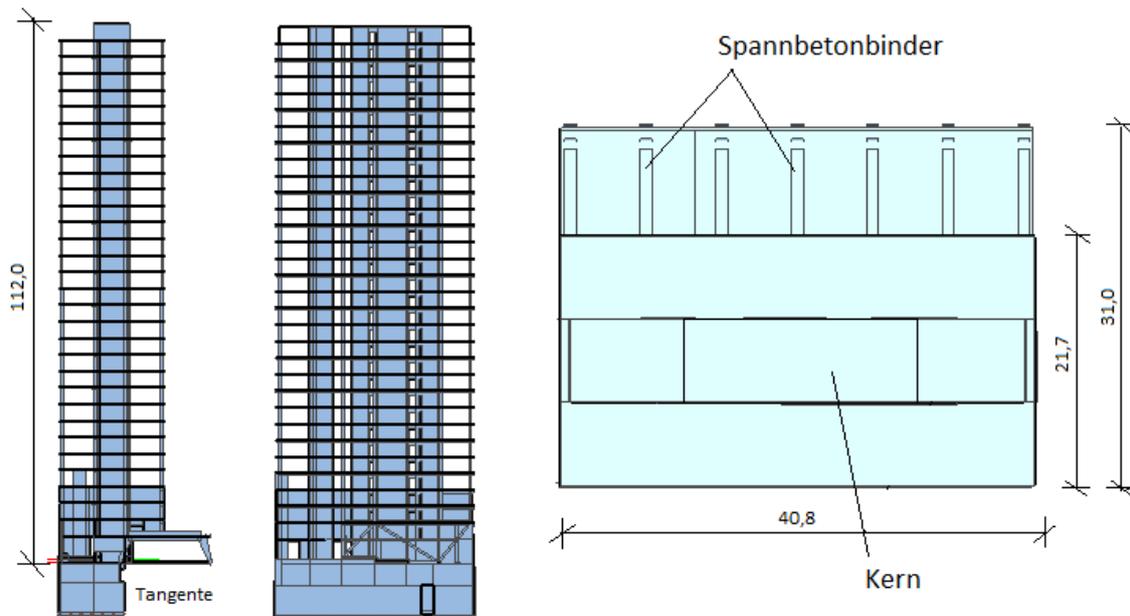


Abb. 43: Ansichten und Grundriss des Hochhaus ML2

Das Gebäude ragt teilweise über die Südosttangente der Autobahn A23 (siehe *Abb. 43*). Die Tunneldecke selber ist an dieser Stelle nur für geringe Verkehrslasten bemessen. Die Lasten aus den Obergeschossen werden in diesem Bereich über eine Auswechselkonstruktion bestehend aus Spannbetonbindern an die äußeren Begrenzungen der Autobahn weitergeleitet. Da die Stützen in Achse A ab dem 1.OG (siehe *Abb. 44* bzw. *Abb. 42*) direkt in der Mitte der Spannbetonbinder stehen, sind sie aufgrund der sich einstellenden Verformung des Binders elastisch gelagert. Der Sachverhalt ist in der gegenüberliegenden parallelen Achse D, in welcher unter den untersuchten Stützen im 1.OG noch weitere Stützen bis in das 2.UG als elastische Auflager wirken, der gleiche. Vereinfachend wird dennoch das Modell in weiterer Folge mit starren Auflagern berechnet.

Wie in *Abschnitt 4.2* bereits beschrieben, handelt es sich bei den Geschossdecken um eine vorgespannte Elementdecke mit 8 cm Ortbetonschicht, welche einachsrig gespannt sind. Da eine biegesteife Verbindung zwischen der Elementdecke und der Kernwand nicht vorgesehen ist, wird die Verbindung im Modell als gelenkig eingestellt. Zwischen der Achse C und D sind die Elementdecken auf Unterzügen gelagert, die mit der Kernwand biegesteif verbunden sind, um die Stützen entlasten zu können. Wie in weiterer Folge gezeigt wird, spielt diese Einspannung bei der Schnittgrößenentwicklung-, bzw Umlagerung infolge des Baufortschrittes eine große Rolle.

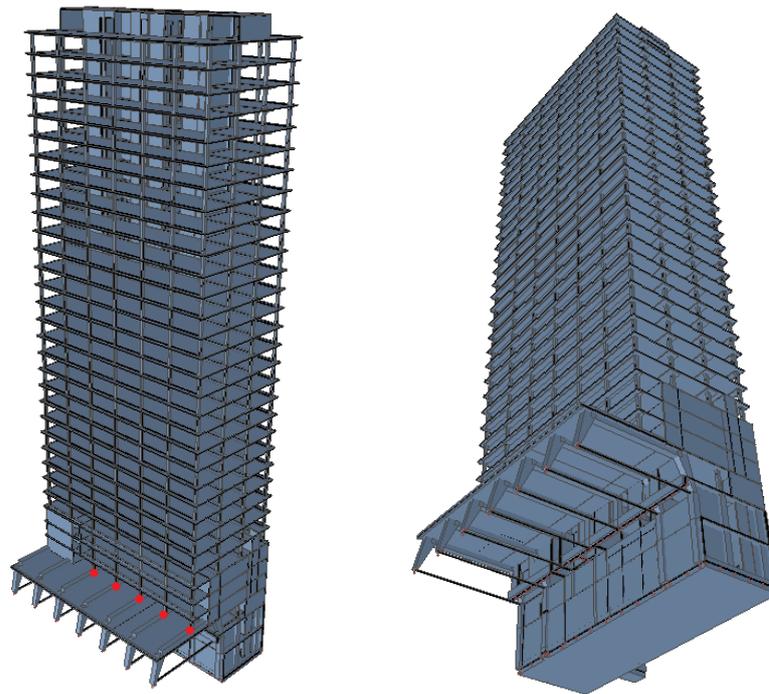


Abb. 44: Das Modell vom Hochhaus ML2

5.3.2 Berechnungsergebnisse

Abb. 45 zeigt die in der Kernwand eingespannten Unterzüge in Achse B. Bei der Berechnung ohne Berücksichtigung der Bauphasen werden zwar in den unteren Geschossen noch die erwarteten negativen Momente ermittelt, jedoch nehmen diese in den oberen Geschossen allmählich immer mehr zu (siehe Abb. 45 oben). Durch die größere Stauchung der Stützen, die sich über die Höhe des Gebäudes immer mehr aufsummiert, wird die Belastung über die Unterzüge und die Einspannung mit zunehmender Gebäudehöhe vermehrt an den Kern weitergeleitet. Das Verformungsbild entspricht dem typischen Bild das aus dem Beispielmmodell bereits bekannt ist; das ganze Tragwerk „hängt“ zunehmend auf dem Kern.

Die anhand einer Berechnung mit Berücksichtigung der Bauphasen ermittelte Gesamtverformung zeigt ein erheblich realistischeres Bild (siehe Abb. 45 unten).

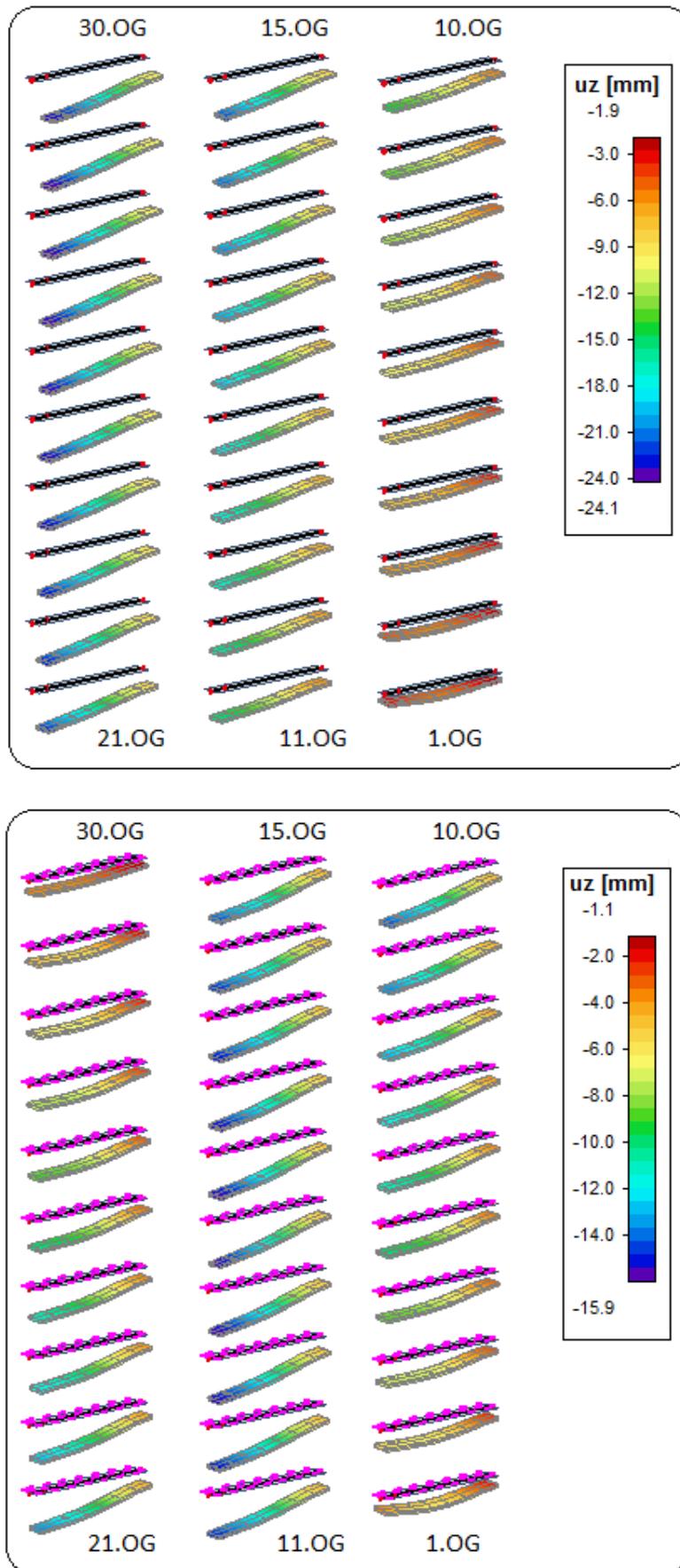


Abb. 45: Verformung der Unterzüge, ohne (oben) und mit (unten) Bauphasen berechnet

Die Stützen der nächsten Bauphasen werden immer um die Stauchung der unteren Stützen verlängert und mit dem Modell verknüpft. Dadurch liegt die vertikale Verformung der Stützen nach der aktuellen Phase im aktuell obersten Geschoss bei einem Wert von 0 bzw. resultiert lediglich aus der elastischen Stauchung aufgrund des Eigengewichts des Geschosses. Die nächsten Geschosse (Phasen) belasten wiederum die bereits errichteten Stockwerke mit ihrem Eigengewicht und stauchen die unteren betrachteten Stützen dadurch weiter. Die größte Vervormung der Stützen - und damit der Decken - entsteht dadurch in der Mitte der Gebäudehöhe. Nach oben hin nimmt die Gesamtstauchung allmählich ab, bis hin ins oberste Geschoss, wo die Verformung aus dem bloßen Eigengewicht der letzten Decke resultiert.

Abb. 46 bildet die Unterzüge und deren Momentenverlauf im ersten bzw. letzten Geschoss ab. Bei der Berechnung ohne Berücksichtigung der Bauphasen ist das negative Moment im obersten Geschoss bei der Einspannung schon 60% größer als unten bzw. als das, was aus der zweidimensionalen Berechnung resultieren würde. Dementsprechend wird das positive Feldmoment reduziert; im obersten Geschoss beträgt das Verhältnis zwischen positivem und negativem Moment lediglich ca. 14%. Bei der Bauphasenberechnung verhält es sich deutlich anders. Wird diese Methode zur Berechnung herangezogen, ergeben sich jene Momentenverläufe, die bei einem Einfeldträger zu erwarten sind. Auf diese Weise berechnet, ergeben sich für die Stützmomente im obersten Geschoss Werte, die um rund 93% geringer sind als ohne Berücksichtigung der Bauphasen.

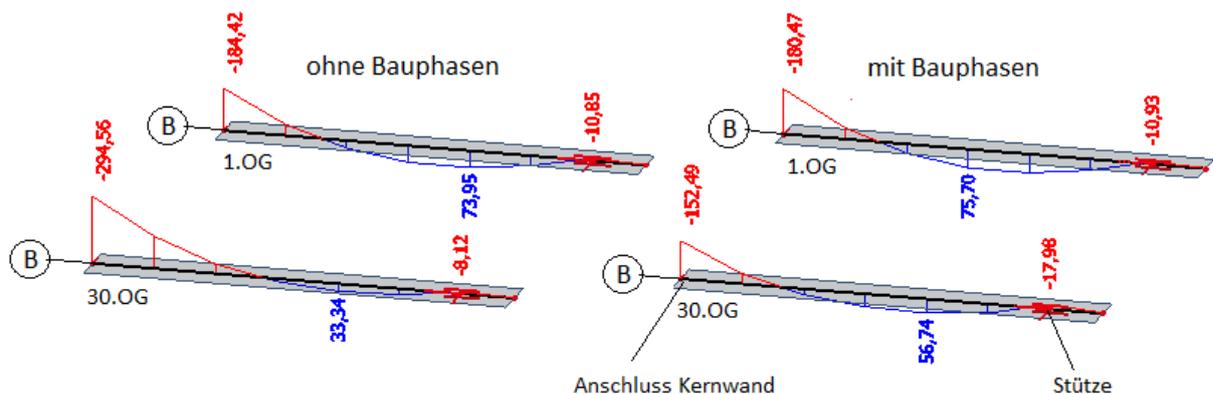


Abb. 46: Momentenverlauf der Unterzüge links

Die Berechnung am Gesamtmodell ohne Berücksichtigung der Bauphasen ist daher für die Bemessung der Unterzüge ungeeignet, da die Unterzüge in den oberen Geschossen auf einen unrealistischen Momentverlauf bemessen wären. Gleichzeitig würde dies wie nachfolgend erläutert wird auch eine Unterdimensionierung der Stützen bedeuten, womit diese Form der Berechnung lediglich für eine seismische Analyse geeignet ist.

In *Tab. 7* sind die Resultate aus dem Modell ML2 zusammengefasst. Die analysierten Stützen sind in *Abb. 42* ersichtlich. Die vorgespannten Decken, welche biegeweich an den Kern angeschlossen werden, sind auf den Stützen 3,4 und 5 in Achse A gelagert. Die Stützen 1 und 2 sind wie bereits oben beschrieben über einen im Kern eingespannten Unterzug mit dem Kern verbunden. Die Decke über diesen Unterzügen ist in die Querrichtung über mehrere Felder gespannt. Wie aus *Tab. 7* ersichtlich ist, sind die unterschiedlichen Stützen unterschiedlich stark von einer Schnittgrößenumlagerung betroffen. Da die Decke zwischen Achsen A und B gelenkig zur Kernwand gekoppelt ist, spielt die Verformung der Stützen bei der Schnittgrößenentwicklung der Stützen 4 und 5 eine untergeordnete Rolle. Die Belastung kann sich aufgrund des statisch bestimmten Systems zwischen der Stütze und der Kernwand nicht umlagern. Anders ist der Fall bei den Stützen 1 und 2. Bei diesen Stützen handelt es sich um einen eingespannten Einfeldträger, bei dem über die Einspannung eine erhebliche Umlagerung zu sehen ist. Die Abweichungen zwischen der 2D- und 3D-Berechnungen betragen bei diesen Stützen zwischen 40-48%. Das Verhalten der Eckstütze 3 ist gesondert zu betrachten. Hier ergibt sich anhand der 2D-Berechnung die kleinste Normalkraft (wie beim Beispielmmodell), was dadurch zu erklären ist, dass die anderen Stützen aufgrund der ursprünglichen größeren Belastung eine größere Stauchung erfahren wodurch eine Umlagerung der Schnittgrößen von den Randstützen hin zur Eckstütze erfolgt.

	ML2, starr gelagert				
	Berechnung ohne Bauphasen	Bauphasen- Berechnung	2D-Berechnung	ohne/mit Bp %	ohne Bp/2D %
[kN]					
Stütze 1	3035.19	3704.92	4500.00	0.82	0.67
Stütze 2	3199.88	3927.42	4500.00	0.81	0.71
Stütze 3	2948.82	2910.92	2625.00	1.01	1.12
Stütze 4	4004.97	4295.40	4420.00	0.93	0.91
Stütze 5	4617.80	4764.82	4420.00	0.97	1.04

Tab. 7: Vergleich der Kräfte vom Modell ML2

Prinzipiell ist zu erkennen, dass die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Bauphasen erneut ungefähr in der Mitte jener Werte liegen, die mittels der beiden anderen Methoden berechnet wurden. Es kann festgestellt werden, dass bei Strukturen, bei denen die Decken oder Unterzüge biegesteif mit den vertikal lastabtragenden Elemente verbunden sind, der Baufortschritt berücksichtigt werden sollte. Insbesondere bei durchlaufenden Deckensystemen kommt es bei einer Berechnung am Eingussmodell zu einer starken Umlagerung der Schnittgrößen (wie beim Beispielmmodell auch beobachtet werden kann). Mit der

Berücksichtigung der realen Baugeschichte, und damit einhergehend einer Abbildung des Verformungsverhaltens der Struktur, wird bei der Bauphasenanalyse die Größe einer möglichen Schnittgrößenumlagerung begrenzt.

5.4 Schlussfolgerung

Vom Grundriss bzw. von den Steifigkeitsverhältnissen her sind das Gebäude ML2 und das Beispielmodell gut vergleichbar. Bei deren Tragsystem handelt es sich um einen Skelettbau mit aussteifendem Gebäudekern. Das Hochhaus ML2 ist jedoch 12 Geschosse höher. Im Gegensatz dazu ist das sich bereits in der Ausführungsphase befindliche Gebäude ML3 gänzlich im von der Höhe her gut vergleichbar mit dem Turm ML2, unterscheidet sich jedoch vom Tragsystem. Die Stützen befinden sich in den unteren drei Geschossen, darüber werden nur Wandscheiben, die teilweise mit dem Kern verbunden sind, gebaut. Aufgrund dieser guten Vergleichbarkeiten konnte eine Vielzahl von Parametern untersucht und deren Auswirkungen auf die Schnittgrößen analysiert werden.

Beim Beispielmodell wurde die Struktur mit unterschiedlichen Auflagersteifigkeiten berechnet und verglichen. Beim Modell ML3 wurden die Einflüsse auf die Kraftableitung bei unterschiedlichen Auflagerverhältnissen bzw. zusätzlich der Einfluss der Steifigkeit der Innenwände untersucht. Die Auswirkung einer Einspannung zwischen der Decke und dem Kern auf die Ergebnisse der unterschiedlichen Rechenmethoden wurde anhand des Turms ML2 analysiert.

Folgerungen vom Modell ML3

Da es sich bei dieser Struktur um keinen Skelettbau, sondern grundsätzlich um viele Wandscheiben und einen aussteifenden Kern handelt, kann hier der Einfluss der Steifigkeit der Innenwände auf die Umlagerung der Schnittgrößen analysiert werden. Weiters wurde der Einfluss unterschiedlicher Auflagersteifigkeiten auf die Stützenkräfte untersucht.

Die richtige Modellierung der Steifigkeit der Auflager stellte sich als wichtiger Parameter heraus, der die Normalkräfte in den Stützen in Abhängigkeit einer Bauphasenberücksichtigung erheblich beeinflussen kann. Während bei gleichen Auflagersteifigkeiten (starr, elastisch) die durch die verschiedenen Rechenmethoden ermittelten Normalkräfte nicht so stark variieren, kommt es bei unterschiedlichen Auflagerverhältnissen zu einer größeren Abweichung der Ergebnisse. In Abhängigkeit der untersuchten Stütze und der Größe der Auflagersteifigkeiten

beträgt der Unterschied zwischen den Werten bis zu 22%. In *Tab. 8* sind die wichtigsten Ergebnisse von *Tab. 5* und *Tab. 6* zusammengefasst.

	ohne/mit Bauphasen-Berechnung %		
Lagerung	starr	elastisch, gleiche Steifigkeit	elastisch, untersch. Steifigkeit
Stütze 1	1.00	1.00	1.00
Stütze 2	0.97	0.96	0.95
Stütze 3	0.97	0.95	0.92
Stütze 4	0.93	0.88	0.78

Tab. 8: Verhältnis der Normalkräfte in Abhängigkeit von der Auflagersteifigkeit

Wie bereits erwähnt wird dabei ersichtlich, dass die Art der Lagerung betreffend der Notwendigkeit der Beachtung des Baufortschritts einen wesentlichen Faktor darstellt. Je unterschiedlicher die einzelnen Auflagersteifigkeiten sind, desto ausgeprägter werden die rechnerischen Abweichungen bzw. desto wichtiger ist es den Bauphasen in der Berechnung am Gesamtmodell Aufmerksamkeit zu schenken.

Anhand des Modells vom Projekt ML3 wurde weiters festgestellt, dass die richtige Abbildung der Steifigkeit der Innenwände bei der vertikalen Kraftableitung von größter Bedeutung ist. Abhängig von der Art des Planungsprozesses, z.B. bei der BIM Arbeitsweise kann es vorkommen, dass das ganze Gebäude mit allen Wänden über eine Schnittstelle in das Bemessungsprogramm importiert wird. In diesem Fall kann der Ingenieur am Gesamtmodell weiterarbeiten, die Lastfälle können gleich aufgebracht werden und nach der richtigen Abbildung der Verbindungen und der Auflager kann zeitnah eine Berechnung durchgeführt werden. Dabei werden am Gesamtmodell oft sämtliche Stahlbeton-Bauteile zur Struktur als tragendes Element gekoppelt, auch wenn diese zur Kraftableitung des Bauwerks im Wesentlichen nicht beitragen sollten. Im *Abschnitt 5.2.4* wurde gezeigt, wie stark die Größe der Normalkräfte in den Stützen von der Steifigkeit dünnerer Trennwände abhängig ist. Prinzipiell kann gesagt werden, dass ihre Steifigkeit in dem meisten Fällen stark überhöht abgebildet wird. Unterschiedliche Lösungen für die richtige Betrachtung der Steifigkeit dieser Elemente sind daher z.B. die Reduzierung der Normal- und Biegesteifigkeit der Wände, oder die Entfernung dieser Bauteile aus dem Modell und die Ersetzung des Eigengewichts durch eine äquivalente Last. Eine zusätzliche Möglichkeit bietet die Bauphasenberechnung, wo diese nichttragenden Elemente erst in einem letzten Schritt in das Modell eingefügt werden.

In Tab. 9 sind die wichtigsten Ergebnisse aus Kap. 5.2.4 verglichen. Die über den Stützen über die ganze Gebäudehöhe stehenden Gangwände sind zum Kern angeschlossen. Trotz zahlreicher Öffnungen leiten sie die Kräfte in den steiferen Kernwänden wodurch die Stützen entlastet werden. Wird die Wandsteifigkeit reduziert, steigt die Normalkraft in fast allen Stützen. Mit einer Bauphasenanalyse ist es möglich, die hauptsächlich nur selbsttragenden Wände erst in einer letzten Phase hinzuzufügen, damit sie während der Bauzustände die Kraftableitung bzw. Spannungsentwicklung zwischen Kern und Stützen nicht beeinflussen. So werden bis zu 10% größere Normalkräfte in den Stützen ermittelt. Fast identische Ergebnisse erhält man, wenn die Steifigkeiten der Wandelemente reduziert und eine Berechnung unter Berücksichtigung des Baufortschrittes durchgeführt wird (die Gangwände werden in der gleichen Phase wie das jeweilige Geschoss hinzugefügt).

[kN]	Berechnung ohne Bauphasen		Bauphasen-Berechnung	
	starre Wandscheibe	weiche Wandscheibe	letzte Phase	weiche Wandscheibe
Stütze 1	5777.47	5937.09	5961.88	5941.24
Stütze 2	8207.35	8821.05	9150.22	9120.44
Stütze 3	8717.77	9348.52	9677.96	9682.59
Stütze 4	5149.19	4953.94	5289.33	5330.25
%	mit/ohne Bauphasen-Berechnung			
	starre Wandscheibe/letzte Phase		weiche/weiche Wandscheibe	
Stütze 1	0.97		1.00	
Stütze 2	0.90		0.97	
Stütze 3	0.90		0.97	
Stütze 4	0.97		0.93	

Tab. 9: Verhältnis zwischen den Normalkräften in Abhängigkeit von den Wandsteifigkeiten bzw. der Rechenmethode

Prinzipiell ist aber festzustellen, dass bei dieser Art von Gebäude die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der unterschiedlichen Berechnungsmethode nicht stark ausgeprägt sind. Bei den zum Hochhaus ML3 ähnlichen Strukturen scheint die Bauphasenanalyse in den meisten Fällen vernachlässigbar zu sein. Solange die Auflagersteifigkeiten annähernd gleich sind, kann auf die Berücksichtigung des Bauablaufs in der Berechnung verzichtet werden. Die maßgebenden Schnittgrößen der Stützen können mittels anderer Methoden ermittelt werden, z.B. durch den Vergleich der Resultate der 2D- bzw. der 3D-Berechnung (mit erhöhten Stützensteifigkeiten).

Folgerungen vom Modell ML2

Bei der Analyse des Projekts ML2 wurden andere Beobachtungen gemacht. Während bei dem Beispielmmodell eine durchgehende Decke angenommen wurde, verfügt das Modell ML2 teilweise über eingespannte und auch gelenkig gelagerte Decken. Je nach Art der Modellierung des Anschlusses, kann ein mehr oder weniger großer Unterschied bei den Ergebnissen mit und ohne Bauphasenberücksichtigung festgestellt werden. Bei den Decken, die als gelenkiger Einfeldträger berechnet werden, haben die verschiedenen Methoden der Berechnung auf die Normalkräfte in den Stützen nur eine geringe Auswirkung. Aufgrund der gelenkigen Lagerung ist eine Schnittgrößenumlagerung nur im geringen Ausmaße möglich. Die maximale Abweichung beträgt 9% und ist zwischen der 2D- und der Bauphasenberechnung zu erkennen. Während eine Bauphasenberücksichtigung auf die Schnittgrößen in den vertikal lastabtragenden Bauteilen für diese Art der Modellierung keine große Rolle spielt, ergibt sich bei den Verformungen ein großer Unterschied. Da bei der Bauphasenberechnung die „neuen“ Stützen immer auf der bereits verformten Struktur aufgebracht werden und ihre Länge entsprechend den Stauchungen der unteren Stützen „ergänzt“ wird, ergibt sich die globale Verformung des Bauwerks ganz anders, als wenn sie ohne Bauphasenberücksichtigung ermittelt wird.

Derselbe Effekt ist auch bei den Stützen 1 und 2, die auf einen im Kern eingespannten Unterzug gestellt werden, zu beobachten. Die globale, vertikale Verschiebung der Stützen ist in *Abb. 47* dargestellt. Die strichlierte Linie zeigt die Verschiebungen in Abhängigkeit der Gebäudehöhe ohne Bauphasenberücksichtigung, während die durchgehende Linie den Verlauf der vertikalen Verschiebung mit Berücksichtigung des Baufortschrittes beschreibt. Die größte Verformung unter Einbezug der Bauphasen ergibt sich in der Mitte der Gebäudehöhe und nimmt mit zunehmender Höhe wieder ab. Bei der Berechnung am Eingussmodell hingegen vergrößert sich die Relativverschiebung je Geschoss über die Gebäudehöhe, bis der Maximalwert im letzten Geschoss erreicht ist. Dadurch ergibt sich eine erheblich größere Deformation. Entsprechend den Verschiebungskurven ändern sich auch die Normalkräfte. Wie bereits in *Tab. 7* gezeigt, variiert die Normalkraft in diesen Stützen abhängig von der Rechenmethode um 40-48%. Die Höhe des Tragwerks hat dabei maßgeblichen Einfluss auf die Größe der Abweichungen.

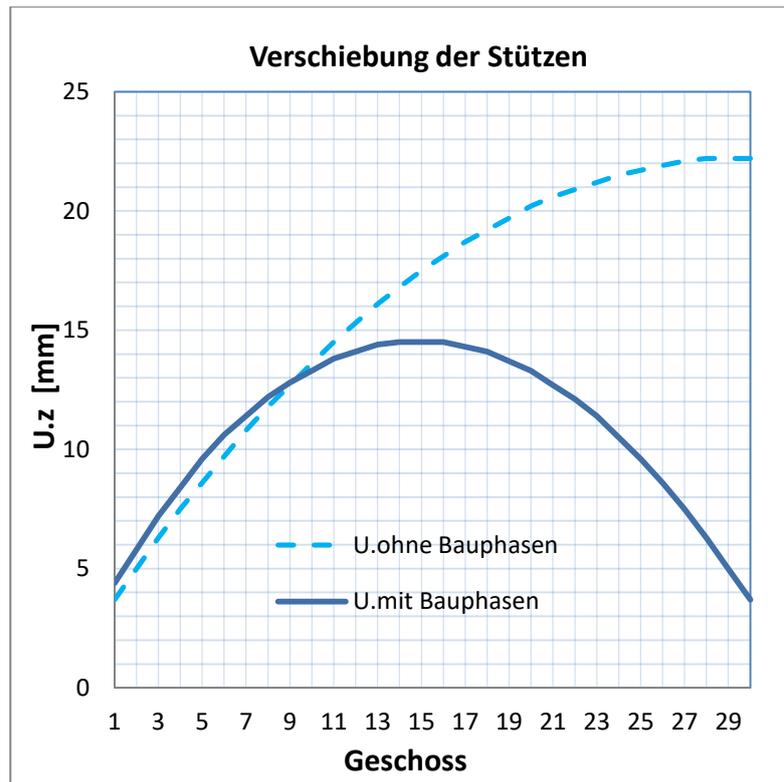


Abb. 47: Globale Setzung der Stützen 1 und 2

Je nach Art der Berechnung ergeben sich somit unterschiedliche Verformungszustände, die auch die Bemessung der anderen Bauteile stark beeinflusst. Auf diese Weise wird z.B. der Momentenverlauf der durchgehenden Decken bzw. Unterzüge beeinflusst. *Abb. 48* zeigt die Einspannmomente in den Unterzügen der einzelnen Geschosse beim Turm ML2. Das maximale Stützmoment, mittels Bauphasenberechnung ermittelt, ergibt sich in der Mitte des Turms, entsprechend der größten vertikalen Stützenverschiebung. Wenn die Struktur am Gesamtmodell ohne Bauphasen berechnet wird, ergibt sich bereits in der Mitte der Gesamthöhe ein wesentlich größeres Moment als im EG, das jedoch noch weiter bis zum letzten Geschoss ansteigt. Das größte negative Moment (und das kleinste positive) ergibt sich demnach also ganz oben im Gebäude; hier beträgt das Moment ca. das Zweifache des Moments von der Bauphasenberechnung (152 kNm bzw. 295 kNm). Eine Bemessung dieser Bauteile ohne Berücksichtigung der Bauphasen würde demnach zu stark verfälschten Ergebnissen führen.

Bei Hochhäusern, welche über ein Tragssystem aus Skelettbau mit aussteifendem Gebäudekern verfügen, ist die Berücksichtigung der Bauphasen demnach ausschlaggebend. Sie ermöglicht es, mit angemessenem Zeitaufwand, detailliertere Einblicke in die Tragwirkung zu erlangen

und so zusätzliche Kenntnisse vom Strukturverhalten gewinnen zu können, um eine sichere und wirtschaftliche Bemessung durchführen zu können.

Eine rasche, und sichere Lösung für die Bemessung der Stützen bietet die Methode der „Steifigkeitserhöhung“ der Stützen. Wie in Abschnitt 3.2.4 aufgezeigt, kann auf die aufwendigere Bauphasenanalyse verzichtet werden indem der Effekt des Baufortschrittes durch die manuelle Erhöhung der Normalsteifigkeit der Stützen Berücksichtigung findet. Die auf diese Weise ermittelten kleineren Verformungen ermöglichen lediglich eine begrenzte Umlagerung der Schnittgrößen, ähnlich wie dies bei einer Bauphasenberücksichtigung der Fall ist, wodurch sich das Gesamtmodell ebenso für sämtliche Bauteilbemessungen eignet.

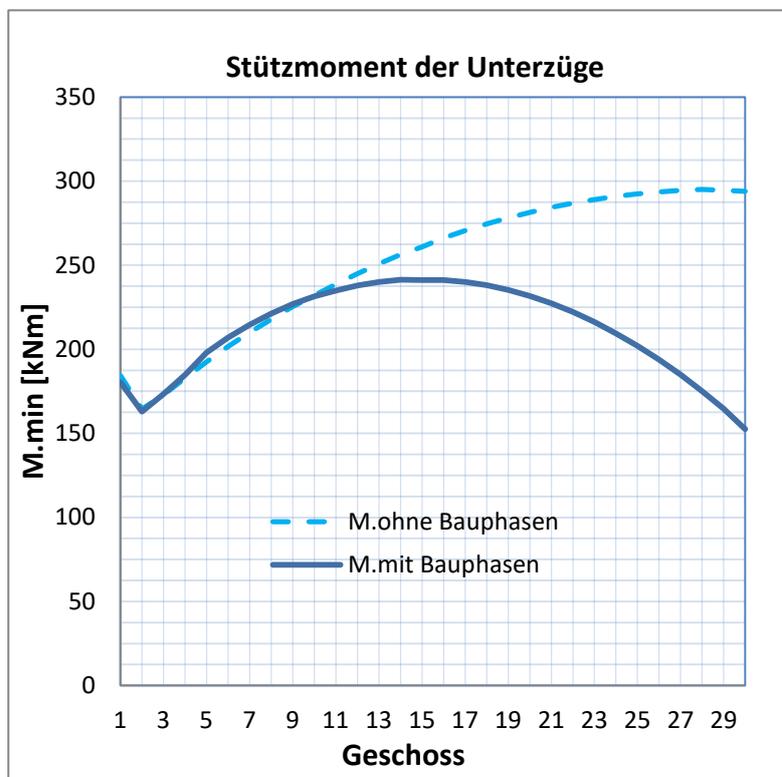


Abb. 48: Negatives Moment bei der Einspannung des Unterzuges

Teil 3

Bewertung und Zusammenfassung

6 Zusammenfassung

In dieser Diplomarbeit wurde die Auswirkung des Baufortschritts auf die vertikale Kraftableitung in Hochbauten untersucht. Anhand realer Projekte von dem Bauvorhaben „Monte Laa“ und eines zusätzlichen Beispielmodells wurden unterschiedliche Parameter untersucht, bei deren Auftritt die Bauphasenanalyse in der statischen Berechnung an Bedeutung gewinnen kann. Während der Berechnungen wurden Modellvarianten erstellt, die gegebenenfalls als Extrembeispiel gelten um die untersuchten Effekte besser zu verdeutlichen. Hauptziel der Arbeit war es, die Kraftableitung in Hochbauten zu untersuchen bzw. besser zu verstehen.

Im Rahmen der Diplomarbeit wurden für das Modell des Turms ML3 unterschiedliche Varianten erstellt. Das Modell ML2 stand beim Schreiben der Diplomarbeit bereits zur Verfügung und wurde zuvor vom Autor der Diplomarbeit aufgebaut. Anschließend werden Feststellungen sowie Vorschläge gemacht bei welchen Strukturen die Bauphasenanalyse ausschlaggebend ist. Dazu sollen die wichtigsten Ergebnisse der untersuchten Modelle präsentiert werden.

6.1 Allgemeines

Aufgrund stark steigender technologischer Möglichkeiten und den immer noch wachsenden Ingenieurkenntnissen werden architektonische Ansprüche geweckt. Der Trend geht hin zu immer futuristischeren Strukturen mit komplexen Tragsystemen, welche die Komplexität der Bemessungen auf ein völlig neues Niveau heben. Hinzu kommen die wachsenden Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit, die Genauigkeit und die Zeitdauer der Planung, was sich in der steigenden Anzahl von Computer-gestützten Berechnungen widerspiegelt. Trotz der Leistungsfähigkeit gegenwärtiger Hardwaresysteme und entsprechender Softwarekomponenten, stellen die immer komplexeren Bauprojekte eine große Herausforderung an die Tragwerksplanung sowie den anderen beteiligten Fachplanern dar.

Bei zunehmender Größe bzw. Komplexität der Strukturen lässt sich ein Tragwerk nicht mehr einfach und kompromisslos in herkömmliche, einzelne Statik-Positionen zerlegen. Die Praxis zeigt daher vermehrt die Tendenz, dass für die statische Berechnung bzw. Bemessung der Bauwerke häufig ein Gesamtmodell des Tragwerks herangezogen wird. Mit der Finite Element Methode können mit angemessenem Aufwand diverse, geometrisch hochkomplexe Tragsysteme relativ schnell und dazu mit hoher Genauigkeit berechnet werden. Die Bemessung dieser Systeme wäre mittels herkömmlicher Methoden ohne EDV-Unterstützung nicht möglich. Die Berechnung am Gesamtmodell zeichnet sich vor allem durch die Möglichkeit aus, sämtliche Belastungszustände berücksichtigen zu können, wofür sich die vereinfachten 2D-Berechnungen nur schwer oder überhaupt nicht eignen [1]. Beispiele für solche Fälle sind dynamische Beanspruchungen, bei denen die Gesamtsteifigkeit des Systems beachtet werden muss. Ein weiterer Vorteil bei der Verwendung eines statischen Gesamtmodells ergibt sich durch die Möglichkeit das Projekt detailliert präsentieren zu können, was beispielsweise in Besprechungen mit Bauherren für mehr Übersicht sorgt. Außerdem basiert die innovative BIM Arbeitsweise auf einem Gesamtmodell, welches jedem Planungsbeteiligten zur Verfügung steht und sich zudem in verschiedene Softwareprogramme importieren lässt.

Neben den zahlreichen Vorteilen der Berechnung am Gesamtmodell birgt diese Vorgehensweise auch einige Schwächen in sich. Aufgrund der komplexen, dreidimensionalen Geometrie ist es schwierig, bei verschachtelten Tragwerken eine klare Übersicht über die Kraftableitung zu wahren. Die genauere Abbildung des Gesamtsystems kann zu, die Komplexität noch weiter steigernden Effekten führen. Die richtige Abbildung der Steifigkeiten, der Verbindungen bzw. der Kopplungen zwischen den Elementen bildet bei der Modellierung eine Herausforderung und beeinflusst die Kraftableitung stark. Des Weiteren beeinträchtigt eine falsche Diskretisierung bzw. fehlerhafte Modellierung der Freiheitsgrade unterschiedlicher Elemente die Güte der Ergebnisse stark [1]. Im Laufe der statischen Berechnung am Gesamtmodell werden trotzdem einige Vereinfachungen angewendet, welche die oben benannten Eigenschaften des Modells beeinflussen. Einwirkungen oder Materialien – die in der Natur nichtlinear sind – werden z.B. linear angenähert, was insbesondere bei dem ausgeprägt nichtlinearen Materialverhalten von Beton zu einer Verfälschung der Ergebnisse führen kann. Bei der Modellierung von nichttragenden Wänden ist Acht zu geben. Die Kraft findet immer den „kürzesten Weg“ und kann oft durch in Wirklichkeit nicht tragende Bauteile übertragen werden. Dadurch können andere, tragende Bauteile entlastet werden, was z.B. die tatsächliche Beanspruchung in den Stützen verfälscht.

Falls bei der Berechnung die Bauphasen nicht berücksichtigt werden, erleidet das Tragwerk wesentlich größere Verformungen, die in Realität nicht entstehen würden [1]. Dies ist dadurch zu erklären, dass während der Erstellung eines Tragwerks die Belastung schrittweise durch die einzelnen Bauzustände aufgebracht wird. Im Gegensatz dazu, wird die Struktur am „Eingussmodell“ schlagartig mit voller Last beansprucht.

Ist die Möglichkeit einer Bauphasenberechnung gegeben, können die Bauzustände entsprechend analog der Erstellung des realen Bauwerks definiert werden. Die jeweiligen, zur Bauphase „n“ gehörenden Elemente werden zum letzten Modellzustand „n-1“ um die von der Belastung „n-1“ stammenden Stauchungen kompensiert bzw. „zu lang“ hinzugefügt. Mit dieser Methode wird die Belastung bzw. die Steifigkeit des Gesamtsystems gegenüber dem „Eingussmodell“ besser abgebildet, wodurch die Verformungen der Realität besser angenähert werden. Durch die geringeren und gleichmäßigeren Verformungen wird die Umlagerung der Schnittgrößen beschränkt, welches eine realistischere Kraftableitung zur Folge hat. Trotz der Vorteile der Methode wird die Bauphasenanalyse aufgrund der aufwändigeren Modellierung bzw. des vorherrschenden Zeitdruck nur selten durchgeführt.

6.2 Erfahrungen bzw. Ergebnisse der Arbeit

Die drei in dieser Arbeit vorgestellten Modelle verfügen über eine unterschiedliche Gebäudestruktur, sowie über einen unterschiedlichen Grundriss und Stützenanordnung. Da deren Höhe ungefähr gleich groß ist, ist es möglich, die verschiedenen Einflüsse auf die vertikale Kraftableitung zu untersuchen bzw. zu vergleichen. Dabei wurde im Speziellen der Einfluss des Baufortschritts unter verschiedenen Randbedingungen (Auflagersteifigkeit, Steifigkeit der Innenwände) analysiert. Es galt herauszufinden, unter welchen Umständen und wie sehr die Stützenbelastung eines Hochhauses von diesen Eigenschaften bzw. Faktoren abhängt. Um die Validität der Ergebnisse bestätigen zu können, wurden verschiedene Rechenmethoden, nämlich die lineare 3D-Berechnung am Gesamtmodell mit- und ohne einer Bauphasenberücksichtigung, sowie eine 2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem, herangezogen. Wie viel Bedeutung die untersuchten Parameter in der Berechnung gewinnen, ist von der globalen Gebäudestruktur, der Art der Berechnung und den untersuchten Elementen abhängig.

Am Gesamtmodell des Turms ML2 konnten wichtige Feststellungen gemacht werden. Insbesondere bei Modellen, deren Tragwerksystem dem des Turms ML2 ähnelt, scheint die Bauphasenanalyse unabdingbar zu sein. Die Struktur setzt sich aus dem typischen Tragwerk

eines Hochhauses zusammen: Skelettbau mit steifem Kern. Aufgrund der besseren Abbildung der realen Steifigkeitsverteilung und den daraus resultierenden geringeren Verformungen wird mit der Bauphasenanalyse das Maß der Umlagerung in Allgemeinen beschränkt. Durch die Berücksichtigung des Baufortschritts kann die Lastabtragung besser nachvollzogen werden. Die einzelnen Last- bzw. Verformungsinkremente sind zudem übersichtlicher als beim „Eingussmodell“. Werden die Bauphasen nicht berücksichtigt, ergeben sich bei den Stützen aufgrund ihrer Schlankheit größere Verformungen (*siehe Abb. 47*). Wenn die Decken im Kern eingespannt simuliert werden, erfolgt eine Schnittgrößenumlagerung von den weichen Stützen in die steifen Kernwände. Somit werden Wege der Kraftabtragung betreten, die in der Wirklichkeit nicht entstehen würden. Daraus resultieren stark unterschätzte Normalkräfte in den Stützen. *Tab. 10* stellt die zusammengefassten Ergebnisse von Turm ML2 dar. Wie eindeutig zu sehen ist, bewirkt die Bauphasenberücksichtigung bei den Stützen, die auf den im Kern eingespannten Decken stehen (Stütze 1 und 2), einen signifikanten Unterschied im Ergebnis. Mit dieser Methode werden für die Stützen 1 und 2 bis zu 21% größere Normalkräfte ermittelt. Bei den Stützen die im Bereich der gelenkig gelagerten Decken angeordnet sind, ist die Abweichung von maximal 7% deutlich geringer, da aufgrund der gelenkigen Lagerung, eine Schnittgrößenumlagerung nicht in diesem Umfang stattfinden kann.

	ML2 32 Geschoss, starr gelagert		
	Berechnung ohne Bauphasen [kN]	Bauphasen-Berechnung [kN]	ohne/mit Bauphasen-Berechnung %
Stütze 1	2630.06	3197.08	0.82
Stütze 2	3243.88	3927.42	0.83
Stütze 3	2941.82	2902.92	1.01
Stütze 4	4004.97	4295.40	0.93
Stütze 5	4617.80	4764.82	0.97

Tab. 10: Abweichung der Ergebnisse im 2.OG

Die Bemessung anderer Tragelemente (Decke, Unterzüge) am Gesamtmodell ohne Bauphasenberücksichtigung ist aufgrund der unrealistisch großen Verformungen ebenfalls fragwürdig (*siehe Abb. 46*). Mit einfachen Methoden kann man jedoch die Güte der Ergebnisse auch ohne Bauphasenberücksichtigung verbessern. Die herkömmliche Lösung in der Praxis zur Ermittlung der Normalkräfte in den vertikal lastabtragenden Bauteilen sieht vor, die Normalsteifigkeit der Stützen um ein Vielfaches zu erhöhen. Dadurch werden

unrealistische Deformationen vermieden und realitätsnahe Schnittgrößen berechnet (*siehe Abb. 26 und Abb. 27*).

Wird im Gegensatz dazu eine 2D-Berechnung am herausgelösten Teilsystem durchgeführt, werden für die meisten Stützen die maßgebenden Beanspruchungen stark überschätzt (*siehe Tab. 11*). Eine Bemessung liegt zwar zumeist auf der sicheren Seite, für diesen Fall sei jedoch auf eine gewisse Unwirtschaftlichkeit hingewiesen. Gleichzeitig kann es zur Unterschätzung bei der Belastung steiferer Bauteile kommen. Ein Sonderfall ergibt sich für die Eckstützen des Gebäudes. Hier werden in der vereinfachten 2D-Berechnung für die Eckstützen die Normalkräfte unterschätzt. Die Abweichung liegt zwischen 10-12% und hängt von der Gebäudehöhe ab. Die Abweichung entsteht dadurch, dass bei der 2D-Berechnung durch die Überlagerung aller Auflagerkräfte der ebenen Position-Statik der Effekt der Umlagerung durch unterschiedliche Steifigkeiten und Verschiebungen nicht berücksichtigt wird. Bei einer Berechnung am Gesamtmodell hingegen, erfährt die Randstütze aufgrund der größeren anfänglichen Belastung eine zunehmende Stauchung, wodurch eine Schnittgrößenumlagerung von den Randstützen hin zur Eckstütze erfolgt. Die Höhe der Struktur bzw. die Anzahl der übereinander stehenden Stützen ist dabei maßgebend.

	2D-Berechnung [kN]	Bauphasen-Berechnung [kN]	2D/Bauphasen-Berechnung %
Stütze 1	4500.00	3704.92	1.21
Stütze 2	4500.00	3927.42	1.15
Stütze 3	2625.00	2910.92	0.90
Stütze 4	4420.00	4295.40	1.03
Stütze 5	4420.00	4764.82	0.93

Tab. 11: Abweichung zwischen 2D- und Bauphasenberechnung im 2.OG

Die richtige Modellierung der Auflagersteifigkeit spielt eine wichtige Rolle bei der Berechnung am Gesamtsystem. Anhand des Gebäudes ML3 wurden Untersuchungen zum Einfluss verschiedenen Auflagerverhältnisse mit und ohne Bauphasenberücksichtigung durchgeführt. Die steiferen Auflager ziehen die Lasten eher an, wohingegen die Stützenbelastungen von der verwendeten Rechenmethode fast unabhängig sind. Erst bei stark abweichenden Federsteifigkeiten der Auflager findet aufgrund der unterschiedlichen Setzungen eine weitere Umlagerung zwischen den Stützen statt, wobei die Normalkräfte, ebenfalls von der verwendeten Rechenmethode abhängig, beeinflusst werden. Die wichtigsten Ergebnisse sind in *Tab. 8* ersichtlich. Abhängig von der Stelle der untersuchten Stütze beträgt der Unterschied zwischen den Ergebnisse mit und ohne Bauphasenberücksichtigung bis zu

22%, wobei mit Bauphasenberücksichtigung im Allgemeinen höhere Werte ermittelt werden. In der Praxis kann es beispielsweise zu einem derartigen Fall kommen, wenn bei nachträglichen baulichen Ergänzungen oder Umbauten, die ursprüngliche Fundierung für die erhöhte, neue Belastung der Bohrpfähle nicht vorgesehen ist. Eine Möglichkeit zur Verstärkung der alten Bohrpfähle ist z.B. die Bohrung neuer, zusätzlicher Pfähle. Es kann geschehen, dass die einzelnen Pfahlgruppen schließlich über eine andere Auflagersteifigkeit verfügen, welche somit auch im statischen Gesamtmodell berücksichtigt werden muss. Die Bauphasenanalyse gewinnt in solchen Fällen einiges an Bedeutung, wie es auch *Tab. 8* eindeutig zu entnehmen ist.

Im Modell des Turm ML3 konnten weiters die Einflüsse der Steifigkeit der Innenwände analysiert werden. Trotz der positiven Auswirkungen der verminderten Wandsteifigkeiten treten in der Bauphasenanalyse in den Stützen größere Normalkräfte auf als mit der linearen Analyse am Gesamtmodell. Mittels der Bauphasenanalyse können sämtliche Elemente, welche in Wirklichkeit nichttragend sind, sogar der letzten Bauphase zugefügt werden. Damit kann ein gewisser Einfluss auf die Ergebnisse ausgeübt werden. Die Elemente haben keine Teilhabe an der Spannungsentwicklung während der Bauzustände und werden erst zuletzt an die Struktur gekoppelt. Auf diese Weise können diese Innenwände die Stützen nicht entlasten. In *Tab. 12* wird dargestellt, welche Auswirkungen die Wandsteifigkeiten bzw. die Rechenmethode auf die Resultate haben. Die Reduzierung der Biege- und Normalsteifigkeit einiger Innenwände auf 20% - welche in Wirklichkeit sogar aus Gipskarton bestehen könnten – führt zu einem Normalkraft-Zuwachs in den Stützen zwischen 3-10%. Im Weiteren stellt sich heraus, dass die Bauphasenanalyse die Stützenbelastung um zusätzliche 3-8% erhöht.

	Berechnung ohne Bauphasen		Bauphasen-Berechnung
[kN]	starre Wandscheibe	weiche Wandscheibe	weiche Wandscheibe
Stütze 1	5677.36	5877.65	5882.88
Stütze 2	7914.70	8656.00	8944.03
Stütze 3	8593.40	9197.34	9504.11
Stütze 4	5340.16	5139.69	5546.69
%	Berechnung ohne Bauphasen		ohne/mit Bauphasen-Berechnung
	starre/weiche Wandscheibe		weiche Wandscheibe
Stütze 1	0.97		1.00
Stütze 2	0.91		0.97
Stütze 3	0.93		0.97
Stütze 4	1.04		0.93

Tab. 12: Effekt der Wandsteifigkeiten bzw. Rechenmethode ML3

6.3 Empfehlungen

In der Diplomarbeit wurde bereits die Lastableitung unterschiedlicher Bauwerke diskutiert und der Effekt der Bauphasen verdeutlicht. Anhand der Ergebnisse und Erfahrungen können entsprechend Folgerungen gezogen werden. Dieser Abschnitt soll von jenen Strukturen bzw. Hochbautentypen handeln, bei denen die Bauphasenanalyse in die statische Berechnung einfließen sollte. Es wird durch typische Beispiele gezeigt, bei welchen Grundrissen die Beachtung des Baufortschritts von besonderer Bedeutung ist.

Das Hochhaus ML2 verfügt über einen typischen Grundriss eines Hochhauses. Mit über 30 Obergeschossen ist die Höhe für die Ausbildung des statischen Tragwerks ausschlaggebend. Während für die vertikale Kraftableitung die Kernwände und die Randstützen herangezogen werden, wird für die horizontale Kraftableitung lediglich der massive Kern aktiviert. Aufgrund der unterschiedlichen Verteilung der Steifigkeiten vertikal lastabtragender Elemente werden die Ergebnisse der dreidimensionalen Berechnung am Gesamtmodell durch die Umlagerung der Schnittgrößen enorm beeinträchtigt. Bei diesem Hochbaumodell liefern die verschiedenen Rechenmethoden unabhängig von der Lagerung bei einigen Stützen bis zu rund 50% abweichende Normalkräfte. Die zwei Extremwerte resultieren aus der 2D- bzw. 3D-Berechnung ohne Bauphasenberücksichtigung. Die Werte aus der Bauphasenberechnung liegen - wie beim Beispielmmodell gezeigt - bei allen Stützen ungefähr in der Mitte der Ergebnisse der beiden anderen Rechenmethoden. Bei dem Beispielmmodell wurde weiterhin gezeigt, dass die Abweichung der Ergebnisse zwischen den Rechenmethoden mit der wachsenden Anzahl an Geschossen zunimmt. Die Eckstützen sind weniger, die anderen Stützen sind hingegen stark von der Art der Berechnung beeinflusst. Sind die Decken oder Unterzüge im Gesamtmodell als eingespannte Elemente vorgesehen, spielt die Kraftumlagerung aufgrund des statisch mehrfach unbestimmten Systems eine größere Rolle. Bei durchgehenden Decken muss daher der Bauphasenberechnung besondere Beachtung geschenkt werden.

Die folgenden Abbildungen stellen unterschiedliche, reale Gebäude dar, bei denen die Bauphasenberücksichtigung wichtig ist (siehe *Abb. 49, Abb. 50 und Abb. 51*).



Abb. 49: Wohnhochhaus in Frankfurt am Main [14]



Abb. 50: Bürohochhaus in Haar, Deutschland [14]

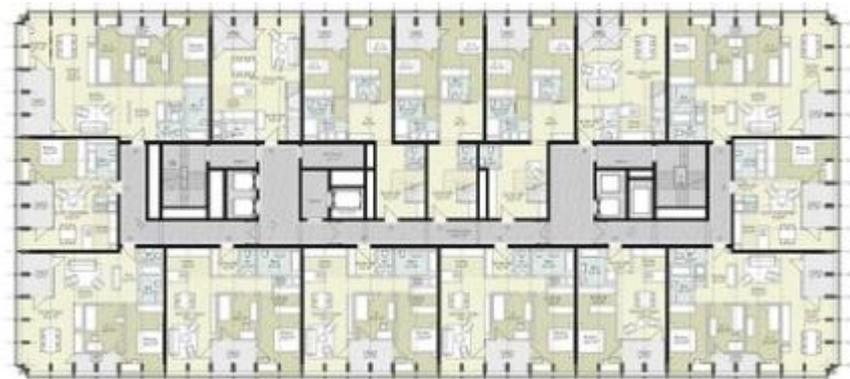


Abb. 51: Wohnhochhaus in München, Deutschland [15]

Alle aufgezeigten Bauwerke zeichnen sich durch eine, sich über die Gebäudehöhe erstreckende, übereinanderliegende Stützenreihe und einen in der Mitte oder seitlich platzierten aussteifenden Kern aus. Da in der Decke eine Durchlaufwirkung stattfindet, müssen die Steifigkeitsverhältnisse besonders realistisch abgebildet werden. Eine gute Lösung bietet hier die Bauphasenanalyse, wodurch sich in den Stützen um 25% größere Normalkräfte ergeben. Durch die Bauphasenberechnung können die Schnittgrößen bzw. Verformungen realitätsnäher ermittelt werden.

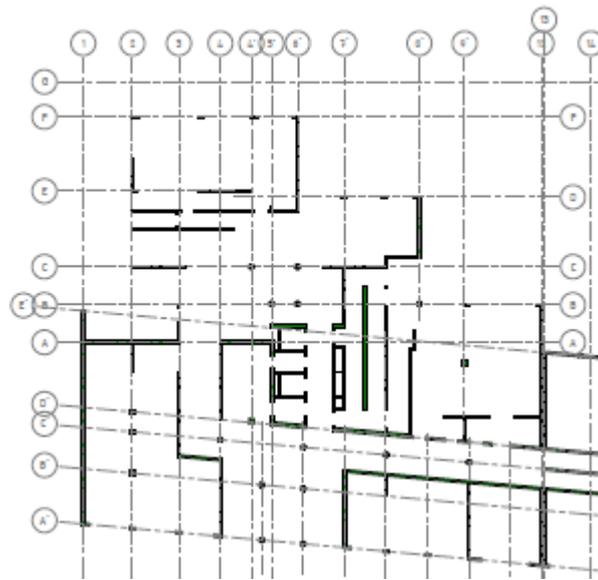


Abb. 52: Grundriss des Hochhauses ML5, Wien

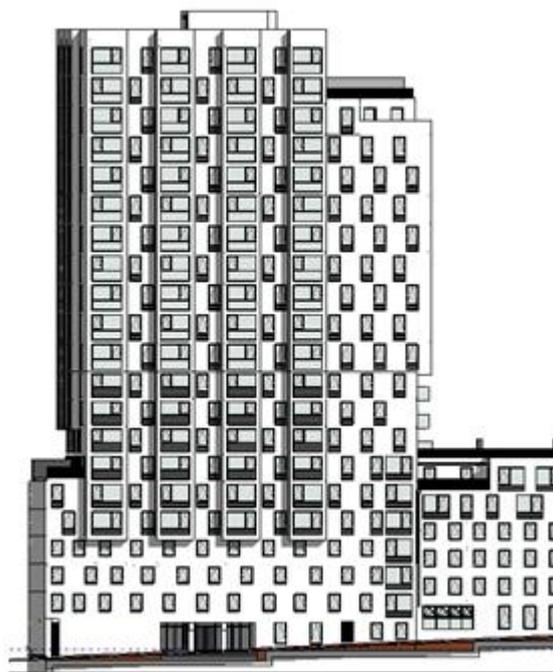


Abb. 53: Ansicht des Hochhauses ML5, Wien

Ein weiteres Beispiel wo die Bauphasenanalyse Beachtung geschenkt werden sollte, stellt der in den oben dargestellten *Abb. 52* bzw. *Abb. 53* Turm des Projekts „Monte Laa 5“ dar. Die Kraftableitung dieses Hochhauses wird anhand des Forschungsprojekts der Firma Porr AG analysiert. Aufgrund des verschachtelten Grundrisses, der unregelmäßigen Anordnung der Stützen bzw. der deutlich steiferen Wänden tritt hier eine Kraftumlagerung in größeren Maße

auf, wodurch die Stützen stark entlastet werden können. Ohne die Erhöhung der Normalsteifigkeit der Stützen oder eine Bauphasenanalyse werden unrealistisch geringe Normalkräfte in den Stützen ermittelt.

Die Grundrissausrichtung des folgenden Hochhauses (siehe *Abb. 54.*) ist mit dem von ML3 vergleichbar. Das grundsätzlich aus Wänden bestehende Tragwerk verfügt über eine gleichmäßigere Steifigkeitsverteilung, welche eine Kraftumlagerung lediglich in kleinerem Maß ermöglicht. Bei solchen Strukturen, insbesondere falls die Auflagersteifigkeiten auch identisch sind, kann auf eine Bauphasenanalyse verzichtet werden. Sind aber unterschiedliche Auflagersteifigkeiten vorhanden gewinnt die Bauphasenberechnung an Wichtigkeit und sollte nicht vernachlässigt werden. Falls auch die nichttragenden Innenwände im Gesamtmodell mitmodelliert werden, trägt die Bauphasenanalyse zur richtigen Abbildung der Wandsteifigkeiten und dadurch zur realistischeren Kraftverteilung in den Wänden bei.



Abb. 54: Wohnhaus in Berlin [15]

Anschließend sollen die wichtigsten Eigenschaften, bei deren Auftreten die Bauphasen in der statischen Berechnung bei Hochbauten mit mehr als 10 Obergeschossen zu beachten sind, zusammengefasst werden:

- Skelettbau mit austeifendem Kern
- Unregelmäßig angeordnete Stützen und Wände nebeneinander
- Durchlaufende, bzw. eingespannte Decken oder Unterzüge
- Nichtragende Innenwände im Gesamtmodell
- Stark unterschiedliche Auflagersteifigkeiten

6.4 Ausblick

In wie weit spiegeln jedoch Annahmen und Vereinfachungen und letztlich die Ergebnisse die Wirklichkeit wieder?

Das ingenieurmäßiges Denken, die Erfahrungen und die computergestützten Anwendungen ermöglichen die Realisierung fast unvorstellbarer Konstruktionen. Unsicherheiten in den Bemessungen müssen durch die Regelungen der Normen bzw. der Richtlinien und das Know-How des Ingenieurs ausgeglichen werden. Sämtliche Bauteile werden auf die schlimmste Bemessungssituation dimensioniert. Die Stützen in den Hochbauten werden z.B. auf die jeweilig größte Normalkraft bemessen, die sich aus den unterschiedlichen Berechnungen ergibt. Es ist nicht genau bekannt und kann lediglich abgeschätzt werden, wie weit die Kraftumlagerung zwischen den Bauteilen realistisch ist. Die Beurteilung von Vernachlässigungen und ihre Auswirkung auf die Ergebnisse sind auch nicht eindeutig. Diese Vagheit der Berechnung kann zu einer Unwirtschaftlichkeit der Bauten führen

Überlegungen und Erfahrungen allein helfen nicht diese Unsicherheit zu bekämpfen. Damit die genaue, reale Kraftableitung eines Turms und die Beanspruchung seiner Stützen bekannt ist bzw. die Stützen auf die wirkliche Belastung bemessen werden – mit Einhaltung der Normvorschriften -, müssen reale Stützen bzw. Wänden auf der Baustelle untersucht werden.

Das Forschungsprojekt der Firma Porr unternimmt genau diese Untersuchung. Mit den in vertikalen lastabtragenden Bauteilen einbetonierten Dehnungssensoren werden jahrelang Stauchungen in den ausgewählten Stützen gemessen. Mit der Kompensation der Ergebnisse durch zeit- und materialabhängige Effekte kann auf die reale Stützenbelastung

rückgeschlossen werden. Da bereits unterschiedliche Gebäude und zahlreiche Stützen untersucht werden, könnten später Folgerungen für die Kraftableitung typischer Hochbauten gezogen und verallgemeinert werden. Mit den auf den Baustellen gewonnenen, realen Werten können die mittels FEM berechneten Resultate verglichen werden. Schließlich könnten so die statischen Modelle bzw. die Rechenmethoden angepasst bzw. ausgewählt werden, sodass die Ergebnisse mit dem Gemessenen zumeist übereinstimmen.

Durch die genauere Bemessung könnte sich nicht nur eine Materialersparnis bzw. eine Reduzierung der Bauzeit realisieren lassen, die Sicherheit des Tragwerks könnte zusätzlich auch erhöht werden. In Zukunft werden unter steigendem Zeitdruck immer größere Gebäude konstruiert, deren statische Bemessung zwangsweise stets komplizierter wird. Aufgrund der zunehmenden Hochhausgröße steigt die Anzahl der sich gleichzeitig im Gebäude befindlichen Menschen und damit die Bedeutungskategorie des Bauwerks. Der Anspruch auf die Sicherheit wächst darüber hinaus ständig. Die genauere Untersuchung der Tragwirkung komplexer Strukturen darf daher nicht nur auf Simulation und Berechnungen beschränkt werden. Großversuche zur Erforschung der Kraftableitung sind unabdingbar.

7 Literaturverzeichnis

- [1] M. Bischoff und S. Kimmich, „Computerstatik am Gesamtsystem - Modellierung ohne Grenzen?“, in *Baustatik, Baupraxis 11*, 2011.
- [2] F. Breinlinger, „Statik am Gesamtmodell - Stimmen Annahmen und Realität tatsächlich überein?“, in *Baustatik, Baupraxis 11*, 2011.
- [3] C. Barth und W. Rustler, *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*, Berlin, 2013.
- [4] G. Mehlhorn und J. Kollegger, „Anwendung der Finite Element Methode im Stahlbetonbau“, 1996.
- [5] M. Bischoff und K.-U. Bletzinger, „Statik am Gesamtmodell - Möglichkeiten und Ansprüche“, in *Baustatik, Baupraxis 11*, 2011.
- [6] C. Katz, „Einfluss der Modellbildung bei der Berechnung am Gesamtmodell“, in *Baustatik, Baupraxis 11*, 2011.
- [7] K. Knebel, J. Sanchez und H. Düster, „Ferrari World, Abu Dhabi - Das größte Raumbauwerk aller Zeiten“, in *Baustatik, Baupraxis 11*, 2011.
- [8] J. Schütt und H. Dinkelacker, „Neubau der Chirurgischen Klinik Ulm - Tragwerksbemessung am Gesamtmodell“, in *Baustatik - Baupraxis 11*, 2011.
- [9] P. Henke und M. Rapolder, „Statik am Gesamtmodell - Erfahrungen und Forderungen aus der bautechnischen Prüfung“, in *Baustatik - Baupraxis 11*, 2011.
- [10] K. Zilch und G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Berlin, 2008.
- [11] SciaEngineer, *Handbuch, Analyse der Bauphasen*.
- [12] P. PDE, „Vorstatik zum Bauvorhaben Monte Laa, BPL3“, Wien, 2015.
- [13] P. PDE, „Einreichstatik, Monte Laa, BPL2“, Wien, 2015.
- [14] „german-architects“, [Online]. Available: http://www.german-architects.com/projects/projects_detail/28776.
- [15] „MEILI PETER ARCHITECTS“, [Online]. Available: <http://www.meilipeter.de/en/projects/current/?c=1#/portfolio/hochhaus-der-baierbrunner-stra/>.

8 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Teil des Gesamtmodells (links) und vereinfachtes statisches System einer Decke (rechts)	3
Abb. 2: Die Decken „hängen“ auf dem steiferen Kern	4
Abb. 3: Die unterschiedlichen Strukturelemente [3]	9
Abb. 4: Teilmodelle des größten Raumfachwerks der Welt - Ferrari World, Abu Dhabi [7]..	11
Abb. 5: Die ersten vier Eigenformen des Hochhauses ML2	12
Abb. 6: Horizontalverformungen infolge Schwinden - Neubau der Chirurgischen Klinik, Ulm [8].....	13
Abb. 7: Visualisierung von der PORR PDE	14
Abb. 8: Untersuchte Innenwand und Stütze im Gesamtmodell.....	15
Abb. 9: Falsche Kraftableitung einer Stütze (links) aufgrund unrealistischen Verschiebungsunterschied zwischen lastabtragenden Elementen (rechts).....	16
Abb. 10: Stauchung der Stützen im ersten (links) bzw. im letzten Geschoss (rechts)	17
Abb. 11: Ein aufgrund falscher Simulierung des Bodens gekipptes Hochhaus [2].....	18
Abb. 12: Nichtlineares Materialmodell von Beton (wikipedia)	20
Abb. 13: Entwicklung vom Schwinden [10]	21
Abb. 14: Kriechen [10]	22
Abb. 15: Betondehnungen über der Zeit [10].....	23
Abb. 16: Berechnung des 5.OG.....	25
Abb. 17: Grundriss, bzw. die 12. Bauphase des Beispielmmodells	27
Abb. 18: Berechnung am herausgelösten Teilsystem.....	28
Abb. 19: Vergleich der Deformationen: links mit-, rechts ohne Bauphasen berechnet	29
Abb. 20: Gesamtlast, Stützen starr gelagert.....	31
Abb. 21: Kraftzunahme in den Stützen bei starrer Lagerung	32
Abb. 22: Setzungen mit einer Bettung von 35kN/m^3	34
Abb. 23: Gesamtlast, Stützen elastisch gelagert.....	35
Abb. 24: Kraftzunahme in den Stützen bei elastischer Lagerung	35

Abb. 25: Darstellung der Lastentwicklung mit weiteren Geschossen	37
Abb. 27: Lineare Berechnung mit Steifigkeitserhöhung der Stützen (links) und mit Berücksichtigung der Bauphasen (rechts)	40
Abb. 26: Von links nach rechts; globale Verformung mit bzw. ohne Steifigkeitserhöhung der Stützen und mit Bauphasenberechnung.....	40
Abb. 28: Übersicht über den Bauplatz Monte Laa [12].....	42
Abb. 29: Grundriss ML3, Hochbauteil	43
Abb. 30: 3D Ansichten vom Projekt ML2 [13].....	45
Abb. 31: Grundriss ML2, Hochbauteil	46
Abb. 32: Übersicht über die Einteilung der baugleichen Geschosse.....	49
Abb. 33: Modell des Turms ML3	50
Abb. 34: Querschnitt der untersuchten V-Stützen.....	50
Abb. 35: Ausschnitt des Modells mit den untersuchten Stützen, ML3	51
Abb. 36: Grundriss und Wandscheibe in der Achse C	52
Abb. 37: Gründung des Turms ML3	53
Abb. 38: Stützenkräfte bei elastischem (links) bzw. starrem Auflager (rechts).....	54
Abb. 39: Lastinkrement pro Geschoss/Phase	56
Abb. 40: Bohrpfähle mit reduzierter Federsteifigkeit.....	57
Abb. 41: Wandscheibe in der Achse 2.....	59
Abb. 42: Grundriss ML2.....	61
Abb. 43: Ansichten und Grundriss des Hochhaus ML2	62
Abb. 44: Das Modell vom Hochhaus ML2	63
Abb. 45: Verformung der Unterzüge, ohne (oben) und mit (unten) Bauphasen berechnet.....	64
Abb. 46: Momentenverlauf der Unterzüge links	65
Abb. 47: Globale Setzung der Stützen 1 und 2.....	71
Abb. 48: Negatives Moment bei der Einspannung des Unterzuges	72
Abb. 49: Wohnhochhaus in Frankfurt am Main [14]	81
Abb. 50: Bürohochhaus in Haar, Deutschland [14].....	81
Abb. 51: Wohnhochhaus in München, Deutschland [15]	82
Abb. 52: Grundriss des Hochhauses ML5, Wien	83

Abb. 53: Ansicht des Hochhauses ML5, Wien.....	83
Abb. 54: Wohnhaus in Berlin [15]	84

9 Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsmethoden	36
Tab. 2: Zusammenfassung der Ergebnisse je Geschossanzahl.....	38
Tab. 3: Die untersuchten Modellparameter	48
Tab. 4: Vergleich der Berechnungsergebnisse	55
Tab. 5: Vergleich der Kräfte mit unterschiedlicher Federsteifigkeit der Pfähle.....	57
Tab. 6: Vergleich der Kräfte mit unterschiedlichen Innenwandsteifigkeiten.....	60
Tab. 7: Vergleich der Kräfte vom Modell ML2	66
Tab. 8: Verhältnis der Normalkräfte in Abhängigkeit von der Auflagersteifigkeit	68
Tab. 9: Verhältnis zwischen den Normalkräften in Abhängigkeit von den Wandsteifigkeiten bzw. der Rechenmethode	69
Tab. 10: Abweichung der Ergebnisse im 2.OG.....	77
Tab. 11: Abweichung zwischen 2D- und Bauphasenberechnung im 2.OG	78
Tab. 12: Effekt der Wandsteifigkeiten bzw. Rechenmethode ML3	79