

Diploma Thesis

Numerical Validation of an Innovative 3D Calculation Method of High-Rise Buildings under Consideration of Component and Soil Stiffness

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Numerische Validierung eines innovativen 3D-Berechnungsverfahrens von Hochhäusern unter Berücksichtigung von Bauteil- und Bodensteifigkeit

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Michael Badr, BSc

Matr.Nr.: 01551694

unter der Anleitung von

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Herbert W. Müllner**

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

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/Stiege 2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2023

Danksagung

Mit dieser Diplomarbeit beende ich nach fast siebenjähriger Studienzeit meine akademische Ausbildung an der Technischen Universität Wien. Um dieses Ziel zu erreichen bedarf es der Unterstützung von Verwandten, Freunden und Universitätsangehörigen. Mit diesen Zeilen möchte ich mich bei all jenen bedanken, die daran beteiligt waren.

Ein herzlicher Dank gilt dem Institut für Tragkonstruktionen, insbesondere o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger. Das Wissen, das ich in seinen Vorlesungen vermittelt bekam, bestärkten mein Interesse in den Betonbau und war ebenso der Grund für die Bearbeitung dieser Thematik.

Bei Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Kremnitzer möchte ich mich bei der individuellen Festlegung des Diplomarbeitsthemas bzw. deren Umfangs bedanken. Er stellte mir einen Computerarbeitsplatz und die erforderliche Software, die zur Bearbeitung der Diplomarbeit notwendig war, zur Verfügung.

Ganz besonders möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Dr.techn. Herbert Müllner nicht nur für die hervorragende Betreuung während dieser Diplomarbeit bedanken, sondern auch für all die Jahre während unserer gemeinsamen Zusammenarbeit, in der er mir half in der Arbeitswelt Fuß zu fassen und mit mir seine wertvollen Erfahrungen und Wissen teilte.

Eine angemessene Erwähnung der eigenen Familie in dieser Danksagung würde mehr als einen Absatz in Anspruch nehmen. Vor allem meiner Mutter, welche mich im Laufe meiner Ausbildung stets unterstützte und mir dieses Studium ermöglichte, gilt mein ganz besonderer Dank. Meiner Freundin Lina Breuer sei von ganzem Herzen gedankt. Sie war während des gesamten Studiums immer eine große Stütze für mich und motivierte und ermutigte mich auch in schwierigen Zeiten immer wieder. Ebenso möchte ich mich auch bei ihrer Familie bedanken, welche ein großes Interesse an meinem Studium zeigte und mich dabei ebenso unterstützte.

Während des Studiums begleiteten mich viele Studienkollegen. Mein besonderer Dank gilt jedoch Matthias Pudelko, Thomas Radinger, Benedikt Portner und Theo Weissenstein für die unzähligen Stunden, in denen wir gemeinsam lernten und zu Freunden wurden.

Wien, im November 2023

Michael BADR

Kurzfassung

Zum Abschluss des Forschungsprojektes der *PORR Bau GmbH*, das von 2015 bis 2022 lief, und wofür Daten von Dehnungs- und Setzungssensoren von insgesamt vier gebauten Hochhäusern bzw. Großprojekten vorliegen, konnte letztendlich eine innovative Berechnungsmethode für dreidimensionale Gebäudemodelle entwickelt werden. Diese baut auf einem Steifigkeitskombinationsvektor auf, der programmunabhängig und frei von der Modellierungsqualität des verantwortlichen Tragwerksplaners anwendbar ist. Weiters wird der Bettungsmodul zur Lagerung der Bodenplatte innerhalb der vom Bodengutachten vorgegebenen Grenzen durch Teilung der Bodenplatte in Quadranten variiert.

Zur numerischen Validierung der innovativen Berechnungsmethode wurden im Rahmen dieser Diplomarbeit ca. 200 Simulationen für zwei der vier Großprojekte durchgeführt. Durch Vergleich mit den realen Gebäudekräften, welche auf den gemessenen Dehnungen basieren, ist eine eindeutige Identifikation des Steifigkeitskombinationsvektor für die tragenden Bauteile möglich.

Die so erhaltenen Berechnungsergebnisse für vertikale, tragende Betonelemente, wie Stützen und Wandscheiben, zeigen die geringsten Unterschiede mit den Messergebnissen der verschiedenen Hochbauten. Die Messergebnisse der Dehnungssensoren wurden mit einer eigens entwickelten Materialcharakterisierung, die auf den Beziehungen des Modelcodes beruht und Kriechen, den Ausschal- und Erstbelastungszeitpunkt bzw. die Betonreife berücksichtigt, in Gebäudekräfte umgerechnet.

Durch Anwendung des vorliegenden Steifigkeitskombinationsvektors an einer beliebigen Gebäudestruktur ist es somit möglich, mit Hilfe eines Eingussmodells die nichtlinearen Betoneigenschaften (Schwinden, Kriechen, Betonreife) und die zeitabhängigen Effekte (Bauphasen) abzudecken. Weitergehende Analysen zeigten, dass die Anwendung der Methode erst ab Gebäuden mit mindestens 10 Obergeschossen zu nennenswerten Unterschieden bei den Stützen- und Wandkräften führen.

Durch die Anwendung des innovativen Verfahrens bei zukünftigen Bauprojekten wird die Wahrscheinlichkeit von Über- bzw. Unterdimensionierungen von Tragkonstruktionen reduziert. Dies wirkt sich positiv auf die Gebäudesicherheit aus, da die Wahrscheinlichkeit von Unterdimensionierungen sinkt. Aufgrund der reduzierten Überdimensionierungen kann Material eingespart werden und somit sinkt der CO₂-Verbrauch bei der Herstellung von Gebäuden.

Abstract

At the end of the research project of *PORR Bau GmbH*, which ran from 2015 to 2022, and which provides data from strain and settlement sensors of a total of four built high-rise buildings or large-scale projects, an innovative calculation method for three-dimensional building models was finally developed. This is based on a stiffness combination vector that can be used independently of the program and free of the modeling quality of the responsible structural engineer. Furthermore, the bedding modulus for base slabs is varied within the limits specified by the soil survey by dividing the base slab into quadrants.

For the numerical validation of the innovative calculation method, about 200 simulations are carried out for two of the four major projects as part of this diploma thesis. By comparison with the real building forces, which are based on the measured strains, a clear identification of the stiffness combination vector for the load-bearing components is possible.

The calculation results obtained in this way for vertical, load-bearing concrete elements, such as columns and walls, show the smallest differences with the measurement results of the various buildings. The measurement results of the strain sensors were converted into building forces using a specially developed material characterization, which is based on the relationships of the model code and considers creeping, shrinkage, the initial loading time and the concrete maturity, respectively.

By applying the present stiffness combination vector to any building structure, it is thus possible to cover the nonlinear concrete properties (shrinkage, creep, concrete maturity) and the time-dependent effects (construction phases) with the help of a finite element model. Further analyses showed that the application of the method only leads to significant differences in column and wall forces from buildings with at least 10 upper floors.

By applying the innovative process to future construction projects, the probability of over- or under-sizing of supporting structures will be reduced. This has a positive effect on building safety, as the likelihood of undersizing decreases. Due to the reduced oversizing, material can be saved and thus CO₂ consumption for the construction of buildings is reduced.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	7
1.1	Aufgabenstellung und Zielsetzung	8
1.2	Gliederung der Arbeit	8
1.3	Beschreibung der untersuchten Hochhäuser	9
1.3.1	Quartier Belvedere Central Bauplatz 1 und 2	9
1.3.2	MGC-Plaza The Marks Turm II	11
2	Bauwerksmonitoring	13
2.1	Schwingsaitensensoren	13
2.1.1	Einbau der Schwingsaitensensoren	13
2.2	Dehnungsmessung	14
2.3	Setzungsmessung	15
2.4	Positionen der verlegten Sensoren	16
2.4.1	Quartier Belvedere Central	17
2.4.2	Marks Tower	18
2.5	Ursache der mechanisch nicht sinnvollen Ergebnisse	19
3	Umrechnung in Gebäudekräfte	20
3.1	Kompensation der Messdaten	20
3.1.1	Temperatur	21
3.1.2	Schwinden	21
3.1.3	Beispielhafte Auswertung der Messdaten für das Projekt Marks	25
3.1.4	Ergebnis der Kompensation	26
3.2	Festlegung des Belastungsbeginns eines Tragelements	27
3.3	Rückrechnung der Gebäudekräfte mit dem MODELCODE	29
3.4	Auswertung Marks	32
3.5	Auswertung QBC	33
4	Analyse eines Gebäudemodells	35
4.1	2D-Berechnungsmodelle	36
4.1.1	2D-Berechnungsmodell mit starrer Lagerung	37
4.1.2	2D-Berechnungsmodell mit elastischer Lagerung	37
4.1.3	Interpretation der 2D-Modellierungsansätze	38
4.1.4	Interpretation und Ausblick	39
4.2	3D-Berechnungsmodell	39
4.2.1	Eingussmodell	40
4.2.2	Bauphasen	40
4.2.3	Berechnung der Bodensteifigkeit mittels Steifemodulverfahren	40
4.2.4	Bodensteifigkeiten mit konstanter Bettung	41
4.2.5	Variation der Bodensteifigkeit	41
4.2.6	Variation der Bauteilsteifigkeiten	42
4.3	Interpretation der Ergebnisse	45

4.4	Innovatives Berechnungsverfahren	46
4.5	Weitere Vorgangsweise	47
5	Quartier Belvedere Central Bauplatz 1 und 2	48
5.1	Modellbildung	48
5.1.1	Gründung	48
5.1.2	Decken	49
5.1.3	Wände und Stützen	50
5.2	Anwendung der innovativen Berechnungsmethode	51
5.3	Bauzustände	53
5.4	Setzungen	55
5.5	Schlussfolgerung	57
6	MGC-Plaza The Marks Turm II	58
6.1	Modellbildung	58
6.1.1	Gründung	58
6.1.2	Decke, Wände und Stützen	59
6.2	Anwendung der innovativen Berechnungsmethode	60
6.3	Setzungen	66
6.4	Ermittlung des Steifigkeitskombinationsvektors	69
7	Zusammenfassung und Ausblick	70
7.1	Zusammenfassung	70
7.2	Ausblick	71
	Literaturverzeichnis	73
	A Schnittgrößenberechnung infolge unterschiedlicher Federsteifigkeiten	74
	B Bauzeitplan QBC	78
	C Bauzeitplan Marks	80
	Tabellenverzeichnis	83
	Abbildungsverzeichnis	83

Kapitel 1

Einführung

Eine ausgesprochene Abneigung hatte ich gegen die statischen Rechnungen, mit denen man uns Bauingenieurstudenten quälte. Die Professoren, die diese Rechnerei beherrschten, bewunderte ich wie Halbgötter aus einer anderen Welt. Würde ich das jemals begreifen? Später sollte ich über das Problem des statischen Rechnens auf die Idee der programmgesteuerten Rechenmaschine kommen.

Dieses Zitat von ZUSE [22] beschreibt die zugrundeliegende Motivation, weshalb es heutzutage möglich ist, komplexe Gebäudestrukturen von Computern berechnen zu lassen. Die Modellierung von Hochhäusern als dreidimensionales Berechnungsmodell in einer Finiten-Elemente-Software ist heutzutage kaum mehr wegzudenken. Mithilfe der Finiten-Elemente-Methode (im Folgenden FEM) können die Verschiebungen und Spannungen approximiert ermittelt werden.

Die Herausforderungen für den Ingenieur sind dabei die Ermittlung der Randbedingungen und das in der Regel nichtlineare Verhalten der Materialien. Die Ressourceneffizienz eines Projekts hängt aber in entscheidendem Maße von der Genauigkeit der Abbildung der Realität ab. Dies birgt jedoch die Gefahr, dass für unwissende Personen die Programme eine Black Box darstellen und es deshalb oftmals zu unterschiedlichen Ergebnissen kommen kann, wie beispielsweise zwischen dem Statiker und dem Prüflingenieur [18].

Wenn verschiedene Modelle stark unterschiedliche Ergebnisse liefern, wird üblicherweise der konservativste Ansatz zur Dimensionierung der Bauteile oder Festlegung der Bewehrungs- und Betonmengen gewählt. Obwohl Effekte wie Schwinden, Kriechen, Baufortschritt und Baugrundssetzungen in den Berechnungen anhand allgemein gültiger Ansätze in Grundzügen bereits berücksichtigt sind, lässt sich das tatsächliche Bauwerksverhalten oft nicht ausreichend genau vorhersagen. Schon HARRER UND HARRER [6] zeigen, dass die Kenntnis des Kraftflusses einer Stahlbetonstruktur zu wirtschaftlichen und effektiven Konstruktionen führt.

Die 2D-Kontrollberechnung wird beispielsweise für die Ermittlung der Bohrpfahlkräfte verwendet. Es werden die Auflagerlasten geschossweise ermittelt und anschließend addiert. Mit dieser 2D-Methode erhält man sehr ungenaue Ergebnisse. Bei Bauwerken mit wenigen Geschossen sind diese Unterschiede zwischen 3D und 2D kaum nennenswert. Mit zunehmender Geschossanzahl nimmt die Differenz durch Fehlerfortpflanzung überproportional zu.

Diese 2D-Berechnungen weichen bei Hochhäusern von den 3D-Analysen um bis zu 100% ab [21]. Diese Unterschiede können zur Folge haben, dass Bauteile sowohl über- als auch unterdimensioniert ausgeführt werden. Eine Überdimensionierung hat zur Folge, dass zu viel an Material verbaut wird, wohingegen eine Unterdimensionierung eine Gefahr von strukturellen Schäden mit sich bringen kann.

Daher entschloss sich die *PORR Bau GmbH* nach alternativen und effizienteren Lösungen für dieses Problem zu forschen. Ziel des Forschungsprojektes war die Entwicklung eines neuen innovativen Berechnungsverfahrens, welches die tatsächlichen Lasten genauer wiedergibt als die

standardmäßigen Methoden. Dieses Verfahren baut auf Variation von Steifigkeiten der tragenden Bauteile auf. Um das reale Setzungsverhalten von Bauwerken zu berücksichtigen, wird das Bettungsmodulverfahren ebenfalls modifiziert, um nachzuweisen, welche FEM-Strategie der Wirklichkeit am nächsten kommt.

Da im Rahmen des Forschungsprojekts an realen Strukturen Sensoren eingebaut wurden, bei denen Gebäudedehnungen und Gebäudesetzungen gemessen wurden, ist es möglich Steifigkeitsverhältnisse bzw. mögliche Kippverhalten der Gebäude zu erfassen.

Im Rahmen der Zusammenarbeit zwischen der *PORR Bau GmbH* und dem *Institut für Tragkonstruktionen im Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau* an der *Technischen Universität Wien* wurde mittels der vorliegenden Diplomarbeit dieses innovative 3D-Berechnungsverfahren anhand der Ergebnisse von zwei realen Gebäuden validiert.

1.1 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Für das Forschungsprojekt der *PORR Bau GmbH* wurden Schwingsaitensensoren zur Messung der Dehnungen in insgesamt vier Bauwerken eingebaut. Damit die Ergebnisse mit einem FE-Programm verglichen werden können, ist es notwendig aus den gemessenen totalen Dehnungen den elastischen Dehnungsanteil herauszurechnen. Anschließend können die Kräfte durch die Bauteileigenschaften ermittelt und mit den Ergebnissen der Simulationen verglichen werden.

Da lediglich bei zwei Gebäuden auch Setzungssensoren eingebaut wurden, werden für die numerische Validierung des innovativen Berechnungsverfahrens lediglich die Messergebnisse von zwei der vier Gebäude herangezogen. Basis für diese Diplomarbeit ist der Forschungsbericht der *PORR Bau GmbH* [16].

In TRAUNER [21] wurden die Messergebnisse der ersten beiden Gebäude des Forschungsprojekts der *PORR Bau GmbH* ausführlich analysiert und bereits Ansätze für ein solches Berechnungsverfahren diskutiert. Allerdings wurden in dieser Arbeit unterschiedliche Korrekturfaktoren für jedes Hochhaus eingeführt. Das nun vorliegende neue Berechnungsverfahren [16] verzichtet auf Korrekturfaktoren.

Ziel dieser Diplomarbeit ist somit die numerische Validierung dieses Verfahrens unter Berücksichtigung von Bauteil- und Bodensteifigkeiten. Dabei wird darauf geachtet, dass eine Anwendung des innovativen Berechnungsverfahrens für zukünftige Projekte möglich ist. Weiters soll das Vertrauen in die 3D-Berechnung gestärkt werden, um eine möglichst wirtschaftliche Dimensionierung der Bauteile zu ermöglichen.

1.2 Gliederung der Arbeit

Das Messsystem, welches für die Dehnungen der Stützen und die Setzungen des Gebäudes verwendet wurde, wird in Kapitel 2 beschrieben. Speziell wird dabei auf die einzelnen Komponenten, die für die Messungen benötigt werden, eingegangen. Zusätzlich werden die wichtigsten Einbauhinweise gezeigt und die grafische Dokumentation vom Einbau der Sensoren in die Stützen und Wänden grafisch dargestellt.

Kapitel 3 widmet sich der Grundlage für die Ermittlung der Stützenkräfte. Die gemessenen Gesamtdehnungen werden mithilfe des MODELCODES [2] in Stützenkräfte umgerechnet. Die Materialcharakterisierung nach MÜLLNER ET AL. [15] berücksichtigt belastungsunabhängige Dehnungen aufgrund von Temperaturänderungen und Schwinddehnungen und die spannungsabhängigen Kriechverzerrungen aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton.

Anschließend wird im Kapitel 4 anhand eines Beispielgebäudes nach LAGGNER ET AL. [9] gezeigt, wie sich die unterschiedlichen Modellierungsansätze in einem Finiten-Elemente-Programm auf die Normalkräfte von Stützen auswirken. Es werden unterschiedliche Lagerungen und deren Veränderung auf die ermittelten Schnittgrößen bei einer 2D-Berechnung analysiert. Weiters werden die Auswirkungen der unterschiedlichen Modellierungsmöglichkeiten bei einem dreidimensionalen Modell aufgezeigt. Zum Schluss dieses Kapitels werden die 2D- und 3D-Ergebnisse gegenübergestellt und verglichen.

In den Kapiteln 5 und 6 werden die Schnittgrößen von den beiden untersuchten Gebäuden jeweils für unterschiedliche Steifigkeiten von Stützen, Außen- und Kernwänden, sowie Geschossdecken berechnet. Das Setzungsverhalten der Gebäude wird durch Variation des Bettungsmoduls innerhalb der vom Bodengutachten vorgegebenen Grenzen durch Teilung der Bodenplatte in Quadranten erfasst [14]. Dadurch ist die Analyse von ca. 200 Simulationen erforderlich.

Anschließend werden diese mit den realen Gebäudekräften, welche sich mithilfe der gemessenen Dehnungen und der rückgerechneten Schnittgrößen aus Kapitel 3 berechnen lassen, verglichen. Dadurch ist eine eindeutige Identifikation der Steifigkeitsverhältnisse der tragenden Bauteile möglich.

Unter Berücksichtigung von Bauzuständen werden in Kapitel 5 auch Bauphasenmodelle untersucht. Da diese zu anderen Steifigkeitsverhältnisse führen würden, werden diese aufgrund der längeren Rechenzeiten [5] nicht weiter verfolgt.

Im Kapitel 7 werden die Erkenntnisse aus den vorherigen Kapiteln zusammengefasst und die Vorgehensweise für zukünftige Berechnungen von Hochhäusern dargelegt. Im Anhang A werden ergänzend zu Kapitel 4 der Einfluss von Federsteifigkeiten auf die Schnittgrößen von Stabtragwerken diskutiert. Bauzeitpläne sind für die beiden Gebäude in den Anhängen B und C dargestellt.

1.3 Beschreibung der untersuchten Hochhäuser

In den nächsten Abschnitten werden die Hochhäuser vorgestellt, an denen die Dehnungsmessungen mithilfe von Schwingsaitensensoren und Setzungsmessungen durchgeführt wurden. Dabei handelt es sich um das Projekt „Quartier Belvedere Central Bauplatz 1 und 2“ (im Folgenden QBC) und „MGC Marks Tower 2“ (im Folgenden Marks) .

1.3.1 Quartier Belvedere Central Bauplatz 1 und 2

Die Gebäude QBC in 1040 Wien, Wiedner Straße 5, besteht aus 3 Unter- und 10 Obergeschossen, welche eine Grundfläche von ca. 122 m Länge und ca. 57 m Breite aufweisen. Die Gebäudehöhe beträgt 38 m, wobei die Geschosse im Erdgeschoss 5,3 m hoch sind, im 1. OG 4,1 m und im Bereich der Regelgeschosse 3,5 m.

In der Abbildung 1.1 ist der Rohbau des Gebäudes zu sehen bis zum 6. Obergeschoss. Bei der Bauweise handelt es sich um einen Skelettbau aus Stahlbeton mit vier Kernen, die der Aussteifung dienen. Charakteristisch für diese Gebäude sind die zweigeschossigen Außenstützen, die rund um das Gebäude verlaufen. Diese sind auch im Grundriss der Abbildung 1.3 erkennen. Die vier Kerne sind ellipsenförmig um den Mittelpunkt des Gebäudes angeordnet.

Das Gebäudemodell für die Berechnung der Schnittgrößen ist in der Abbildung 1.2 dargestellt. Die unterschiedlichen Farben stehen für die unterschiedlichen Dicken der Flächen im Modell.



Abb. 1.1: Gebäudefortschritt QBC am 26.08.2019

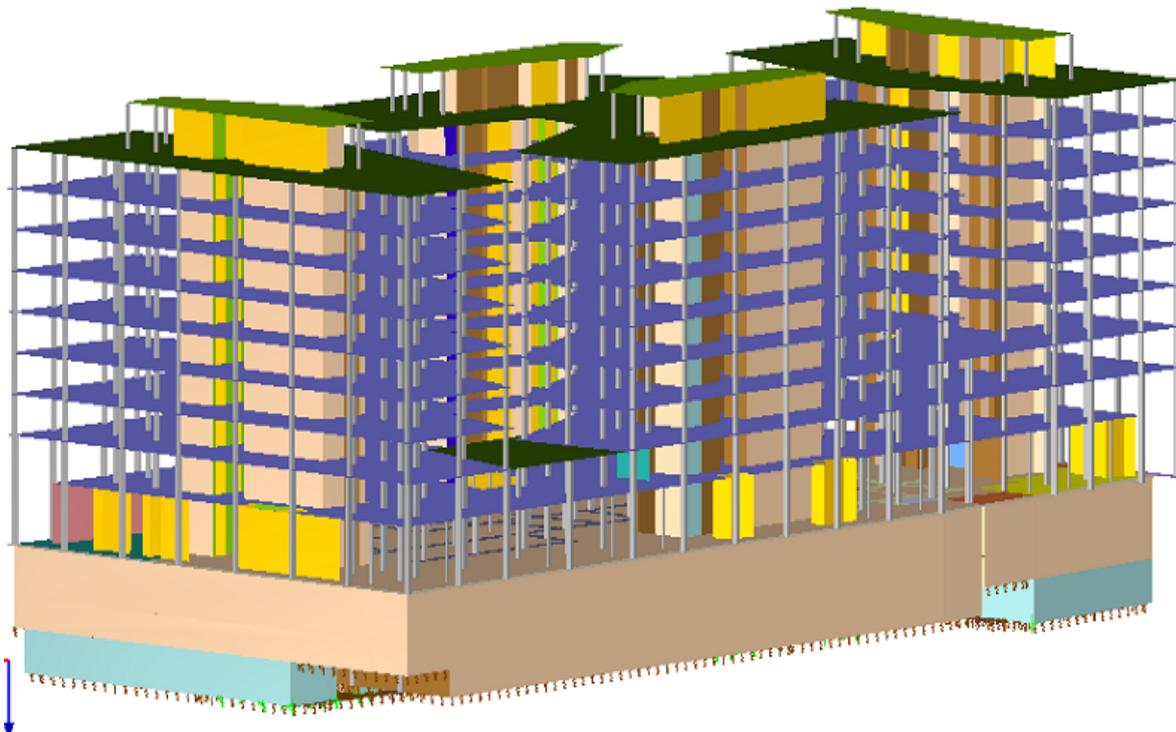


Abb. 1.2: 3D - Berechnungsmodell

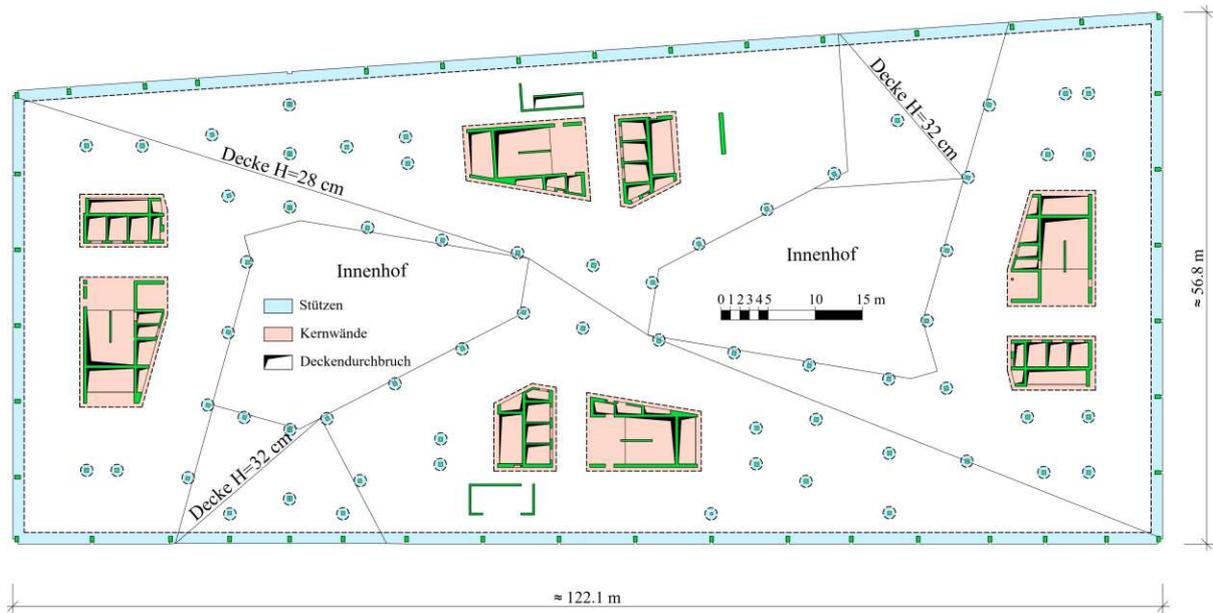


Abb. 1.3: QBC Bauteile im Regelgeschoss

1.3.2 MGC-Plaza The Marks Turm II

Das Hochhaus MGC-Plaza The Marks Turm II (1030 Wien, Leopold-Böhm Straße 5) ist das zweite Projekt, das in der vorliegenden Arbeit behandelt wird.

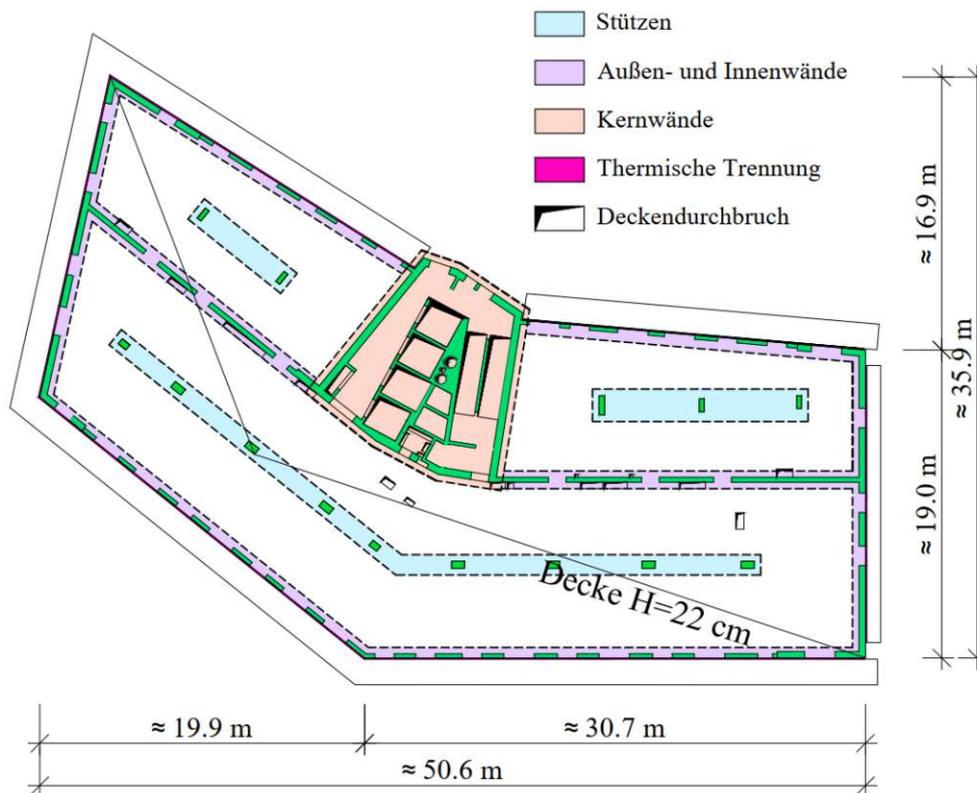
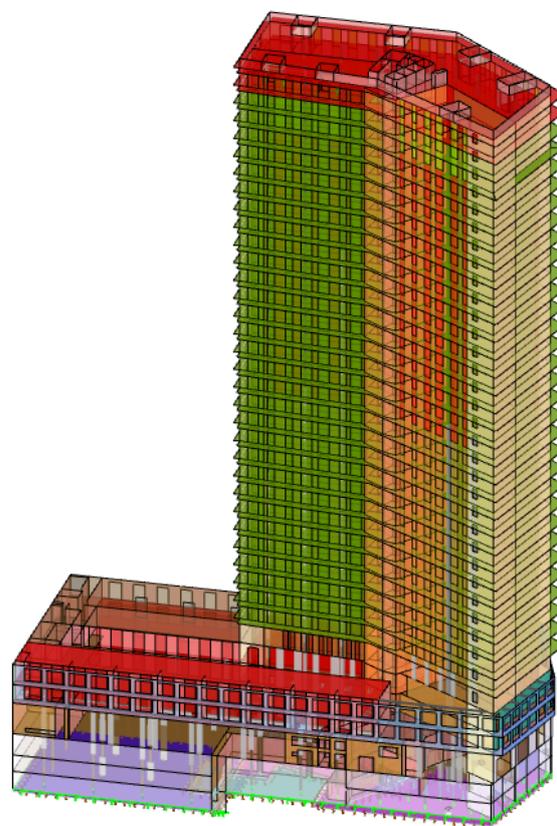


Abb. 1.4: Marks Bauteile im Regelgeschoss

Mit einer Gesamtgebäudehöhe von ca. 114 m über Projektnull weist dieses Gebäude 35 Obergeschosse („Highrise“: EG bis 34.OG), einen dreigeschossigen Flachbau („Lowrise“: EG bis 2.OG) und ein gemeinsames Erdgeschoss mit zwei Untergeschossen unter dem „Highrise“ bzw. drei Untergeschossen unter dem „Lowrise“ auf. Die Geschosshöhen betragen in den Regelgeschossen ca. 3,1 m, in den Sockelgeschossen bis zu ca. 5,40 m. In der Abbildung 1.5a ist das Gebäude nach Fertigstellung der Rohbauarbeiten und der Fassade zu sehen. Daneben ist in der Abbildung 1.5b das Berechnungsmodell aus der FEM-Software dargestellt. Die unterschiedlichen Farben repräsentieren die Dicke der Bauteile.



(a) Gebäudefortschritt Marks vom 05.07.2022



(b) 3D - Berechnungsmodell

Abb. 1.5: Reales Gebäude und Berechnungsmodell von Marks

Das annähernd rechteckige Regelgeschoss des Hochhauses ist in der Abbildung 1.4 dargestellt. Der Grundriss des Regelgeschosses hat eine Höhe und Breite von ca. 36 x 51 m. Bei den blau hinterlegten Bauteile handelt es sich um Stahlbetonstützen. Zur Ableitung der Horizontalkräfte werden die Kernwände herangezogen, welche in der Abbildung in Orange hinterlegt sind.

Kapitel 2

Bauwerksmonitoring

Zum Vergleich der realen Belastungen der Stützen mit den Berechnungsergebnissen aus einer Finiten-Elemente-Analyse ist ein Messsystem notwendig. Dabei bedient man sich den konstitutiven Beziehungen zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε . Um die Belastung der Stützen zu ermitteln, wurden ausgewählte Stützen mit Schwingsaitensensoren ausgestattet, welche die Dehnungen messen. Die vertikalen Verschiebungen der Bodenplatte wurden mit Setzungssensoren gemessen. Ein Temperatursensor wurde für jeden Schwingsaitensensor eingebaut, um die aktuelle Temperatur im Bauteil zu erfassen. Weiters wurden Schwindstützen hergestellt, welche ebenfalls mit Dehnungssensoren ausgestattet wurden. Die komplette Messanlage wurde durch die Firma RED Bernard GmbH installiert.

2.1 Schwingsaitensensoren

Die Sensoren der Modellreihe 4200 der Firma GEOKON Inc. wurden für dieses Forschungsprojekt verwendet. Die Abbildung 2.1 zeigt einen Schwingsaitensensor.



Abb. 2.1: Schwingsaitensensor Model 4200 [11]

Der Sensor setzt sich aus den nachfolgenden Komponenten zusammen. Am linken und rechten Ende befindet sich jeweils eine Kopfplatte, diese sind in der Abbildung 2.1 in Silber dargestellt. Weiters sind zwei blaue Röhren zu sehen und in der Mitte ein Zylinder. Im Inneren dieser Röhren befindet sich eine Stahlseite, welche die beiden Kopfplatten miteinander verbindet. Im Zylinder ist eine Spule verborgen, welche die Stahlsaite in Schwingungen versetzt. Bewegen sich die Kopfplatten, so lässt sich die Relativbewegung aufgrund der Änderung der Eigenfrequenz ermitteln [20]. Nachteil dieser Art von Sensoren ist die Tatsache, dass Dehnungen nur in eine Richtung gemessen werden. Schon geringfügige, im Zehntelmillimeterbereich, Verschiebungen oder Verdrehungen führen zu einer Verfälschung der Messergebnisse.

2.1.1 Einbau der Schwingsaitensensoren

Der Einbau der Sensoren erfolgt in der Regel an der vorhandenen Bewehrung. Dabei ist es möglich, den Sensor direkt an der Bewehrung zu befestigen, zwischen zwei Bewehrungsstäben mithilfe eines

Drahtes oder mithilfe von zwei zusätzlichen Bewehrungsstäben zwischen zwei Bewehrungsstäben einzubauen. In der Abbildung 2.2 sind diese drei Methoden zu sehen.

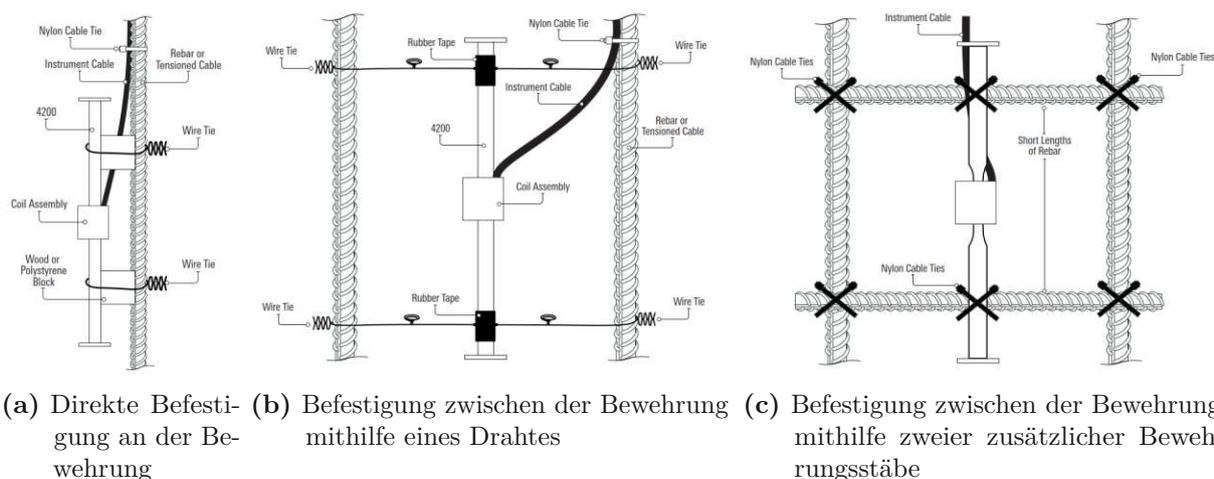


Abb. 2.2: Befestigungsmöglichkeiten der Schwingsaitensensoren [11]

Gemäß [11] ist darauf zu achten, dass die die Knoten nicht zu fest gebunden werden, da sich die Bewehrung infolge des Betonier- oder Rüttelvorganges verschieben kann. Die daraus resultierenden Folgen für die Messungen werden später in Kapitel 2.5 erläutert.

2.2 Dehnungsmessung

Mithilfe der Sensoren werden die Dehnungen und Stauchungen der Stützen und Wände während der Bauherstellung gemessen. Die Kabel werden in der darunterliegenden Geschossdecke verlegt. Das bedeutet, dass die Kabel vor der Betonage der Decke eingelegt werden müssen. Bis die Bewehrung der Stützen und Wände verlegt ist, werden die Sensoren auf der Anschlussbewehrung bzw. den Steckeseisen befestigt. Anschließend werden die Sensoren an ihre Position angebracht, wie in Abbildung 2.2 gezeigt. An einen Multiplexer (MUX) müssen die verlegten Sensoren angeschlossen werden, wobei die Maximalanzahl auf 16 begrenzt ist, damit Kabelleitungen in der Geschossdecke minimiert werden. In Abbildung 2.3 ist der Einbau der Sensoren schematisch dargestellt.

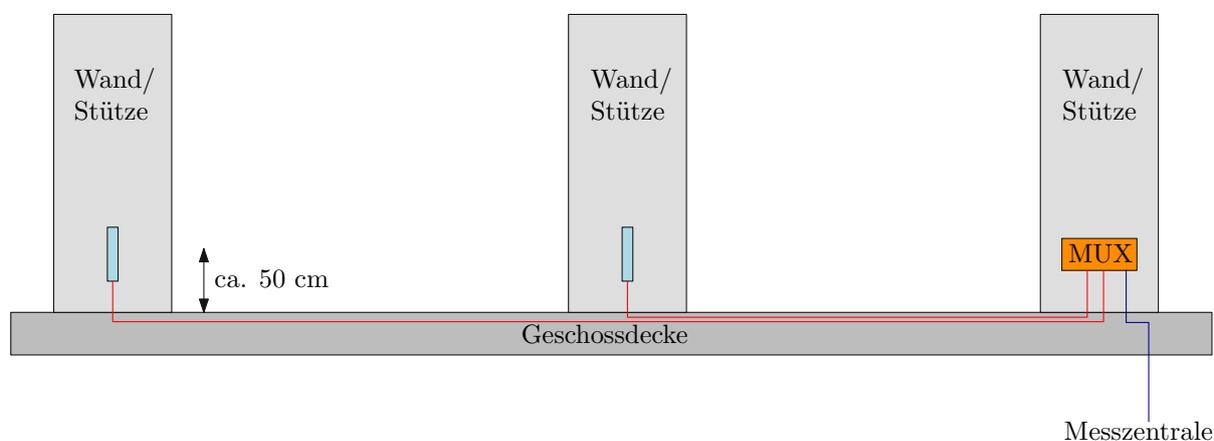


Abb. 2.3: Einbauschema der Dehnungssensoren

Die Schwingsaitensensoren (blau) werden in einer Höhe von ca. 50 cm in die Stützen eingebaut. Diese sind mit dem in rot eingezeichneten Kabel, welches in der Geschossdecke einbetoniert ist, mit dem in Orange eingezeichneten Multiplexer verbunden. Jeder Multiplexer ist über ein Kabel mit der Messzentrale verbunden. Da die Dehnungssensoren auch den Betoniervorgang messen sollen, muss die Messaufzeichnung somit vor dem Betonieren der zu messenden Bauteile in Betrieb genommen werden. Beim Verlegen der Multiplexer ist zu beachten, dass in den Wänden oder Stützen die Kabel einbetoniert werden können, die Kabellänge vermindert wird, wenn der Multiplexer zentral im Betonierabschnitt platziert wird und der Multiplexer in den ersten betonierten Wänden angebracht wird, um während des Betoniervorganges Bauteile messen zu können.

In Abbildung 2.4a ist die Nische des Multiplexers schematisch dargestellt und in Abbildung 2.4b ist der Einbau auf der Baustelle zu sehen. Die 16 roten Kabel sind markiert, um die Zuordnung zu den dazugehörigen Stützen zu erleichtern. Im Hintergrund ist die Nische erkennbar, in welche der Multiplexer eingebaut wird.

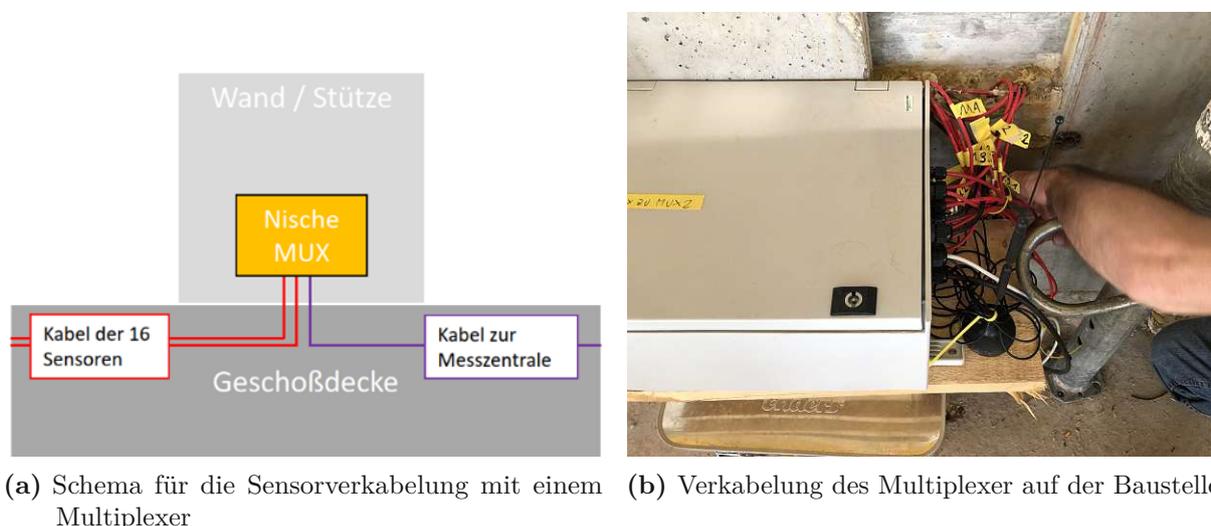
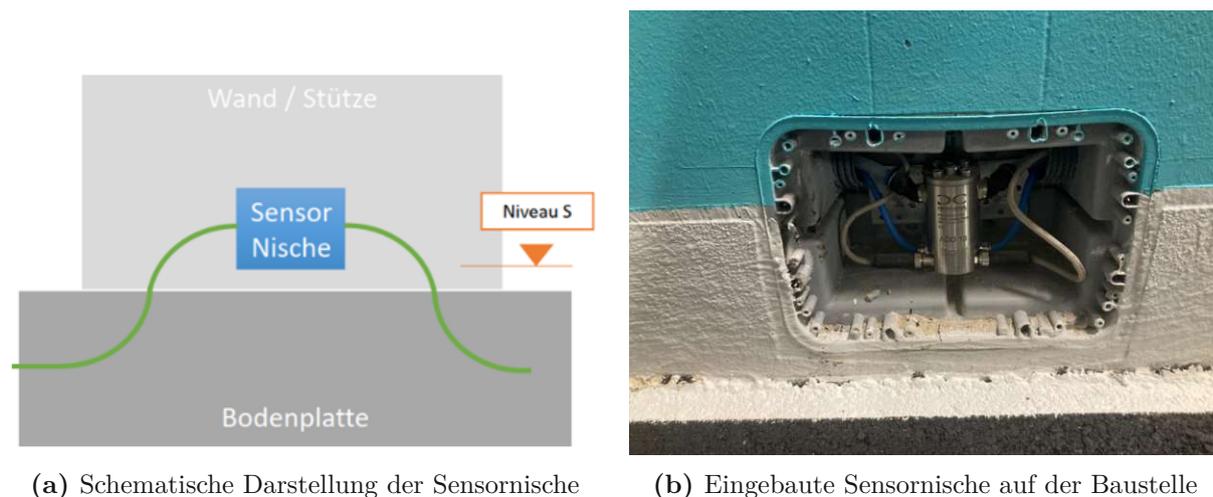


Abb. 2.4: Schematische Darstellung der Sensorverkabelung mit einem Multiplexer und Ausführung auf der Baustelle

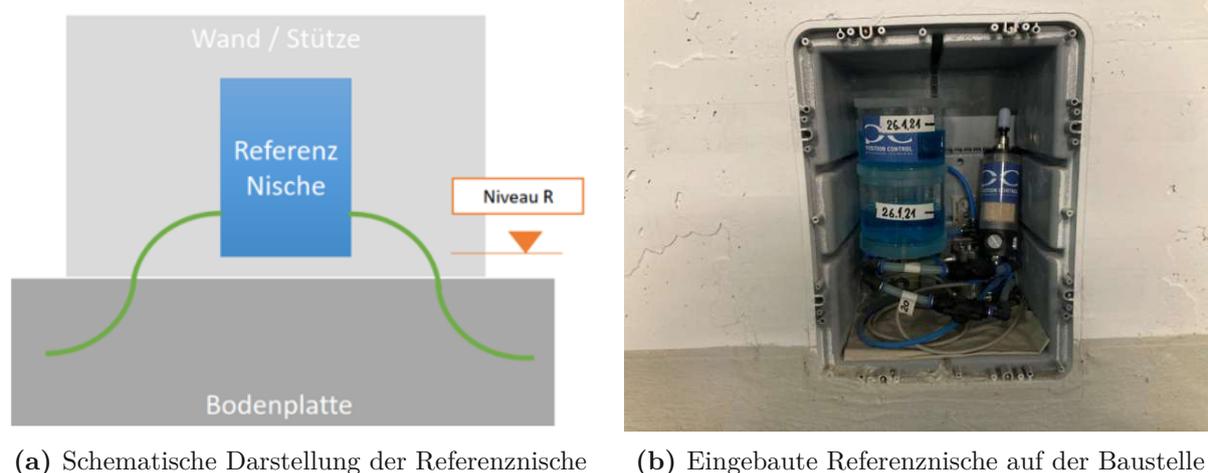
2.3 Setzungsmessung

Mithilfe der Setzungssensoren wird die vertikale Bewegung der Bodenplatte gemessen, um diese mit den berechneten Setzungen in der Finite-Elemente-Analyse vergleichen zu können. Insgesamt gibt es 10 Sensoren und einen Referenzsensor pro Messsystem. Innerhalb des Systems sind die Sensoren in Serie über Kabel miteinander verbunden, wobei sich der Referenzsensor am Ende der Serie befindet. Das Höhenniveau der Sensoren darf sich dabei maximal um 5 cm voneinander unterscheiden und zusätzlich darf sich der Referenzsensor nicht unterhalb vom Niveau der Setzungssensoren befinden. Das Niveau der Setzungssensoren wird im Folgenden als Niveau S und jenes des Referenzsensors als Niveau R bezeichnet. Schlussendlich gibt es eine Messzentrale, die mit dem System verbunden ist, welche sich am Ende oder am Anfang der Kette befinden kann. In der nachfolgenden Abbildung 2.5a ist der schematische Einbau der Sensornische zu sehen. Die ausgeführte Nische im Endzustand ist in der Abbildung 2.5b dargestellt.



(a) Schematische Darstellung der Sensornische

(b) Eingebaute Sensornische auf der Baustelle

Abb. 2.5: Einbau der Setzungssensoren

(a) Schematische Darstellung der Referenznische

(b) Eingebaute Referenznische auf der Baustelle

Abb. 2.6: Einbau des Referenzsensors

Mithilfe von Leerrohren werden die Sensornischen und die Referenznische verbunden. Beim Einbauen der Leerrohre ist besonders darauf zu achten, dass der Biegeradius mindestens 15 cm beträgt, da sich in den 4 mm dicken Rohren eine Flüssigkeits- und Luftleitung befindet. Zur Inbetriebnahme der Setzungsmessung müssen alle Sensoren und der Referenzsensor gleichzeitig zugänglich sein.

Die Messungen des Referenzsensors werden bei der automatischen Auswertung bei jedem Sensor abgezogen. Somit ist die Setzungsmessung eine Relativmessung, die sich auf den Referenzsensor bezieht. Durch Druckänderungen im System leiten sich die Messwerte ab. Diese Änderungen entstehen aufgrund der Temperatur und des Luftdrucks.

2.4 Positionen der verlegten Sensoren

In diesem Unterkapitel werden die Verteilung und Position der Dehnungs- und Setzungssensoren mithilfe der Gebäudegrundrisse von QBC und Marks dargestellt.

2.4.1 Quartier Belvedere Central

In der Abbildung 2.7 sind die Einbaustellen der Dehnungs- und Setzungssensoren dargestellt, welche sich im 1. Obergeschoss befinden. In den rot markierten Stützen befinden sich jeweils zwei Schwingsaitensensoren. Insgesamt sind 55 Stützen mit jeweils zwei Sensoren ausgestattet, welche auf 9 Multiplexer aufgeteilt sind. Die Sensoren für die Setzungsmessungen sind in der Abbildung blau markiert und befinden sich im 2. Untergeschoß. Insgesamt sind 10 Sensoren für die Messung der Setzungen eingebaut. Bei dem Sensor Nr. 11 handelt es sich um den Referenzsensor.

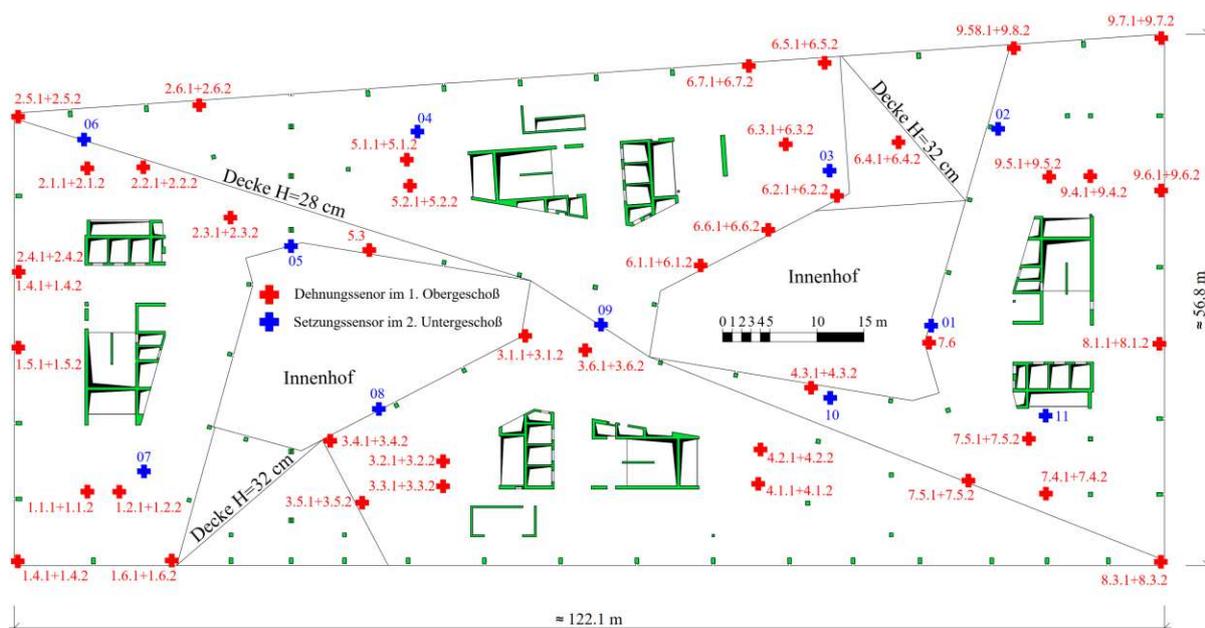
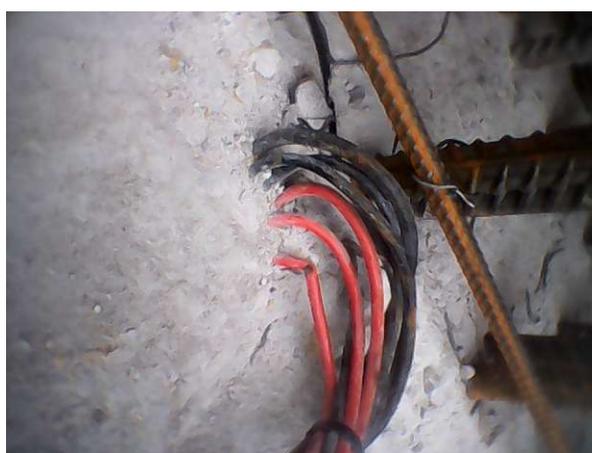


Abb. 2.7: Messstellen im Gebäude QBC

Von den insgesamt 110 eingebauten Dehnungssensoren haben 30 Sensoren keine Messungen aufgezeichnet. Einige Gründe dafür sind in der Abbildung 2.8 zu sehen.



(a) Beschädigung der Schwingsaitensensoren



(b) Stark geknickte Kabel

Abb. 2.8: Ursachen für fehlerhaften Sensoren

Abbildung 2.8a zeigt einen Schwingensaitensensor, der durch äußere Gewalteinwirkungen verbogen wurde, weshalb dieser nicht mehr verwendet werden konnte. Weiters wurden die einbetonierten Kabel zu stark geknickt, weshalb das Signal nicht mehr weitergeleitet wurde.

Von den 80 funktionierenden Sensoren liefern nur 18 davon ein mechanisch sinnvolles Ergebnis. Die hohe Ausfallrate ist damit begründet, dass es während des Einbaus der Sensoren keine Qualitätskontrolle gab. Das bedeutet, dass nur rund 50% der Stützen, welche mit Sensoren versehen wurden, ein Messergebnis liefern.

2.4.2 Marks Tower

Die Messstellen für das Gebäude Marks können aus der Abbildung 2.9 entnommen werden. Im Vergleich zum Projekt QBC befindet sich in den Stützen beim Projekt Marks nur ein Schwingensaitensensor in den meisten Stützen. Dennoch gibt es ein paar Stützen, welche mit zwei Sensoren ausgestattet wurden, wie zum Beispiel die Sensoren 2.11 und 2.12. Die insgesamt 63 verbauten Sensoren leiten das Messergebnis zu insgesamt 4 Multiplexern. Die Sensoren wurden im 1. Untergeschoss eingebaut. Weiters wurden insgesamt 20 Setzungssensoren im 2.UG verbaut. Der Referenzsensor im Highrise befindet sich in den Kernwänden des Gebäudes. Im Lowrise wurde dieser in der Außenwand eingebaut.

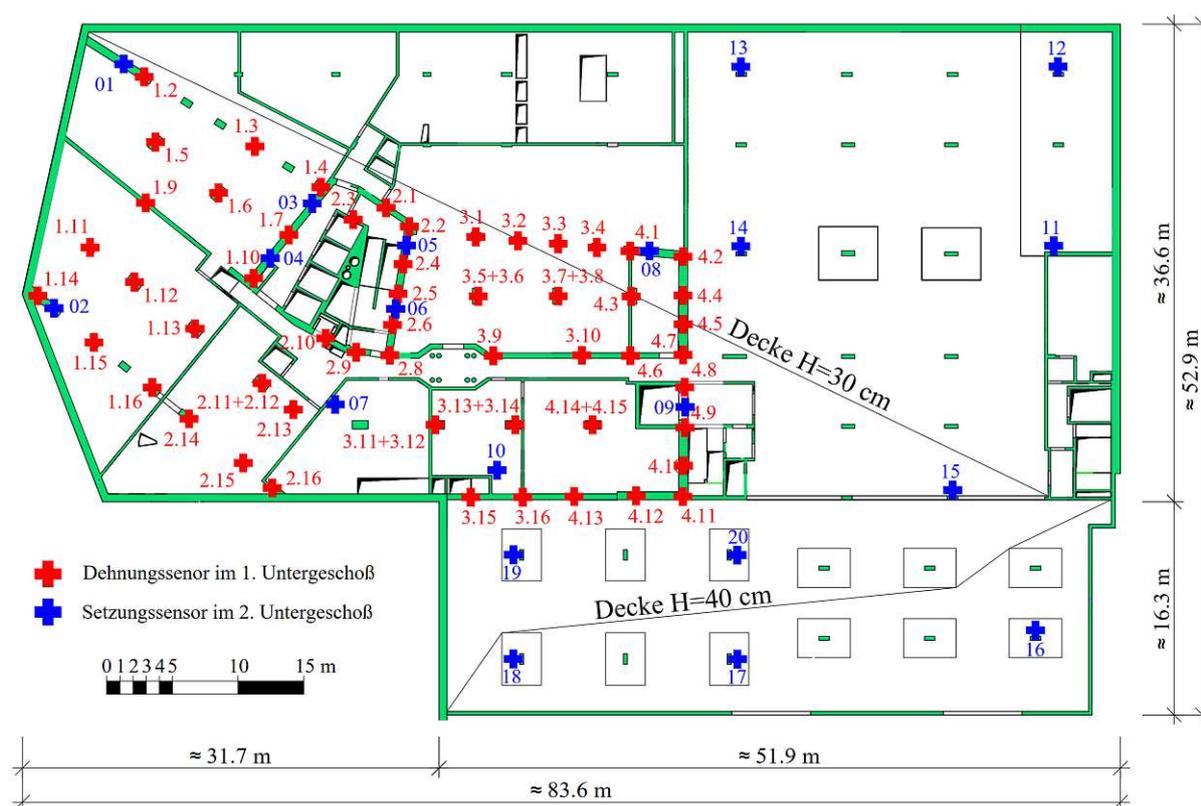


Abb. 2.9: Messstellen im Gebäude Marks

Die Ausfallrate beim Projekt Marks ist im Vergleich zum Projekt QBC wesentlich geringer. Von den insgesamt 63 verbauten Dehnungssensoren lieferten 60 Sensoren ein Ergebnis. Jedoch wurde auch bei diesem Projekt auf die Qualitätskontrolle während des Einbaus der Sensoren verzichtet, weshalb letztendlich nur 28 Sensoren ein mechanisch sinnvolles Ergebnis lieferten. Bei diesem Projekt liegt die Rate der brauchbaren Messergebnisse bei ca. 50%.

Zusätzlich zu den Dehnungs- und Setzungssensoren wurden beim Projekt Marks auch 24 Temperatursensoren in der Bodenplatte des „Highrise“ zur Kontrolle der Temperaturentwicklung im Frischbeton verbaut [12].

2.5 Ursache der mechanisch nicht sinnvollen Ergebnisse

Bei der Durchsicht der Messergebnisse fällt auf, dass einige Ereignisse aus mechanischer Sicht nicht auftreten können. Beispielsweise gibt es Sensoren in Stützen, die eine positive Dehnung messen, obwohl der Rohbau des Gebäudes vollständig abgeschlossen ist. Ein möglicher Grund dafür ist, dass sich der Sensor während des Betonier- oder Vibrationsvorganges verdreht hat. Betrachtet man das HOOKE'sche Gesetz in Gleichung (2.1) [10] so ist erkennbar, dass die Belastung σ_{11} die Dehnungen ε_{11} , ε_{22} und ε_{33} hervorruft.

$$\underbrace{\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix}}_{\varepsilon} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu}{E} \end{bmatrix}}_{\mathbb{C}} \cdot \underbrace{\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix}}_{\sigma} \quad (2.1)$$

Die Bedeutung dieses Umstands für eine Stütze ist in Abbildung 2.10 dargestellt.

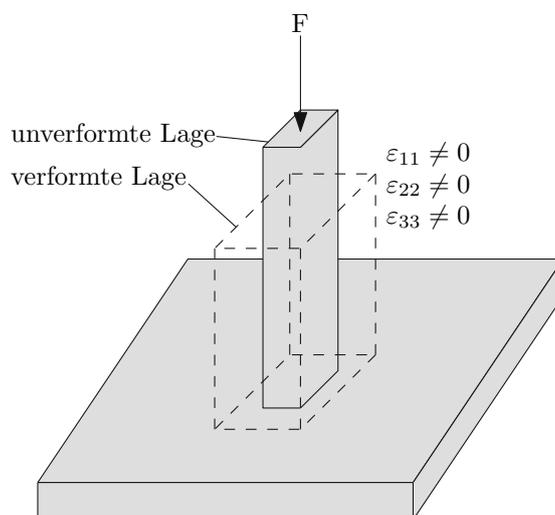


Abb. 2.10: Verzerrungen unter einer einaxialen Belastung

Entlang der Stützenachse kommt es zu einer Stauchung ε_{11} aufgrund der negativen Spannung. Im Gegensatz dazu entstehen Dehnungen ε_{22} und ε_{33} aufgrund der negativen Komponenten in den Nebendiagonalen des Steifigkeitstensors \mathbb{C} . Aus diesem Grund müssen Sensoren ausreichend gegen Verdrehen gesichert werden, da sonst Dehnungen gemessen werden, welche das Ergebnis verfälschen.

Kapitel 3

Umrechnung in Gebäudekräfte

Für die Rückrechnung der Gebäudekräfte auf Grundlage der Messergebnisse der Sensoren wird der MODELCODE [2] angewendet. Ziel ist die Umrechnung der Messdaten der Schwingsaitensensoren in Gebäudekräfte unter Berücksichtigung der physikalischen Zusammenhänge und der Festlegungen, welche während der Messungen getroffen werden. Grundsätze dieser im Folgenden als Materialcharakterisierung bezeichneten Methode sind in [15] zusammengefasst. Sie setzt sich aus der in Unterkapitel 3.1 beschriebenen Kompensation der Messdaten zusammen, der Festlegung des Belastungsbeginns im Unterkapitel 3.2 und der Rückrechnung der Gebäudekräfte mithilfe des MODELCODES [2] im Unterkapitel 3.3.

3.1 Kompensation der Messdaten

Die totale Verzerrung ε_c zur Zeit t für einaxial beanspruchte Betonstrukturen zur Zeit t_0 wird wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t), \quad (3.1)$$

wobei $\varepsilon_{ci}(t_0)$ der Verzerrung zum Zeitpunkt der Belastung entspricht, $\varepsilon_{cc}(t)$ der Kriechverzerrung nach der Belastung, $\varepsilon_{cs}(t)$ der Schwindverzerrung und $\varepsilon_{cT}(t)$ der Temperaturverzerrung. Eine exakte Ermittlung der elastischen Stauchungen zum Zeitpunkt t ist mit der Beziehung (3.1) aufgrund des nichtlinearen Dehnungs-Spannungsverhalten ohne weiteres nicht möglich. Alternativ können allerdings diese Anteile in spannungsabhängige und spannungsunabhängige Komponenten zusammengefasst werden:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t), \quad (3.2)$$

wobei $\varepsilon_{c\sigma}(t)$ die spannungsabhängige und $\varepsilon_{cn}(t)$ die spannungsunabhängige Verzerrungen definieren. Mithilfe der beiden Beziehungen (3.1) und (3.2) ergibt sich folgender Ausdruck für die spannungsabhängige Verzerrung:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cs}(t) - \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.3)$$

Gleichung (3.3) beschreibt gemäß TRAUNER [21] die Bauteilkompensation, wobei $\varepsilon_c(t)$ dem Messergebnis zum Zeitpunkt t entspricht. Zur Ermittlung der spannungsabhängigen Verzerrungen müssen die Anteile aus Schwinden und Temperatur ermittelt und von $\varepsilon_c(t)$ abgezogen werden.

In diesem Zusammenhang wird noch zwischen dem Tag der Herstellung (Tag 0) und dem ersten Tag der betonierten Stütze (Tag 1) unterschieden. Um Vorverformungen der Schwingsaiten der Sensoren zu berücksichtigen, wird nach der Kompensation die Verzerrung am Tag 1 auf null gesetzt:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t = t_1) \equiv 0 \quad (3.4)$$

Die endgültige Beziehung für die kompensierte und bezogene, spannungsabhängige Verzerrung lautet somit:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_1) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cs}(t) - \varepsilon_{cT}(t) - \varepsilon_{c\sigma}(t_1) \quad (3.5)$$

Grafisch ist die Gleichung (3.5) in der Abbildung 3.1 dargestellt:

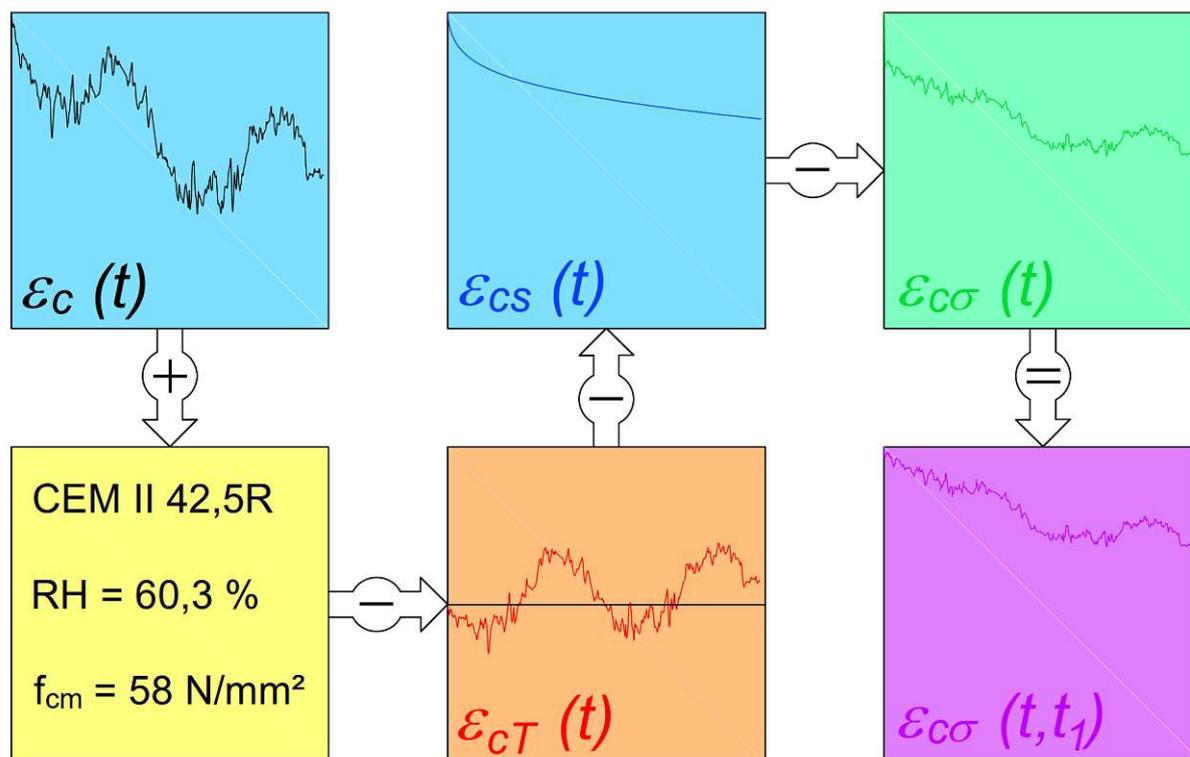


Abb. 3.1: Kompensation der Messdaten [16]

In den folgenden Abschnitten wird die Ermittlung der Temperatur und des Schwindens erläutert.

3.1.1 Temperatur

Die temperaturabhängigen Dehnungen werden wie folgt ermittelt:

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_T \cdot \Delta T, \quad (3.6)$$

dabei bezeichnet α_T den Temperatureausdehnungskoeffizienten. Dieser wird gemäß MÜLLNER ET AL. [16] mit $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ festgelegt. Interessanterweise zeigen Versuche in MÜLLNER UND KREMNITZER [13], dass der Koeffizient bei den im Projekt Marks verbauten Betonen $1,38 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ statt $1,00 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ beträgt.

3.1.2 Schwinden

Das Schwindmaß setzt sich nach dem MODELCODE [2] aus der Summe des Basisschwindens und des Trocknungsschwindens zusammen. Ersteres zeigt das Schwindverhalten des Betons, wenn kein Feuchtigkeitsverlust möglich ist. Letzteres beschreibt das Schwinden, wenn Feuchtigkeitsverlust vorhanden ist:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (3.7)$$

Das Basisschwinden setzt sich aus dem Basisschwindkoeffizient, der von dem Betonalter in Tagen t abhängig ist und der Zeitfunktion β_{bs} , welche t und dem Betonalter zum Zeitpunkt des Austrocknens abhängt, zusammen:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (3.8)$$

Der Basisschwindkoeffizient hängt von der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen ab, wobei α_{bs} einen Faktor, der von der Zementart abhängig ist, darstellt.

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (3.9)$$

Die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen ergibt sich zu:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.10)$$

Die Zeitfunktion β_{bs} hängt vom Betonalter t in Tagen ab:

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (3.11)$$

Unter Verwendung von Gleichung (3.9) und (3.11) kann der Basisschwindkoeffizient somit bestimmt werden.

Das Trocknungsschwinden setzt sich aus dem Produkt des Trocknungsschwindkoeffizienten und zwei Koeffizienten, die die Luftfeuchte bzw. die Entwicklung über die Zeit beschreiben, zusammen:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (3.12)$$

Der Trocknungsschwindkoeffizient hängt von der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen ab. α_{ds1} und α_{ds2} sind Faktoren, welche von der Art des Zements abhängen.

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (3.13)$$

Die relative Luftfeuchte wird wie folgt ermittelt:

$$\beta_{RH}(RH) = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.14)$$

MÜLLNER ET AL. [16] legen fest, dass die gemessenen Luftfeuchte über einen Zeitraum von einem Jahr zu mitteln sind. Damit die Gleichung (3.14) angewendet werden kann, muss $40\% \leq RH \leq 99\% \cdot \beta_{s1}$ gelten. Gilt $RH > 99\% \cdot \beta_{s1}$ wird $\beta_{RH}(RH) = 0,25$. Das bedeutet einen definitionsgemäßen Vorzeichenwechsel für diesen Koeffizienten. Der Faktor β_{s1} ist eine Konstante:

$$\beta_{s1}(f_{cm}) = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (3.15)$$

Der Koeffizient für die Zeitabhängigkeit berücksichtigt die Probenabmessungen sowie einen zusätzlichen Zeitpunkt t_s , welcher den Beginn der Trocknung des Betons berücksichtigt.

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035 \cdot h^2 + t - t_s} \right)^{0,5} \quad (3.16)$$

Der Parameter h wird wie folgt berechnet:

$$h = \frac{2A_c}{u}, \quad (3.17)$$

wobei A_c dem Querschnitt des Bauteils entspricht und u jener Länge, welche in Kontakt mit der Atmosphäre ist.

Zur Verifizierung des Schwindens wurden beim Projekt Marks Schwindstützen hergestellt. Diese sind unbelastet, weshalb die Messsensoren nur spannungsunabhängige Dehnungen $\varepsilon_{cn}(t)$ messen. Die Länge der Schwindstützen beträgt jeweils 1,25 m. Die Schwindstütze 1 hat eine Höhe von 0,6 m und eine Breite von 0,325 m. Bei der Schwindstütze 2 handelt es sich um einen quadratischen Querschnitt mit einer Seitenlänge von 0,422 m. In der Abbildung 3.2 ist die Einbausituation der Sensoren dargestellt.

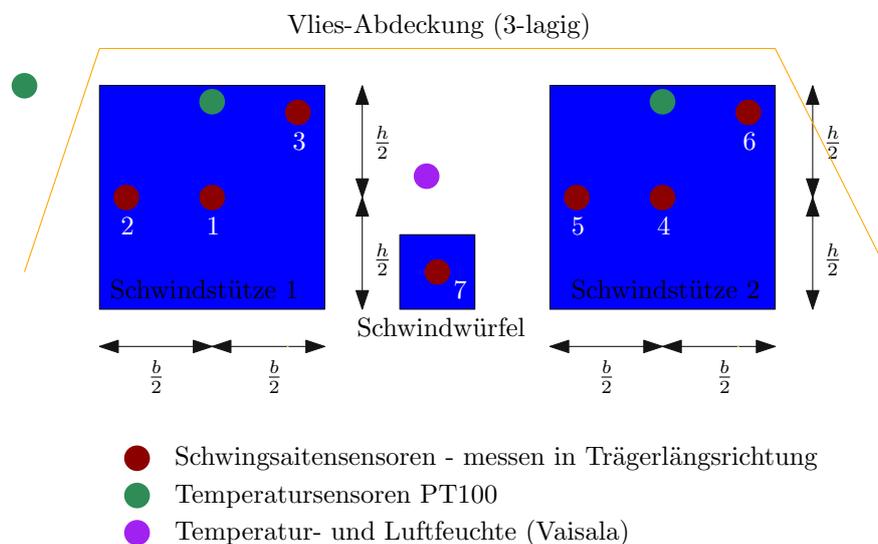


Abb. 3.2: Einbausituation der Sensoren für die Schwindstützen

In den zwei Schwindstützen befinden sich jeweils 3 Schwingsaitensensoren und im Schwindwürfel 1 Schwingsaitensensor. Die Lage des Messensors im Schwindwürfel ist mittig und in den Schwindstützen befinden sich die Sensoren jeweils in der Mitte, mittig am Rand mit einem Randabstand von 5 cm und in der Ecke ebenso mit einem Abstand von 5 cm zu dem horizontalen und vertikalen Rand. Zusätzlich zu dem eingebauten Temperaturmesser der Schwingsaitensensoren wurden zwei zusätzliche Temperatursensoren zur Verifizierung der Ergebnisse eingebaut. Einer davon befindet sich an der Oberfläche der Schwindstütze und der andere misst die Lufttemperatur im Freien. Die Luftfeuchte wurde mithilfe eines Temperatur- und Luftfeuchtesensors gemessen, der in der Abbildung in Lila dargestellt ist. Auf der Baustelle wurden die Schwindstützen mithilfe eines Vlies abgedeckt, um ein Einfrieren der Stützen zu verhindern.

Von den gemessenen Gesamtdehnungen ε_c der Schwingsaitensensoren betragen die spannungsabhängigen Dehnungen $\varepsilon_{c\sigma}$ Null. Um nun die Schwinddehnungen zu ermitteln, wird von den Gesamtdehnungen der Verzerrungsanteil aufgrund von Temperaturänderungen ε_{cT} abgezogen. Somit lautet die Formel für die Schwinddehnungen wie folgt:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_c(t) - \underbrace{\varepsilon_{c\sigma}(t)}_{\emptyset} - \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.18)$$

Die Auswertung der Gleichung (3.18) ist in Abbildung 3.3 für die Schwindstütze 1 und 2 zu sehen. Dabei werden der Mittelwert der Ergebnisse der drei Messensoren für jede Schwindstütze gebildet. Diese werden mit dem Schwindmaß nach [2] mit einer konstanten Luftfeuchtigkeit verglichen.

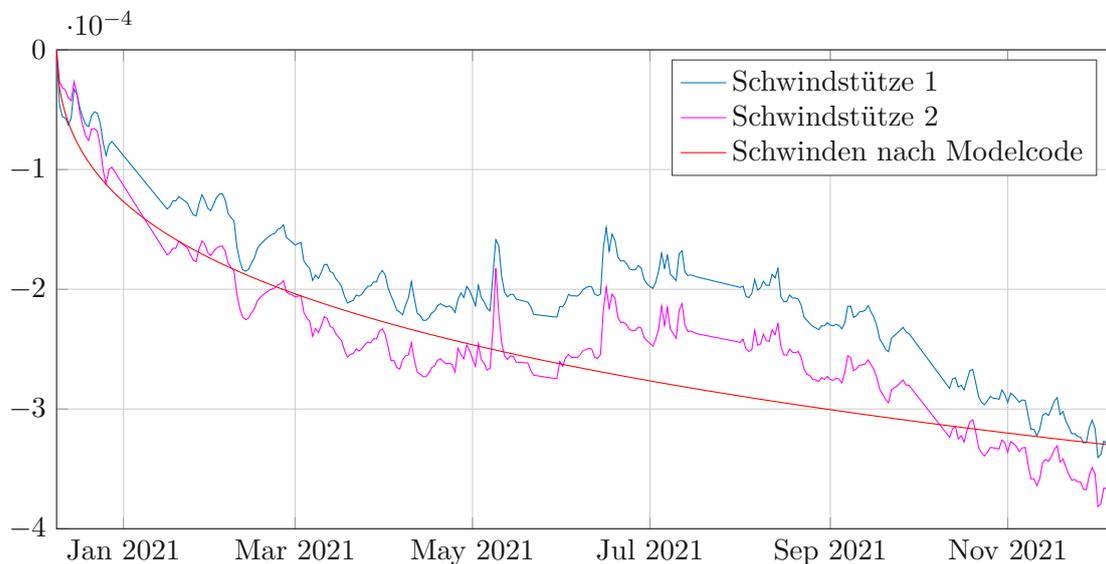


Abb. 3.3: Messergebnisse der Schwindstützen

Die Ergebnisse der Messungen stimmen mit den Berechnungen nach [2] sehr gut überein. Nur in den Monaten Juli bis September gibt es eine kleine Abweichung, welche jedoch vernachlässigbar klein ist. Die Abweichungen zwischen einer Berechnung mit einer konstanten Luftfeuchtigkeit bzw. mit der täglich gemessenen Luftfeuchtigkeit ist in der nachfolgenden Abbildung 3.4 zu sehen. Dabei wird das Schwindmaß nach [2] einerseits mit der täglich gemessenen Luftfeuchte und andererseits mit einer mittleren Luftfeuchte berechnet.

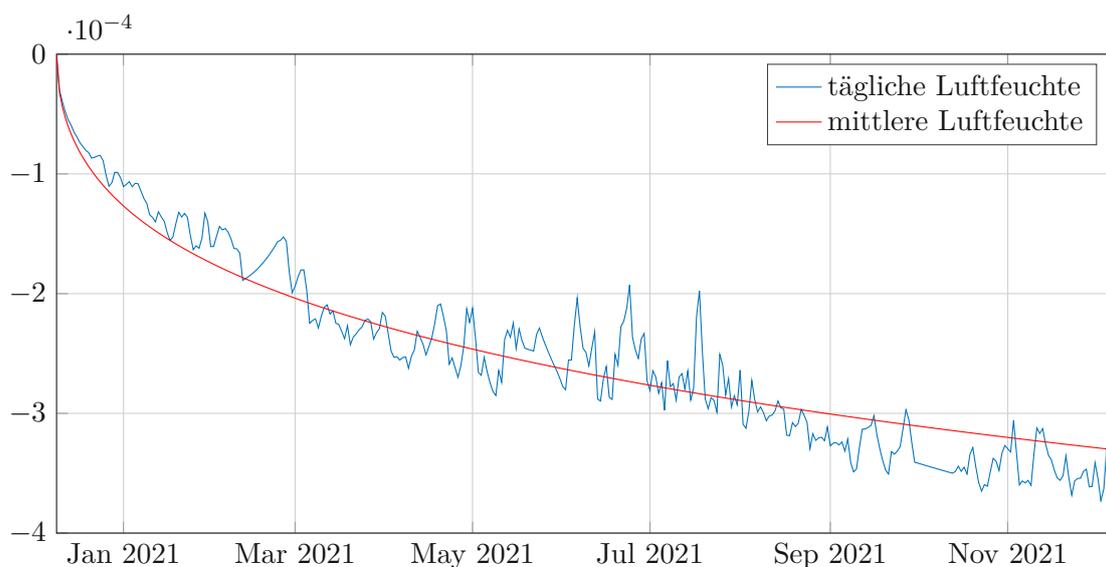


Abb. 3.4: Schwindmaß nach Model Code für Schwindstütze – Berechnung mit gemittelter und gemessener Luftfeuchte

Die Abbildung zeigt, dass das Schwindmaß mit einer mittleren Luftfeuchte ähnliche Ergebnisse liefert, wie bei einer Berechnung mit der täglichen Luftfeuchte. Deshalb wird bei der Auswertung der Messergebnisse für die Schwinddehnungen der Mittelwert der Luftfeuchte verwendet.

3.1.3 Beispielhafte Auswertung der Messdaten für das Projekt Marks

Beispielhaft wird die Auswertung der Messdaten bei Marks für den Sensor einer Stütze im 1. Untergeschoss ausführlich erklärt. Die Eingangsparameter werden für die Ermittlung des Schwindmaßes nach dem MODELCODE [2] verwendet.

Die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen wird für die betrachteten Betonelemente wie folgt festgelegt:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.19)$$

Für die Betongüte C 50/60/B2/GK22/F52 der Stützen ergibt sich $f_{ck} = 50$ MPa und $\Delta f = 8$ MPa, somit ergibt sich eine mittlere Druckfestigkeit f_{cm} von 58 MPa.

Der Basisschwindkoeffizient ist eine Konstante zu:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -600 \cdot \left(\frac{0,1 \cdot 58,0}{6 + 0,1 \cdot 58,0} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} = -1,02 \cdot 10^{-4}$$

Der Trocknungsschwindkoeffizient ist eine Konstante zu:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot 6) \cdot (-0,012 \cdot 58,0)] \cdot 10^{-6} = 4,39 \cdot 10^{-4}$$

Der Koeffizient für die Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte ist somit ebenfalls konstant:

$$\beta_{RH}(RH) = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{60,7\%}{100} \right)^3 \right] = -1,203$$

Der Ausschaltzeitpunkt t_s der Stützen und Wände wurde nach Information der Baustelle mit einem Tag für alle Wände und Stützen des 1. Untergeschosses festgelegt und hat somit sehr geringen Einfluss auf die Rückrechnung der Gebäudekräfte. In der nachfolgenden Abbildung 3.5 ist die Bewehrung der Stütze ersichtlich.

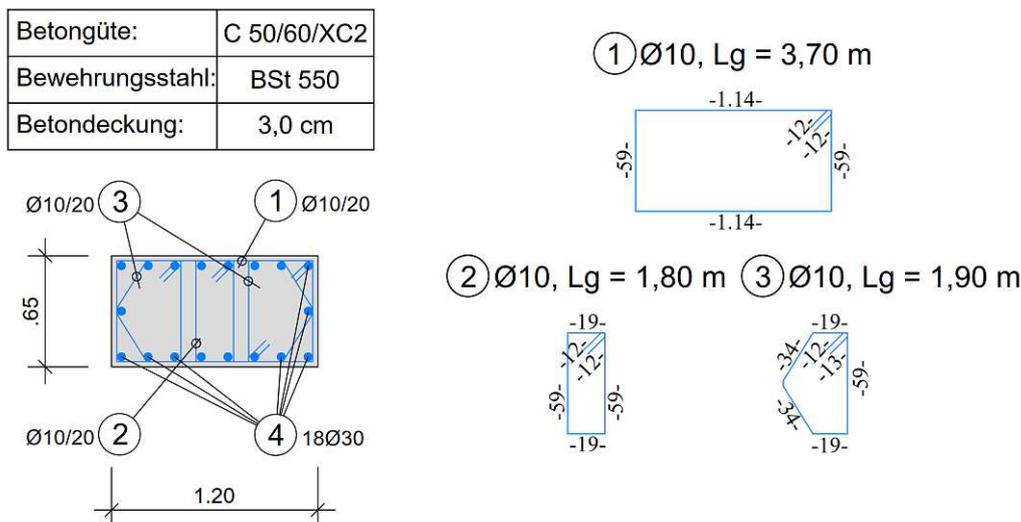


Abb. 3.5: Bewehrungsplan der Stütze

Die Bewehrung wird mittels üblichen Bemessungsmethoden ermittelt. Zusätzlich zu POTUCEK ET AL. [17] wurde bei dieser Geschosstütze eine Heißbemessung durchgeführt.

Somit ergibt sich die Querschnittsfläche der Stütze wie folgt:

$$A_0 = 1200 \cdot 650 = 780.000 \text{ mm}^2$$

Diese wird unter Abzug der tatsächlich verlegten Bewehrung (18 Ø30) ohne Berücksichtigung des Steifigkeitsunterschiedes von Bewehrungsstahl und Beton ermittelt:

$$A_c = 1200 \cdot 650 - 18 \cdot \frac{30^2 \cdot \pi}{4} = 767.277 \text{ mm}^2$$

Bei der wirksamen Bauteilabmessung ist u der der Atmosphäre ausgesetzte Umfang des betrachteten Bauteils. Bei einer Stütze entspricht u dem tatsächlichen Umfang der Stütze. Bei Wänden und Wanddecken muss hingegen u gesondert unter Berücksichtigung des Schalplans ermittelt werden. Anhand des Auszugs aus dem Grundriss vom Gebäude Marks wird gezeigt, wie die Bauteilabmessung u ermittelt wird. In Abbildung 3.6 ist zu sehen, dass es sich bei dem Sensor 1.13 um eine Stütze handelt, weshalb der volle Umfang angesetzt wird. Bei einem Wandende, wie zum Beispiel bei Sensor 1.4 werden drei Seiten für die Ermittlung der wirksamen Bauteilabmessungen berücksichtigt. Bei Wänden wird wie abgebildet ein Bereich von einem Meter berücksichtigt.

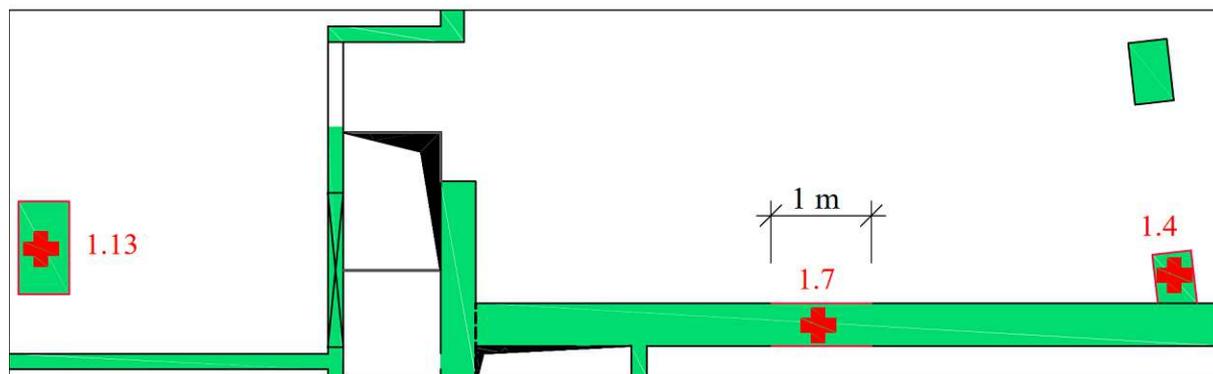


Abb. 3.6: Umfang zur Ermittlung der wirksamen Bauteilabmessung bei Wandenden

3.1.4 Ergebnis der Kompensation

Die so ermittelten kompensierten Messdaten werden in einer Abbildung 3.7 miteinander verglichen. Die Messergebnisse sind in Blau dargestellt, welche die totalen Dehnungen ε_c repräsentieren. Die Schwinddehnungen ε_{cs} , welche nach dem MODELCODE [2] berechnet sind, sind in Gelb angezeigt. Mithilfe der Temperaturdehnungen ε_{cT} ergeben sich die spannungsunabhängigen Dehnungen $\varepsilon_{c\sigma}$. Man erkennt, dass am 25.01.2021 das Maximum der positiven kompensierten Verzerrungen auftritt. Erst ab 15.02.2021 treten dauerhafte negative Verzerrungen in der betrachteten Stütze auf. Erst ab diesem Tag erfährt der betrachtete Betonbauteil eine Druckbeanspruchung. Dies stimmt mit der tatsächlichen Bauabfolge überein. Eine Beanspruchung der Betontragelemente erfolgt tatsächlich erst nach mehreren Wochen, nachdem die Schalung und Rüstung der darüberliegenden Decken entfernt wurden. Somit spielt der Belastungszeitpunkt für die Bauteile eine wichtige Rolle. Die Ermittlung davon wird im Unterkapitel 3.2 genauer erläutert.

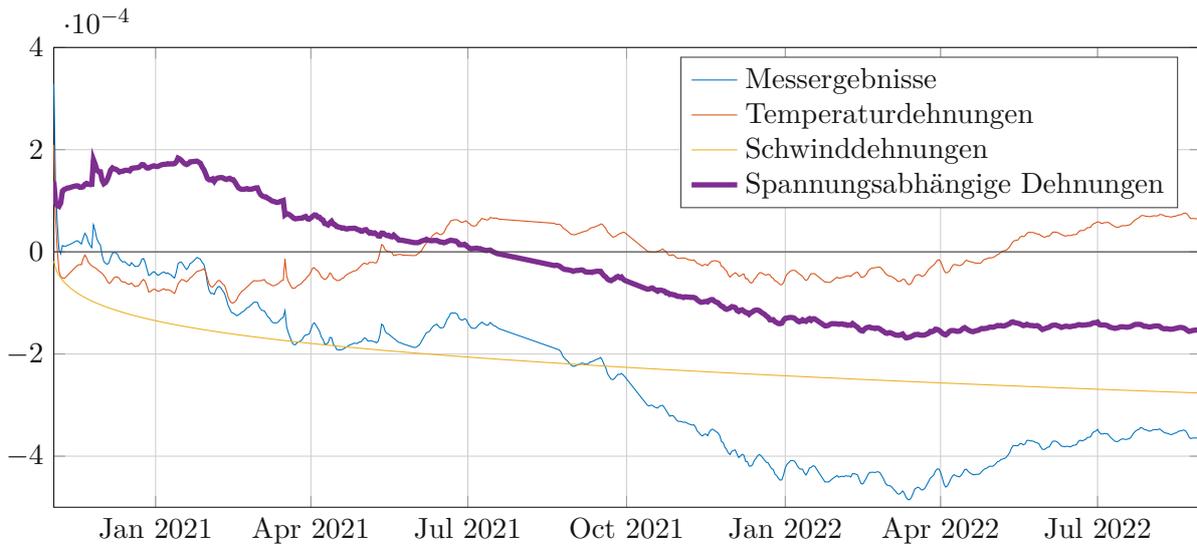


Abb. 3.7: Vergleich der originalen mit den bezogenen kompensierten Messdaten

3.2 Festlegung des Belastungsbeginns eines Tragelements

Das Ziel der vorliegenden Materialcharakterisierung ist eine möglichst reale Rückrechnung der Gebäudekräfte anhand der kompensierten Messdaten. Für eine exakte Ermittlung der Belastungsgeschichte des betrachteten Betonbauteils müssten in allen Geschossen Messensoren eingebaut werden. Das Ergebnis der Belastungsgeschichte liegt in Form der Messdaten für Tragelemente im 1. Untergeschoss des Gebäudes vor. Für die Ermittlung der spannungsrelevanten Verzerrungen gilt das Superpositionsprinzip [4], welches in der Abbildung 3.8 dargestellt ist.

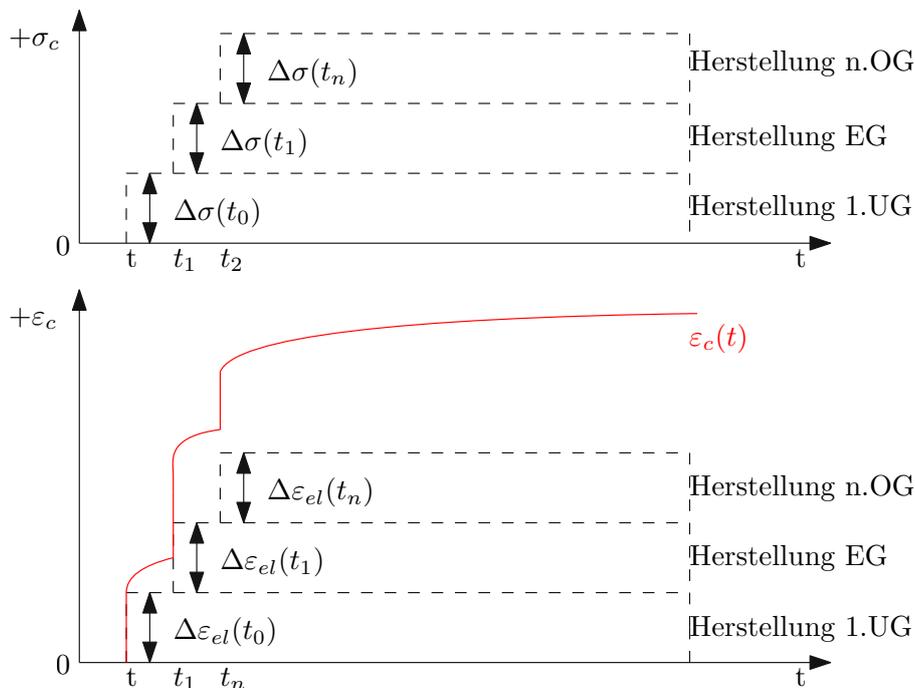


Abb. 3.8: Superpositionsprinzip infolge einwirkender Spannungsgeschichte

Die exakte Rückrechnung der Belastungsgeschichte ist jedoch nicht Thema dieser Forschungsfrage. Vielmehr gilt es, die Belastungen für die mit Sensoren ausgestatteten Bauteile experimentell zu ermitteln und diese Ergebnisse zur Bestätigung der Steifigkeitsfestlegungen für die einzelnen Tragelemente eines Geschosses heranzuziehen.

Ein allgemeiner Belastungsbeginn für die Bauteile ist aufgrund der Herstellungsgeschichte des Gebäudes nicht möglich. Wie in der nachfolgenden Abbildung 3.9 ersichtlich tritt eine nachweislich wesentliche Belastung der betrachteten Stütze frühestens nach dem Ausschalen der Decke über dem 1. Untergeschoss auf, da ab diesem Zeitpunkt eine Belastung der Tragelemente auftritt. Trotz ausreichender Festigkeit der Decken wird zur Durchbiegungsbeschränkung noch eine Notunterstellung eingebaut, welche die Belastung auf die Stützen nicht beeinflusst.

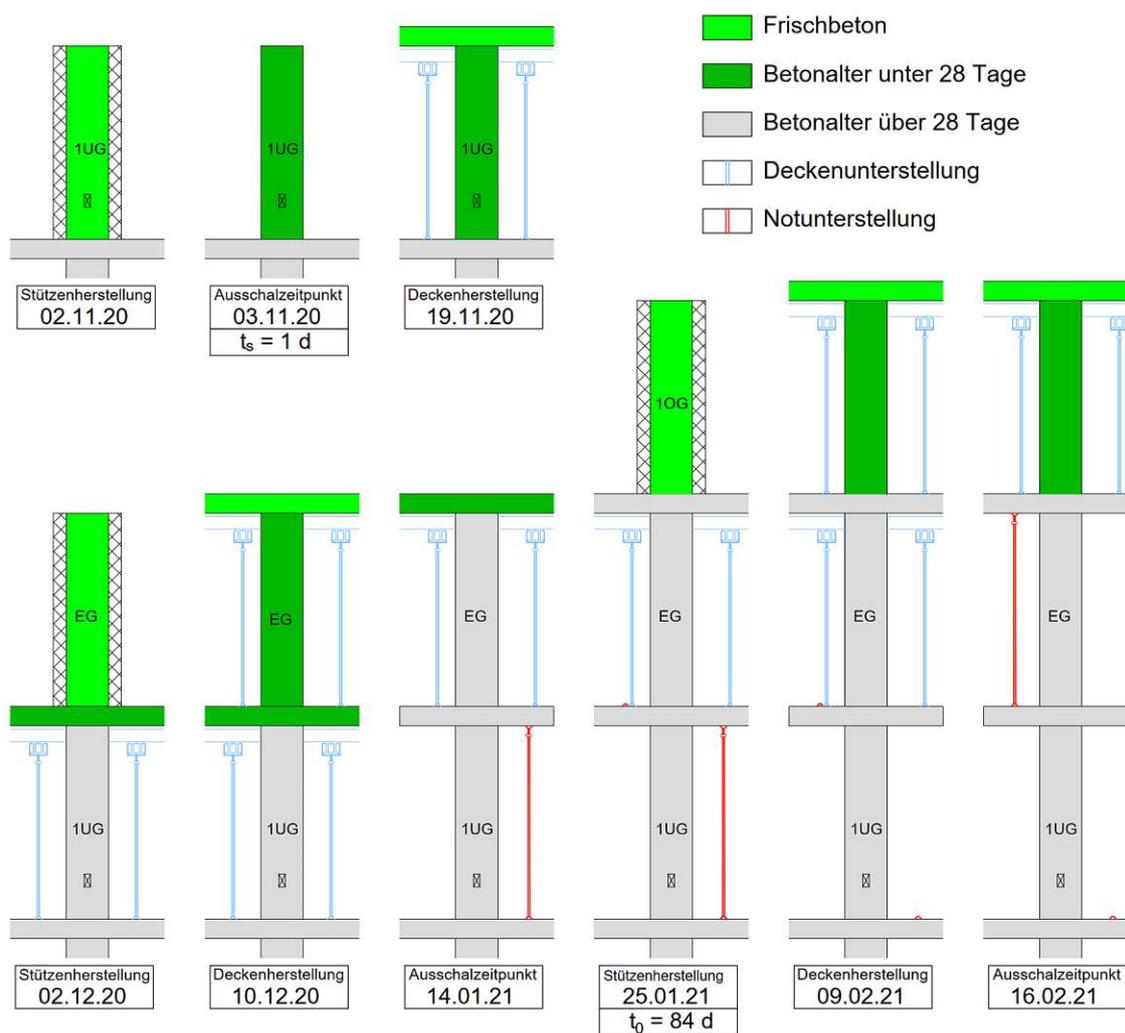


Abb. 3.9: Bauabfolge der Bauteile über der mit Sensoren ausgestatteten Stütze [13]

Aufgrund der Weihnachtspause auf der Baustelle tritt der Belastungsbeginn zu einem späteren Zeitpunkt ein. Nach erfolgter Kompensation der Messdaten bzw. nach der Ermittlung der spannungsrelevanten Verzerrung $\varepsilon_{cs}(t, t_1)$ wird jener Zeitpunkt ermittelt, an dem die Verzerrung den letzten maximalen positiven Extremwert erreicht. Ab diesem Zeitpunkt treten nur mehr eindeutig zunehmende Druckbelastungen für die Stützen auf. Damit ergibt sich ein Belastungsbeginn für Sensor 1.12 mit 25.01.2021 für diese Stütze. Das entspricht einem Betonalter von 84 Tagen.

3.3 Rückrechnung der Gebäudekräfte mit dem MODELCODE

Die spannungsabhängige Verzerrung wird nach dem MODELCODE [2] wie folgt ermittelt, wobei $\sigma_c(t_0)$ der Belastung zum Zeitpunkt t_0 entspricht. $\varphi(t, t_0)$ ist der Kriechkoeffizient.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] \quad (3.20)$$

Der zeitabhängige Elastizitätsmodul $E_{ci}(t_0)$ wird wie folgt ermittelt:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad (3.21)$$

Der Koeffizient $\beta_E(t)$ ist wie folgt definiert:

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}, \quad (3.22)$$

wobei der Koeffizient $\beta_{cc}(t)$ die Festigkeitsentwicklung des Betons, welche von der Zeit abhängig ist, beschreibt:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.23)$$

Der Parameter s ist abhängig von der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen und der Zementart. Das Betonalter in Tagen wird durch die Variable t definiert. Im Vergleich zu TRAUNER [21] wird der Einfluss der Temperatur auf das Betonalter berücksichtigt. Mithilfe nachfolgenden Formel wird der Parameter t_T berechnet, welcher das angepasste Betonalter infolge Temperatureinwirkungen beschreibt. Damit wird der Effekt der Betonreife berücksichtigt.

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (3.24)$$

$T(\Delta t_i)$ ist die mittlere Temperatur in °C während der Zeitperiode Δt_i . Die Messdaten wurden täglich aufgezeichnet, weshalb Δt_i konstant 1 d ist. Demnach ergibt sich die mittlere Temperatur wie folgt:

$$T(\Delta t_i) = \frac{T_i + T_{i-1}}{2} \quad (3.25)$$

Die einzelnen Summen aus Gleichung (3.24) werden demnach wie folgt berechnet:

$$t_{T,i} = (t_i - t_{i-1}) \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + \frac{T_i + T_{i-1}}{2}} \right] \quad (3.26)$$

Der Elastizitätsmodul E_{ci} ergibt sich nach dem MODELCODE [2] zu:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad (3.27)$$

Der Faktor α_E variiert von 1,2 bis 0,7 und ist abhängig von den Zuschlägen. In Absimmung mit dem Betonwerk werden ausschließlich quartäre Zuschläge verwendet, weshalb $\alpha_E = 1,0$ gilt. Der Wert $E_{c0} = 21500$ MPa ist konstant. In [13] wird das zeitabhängige Verhalten des E-Moduls untersucht. Die Veränderung des Elastizitätsmodul mit der Zeit ist für die Materialcharakteri-

sierung nach [15] nicht zielführend, da diese auf den Annahmen nach dem MODELCODE [2] aufgebaut ist.

Der eingangs erwähnte Kriechkoeffizient $\varphi(t, t_0)$ wird wie folgt ermittelt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) , \quad (3.28)$$

wobei die beiden Summanden den Anteil aus Basiskriechen und Trocknungskriechen berücksichtigen. Das Basiskriechen ergibt sich zu:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) , \quad (3.29)$$

wobei $\beta_{bc}(f_{cm})$ ein konstanter Wert ist, der abhängig von der mittleren Druckfestigkeit ist:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{f_{cm}^{0,7}} \quad (3.30)$$

bzw. $\beta_{bc}(t, t_0)$, welcher von der Zeit abhängig ist:

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] \quad (3.31)$$

Die Zeit t bezieht sich auf das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt, während sich t_0 auf das Betonalter zum Belastungszeitpunkt bezieht.

Der Einfluss des Zementtyps und der Hydratationstemperatur wird mit $t_{0,adj}$ beschrieben, welcher das Betonalter zum Belastungsbeginn t_0 ersetzt.

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 d \quad (3.32)$$

Der Koeffizient $\alpha = 1$ ist vom Zementtyp abhängig. Der Zeitpunkt $t_{0,T}$ ist das Betonalter zum Zeitpunkt der Belastung unter Berücksichtigung der Betonreife.

Der zweite Summand von Gleichung (3.28) beschreibt das Trockenkriechen und wird wie folgt ermittelt:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (3.33)$$

mit:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{f_{cm}^{1,4}} \quad (3.34)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (3.35)$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (3.36)$$

Das Trockenkriechen über die Zeit wird wie folgt beschrieben:

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (3.37)$$

Der Exponent ergibt sich zu:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (3.38)$$

Der Beiwert in Gleichung (3.37) ergibt sich zu:

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad (3.39)$$

mit

$$\alpha_{f_{cm}} = \sqrt{\frac{35}{f_{cm}}} \quad (3.40)$$

Somit kann der Kriechkoeffizient in Gleichung (3.28) ermittelt werden.

Die Gleichung (3.20) wird mit Hilfe von (3.21) und (3.22) umgeformt, sodass die Spannung zum Belastungszeitpunkt errechnet werden kann.

$$\sigma_c(t_0) = \frac{E_{ci} \cdot \varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)}{\frac{1}{\sqrt{\beta_{cc}(t_0)}} + \varphi(t, t_0)} \quad (3.41)$$

Die Verzerrung $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ stellt nun das kompensierte und bezogene Messergebnis zu einem Zeitpunkt t dar. Wie in Kapitel 3.2 gezeigt, ist die zugehörige Belastung des betrachteten Betonelements zum gleichen Zeitpunkt t nicht vergleichbar mit der Last am Belastungsbeginn t_0 . Es gilt also:

$$\sigma_c(t_0) \neq \sigma_c(t, t_0) \quad (3.42)$$

Unter Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung zu einem beliebigen Zeitpunkt t ergibt sich nun folgender Ausdruck für die Rückrechnung der Betonspannung.

$$\sigma_c(t, t_0, t_1) = \frac{E_{ci} \cdot \varepsilon_{c\sigma}(t, t_1)}{\frac{1}{\sqrt{\beta_{cc}(t)}} + \varphi(t, t_0)} \quad (3.43)$$

Da die Messergebnisse nicht vom Belastungsbeginn, sondern auf den ersten Tag nach der Betonherstellung bezogen werden, wird statt $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ nun $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_1)$ geschrieben. Schließlich kann auf die Normalkraft des Betonelements wie folgt geschlossen werden:

$$F_c(t, t_0, t_1) = A_c \cdot \sigma_c(t, t_0, t_1) \quad (3.44)$$

Somit kann zu jedem Zeitpunkt für jeden Sensor die Bauteilkraft ermittelt werden. In der Abbildung 3.10 sind die Schritte für die Rückrechnung der Gebäudekräfte auf Grundlage der Messergebnisse noch einmal zusammengefasst.

Als Ausgangswerte dienen die Sensordaten, womit die Zeitpunkte, die Verzerrungen und die Temperatur bestimmt sind. Mithilfe der Randbedingungen, der mittleren Druckfestigkeit, der Querschnittsabmessungen, der eingebauten Bewehrung und der Luftfeuchtigkeit werden die Messdaten kompensiert. Bei der Kompensation werden die Schwinddehnungen ε_{cs} und die Temperaturdehnungen ε_{cT} ermittelt. Damit ist es nun möglich die spannungsabhängigen Verzerrungen $\varepsilon_{c\sigma}$ zu ermitteln.

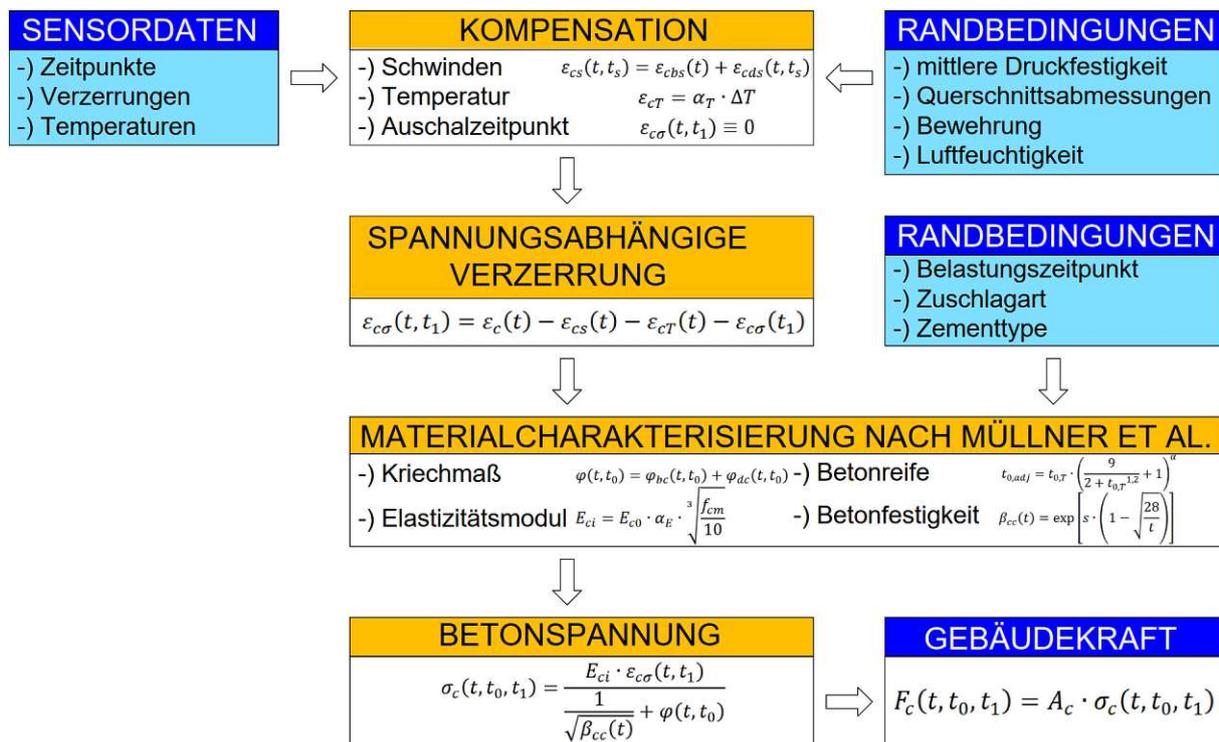


Abb. 3.10: Grafische Darstellung der Rückrechnung auf die Betonkraft im Gebäude

Um die Betonspannung im Bauteil zu erhalten ist es notwendig, die Effekte aufgrund des Kriechens mithilfe der Materialcharakterisierung nach MÜLLNER ET AL. [15] zu berücksichtigen. Damit ergeben sich anschließend die Gebäudekräfte $F_c(t, t_0, t_1)$. Die Kraft F_s in der Bewehrung wird nicht behandelt, da diese aufgrund der hohen Komplexität der Dehnungsbehinderung des jeweiligen Tragelements durch die Bewehrung nur sehr schwer im 3D-Modell abgebildet werden kann [8].

3.4 Auswertung Marks

Zum Vergleich werden für die Stütze des Sensors 1.12 die Ergebnisse ausführlich dargestellt. Man erkennt, dass mit kompensierten und bezogenen Messdaten unter Berücksichtigung des Kriechverhaltens deutlich geringere Stützenkräfte ermittelt werden. Weiters ist eine Ermittlung von Zugkräften vor Belastungsbeginn ersichtlich. Diese werden in MÜLLNER UND KREMNITZER [13] damit erklärt, dass die Unterstellung der Decke die Deckenlasten ableitet und die Stütze belastungsfrei bzw. leicht unter Zug steht. Ein weiterer Grund für die Zugbelastung der Stütze ist die Schlitzwand, da diese als Baugrubensicherung und vertikales Lastabtragungselement genutzt wird. Aufgrund des fortgeschrittenen Betonalters der Schlitzwand ist diese wesentlich steifer als die Untergeschosse, weshalb mehr Last von der Schlitzwand abgetragen wird.

Aus dem Bauzeitplan der Baustelle im Anhang C geht hervor, dass die Stützen und Wände im Zeitraum zwischen dem 30.10.2020 bis 5.11.2020 hergestellt wurden. Die Decke des letzten Obergeschosses wurde zwischen dem 10.03.2022 und dem 21.03.2022 errichtet. Bei Vergleich der Daten mit dem Messergebnissen des Sensors 1.12 ist eine konstante bzw. leichte Entlastung Ende März bzw. Anfang April zu erkennen. Somit stimmen die Messergebnisse mit dem Bauablauf überein.



Abb. 3.11: Kraftverlauf für den Sensor 1.12 bei Marks

3.5 Auswertung QBC

Im Projekt QBC befinden sich in jeder Stütze zwei Sensoren. In den Abbildung 3.12 sind die kompensierten Messergebnisse für den Sensor 1.6.1 und 1.6.2 zu sehen.



Abb. 3.12: Kraftverlauf für die Sensoren 1.6.1 und 1.6.2 bei QBC

Die beiden Kurven sind nahezu identisch, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass das Messergebnis plausibel ist. Weiters sind die einzelnen Bauphasen aus dem Diagramm zu erkennen. Beispielsweise gibt es einen Sprung im August 2019. Laut den Aufzeichnungen der Baustelle wurde um diese Zeit die Decke über dem 5.OG gebaut.

Im November wurden die Rohbauarbeiten abgeschlossen. Anschließend sind die Kurven annähernd horizontal. Lediglich der Estrich wurde in einigen Geschossen eingebaut, welcher jedoch kaum Auswirkungen auf die Belastung der Stütze hat.

Kapitel 4

Analyse eines Gebäudemodells

Anders als bei Bauteilnachweisen, welche mithilfe von Normen geführt werden können, gibt es für das Modellieren von Gebäuden derzeit noch keinen Leitfaden. Eine ungenaue Modellierung hat direkt Auswirkungen auf die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit von Bauteilen, da die benötigten Kräfte für die Nachweise aus dem Modell entnommen werden. LAGNER ET AL. [9] beschreiben, wie sich die vertikale Lastabtragung der Tragwerksstützen aufgrund unterschiedlicher Modellierungsansätze ändert. Weiters wird auf die Unterschiede einer 2D-Berechnung und 3D-Berechnung eingegangen. Bei der 3D-Berechnung wird zusätzlich die Auswirkung der Bauphasen auf die Schnittgrößen im Vergleich zum Eingussmodell diskutiert und die Auswirkungen unterschiedlicher Lagerungen eines Modells. In einem weiteren Artikel beschreiben LAGNER ET AL. [8] die Auswirkungen der Lastabtragung unter Berücksichtigung eines viskoelastischen Materialverhaltens für Stahlbeton.

Das Gebäude mit dem doppeltsymmetrischen Grundriss in Abbildung 4.2 hat 15 Stockwerke mit je 3,5 m Geschosshöhe. Das Berechnungsmodell des Gebäudes ist in Abbildung 4.1 dargestellt. Die starr gelagerte Bodenplatte aus Stahlbeton ist 1,75 m dick, der mittig angeordnete Kern hat eine Wandstärke von 0,3 m, die Stützen haben einen quadratischen Querschnitt mit 0,5 m Seitenlänge und die Stahlbetondecke hat eine Stärke von 0,28 m. Sämtliche Deckendurchbrüche werden bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Für die Schnittgrößenermittlung wird der Lastfall Eigengewicht nach Theorie I. Ordnung untersucht. Alle Stahlbetonbauteile haben die Betongüte C30/37.

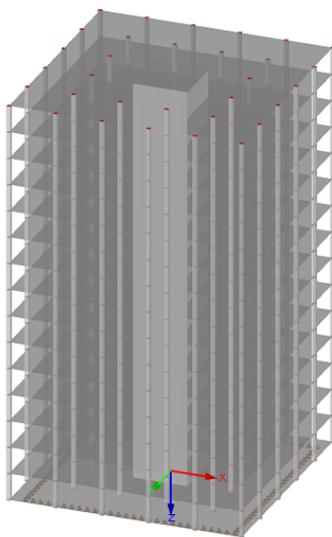


Abb. 4.1: Isometrie der Berechnungsmodells

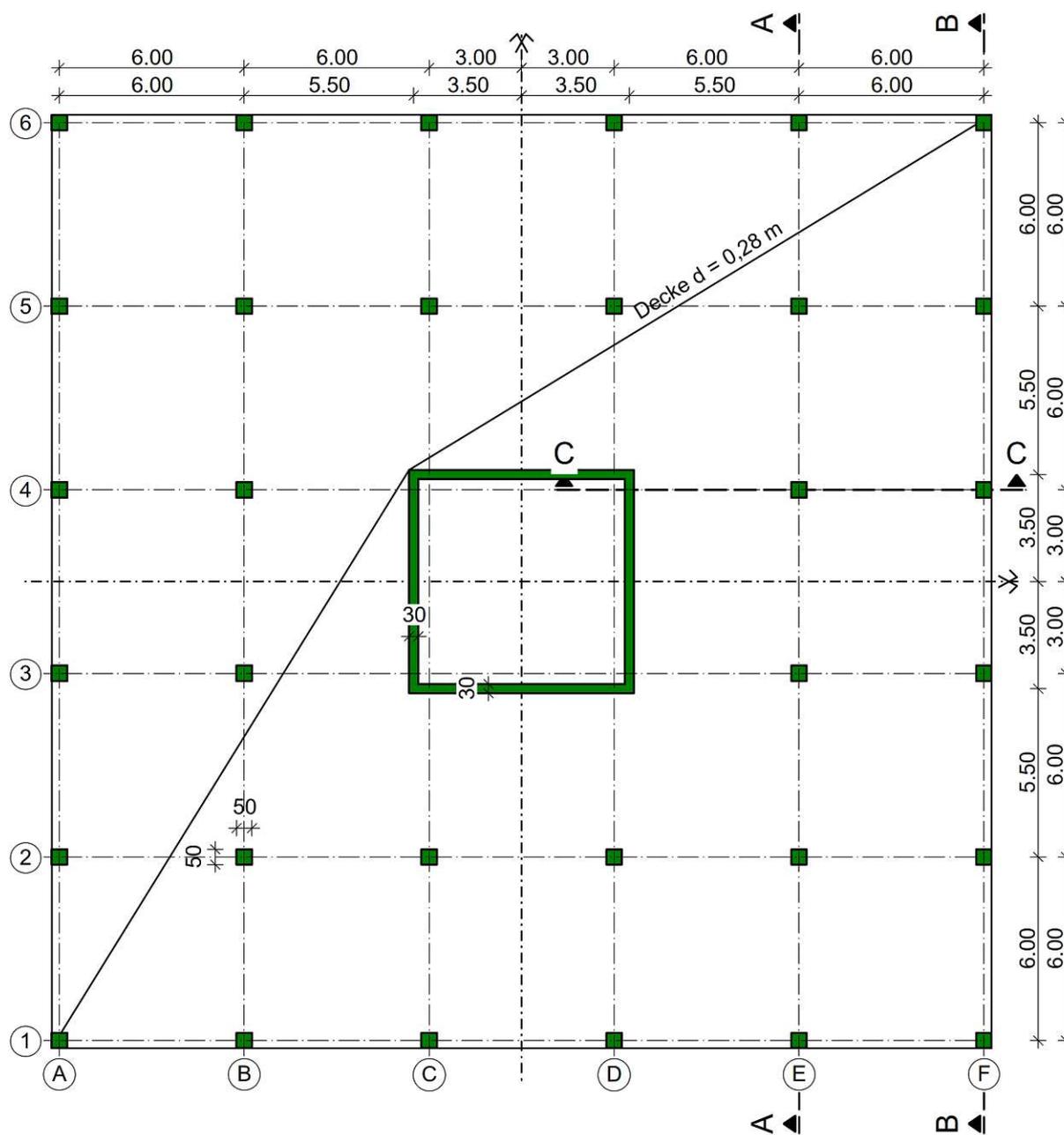


Abb. 4.2: Grundriss nach LAGNER ET AL. [9]

4.1 2D-Berechnungsmodelle

In den nachfolgenden Abschnitten werden mögliche Modellierungsansätze für eine 2D-Berechnung untersucht. Dabei werden die Unterschiede zwischen einer starren und nachgiebigen Lagerung aufgezeigt. Insbesondere wird auf die Ermittlung der Federsteifigkeit eingegangen und die Auswirkungen auf die Schnittgrößen bei einer ungenauen Ermittlung diskutiert.

4.1.1 2D-Berechnungsmodell mit starrer Lagerung

Das erste Verfahren, mit dem die Schnittgrößen ermittelt werden, ist mithilfe von 2D-Modellen. Dabei werden die Geschosse einzeln modelliert und die Ergebnisse der Lagerreaktionen im jeweiligen Geschoss auf das darunterliegende als Belastung definiert. Aufgrund der einfachen Geometrie und der Regelgeschosse können die berechneten Lagerreaktionen von einem Geschoss und das Eigengewicht der Stütze als Druckkraft mit der Geschossanzahl multipliziert werden, um die Druckkräfte der Stützen im Erdgeschoss zu erhalten. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Tabelle 4.1 dargestellt, welche später mit den unterschiedlichen Berechnungsmethoden verglichen werden. Das negative Vorzeichen bedeutet, dass es sich bei der Kraft um eine Druckkraft handelt.

Tab. 4.1: Normalkräfte im EG bei einer starren Lagerung

Achse	pro Geschoss [kN]	Stützengewicht [kN]	Gesamtkraft [kN]
E4	-272	-22	-4403
F4	-99	-22	-1808
E5	-325	-22	-5201
F5	-110	-22	-1974
F6	-43	-22	-980

4.1.2 2D-Berechnungsmodell mit elastischer Lagerung

Die Ergebnisse der starren Lagerung führen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen, weshalb in der Praxis eine Federsteifigkeit für Stützen und Wände berechnet wird, die die Nachgiebigkeit der Bauteile berücksichtigt. Aufgrund der Höhenabhängigkeit der Federsteifigkeit ist die Ermittlung bei mehreren Geschossen eine nicht triviale Aufgabe, da es dafür mehrere Berechnungsansätze gibt. In den nachfolgenden Unterabschnitten werden die zwei Extremfälle für die Ermittlung der Federsteifigkeiten genauer untersucht.

4.1.2.1 Federsteifigkeit pro Geschoss

Eine Möglichkeit besteht darin, für jedes Geschoss die gleiche Federsteifigkeit zu verwenden. Die Nachgiebigkeit der Stützen errechnet sich aus dem Elastizitätsmodul E , der Querschnittsfläche A und der Geschosshöhe H wie folgt:

$$c_{\text{Stütze}} = \frac{EA}{H} \quad (4.1)$$

Somit ergibt sich für das gegebene Beispiel eine Federsteifigkeit für die Stützen von 2 357 140 kN/m. Die Berechnung der Federsteifigkeit der Wände bezieht sich auf die Steifigkeit pro Laufmeter nach folgender Formel:

$$c_{\text{Kern}} = \frac{EA}{H} \quad (4.2)$$

Die Federsteifigkeit des Kerns im Modell ergibt mit den Abmessungen und Bauteileigenschaften des Beispiels zu 2 828 570 kN/m. In der Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse für ein Geschoss aufgelistet. Das Ergebnis und das Eigengewicht einer Stahlbetonstütze muss für die Ermittlung der Stützenkraft im Erdgeschoss ebenfalls mit der Geschossanzahl multipliziert werden.

Tab. 4.2: Normalkräfte im EG für eine elastische Lagerung der Federsteifigkeit für $h = 3,5$ m

Achse	pro Geschoss [kN]	Stützengewicht [kN]	Gesamtkraft [kN]
E4	-275	-22	-4455
F4	-97	-22	-1787
E5	-327	-22	-5235
F5	-110	-22	-1976
F6	-42	-22	-960

4.1.2.2 Federsteifigkeit über die Gesamthöhe

In der Realität gibt es beim Betonieren der oberen Geschosse bereits einen stets wachsenden Rohbau, weshalb die Höhe bei der Ermittlung der Federsteifigkeit erhöht wird. Tabelle 4.3 zeigt die Ergebnisse für den Extremfall der letzten Geschossdecke, wenn die Federsteifigkeiten mit einer Höhe von 52,5 m berechnet werden.

Tab. 4.3: Normalkräfte im EG für eine elastische Lagerung der Federsteifigkeit für $h = 52,5$ m

Achse	pro Geschoss [kN]	Stützengewicht [kN]	Gesamtkraft [kN]
E4	-259	-22	-4214
F4	-104	-22	-1892
E5	-307	-22	-4932
F6	-116	-22	-2064
F6	-42	-22	-953

4.1.3 Interpretation der 2D-Modellierungsansätze

In Abbildung 4.3a sind die Normalkräfte der Stützen für den Schnitt A-A und in Abbildung 4.3b für den Schnitt B-B abgebildet.

Es ist deutlich erkennbar, dass alle Ergebnisse, bis auf die Berechnung mit der verringerten Federsteifigkeit ähnliche Ergebnisse liefern. Der Grund dafür ist, dass die berechneten Steifigkeiten sehr hoch sind. Dies entspricht nahezu einer starren Lagerung. Die berechneten Federsteifigkeiten stellen Extremwerte dar. Wird für jedes Geschoss die Federsteifigkeit einzeln berechnet, so erhält man einen Wert, welcher zwischen den Ergebnissen bei einer Berechnung der Federsteifigkeit mit einer Höhe von 3,5 m und 52,5 m liegt. Im Anhang A werden die Auswirkungen der Federsteifigkeiten auf das Tragverhalten genauer erläutert.

Um die Ergebnisse der 2D-Berechnung im Bezug auf die realitätsnahe Berechnung zu interpretieren, werden diese mit der 3D-Berechnung nach LAGGNER ET AL. [8] verglichen. Dabei werden die Bauphasen (BP) und Kriechen und Schwinden (K + S) berücksichtigt. Der Einfluss des Kerns auf die Berechnung der Schnittgrößen ist deutlich zu sehen. Stützen, welche vom Kern weiter entfernt sind, wie die Stütze E1 und E6, weisen unabhängig von der Art der Modellierung nur eine geringe Differenz auf. Jedoch treten bei den Stützen E2, E3 und E4, jene Stützen die dem Kern nahe sind, Differenzen von bis zu 2000 kN, abhängig vom gewählten Modellierungsansatz, auf.

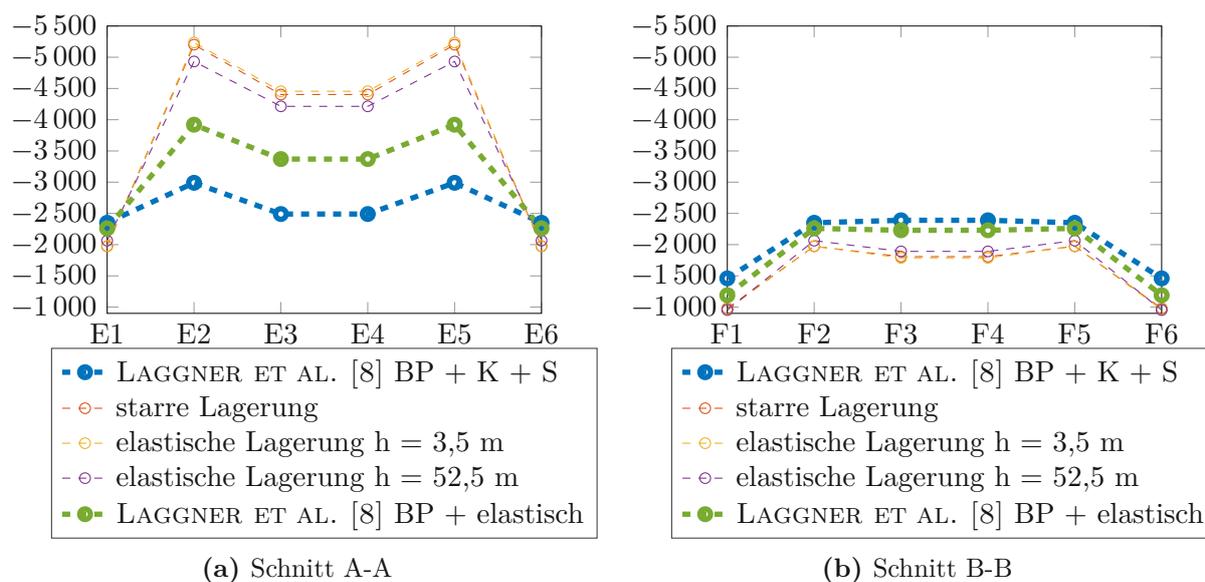


Abb. 4.3: Stützenkräfte entlang der Schnitte A-A und B-B

4.1.4 Interpretation und Ausblick

Wie in Abbildung 4.3 zu sehen ist, sind die Ergebnisse der zweidimensionalen Berechnung weit entfernt von den Ergebnissen der dreidimensionalen. Aufgrund der realitätsnahen Modellierung des 3D-Modells unter Berücksichtigung der Bauphasen und der viskoelastischen Effekte ist davon auszugehen, dass die realen Stützenkräfte zwischen den beiden 3D-Berechnungsmethoden liegen. Viskoelastische Effekte aufgrund der Materialeigenschaften von Beton sind zeitabhängig. Dadurch stellt sich die Frage, ob die Berechnung der Stützenkräfte mithilfe dieser Effekte als sinnvoll erscheint, da beim Bau von Hochhäusern die einzelnen Stockwerke innerhalb von Tagen entstehen und gleichzeitig werden die darunterliegenden Stockwerke ausgebaut. Somit können Stützenkräfte während der Bauphase unterschätzt werden.

Die zweidimensionale Modellierung wird in dieser Arbeit nicht weiter untersucht, da diese aufgrund der Rechenleistung heutzutage nicht mehr Stand der Technik ist. Jedoch für eine Vordimensionierung, eine kurze überschlägige Berechnung oder zur Ermittlung der Deckenverformungen im Zustand II [7] ist eine Berechnung mit 2D-Modellen geeignet, da aufgrund der einfachen und schnellen Modellierung Stützenkräfte abgeschätzt werden können. In den nächsten Unterkapiteln wird aus diesem Grund die Lastabtragung des Gebäudes als dreidimensionales Modell genauer untersucht.

4.2 3D-Berechnungsmodell

Bauwerke werden für die statische Berechnung als ein gesamtes 3D-Modell abgebildet. Werden bei der Ermittlung der Schnittgrößen keine Bauphasen berücksichtigt, spricht man von einem Eingussmodell oder Eingussystem.

Im Berechnungsmodell, das in Abbildung 4.1 dargestellt ist, werden die Stützen gelenkig an die Decke angeschlossen und der Kern wird aufgrund der hohen Steifigkeit biegesteif modelliert.

4.2.1 Eingussmodell

Die Ergebnisse der Berechnung für das Eingussmodell ohne Berücksichtigung von Bauzuständen und mit einer starren Lagerung sind in der Tabelle 4.4 zusammengefasst. Diese Ergebnisse werden mit LAGNER ET AL. [9] verglichen, um die Ergebnisse des eigenen Modells zu verifizieren.

Tab. 4.4: Normalkräfte im EG beim Eingussmodell mit starrer Lagerung

Achse	Stützenkraft [kN]	Ergebnisse [9]
E4	-3227	-3230
F4	-2175	-2180
E5	-3950	-3950
F5	-2242	-2240
F6	-1063	-1070

4.2.2 Bauphasen

Da in der Realität das Gebäude geschossweise gebaut wird und dadurch Bauteile nicht sofort die volle Belastung erfahren, ist es von Vorteil, die verschiedenen Bauphasen des Gebäudes zu untersuchen. Stark belastete Stützen stauchen sich im Vergleich zu weniger stark belasteten Stützen mehr, weshalb es zu einer nicht unerheblichen Umlagerung der Schnittgrößen aufgrund der hohen statischen Unbestimmtheit von Gebäuden kommt.

Im Berechnungsprogramm können die Bauzustände mit einem Zusatzmodul berücksichtigt werden. Bei der Berücksichtigung von Bauphasen werden Verformungen zwischen Bauzuständen ausgeglichen. In der ersten Bauphase wird die Bodenplatte aktiviert. Anschließend wird der Kern zweigeschossig und die Stützen werden eingeschossig gebaut.

Die dritte Bauphase ist die Herstellung der Stahlbetondecke. Anschließend werden der Kern und die Stützen um ein Geschoss aufgestockt. Diese Reihenfolge wird für alle Stockwerke weitergeführt. Das Ergebnis dieser Berechnung sind umhüllende Schnittgrößen für die Stützen, welche in der Tabelle 4.5 zu sehen sind.

Tab. 4.5: Normalkräfte im EG beim Bauphasenmodell mit starrer Lagerung

Achse	Normalkraft [kN]	Ergebnisse [9]
E4	-3578	-3570
F4	-2064	-2070
E5	-4376	-4370
F5	-2174	-2170
F6	-1008	-1010

4.2.3 Berechnung der Bodensteifigkeit mittels Steifemodulverfahren

Der Boden unter der Gründungsfläche setzt sich in der Regel immer, weshalb die starre Lagerung der Bodenplatte nicht zu realitätsnahen Ergebnissen führen kann, da es dadurch zu keinen Setzungen der Bodenplatte kommt. Aus diesem Grund wird mithilfe eines Zusatzprogramms die nicht konstante Bettung der Bodenplatte mithilfe des Steifemodulverfahrens für einen Steifemodul

$E_s = 75 \text{ MN/m}^2$ berechnet. Die Boussinesq-Lösung ist die Grundlage für dieses iterative Verfahren, bei dem die Setzungen der Lager in Einklang mit den Setzungen des Untergrunds gebracht werden [1]. Die Ergebnisse dieser Berechnungen für das beschriebene Modell sind in der Tabelle 4.6 angesprochen.

Tab. 4.6: Normalkräfte im EG mit Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion

Achse	Eingussmodell [kN]	Einguss [kN] [9]
E4	-3403	-3401
F4	-2192	-2209
E5	-4069	-4056
F5	-2266	-2267
F6	-1084	-1092

4.2.4 Bodensteifigkeiten mit konstanter Bettung

Für Hochhäuser gibt es in der Regel ein geotechnisches Gutachten, in dem der Geotechniker eine Bettung für die Bodenplatte angibt. In der nachfolgenden Tabelle 4.7 sind die Ergebnisse für eine konstante Bettung über die gesamte Gründungsfläche dargestellt.

Tab. 4.7: Normalkräfte im EG mit konstanter Bettung der Bodenplatte

Stützennummer	Eingussmodell [kN]	Bauphasen [kN]
E4	-3340	-3642
F4	-2161	-2053
E5	-4041	-4401
F5	-2231	-2144
F6	-1042	-1000

4.2.5 Variation der Bodensteifigkeit

Bei den zuvor erwähnten Gutachten werden jedoch nicht nur die Bodensteifigkeiten der einzelnen Bodenschichten angegeben, meistens werden Ober- und Untergrenzen für die Bettung der Bodenplatte festgelegt.

Wie auch in [18] beschrieben, kommt der Bauwerk-Bodeninteraktion große Bedeutung zu und es sollten die Ober- und Untergrenzen geprüft werden. Daraus lässt sich schließen, dass es möglich ist, dass ein Bereich der Bodenplatte eine höhere Bettung aufweist als die restliche.

Um die Auswirkungen der Bodensteifigkeit zu veranschaulichen, wird das Fundament unterschiedlich gebettet. Um die Ergebnisse dieser Berechnung in Relation zu den Ergebnissen nach LAGNER ET AL. [9] zu setzen, wird mithilfe der Software DC Setzung ein Bettungsmodul mithilfe des gegebenen Steifemoduls ermittelt. Somit wird der Nordteil der Bodenplatte mit 10000 kN/m^3 und der Südteil mit 20000 kN/m^3 gebettet. Die daraus erhaltenen Schnittgrößen entlang der Schnitte A-A und B-B sind in der Tabelle 4.8 gegeben.

Tab. 4.8: Normalkräfte im EG bei unterschiedlichen Bettungsmodulen

Achse	Eingussmodell [kN]	Bauphasen [kN]
E1	-2213	-2137
E2	-4044	-4423
E3	-3381	-3663
E4	-3320	-3633
E5	-4030	-4419
E6	-2243	-2149
F1	-1031	-996
F2	-2235	-2166
F3	-2187	-2064
F4	-2146	-2024
F5	-2223	-2141
F6	-1048	-1002

4.2.6 Variation der Bauteilsteifigkeiten

Die Steifigkeit von Bauteilen setzt sich zusammen aus EA , GA , GI_T und EI . Während die Querschnittsabmessungen A , das Trägheitsmoment I und das Torsionsträgheitsmoment I_T feste Parameter sind, ist es möglich den E-Modul E und den Schubmodul G zu ändern.

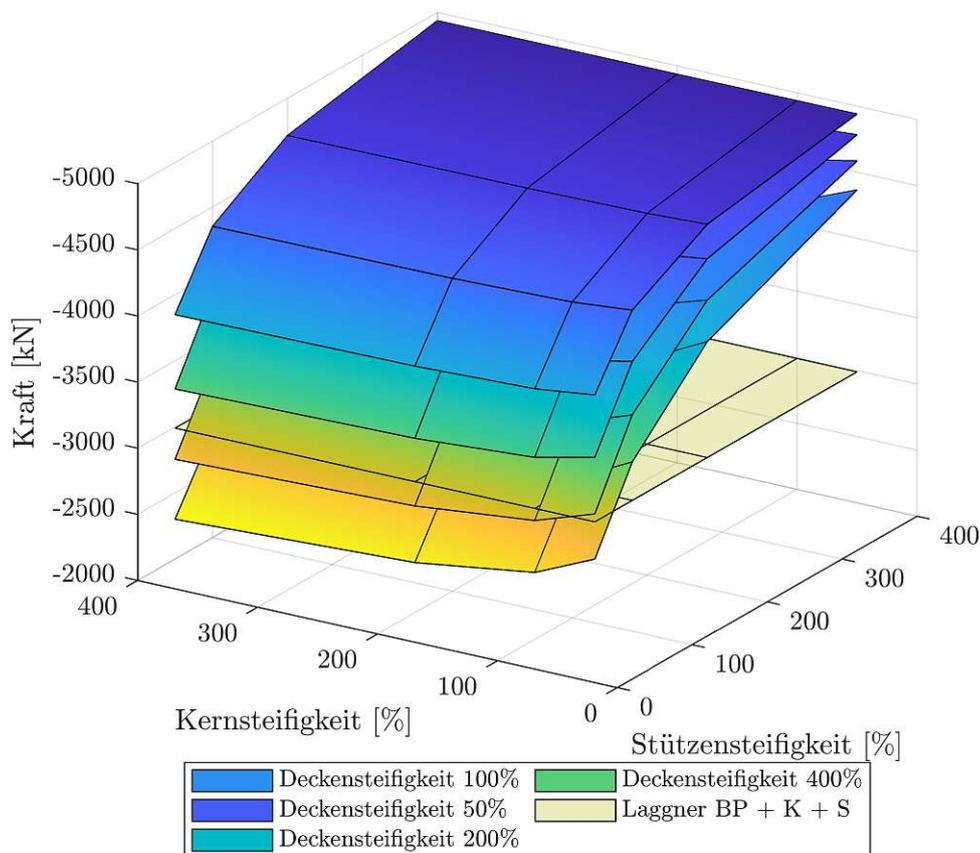


Abb. 4.4: Achse E2

Dies kann von Vorteil sein, um Risse in der Decke zu berücksichtigen, die die Steifigkeit reduzieren, oder eine Erhöhung der Kernwände, da diese mehr Kräfte aufgrund der erhöhten Steifigkeit anziehen [9].

Für die Berechnungen wurde der laut Norm zu berücksichtigende Elastizitätsmodul der Stützen, Kernwände und Decken um 50%, 100%, 200% bzw. 400% verringert bzw. erhöht. Bei konstant gehaltener Querdehnzahl $\nu = 0,2$ verändert sich auch der Schubmodul. In Abbildung 4.4 ist die Variation der Bauteilsteifigkeiten für die Stütze E2 dargestellt. Diese werden mit den Ergebnissen einer viskoelastischen Untersuchung mit Berücksichtigung der Boden-Bauwerkinteraktion und Bauphasen nach LAGGNER ET AL. [8] verglichen.

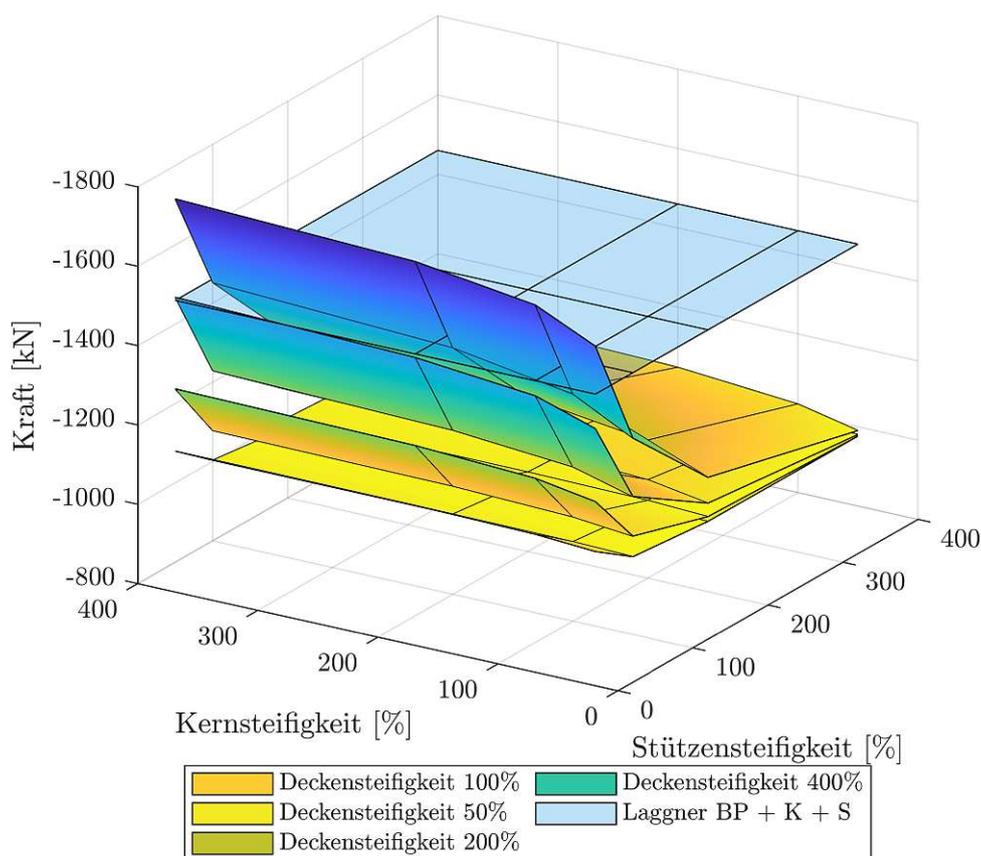


Abb. 4.5: Achse F1

Um die Auswirkungen bei Veränderung einer Bauteilsteifigkeit besser beurteilen zu können, sind in den Abbildungen 4.6, 4.7 und 4.8 die Normalkräfte abgebildet.

Die Auswirkungen der Variation der Außenstützen ist sehr gering. Dies ist der Tatsache geschuldet, dass die Stützen entlang der Achse F nur die Hälfte der Einflussfläche besitzen im Vergleich zu den Stützen in der Achse E. In Abbildung 4.6b führt eine Erhöhung bzw. Verringerung zu kaum nennenswerten Änderungen bei den Schnittgrößen, während entlang der Achse E die Schnittgrößen aufgrund der Änderung der Bauteilsteifigkeit stark variieren. Je höher die Kernsteifigkeit desto geringer wird die Druckkraft in den Stützen. Besonders stark ist dieser Effekt bei den Stützen, welche nah dem Kern sind, da mit der höheren Steifigkeit mehr Kräfte angezogen werden.

Bei Erhöhung der Steifigkeit in den Stützen werden die Kräfte für die Stützen entlang der Achse E größer, wie die Abbildung 4.7a zeigt. Grund dafür ist offensichtlich die Steifigkeit, welche dafür sorgt, dass die Stützen mehr Kräfte anziehen. Da die Mittelstütze die größte Einflussfläche

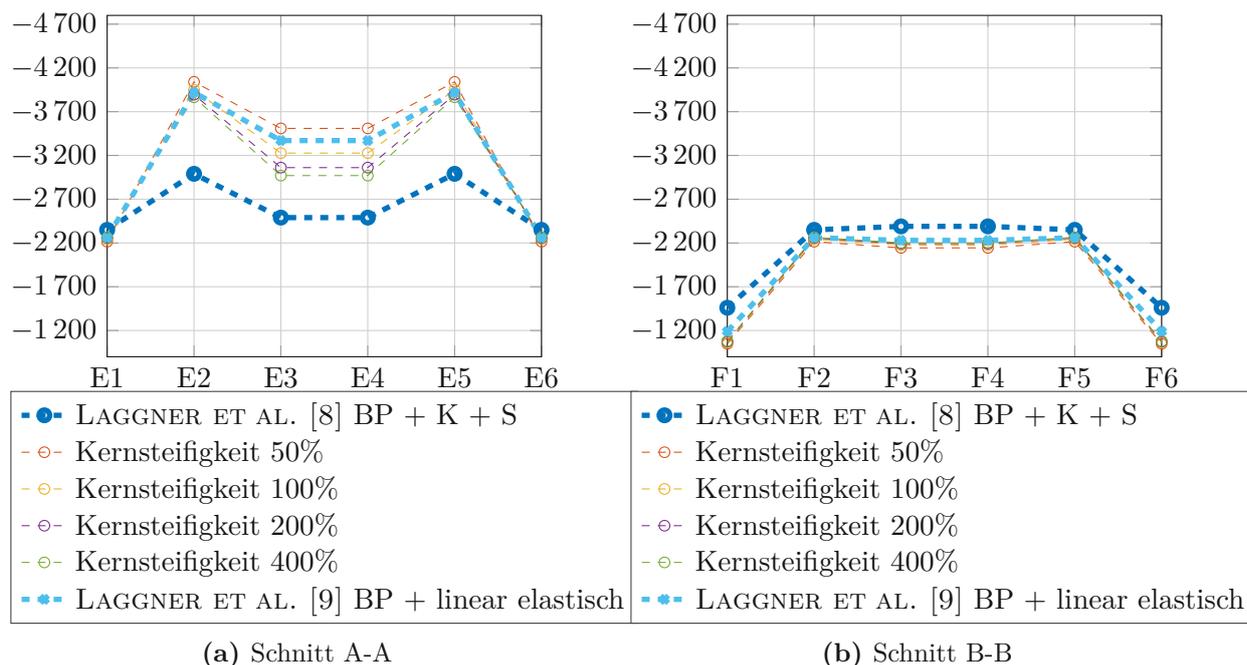


Abb. 4.6: Variation der Kernsteifigkeit entlang der Schnitte

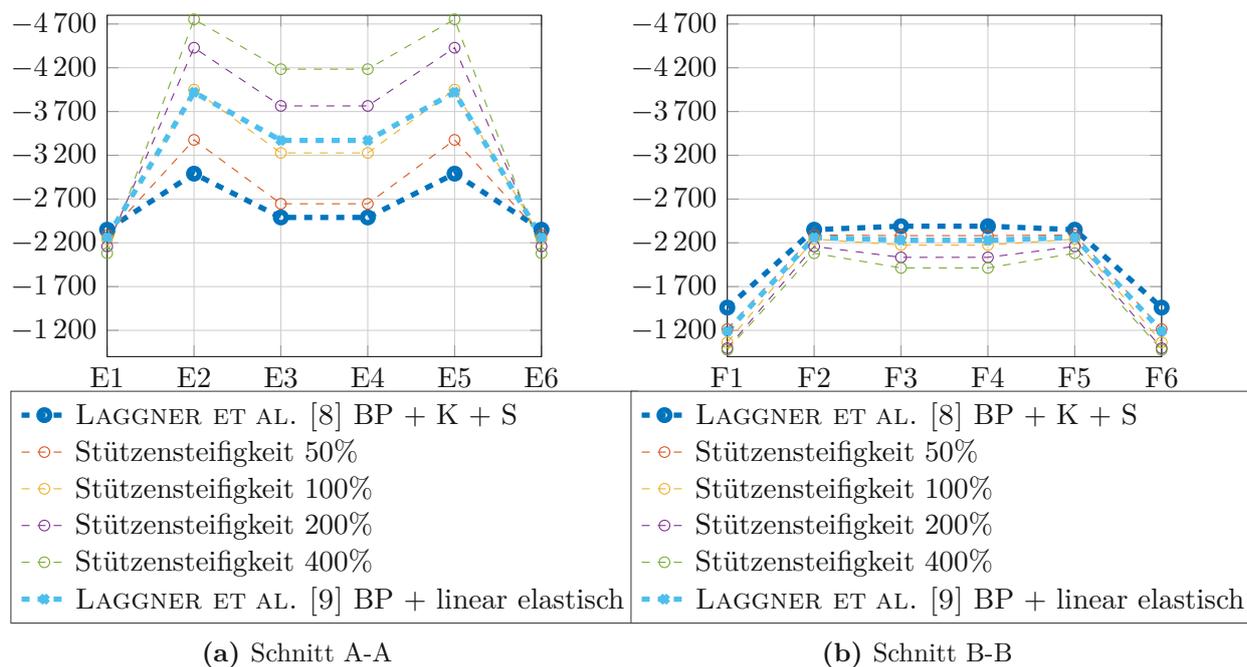


Abb. 4.7: Variation der Stützensteifigkeit entlang der Schnitte

hat, zieht diese auch die Kräfte von den Außenstützen an, weshalb diese entlastet werden, wie die Abbildung 4.7b zeigt. Eine Erhöhung der Steifigkeit der Stützen über 100% führt zu sehr unrealistischen Ergebnissen.

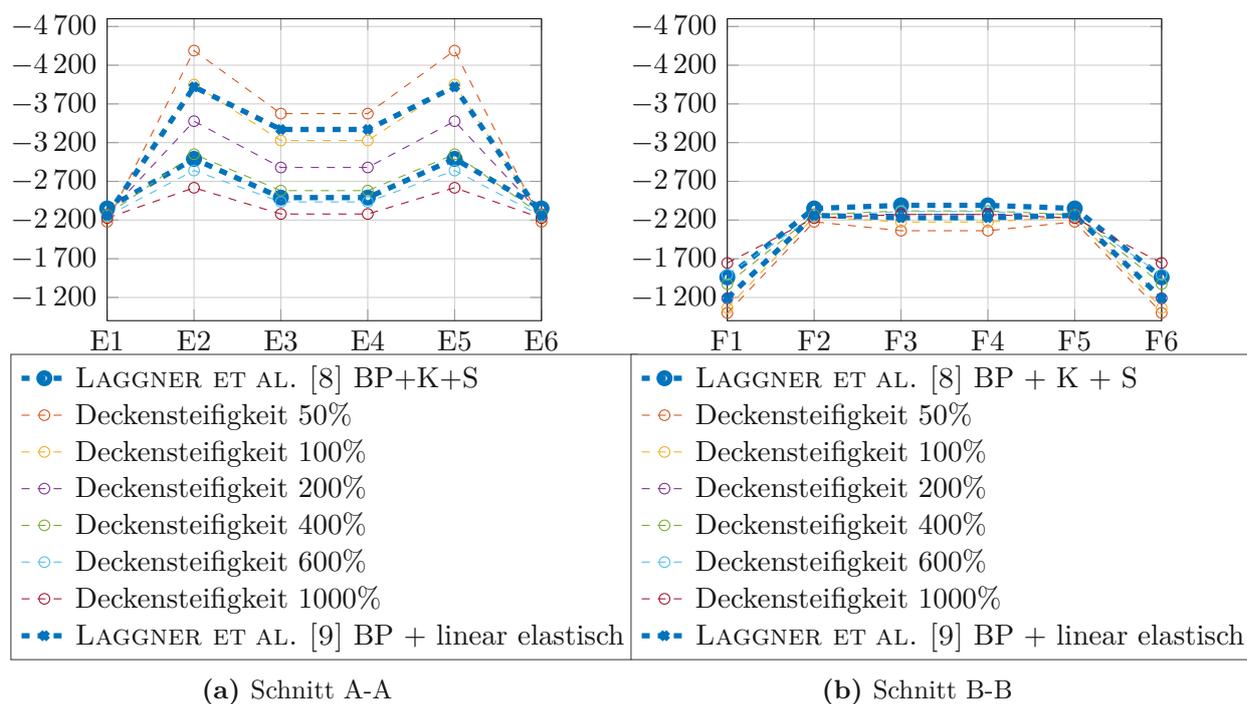


Abb. 4.8: Variation der Deckensteifigkeit entlang der Schnitte

Bei der Variation der Deckensteifigkeit ist zu erkennen, dass die Normalkräfte für die inneren und äußeren Stützen mit zunehmender Steifigkeit sinken, da die Decke aufgrund der hohen Steifigkeit wie eine starre Scheibe wirkt und die Stützen gleichmäßig belastet. Dass die Stützen immer gleichmäßig belastet werden, ist in den Steigungen der Verbindungslinie der Normalkräfte in Abbildung 4.8 zu sehen.

4.3 Interpretation der Ergebnisse

In Abbildung 4.9 ist der Unterschied zwischen einer 2D- und 3D-Berechnung deutlich zu erkennen. Der Unterschied der Normalkräfte unter Anwendung von unterschiedlichen Berechnungsmethoden ist bei den Außenstützen eher gering, jedoch gibt es bei den Innenstützen einen erheblichen Unterschied. Grund dafür ist der Einfluss des Kerns bei der Lastabtragung. Die 2D-Berechnungen führen zu einer enormen Überschätzung der Stützenkräfte, da es nicht so einfach möglich ist eine Federsteifigkeit für ein Geschoss zu definieren und die Ergebnisse mit der Geschossanzahl zu multiplizieren.

Innerhalb der 3D-Berechnungen kommt es auch zu Differenzen bei den unterschiedlichen Berechnungsmethoden. Der Kern ist dabei der wichtigste Faktor bei der Ermittlung der Kräfte. Stützen, die sich in der Nähe des Kerns befinden, sollten bei der Bemessung besonders genau betrachtet werden, da hier die größte Gefahr einer Unter- oder Überschätzung der Kräfte ist. Welche Berechnungsmethode jedoch angewendet werden soll, ist immer abhängig vom Aufbau des Gebäudes, da jedes Hochhaus einen eigenen Systemcharakter hat. Dieser Systemcharakter wird in den nachfolgenden Kapiteln bei den beiden Hochhäusern ermittelt und mit den gemessenen Kräften verglichen.

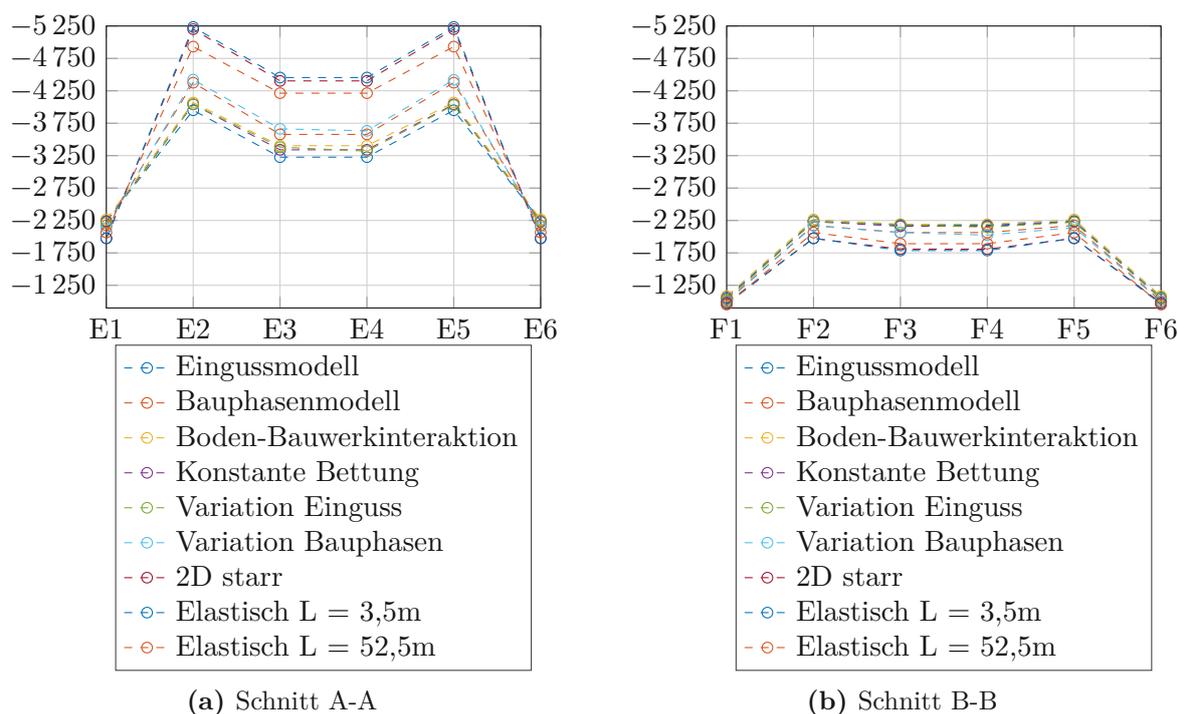


Abb. 4.9: Variation der Deckensteifigkeit entlang der Schnitte

4.4 Innovatives Berechnungsverfahren

Anhand des vorliegenden Beispiels nach LAGGNER ET AL. [9] ist zu sehen, dass die zweidimensionalen Berechnungsmethoden für eine genaue Berechnung nicht mehr Stand der Technik sind.

Durch die Modellierung in 3D nähert sich die Berechnung den realen Kräften der Tragwerke an, jedoch kann es bei fehlerhaften Annahmen der Randbedingungen zu massiven Abweichungen kommen. Diese können sowohl auf der sicheren oder unsicheren Seite liegen. Letzteres kann zu einem Versagen des Bauteils führen, was besonders bei Stützen ein großes Problem im Bezug auf die Standsicherheit des Gebäudes darstellen kann.

Die Analyse der Berechnungsergebnisse von Stützen und Wänden des vorliegenden Gebäudemodells führt zu dem Ergebnis, dass Wände und vor allem Kernwände höhere Lasten übertragen als die Stützen des Gebäudes. Eine Möglichkeit, dieses Tragverhalten in der Gebäudemodellierung zu berücksichtigen, ist die Veränderung der Steifigkeit der einzelnen tragenden Bauteile durch Erhöhung des Elastizitätsmoduls des Betons. Bei gleichbleibender Querdehnzahl $\nu = 0,2$ wird auch der Schubmodul entsprechend verändert.

Es ist somit ausreichend, eine Prozentzahl für jedes tragendes Element vorzugeben, um die Ergebnisse das Tragverhalten des modellierten Gebäudes empirisch anzupassen. Diese Prozentzahlen werden im Folgenden in einem Vektor zusammengefasst, der als Steifigkeitskombinationsvektor ψ_{II} bezeichnet wird. Der Index II kommt aus dem Lateinischen „aedificium praealta“, das bedeutet „sehr hohes Gebäude“.

4.5 Weitere Vorgangsweise

Um einen Steifigkeitskombinationsvektor für zukünftige Projekte zu ermitteln, werden in den nachfolgenden Kapiteln für die beiden Bauprojekte numerische Simulationen mit unterschiedlichen Steifigkeitswerten für Stützen, Wände, Kernwände und Decken durchgeführt.

Dieser Vektor muss jedoch in Kombination mit der Variation der Bodensteifigkeit verwendet werden. Trotz Vorliegen einer Pfahl-Platten-Gründung muss gemäß MÜLLNER ET AL. [16] der Grundriss der Bodenplatte in vier Bereiche eingeteilt werden. Anschließend müssen die oberen und unteren Schranken des Bettungsmoduls vom gegenständlichen Bodengutachten derart variiert werden, dass vier zusätzliche Berechnungsmodelle entstehen. Die Schranken des Bettungsmoduls sind auf sämtliche Gründungselemente wie Pfähle und Schlitzwände entsprechend anzuwenden.

Der Kernbereich des Gebäudes wird dabei nach Ermessung des Tragwerksplaners einem der vier Bereiche zugeordnet. Eine Aufteilung des Kernbereichs in alle vier Bereiche ist aus statischer Sicht nicht zielführend. Statt Verwendung des originalen Gebäudemodells mit konstantem Bettungsmodul ist somit die Auswertung von insgesamt vier Gebäudemodellen erforderlich, um die jeweiligen Extremwerte der Stützen- und Wandbelastungen zu ermitteln.

Abschnitt 4.2.6 zeigt, dass eine höhere Steifigkeit der Decken positiven Einfluss auf den Fehler zwischen Messdaten und Simulationsergebnissen gehabt hätte. Allerdings ist das materialtechnologisch schwer argumentierbar, da die Decken aufgrund der Durchbiegung als gerissene Bauteile gelten. Die Bauteilsteifigkeit für die Decken wird deshalb gemäß MÜLLNER ET AL. [16] trotzdem auf 100% belassen.

Kapitel 5

Quartier Belvedere Central Bauplatz 1 und 2

Die in Kapitel 3 erläuterten Methoden für die Umrechnung der Messdaten in Gebäudekräfte werden mit den Kräften verglichen, die mithilfe der FE-Berechnung ermittelt wurden. Bei der Modellierung wurden die aus Kapitel 4 beschriebenen Modellierungsmöglichkeiten angewandt. Zum Schluss werden die Ergebnisse der Simulation mit jenen Ergebnissen und Annahmen aus Kapitel 4 verglichen.

5.1 Modellbildung

In den nachfolgenden Abschnitten wird das Konzept für die Lastabtragung ausführlich beschrieben. Speziell wird die Gründung des Gebäudes erläutert und dessen Berücksichtigung im Berechnungsmodell. Anschließend werden die horizontalen Lastabtragungselemente erläutert und zum Schluss die Wände und Stützen des Gebäudes.

5.1.1 Gründung

Für dieses Projekt wurde eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung mithilfe von Bohrpfählen gewählt. Die Lasten der Wände werden direkt über die Pfähle in den Untergrund abgeleitet. Mithilfe von Pfahlrosten werden die Lasten der Stützen aufgenommen. Die nachfolgende Abbildung 5.1a zeigt die verwendeten Pfahlrostarten für dieses Bauvorhaben.

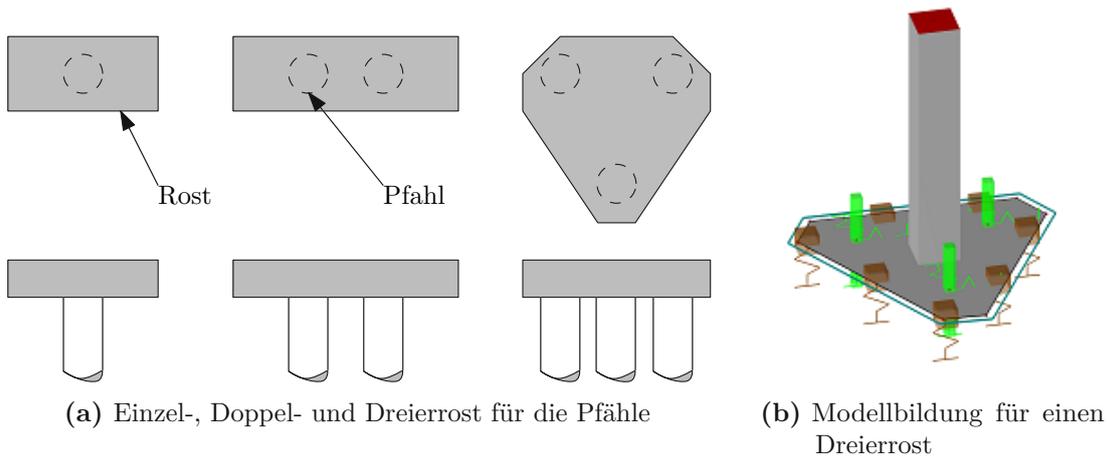


Abb. 5.1: Arten der Bohrpfahlroste und Modellierung im Berechnungsprogramm

Abhängig von der abzuleitenden Last der Stütze und der Anzahl der Stützen nebeneinander wurden entweder Einzel-, Doppel- oder Dreierroste für die Pfähle ausgeführt. Ist der Abstand zwischen zwei Stützen gering, so wurde ein Doppel- oder Dreierrost ausgeführt, um die Herstellungskosten

zu verringern und ebenso die Tragfähigkeit der Pfähle zu erhöhen, da bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Pfähle diese als Pfahlgruppe zu behandeln sind. In der Abbildung 5.1b ist zu sehen, wie ein Dreierrost im Programm modelliert wurde, als Platte mit der entsprechenden Dicke. Der Einfluss der Pfähle ist mithilfe von Knotenlagern mit der Steifigkeit gemäß des geotechnischen Gutachtens berücksichtigt. Mithilfe der Flächenlager wurde der Untergrund, welcher sich unter dem Rost befindet, miteinbezogen.

Im Erdgeschoss werden die Lasten der umlaufenden Arkadenstützen über die Baugrubensicherung abgeleitet. Die Baugrubensicherung wurde für dieses Projekt als aufgelöste Bohrpfahlwand ausgeführt. In der Abbildung 5.2 ist diese Sicherung für den allgemeinen Fall dargestellt.

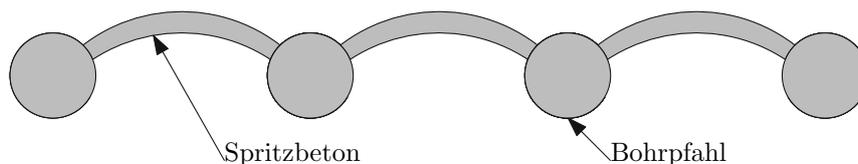


Abb. 5.2: Aufbau einer aufgelösten Bohrpfahlwand

Im Vergleich zu der überschnittenen Bohrpfahlwand, bei der der Abstand der Pfähle kleiner gleich dem Durchmesser entspricht, wodurch eine lückenlose Baugrubensicherung hergestellt wird, ist der Abstand bei einer aufgelösten Bohrpfahlwand größer als der Durchmesser. Die Öffnung, welche dadurch entsteht, wird in der Regel mit Spritzbeton geschlossen. Im Modell wurde der Umstand, dass die Baugrubensicherung als Lastabtragungselement benutzt wird, mithilfe von Flächen- und Knotenlagern berücksichtigt. Unter den Arkadenstützen wurde ebenfalls eine Platte modelliert, in der sich Knotenlager befinden, die die Steifigkeit der Bohrpfähle berücksichtigen. Diese wurde ebenfalls aus dem geotechnischen Gutachten entnommen.

5.1.2 Decken

Die Decken haben in den Untergeschossen eine Dicke von 0,30 m bzw. 0,35 m. In den Obergeschossen beträgt die Deckenstärke 0,28 m. Die Betongüte ist bei allen Decken mit C 30/37 gleich. Eine Decke inklusive der Öffnungen eines Regelgeschosses ist in der Abbildung 5.3 dargestellt.

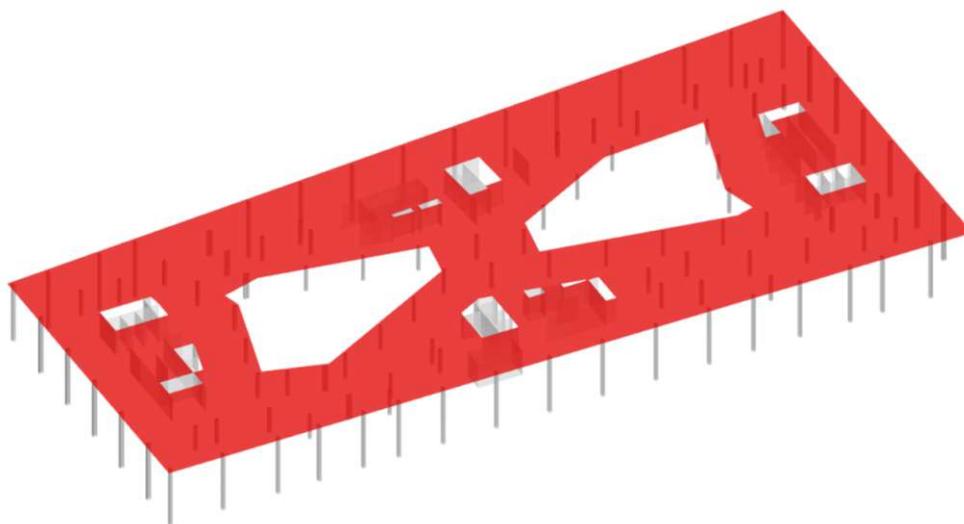


Abb. 5.3: Decke eines Regelgeschosses

Die kleineren Durchbrüche in Abbildung 5.3 dienen für das Treppenhaus, den Lift und Leitungen wie beispielsweise Strom, Wasser und Abwasser. Im Berechnungsprogramm wurden die Decken als Platten modelliert. Eine wesentliche Grundeinstellung für die Plattenberechnung ist die dahinterliegende Theorie. Für die Berechnung von Platten ist die Verwendung der Theorie nach Reissner-Mindlin und Kirchhoff möglich. Bei dünnen Platten liefern beide Theorien annähernd dieselben Ergebnisse. Der wesentliche Unterschied zwischen diesen Theorien liegt in der Berücksichtigung der Plattendicke. Die Schubstarre Plattentheorie nach Kirchhoff liefert für dünne Platten eine ausreichend gute Näherung, da in diesem Fall die Biegebeanspruchung maßgebend ist. Mit zunehmender Dicke ist das Vernachlässigen der Schubverformungen nicht mehr möglich, weshalb die Theorie nach Reissner-Mindlin zur Anwendung kommt.

Ab wann eine Platte dick oder dünn ist, ist abhängig vom Höhen- zu Längenverhältnis [1]. Dabei wird unterschieden zwischen Membrantragwirkung, dünnen Platten und dicken Platten. Bei Ersterem muss das Verhältnis kleiner als 0,02 sein. Liegt das Verhältnis zwischen 0,1 bis 0,2 ist somit der Definitionsbereich der dicken Platte erreicht. Die dünne Platte liegt zwischen den Definitionen der Membrantragwirkung und der dicken Platte. Bei diesem Projekt wurden alle Platten nach der Plattentheorie nach Reissner-Mindlin berechnet, um den Berechnungsfehler möglichst gering zu halten.

5.1.3 Wände und Stützen

Die vertikale Lastabtragung erfolgt über die Kernwände und Stützen. Diese Bauteile wurden ebenfalls in der Betongüte C 30/37 ausgeführt. Der Querschnitt und die Längen der Stützen, sowie die Wanddicken und Wandlängen können aus dem dazugehörigen Schalplan entnommen werden. Die Positionen der Stützen und Kernwände in dem Berechnungsmodell ist in den Abbildungen 5.4a und 5.4b ersichtlich.

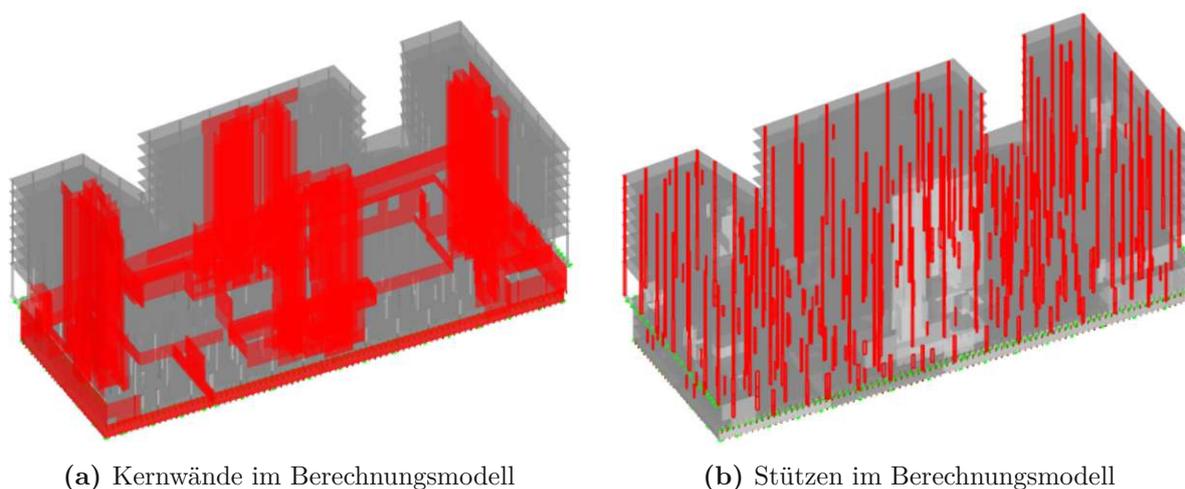


Abb. 5.4: Bauteile für die vertikale Lastabtragung

Mithilfe der Kerne werden neben den vertikalen auch die horizontalen Lasten, wie zum Beispiel Windkräfte oder Belastungen aufgrund von Erdbeben, abgeleitet. Aufgrund der Bauteiltrennung der vier Türme besitzt jeder einen eigenen Kern, um die erwähnten Belastungen ableiten zu können. Für die Modellbildung im Berechnungsprogramm sind die Wände als Scheiben zu betrachten. In der nachfolgenden Abbildung 5.5 ist verdeutlicht, welche Elemente als Scheibe bzw. Platte zu definieren sind.

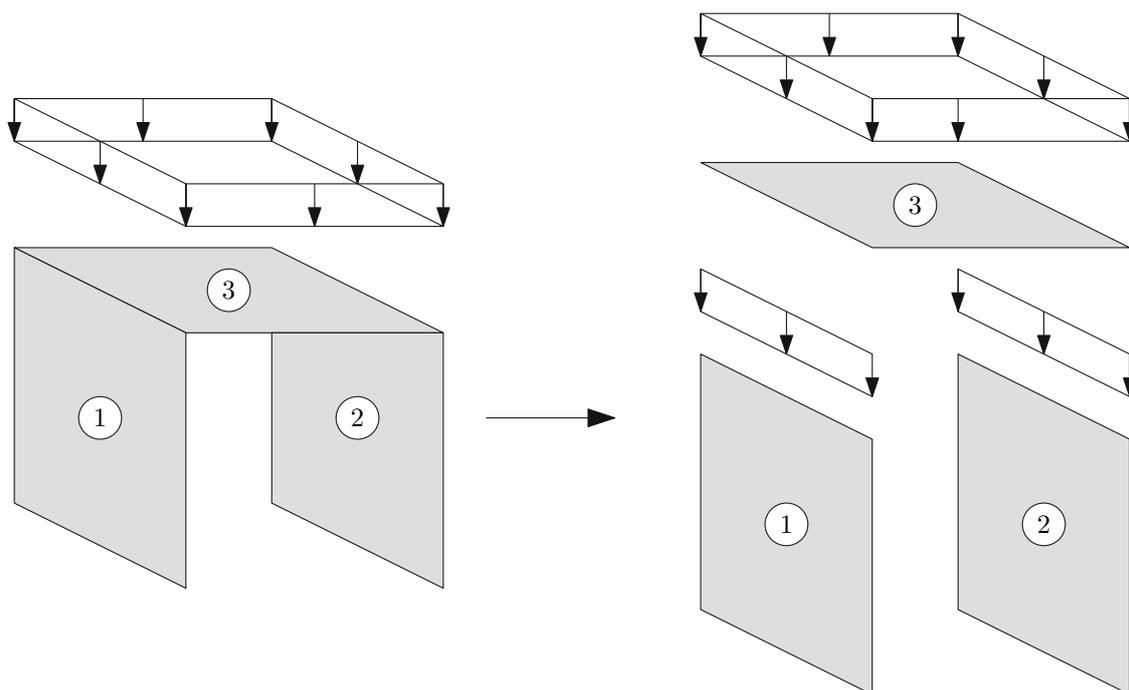


Abb. 5.5: Unterschied zwischen einer Platte und Scheibe

Zu sehen ist eine Decke ③ mit einer Flächenlast, welche auf zwei Wänden ① und ② aufliegt. Bei Betrachtung der einzelnen Bauteile ist ersichtlich, wodurch die Unterscheidung zwischen einer Platte und Scheibe entsteht. Bei den Platten ist die Belastung in Dickenrichtung, während die Belastung bei den Scheiben in der Scheibenebene wirkt.

5.2 Anwendung der innovativen Berechnungsmethode

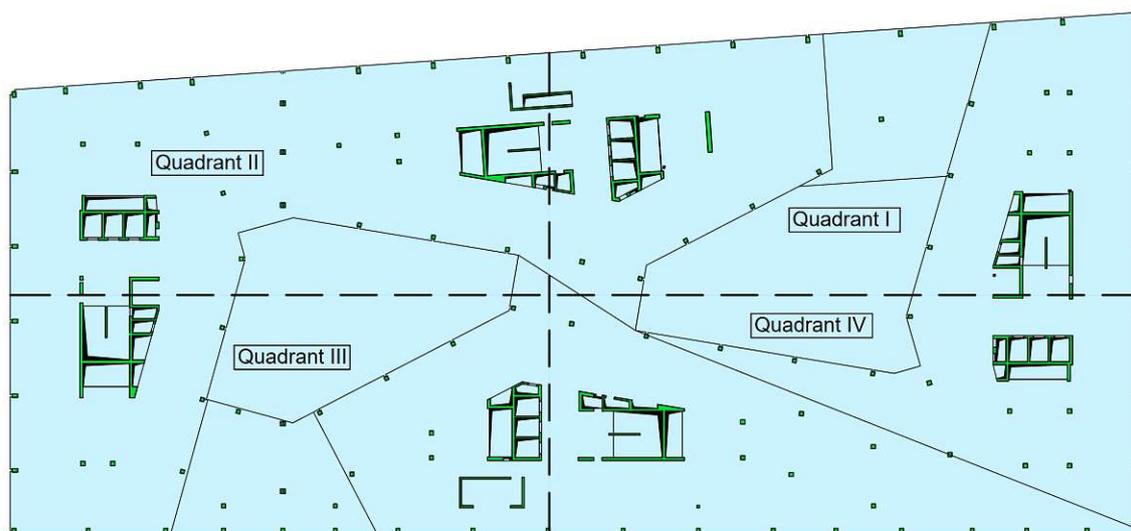


Abb. 5.6: Einteilung der Quadranten für die Kipprichtungen

Die Methode wird anhand des Gebäudes QBC genauer erläutert. Die Bauwerks-Bodeninteraktion wird mit unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten der Bodenplatte berücksichtigt und wird dafür in 4 Quadranten geteilt. In der Abbildung 5.6 ist die Einteilung der Quadranten für die Simulation zu sehen.

Anschließend werden die Steifigkeiten laut dem Bodengutachten angesetzt. Wird beispielsweise eine Kipprichtung nach Westen untersucht, so wird im Quadranten II und III das Minimum der Steifigkeiten für die Pfähle und Bodenplatte angesetzt. Im Gegensatz dazu wird die maximale Steifigkeit in den Quadranten I und IV verwendet. Das hat zur Folge, dass das Gebäude Richtung Westen kippt. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Schnittgrößen für alle vier Kipprichtungen für zwei repräsentative Stützen berechnet.

Zusätzlich wird der Elastizitätsmodul der Bauteile variiert, um die Effekte aufgrund einer höheren Steifigkeit, wie beispielsweise der Kernwände, zu berücksichtigen. Deshalb wird die Steifigkeit der Kernwände von 50 % bis 400 % und die der Stützen von 50 % bis 200 % variiert. Anschließend werden die Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der ausgewerteten Messdaten verglichen. Somit ergeben sich je Kipprichtung 10 Simulationen.

Wie sich die Schnittgrößen in Abhängigkeit der Kipprichtung und der Steifigkeit der Kernwände ändert, ist in Abbildung 5.7a für den Sensor 1.5 und in Abbildung 5.7b für den Sensor 1.6 zu sehen.

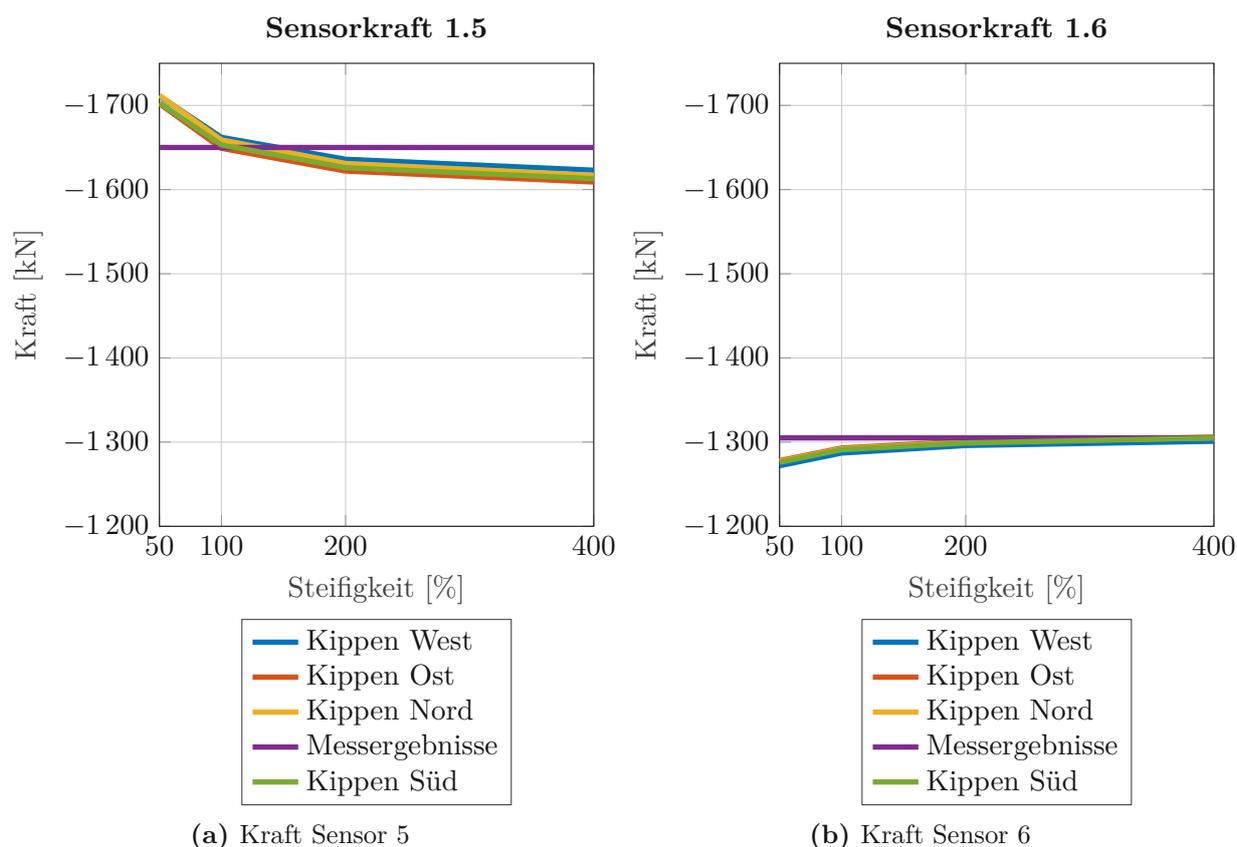


Abb. 5.7: Ergebnisse der Rückrechnung

Alle 4 Kurven liefern annähernd dasselbe Ergebnis und liegen im Bereich von ± 50 kN um das Messergebnis. Das Gebäude ist mit einer Gesamthöhe von ca. 38 m und nur 10 Obergeschossen relativ gering, wodurch sich ein Fehler oder eine Änderung der Modellierung kaum auf die

Schnittgrößenermittlung auswirkt. Weiters ist die Geometrie des Gebäudes mit 4 Kernen und Stützen nicht komplex und strukturiert aufgebaut, weshalb der Einfluss des Kerns auf die Stützenkräfte relativ gering ist.

In den nachfolgenden Abbildung 5.8a und 5.8b sind die Änderungen der Schnittgrößen bei Variation der Kernsteifigkeit für unterschiedliche Stützensteifigkeiten zu sehen. Die Ergebnisse dieser Berechnung basieren auf den Ergebnissen der FE-Berechnung für die Kipprichtung nach Westen. Zusätzlich wurde die Annahme getroffen, dass bei einer Stützensteifigkeit von 200 % die Wandsteifigkeit nicht darunterliegen kann. Diese Annahme beruht darauf, dass die Steifigkeit des Kerns in der Realität höher ist als bei anderen Bauteilen.

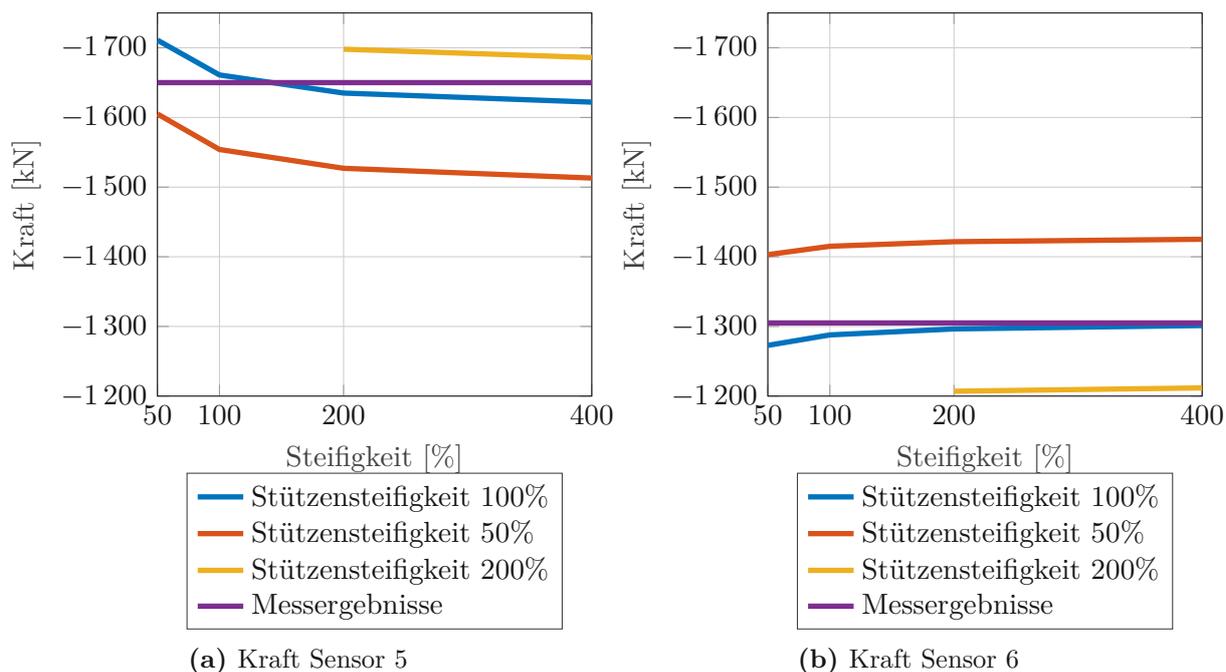


Abb. 5.8: Ergebnisse der Rückrechnung

Ähnlich zu den Ergebnissen der Abbildung 4.7 aus Kapitel 4 ist zu erkennen, dass eine Erhöhung der Stützenkräfte nicht realitätsnahe Ergebnisse liefert. Die Stützensteifigkeit von 100 % ist den Messergebnissen am nächsten. Jedoch ist es nicht möglich, eine bestimmte Steifigkeit der Wände zu bestimmen, da die Differenz der Grenzen der ermittelten Schnittgrößen gering ist. Besonders gut ist dies in Abbildung 5.8b zu sehen. Die Wandsteifigkeit kann von 50 % bis 400 % variiert werden und die maximale Abweichung beträgt ca. 20 kN.

5.3 Bauzustände

Zur besseren Bewertung der erhaltenen Ergebnisse aus Unterkapitel 5.2 werden die Schnittgrößen mithilfe der Bauphasen berechnet, unter Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit der Kerne. Aus diesem Grund wird der Elastizitätsmodul der Wände für die Berechnung verdoppelt. In der ersten Bauphase wird die Bodenplatte hergestellt, wie in der Abbildung 5.9a zu sehen ist. Anschließend wächst das Gebäude geschossweise bis zum obersten Geschoss. Diese Phasen sind in den Abbildungen 5.9b, 5.9c und 5.9d dargestellt. Bei letzterem handelt es sich um das erste Regelgeschoss, um welches das Gebäude pro Phase weiter wächst.

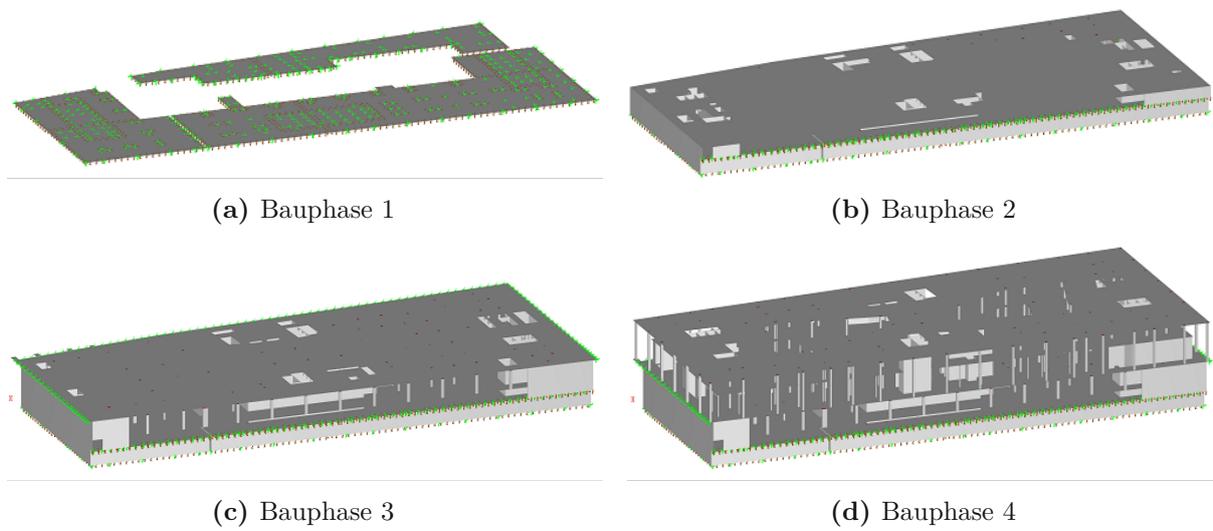


Abb. 5.9: Bauphasen bis zum Regelgeschoss von QBC

In den Abbildungen 5.10a und 5.10b sind die Ergebnisse dieser Berechnung für die Sensoren 1.5 und 1.6 abgebildet. Diese werden mit den Ergebnissen aus den Abbildungen 5.8a und 5.8b verglichen. Entlang der Abszisse werden die Wandsteifigkeiten für eine bestimmte Stützensteifigkeit variiert.

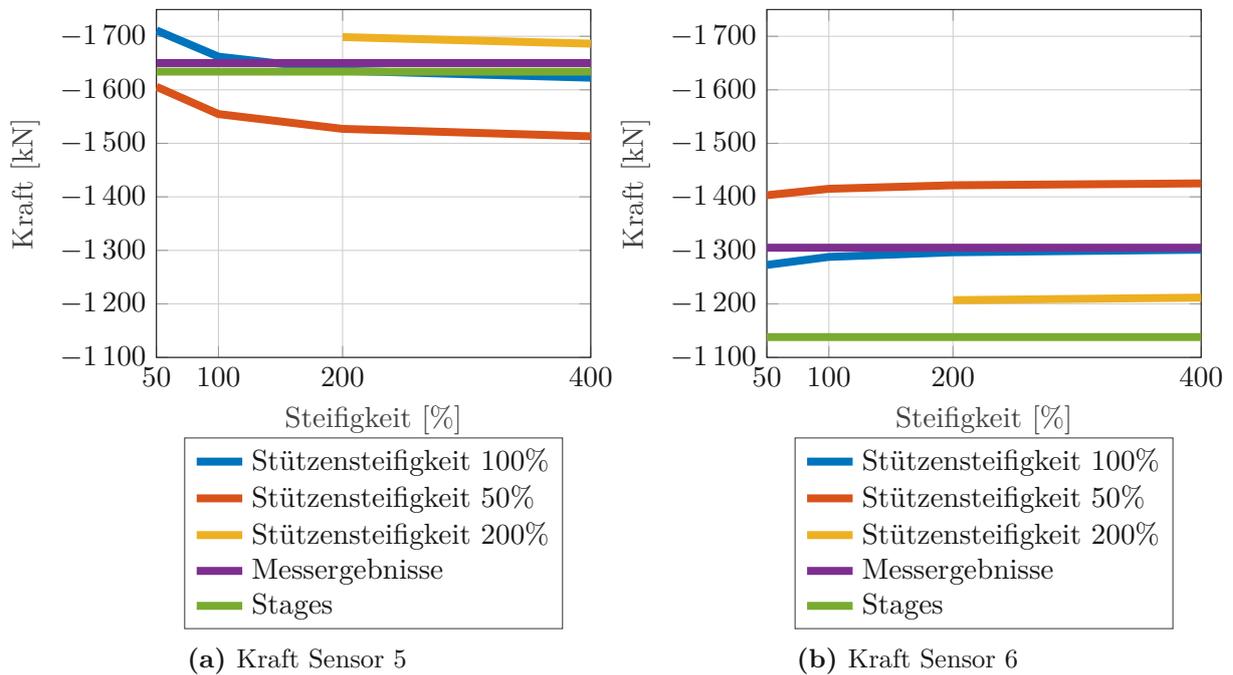


Abb. 5.10: Ergebnisse der Berechnung unter Berücksichtigung der Bauphasen

Die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Bauphasen liegen wie erwartet nahe dem Messergebnis. Der Schnittpunkt bei einer Wandsteifigkeit von 200% von der Berechnung unter Berücksichtigung der Bauphasen und der Ergebnisse bei einer Stützensteifigkeit von 100% zeigt, dass die Bauphasen ähnliche Ergebnisse liefern wie eine Vorgabe einer Kipprichtung.

5.4 Setzungen

In der Abbildung 5.11 sind die Messergebnisse der Setzungsmessungen der eingebauten Sensoren im Untergeschoss abgebildet.

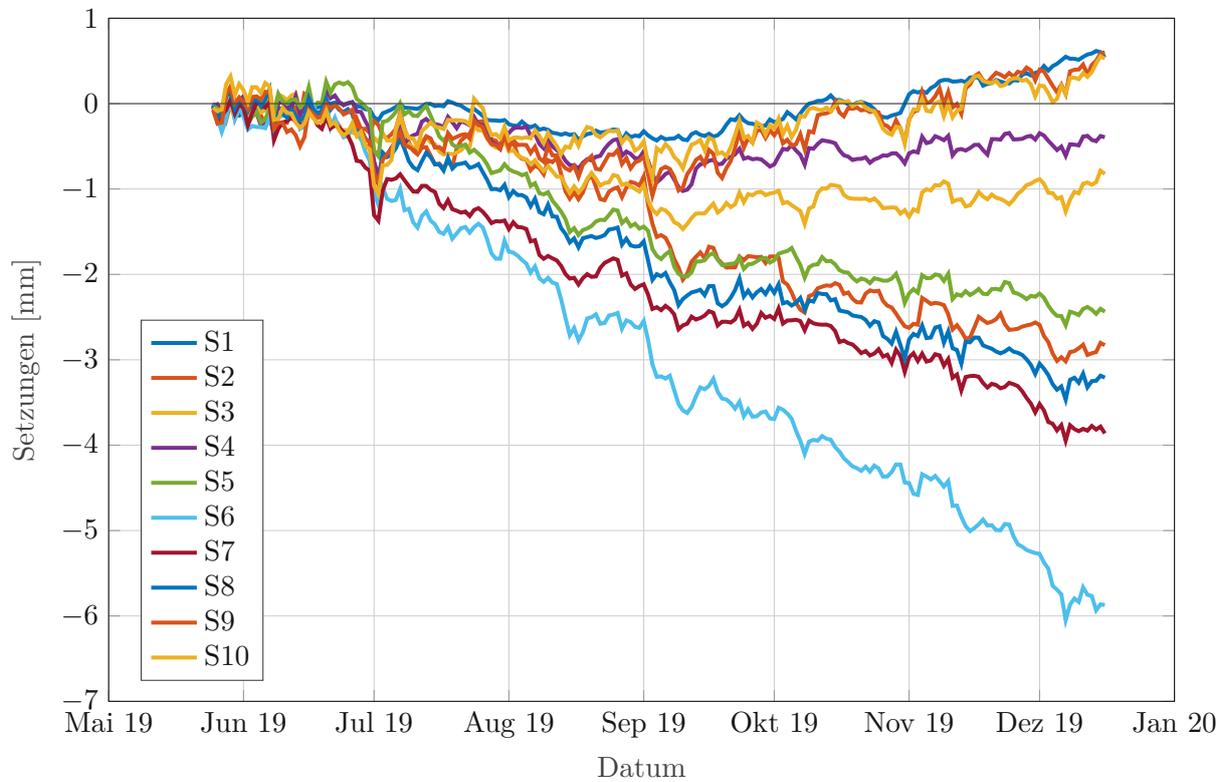


Abb. 5.11: Setzungen QBC

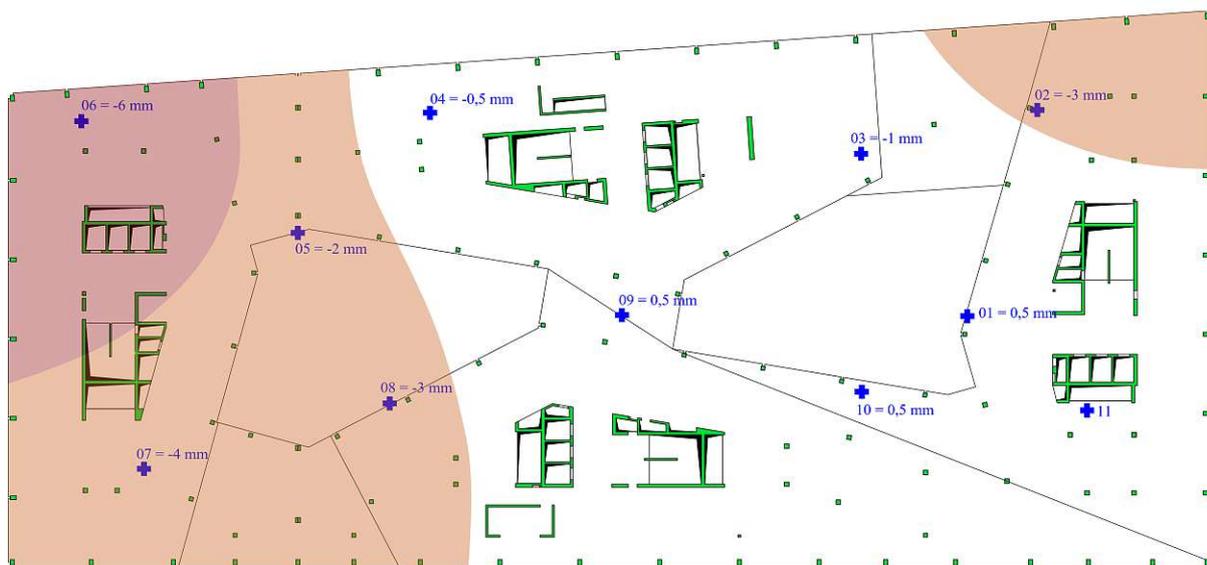
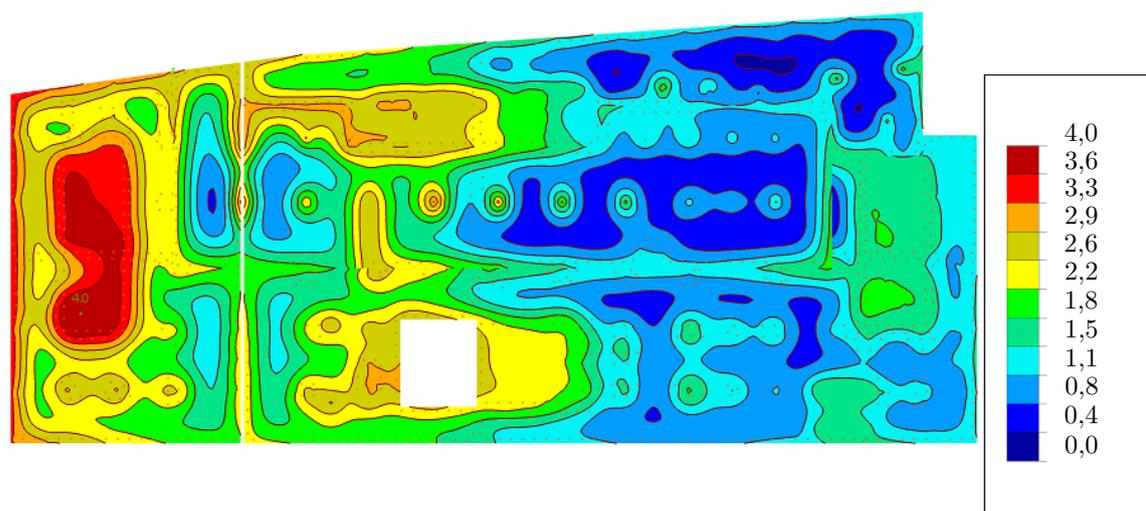
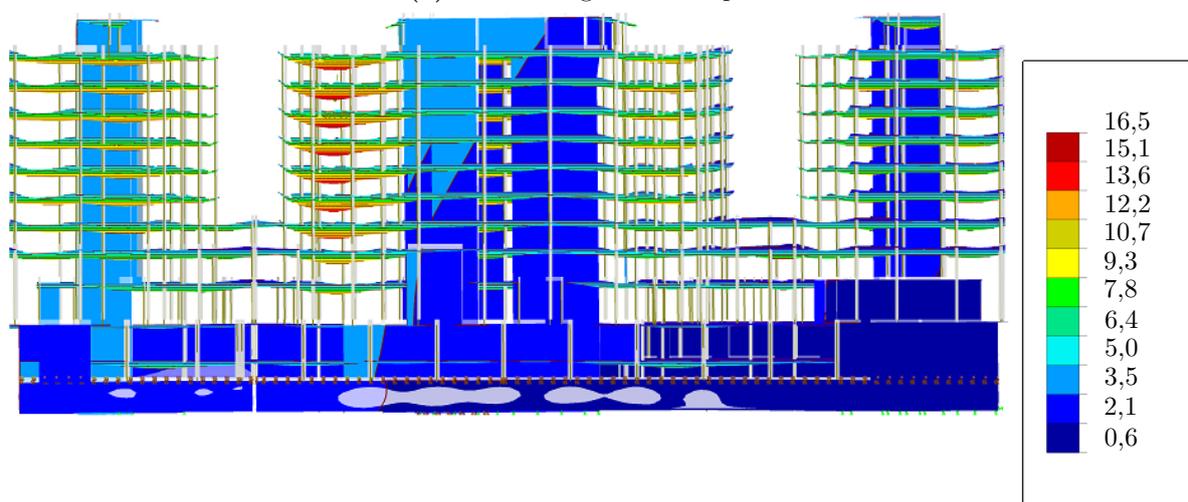


Abb. 5.12: Setzungen QBC



(a) Verformung der Bodenplatte



(b) Verformung des Gesamtgebäudes

Abb. 5.13: Berechnete Verformungen in mm

Die Sensoren 1,9 und 10 erfahren eine geringe Hebung. Die Lage der drei Sensoren, welche sich heben, befinden sich im Quadranten IV. Die maximale Setzung von 6 mm ergibt sich für den Sensor 6. Dieser liegt im Quadranten II. Der Sensor 7 setzt sich mit 4 mm am zweitmeisten. Dieser Sensor befindet sich im Quadranten III. Unter Berücksichtigung der Setzungssensoren lässt sich somit eine eindeutige Kipprichtung des Gebäudes erkennen. Während sich die südöstliche Seite hebt und die Setzungen der nordöstlichen Seite sehr gering sind, setzt sich das Gebäude auf der Westseite im Vergleich um ein Vielfaches.

Zum Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen der FE-Berechnung ist in der Abbildung 5.13 die Verformung der Bodenplatte und des Gesamtgebäudes abgebildet.

Beim Vergleich mit der Abbildung 5.12 ist eine gewisse Äquivalenz dieser beiden Setzungsbilder erkennbar. Besonders fällt auf, dass auf der Westseite höheren Setzungen auftreten. Dieses Verhalten ist auch in Abbildung 5.13b wiederzufinden. Die Kernwände der Westseite verschieben sich um ein Vielfaches mehr als die der Ostseite.

5.5 Schlussfolgerung

Die tragenden Bauteile von QBC sind ähnlich dem Gebäude aus dem Kapitel 4 aufgebaut. Für die vertikale Lastabtragung gibt es nur Kernwände und Stützen. Der einzige Unterschied liegt in der Gründung des Bauwerks. Jedoch spiegeln sich die gewonnenen Erkenntnisse aus dem Kapitel 4 in den Ergebnissen dieses Kapitels wieder.

Die Modellierung mit dem Steifigkeitskombinationsvektor spielt bei diesem Gebäude eine eher untergeordnete Rolle, wie Abbildung 5.7 zeigt. Der Grund dafür ist, dass die Gebäudehöhe relativ gering ist und sich deshalb Fehler in der Modellierung kaum auf die erhaltenen Schnittgrößen auswirken.

Die Berücksichtigung der Bauzustände entspricht in einem FE-Programm einer nichtlinearen Berechnung. Aus diesem Grund erhöht sich die Rechenzeit um ein Vielfaches. Die Ermittlung der Schnittgrößen für eine lineare Berechnung benötigt 5 bis 10 min. Mit 2,5 Stunden steigt die Rechenzeit im Vergleich zur linearen Berechnung um 1400%. Da sich im Laufe des Projekts das Modell ändern kann, muss das Modell mehrmals berechnet werden. Zusätzlich ist die Modellierung der Bauphasen sehr aufwendig, weshalb auch in diesem Fall im Gegensatz zur linearen Eingussberechnung einige Stunden mehr benötigt werden. Die Projektstunden für Ausführungstatiken sind immer knapp bemessen, weshalb eine schnelle und genaue Ermittlung der Schnittgrößen umso wichtiger ist.

Wie die Ergebnisse aus dem Kapitel 5.3 zeigen, ist es mit einer linearen Berechnung möglich, Effekte der Bauzustände bei der Ermittlung der Stützenkräfte zu berücksichtigen. Weiters ist die Hauptaufgabe die Ermittlung der Schnittgrößen. In [3] wird anhand eines einfachen Beispiels gezeigt, dass die Berücksichtigung der Bauzustände bei der Ermittlung der Verformungen eine wesentlich größere Rolle spielt als bei den Schnittgrößen. Aus diesen Gründen werden die Bauzustände für die nachfolgenden Kapitel nicht mehr berücksichtigt.

Eine Erhöhung der Stützensteifigkeit führt zu unrealistischen Ergebnissen der Schnittgrößen. Durch die Erhöhung des Elastizitätsmoduls erhöht sich auch die Federsteifigkeit, wodurch mehr Kräfte angezogen werden. Dieses Ergebnis ist auch in der Abbildung 4.7 aus Kapitel 4 zu beobachten. Aus diesem Grund wird die Erhöhung der Bauteilsteifigkeit der Stützen für Berechnungen beim Projekt Marks nicht berücksichtigt.

Für die Kernsteifigkeit kann keine eindeutige Aussage getroffen werden, da die Schnittgrößen für verschiedene Steifigkeiten nahe dem Messergebnis liegen. In der Abbildung 5.8b ist dies besonders ausgeprägt. Aus diesem Grund wird die Hauptaufgabe des nachfolgenden Kapitels die Bestimmung der Kernsteifigkeit sein.

Kapitel 6

MGC-Plaza The Marks Turm II

In den nachfolgenden Unterkapiteln wird die Modellierung vom Gebäude Marks beschrieben. Anschließend werden die aus Kapitel 5 erlangten Erkenntnisse für die Ermittlung der Schnittgrößen angewendet. Ziel dieses Kapitels ist die Identifikation der einzelnen Prozentwerte der Bauteile für den Steifigkeitskombinationsvektor.

6.1 Modellbildung

In den nachfolgenden Abschnitten werden die tragenden Bauteile des Gebäudes beschrieben und deren Implementierung in der FE-Software. Speziell wird dabei auf die Modellierung der Gründungselemente, Decken, Wände und Stützen eingegangen.

6.1.1 Gründung

Die nachfolgenden Abbildung 6.1 zeigt die Gründungselemente des Bauwerks in der FE-Software.



Abb. 6.1: Berücksichtigung der Gründungselemente in der FE-Software

Es wurde eine kombinierte Pfahl-Plattengründung, wie auch für QBC, für dieses Projekt vorgesehen. Die Pfähle haben eine Länge von 8 m bis zu 20 m. Im Zuge der Ausführungsstatik wurden für Pfähle mit einer Länge von 15 m und 20 m Probelastungen durchgeführt und eine Federsteifigkeit ermittelt. Ausgehend von diesen Ergebnissen wurden die übrigen Federsteifigkeiten der Pfähle durch Interpolation bzw. Extrapolation ermittelt. Besonders dicht sind die Pfähle im Teil des „Highrise“ angeordnet, um die vertikalen und horizontalen Belastungen in den Boden einleiten zu können. Die roten Punkte in der Abbildung repräsentieren die Knotenlager mit den vorgegebenen Steifigkeiten.

Zusätzlich zu den Pfählen gibt es eine Schlitzwand, welche außen ringsherum, mit Ausnahme der Südseite im „Lowrise“, verläuft. Die Schlitzwand wird durch Federkräfte berücksichtigt, welche durch den Objektstatiker bestimmt wurden. Diese wird im Modell mithilfe von Linienlagern berücksichtigt und ist in der Abbildung 6.1 in grün zu sehen. Die Pfähle sind in die Bodenplatte integriert und mit der jeweiligen Federsteifigkeit, welche aufgrund der Probelastungen ermittelt wurde, als Knoten definiert. Die Bodenplatte ist elastisch gebettet und wurde im Modell mit einem Flächenlager berücksichtigt und ist in Orange zu sehen. Die Federsteifigkeiten sind im geotechnischen Gutachten definiert.

6.1.2 Decke, Wände und Stützen

Im „Highrise“ des Gebäudes gibt es 3 wesentliche Bauteile, die bei der Berechnung berücksichtigt wurden. Zentral ist der Kern angeordnet, welcher die 4 Lifte, das Treppenhaus und die Schächte für die Heizung-, Klima-, Lüftung- und Sanitärleitungen beherbergt. Die Betongüten wurden aus dem Schalplan entnommen, weshalb die Kernwände mit der Güte C50/60 modelliert wurden. In der nachfolgenden Abbildung 6.2 ist ein Regelgeschoss abgebildet.

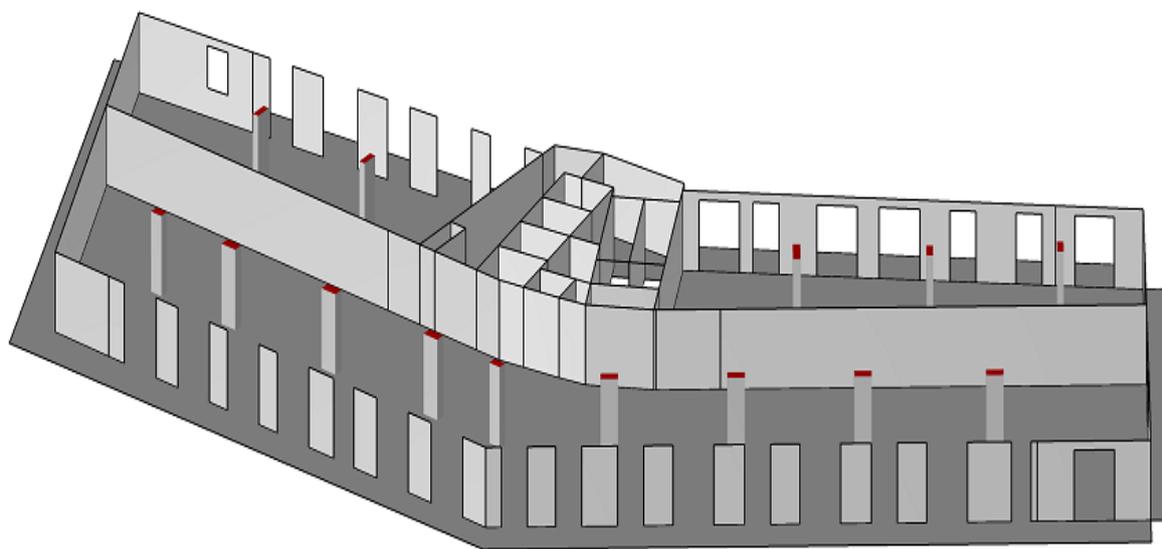


Abb. 6.2: Ausschnitt eines Regelgeschosses

Die Decken haben eine Spannweite von 5 m bis 7 m und sind schlaff bewehrt. Die Decken wurden mit der Betongüte C40/50 ausgeführt mit einer Dicke von 20 bis 30 cm im „Lowrise“ und 20 cm im „Highrise“.

6.2 Anwendung der innovativen Berechnungsmethode

Wie auch in Kapitel 5 ist die Grundlage für die Wahl der Bettungs- und Pfahlsteifigkeit ein geotechnisches Gutachten. In diesem sind ebenfalls Ober- und Untergrenzen gegeben, wodurch vier Kipprichtungen entstehen. Aus den unterschiedlichen Höhen des „Highrise“ und „Lowrise“ resultieren unterschiedliche Bettungssteifigkeiten. Bei dem in Blau markierten Teil in Abbildung 6.3 liegt die Obergrenze bei $45\,000\text{ kN/m}^3$ und die Untergrenze bei $20\,000\text{ kN/m}^3$. Im rosa markierten Bereich ist die Untergrenze gleich wie im Bereich 1, jedoch liegt die Obergrenze bei $40\,000\text{ kN/m}^3$. In der Abbildung 6.3 ist die Einteilung der Quadranten durch rote Linien gekennzeichnet.

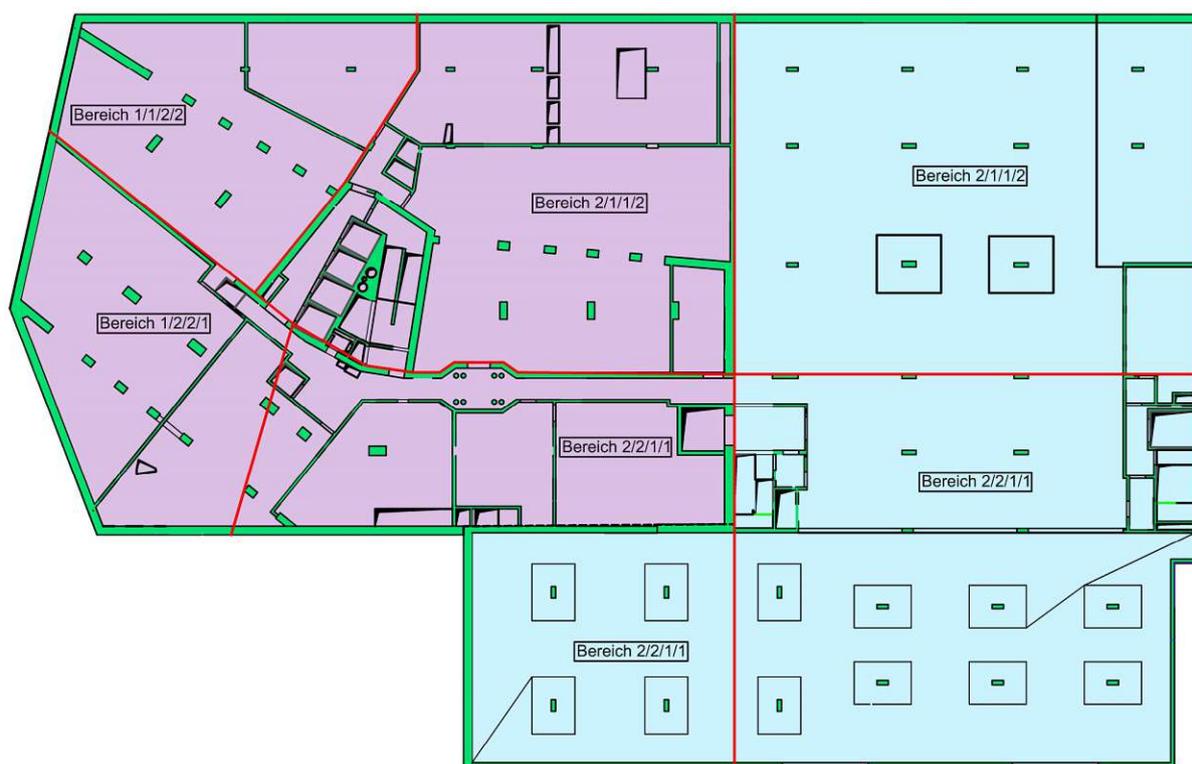


Abb. 6.3: Aufteilung der Quadranten für die Einteilung der Bodensteifigkeiten

Die Zahlen nach dem Bereich repräsentieren die verwendeten Bettungsziffern. 1 bedeutet, dass das Maximum und 2 dass das Minimum der Steifigkeit für die Gründungselemente in dem jeweiligen Bereich angesetzt wurde. Bei Betrachtung der ersten Ziffer aller Bereiche ergibt sich somit eine Kipprichtung nach Osten. Somit resultieren für die vier Ziffern vier Kipprichtungen.

Werden nun zusätzlich auch die Steifigkeiten der tragenden Bauteile variiert, so erhält man die Simulationskombinationen laut der nachfolgenden Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2 zeigt die Anzahl der Simulationen für eine Kipprichtung bei gleichbleibender Stützensteifigkeit. Somit ergeben sich für diesen Fall insgesamt 16 Simulationen. Da die Stützensteifigkeit ebenso von 50% bis 200% variiert wurde, wobei bei letzterem nur noch Wand- und Kernsteifigkeiten berücksichtigt wurden, die größer gleich der Stützensteifigkeit sind, ergeben sich somit 36 Simulationen pro Kipprichtung. Die Simulationsanzahl für 200% ist in Tabelle 6.3 zu sehen. Bei Marks wurden die Stützensteifigkeiten nicht mehr berücksichtigt, wie Tabelle 6.1 zeigt. Insgesamt wurden unter Berücksichtigung aller Kipprichtungen 144 Gebäudesimulationen für das Gebäude Marks durchgeführt.

Tab. 6.1: Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 50% Stützensteifigkeit

Wandsteifigkeit \ Kernsteifigkeit	Kernsteifigkeit			
	50%	100%	200%	400%
50%	-	-	-	-
100%	-	-	-	-
200%	-	-	-	-
400%	-	-	-	-

Tab. 6.2: Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 100% Stützensteifigkeit

Wandsteifigkeit \ Kernsteifigkeit	Kernsteifigkeit			
	50%	100%	200%	400%
50%	X	X	X	X
100%	X	X	X	X
200%	X	X	X	X
400%	X	X	X	X

Tab. 6.3: Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 200% Stützensteifigkeit

Wandsteifigkeit \ Kernsteifigkeit	Kernsteifigkeit			
	50%	100%	200%	400%
50%	-	-	-	-
100%	-	-	-	-
200%	-	-	X	X
400%	-	-	X	X

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse für den Sensor 1.12 zu sehen. Entlang der X-Achse sind die Wandsteifigkeiten aufgetragen und die Kernsteifigkeiten sind entlang der Y-Achse zu finden. Die Kräfte der Stütze sind auf der Z-Achse aufgetragen. Zusätzlich werden die 3D-Abbildungen als 2D-Projektion veranschaulicht. Die Y-Achse zeigt die Stützenkraft und entlang der X-Achse ist die prozentuale Erhöhung der Wand- oder Kernsteifigkeit abgebildet.

Wie in Kapitel 5 erwähnt, liefern die Ergebnisse der reduzierten Stützensteifigkeit zu geringe Kräfte. Ebenfalls wird die Betrachtung der Stützensteifigkeit von 200% in den Abbildungen nicht dargestellt, da diese wie bereits erwähnt zu unrealistischen Ergebnissen führt. Es wird ersichtlich, dass die Federsteifigkeiten eine enorme Auswirkung auf die Schnittgrößen haben. Bei Betrachtung von Abbildung 6.5 liegen die ermittelten Kräfte weit über den Messergebnissen.

Weiters ist erkennbar, dass es beim Kippen nach Osten und Norden keinen eindeutigen Schnittpunkt zwischen den Linien der Variation und dem Messergebnis gibt. Die restlichen Kipprichtungen liefern einen eindeutigen Schnittpunkt. Im nachfolgenden Unterkapitel wird die genaue Kipprichtung noch genauer untersucht.

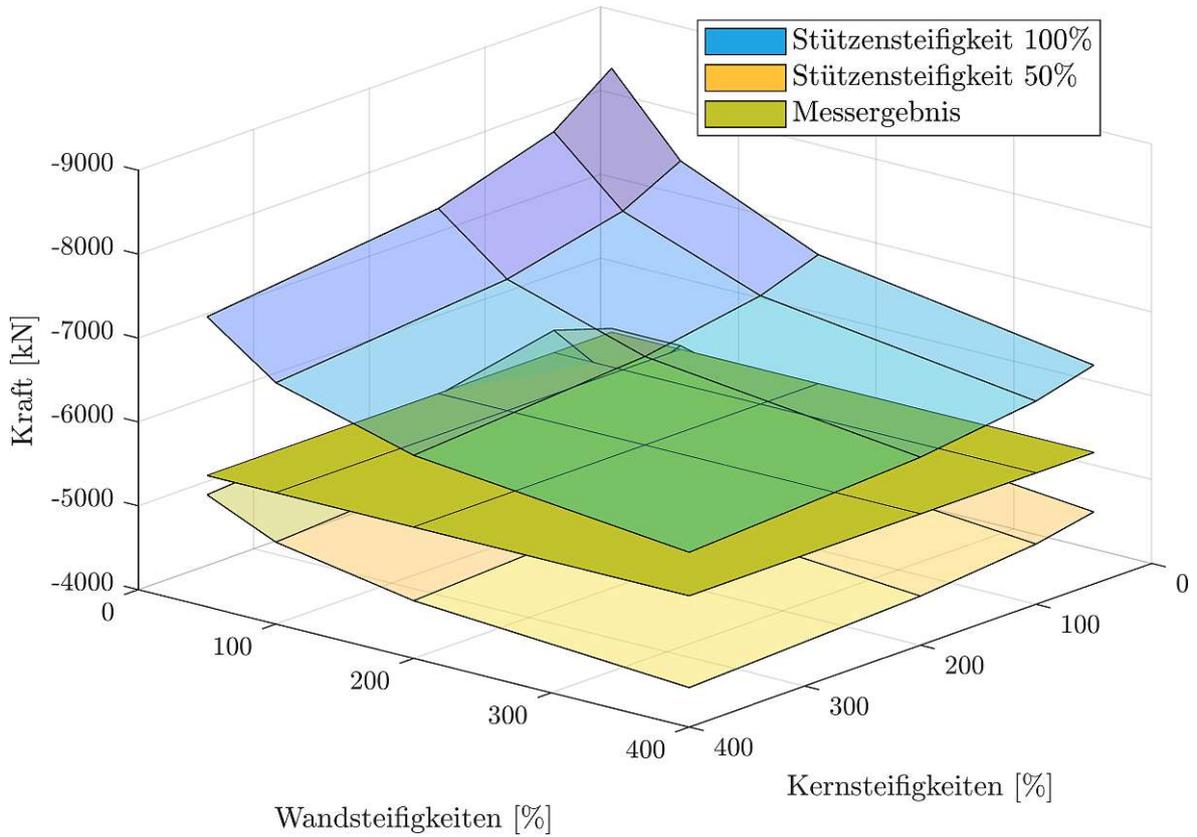


Abb. 6.4: Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung Nord

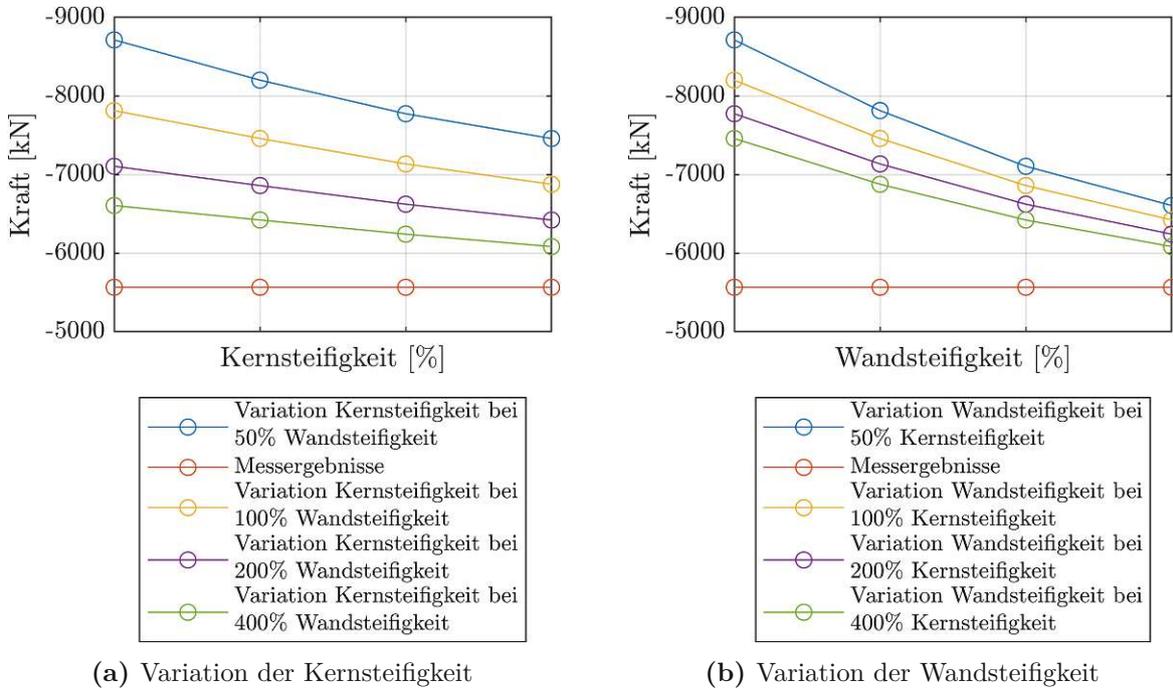


Abb. 6.5: Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Nord

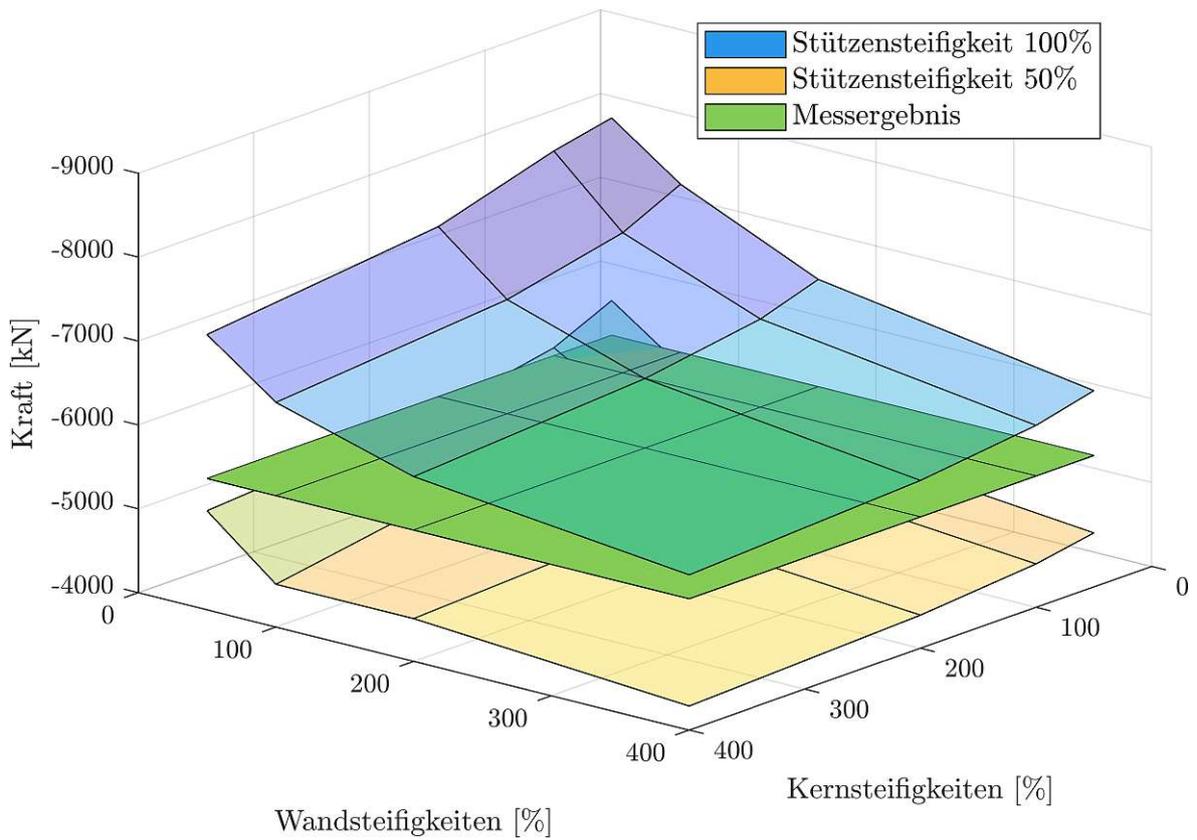


Abb. 6.6: Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung Ost

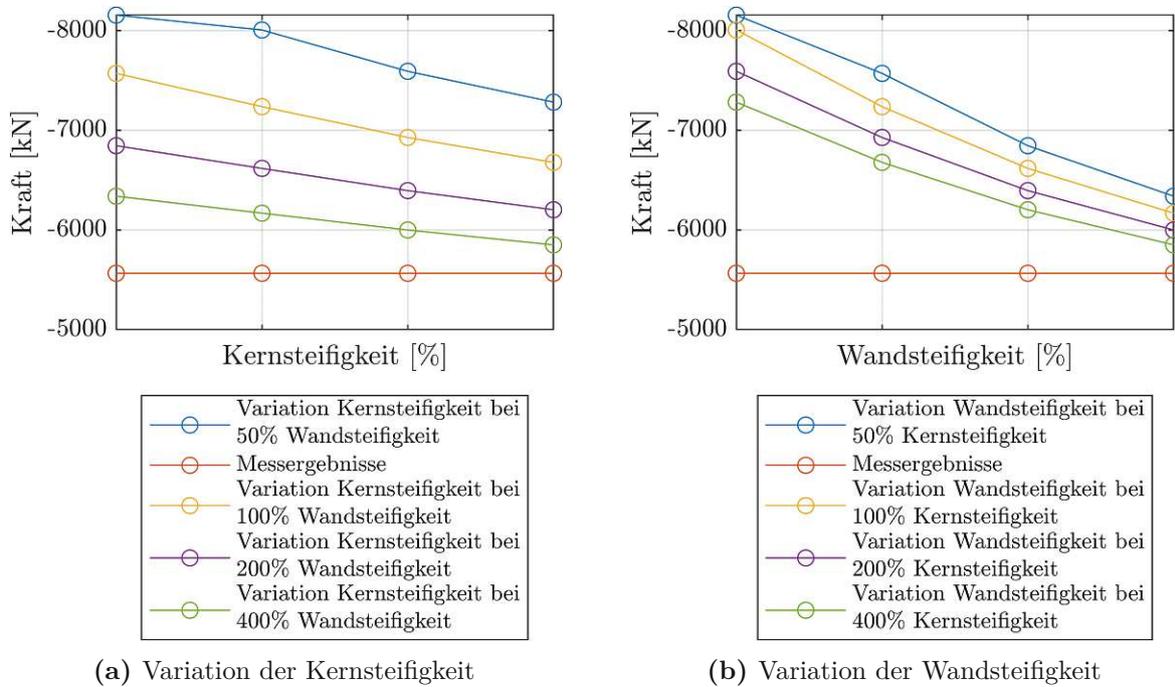


Abb. 6.7: Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Ost

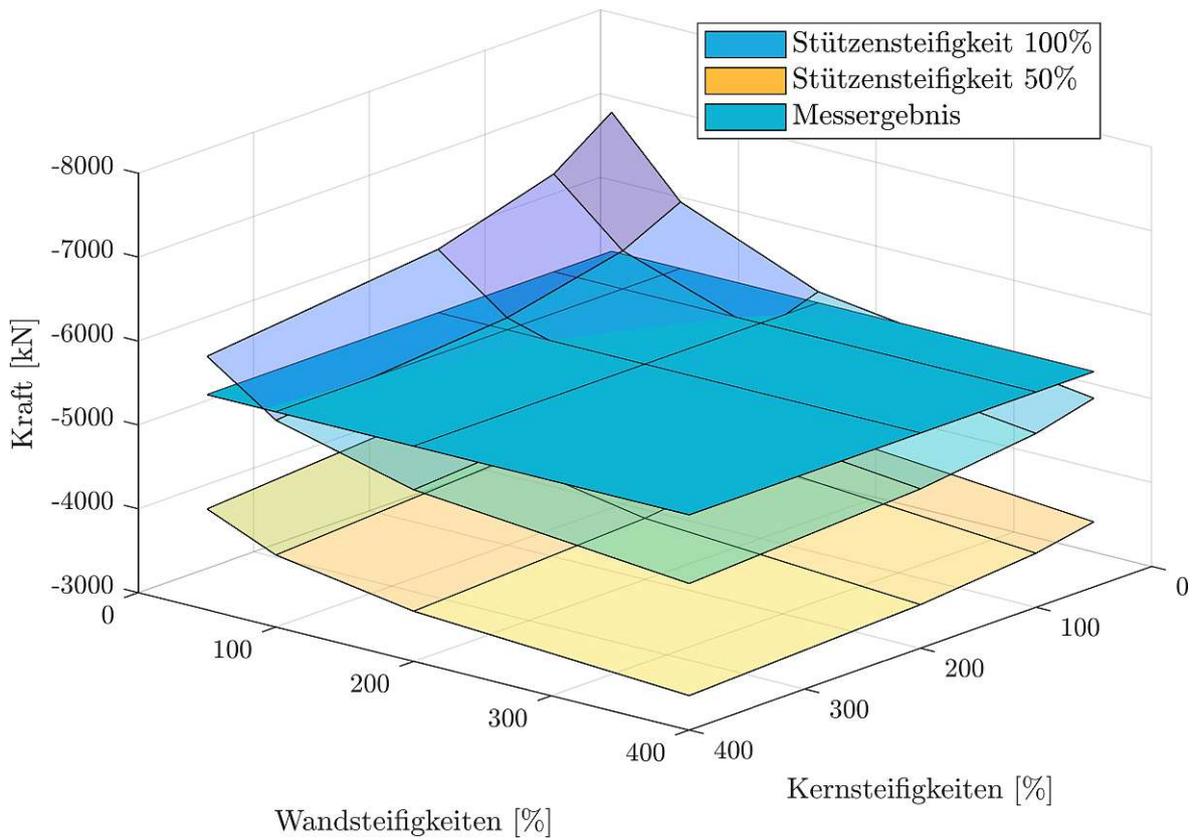


Abb. 6.8: Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kippriichtung Süd

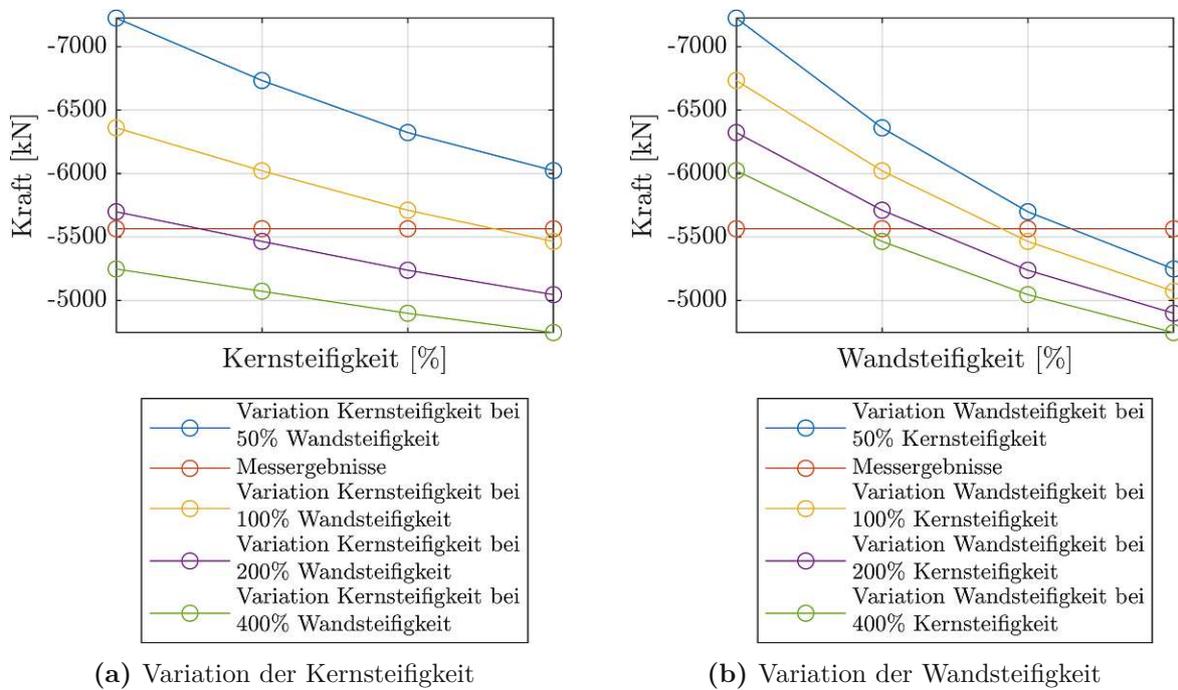


Abb. 6.9: Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Süd

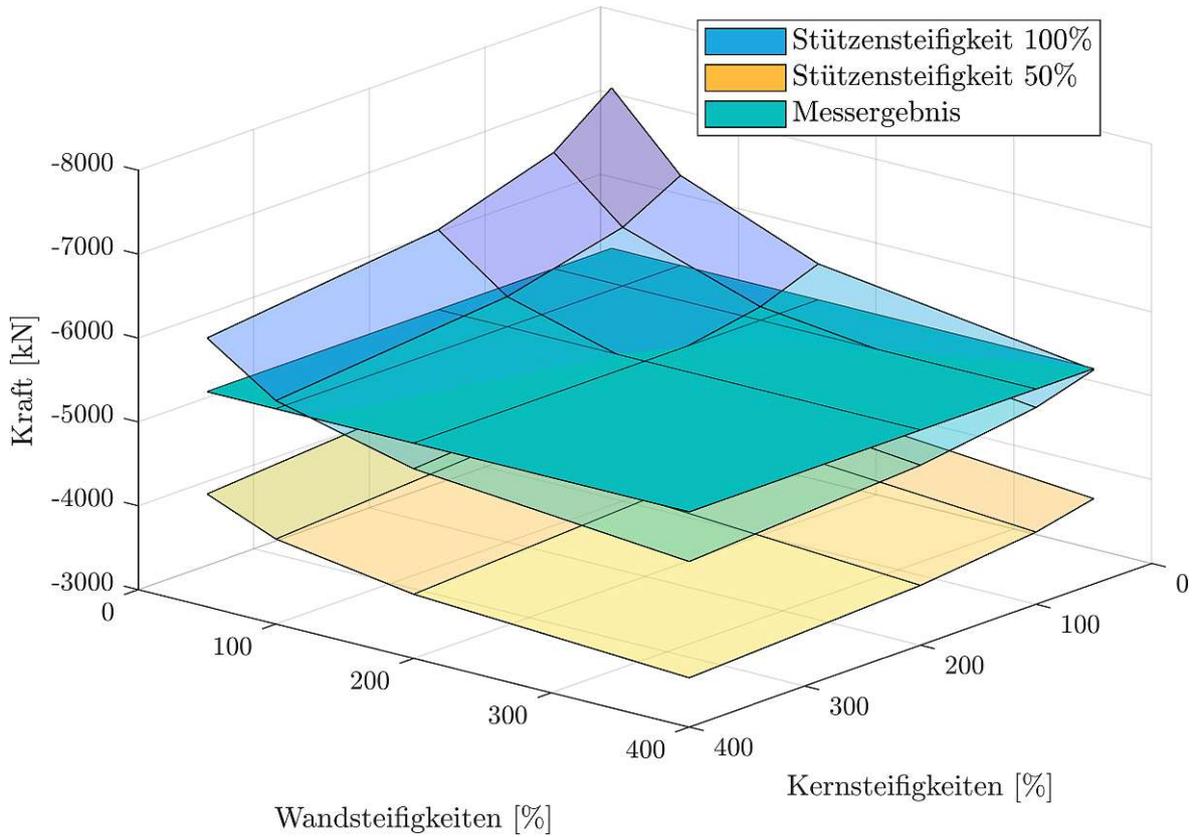
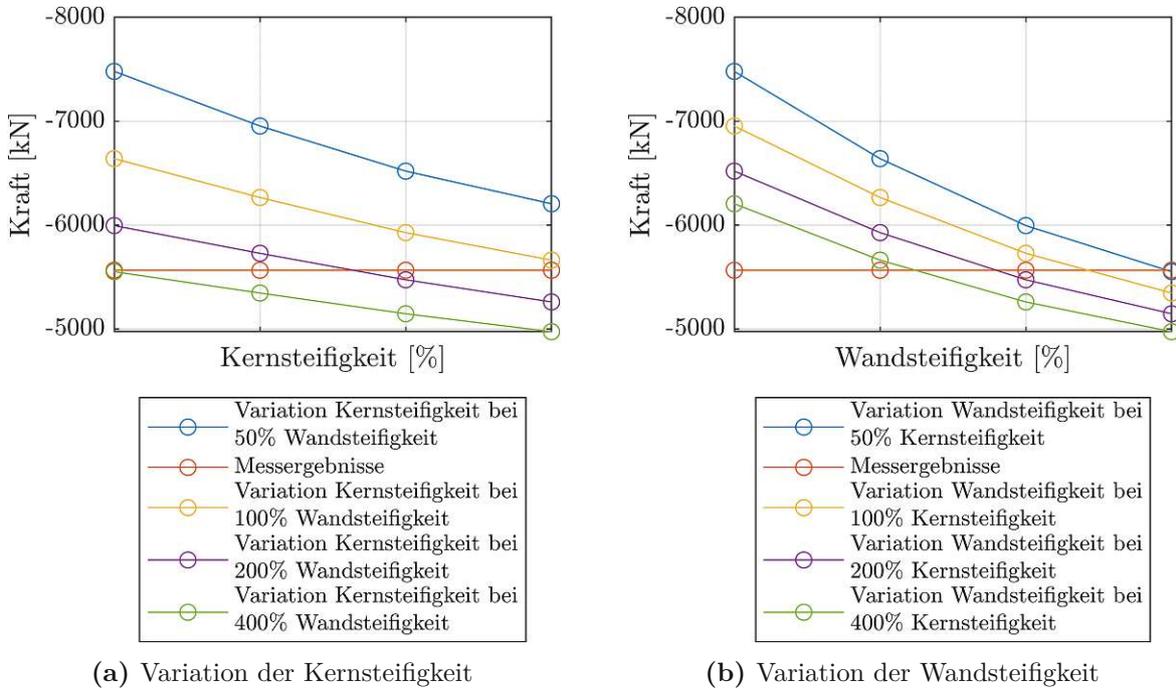


Abb. 6.10: Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung West



(a) Variation der Kernsteifigkeit

(b) Variation der Wandsteifigkeit

Abb. 6.11: Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen West

6.3 Setzungen

Die gemessenen Setzungen des Gebäudes sind in den Abbildungen 6.12 und 6.13 abgebildet. Erstere beinhaltet die Ergebnisse der ersten 10 der insgesamt 20 verbauten Sensoren, welche im „Highrise“ liegen. Die restlichen 10 Sensoren liegen im Bereich vom „Lowrise“.

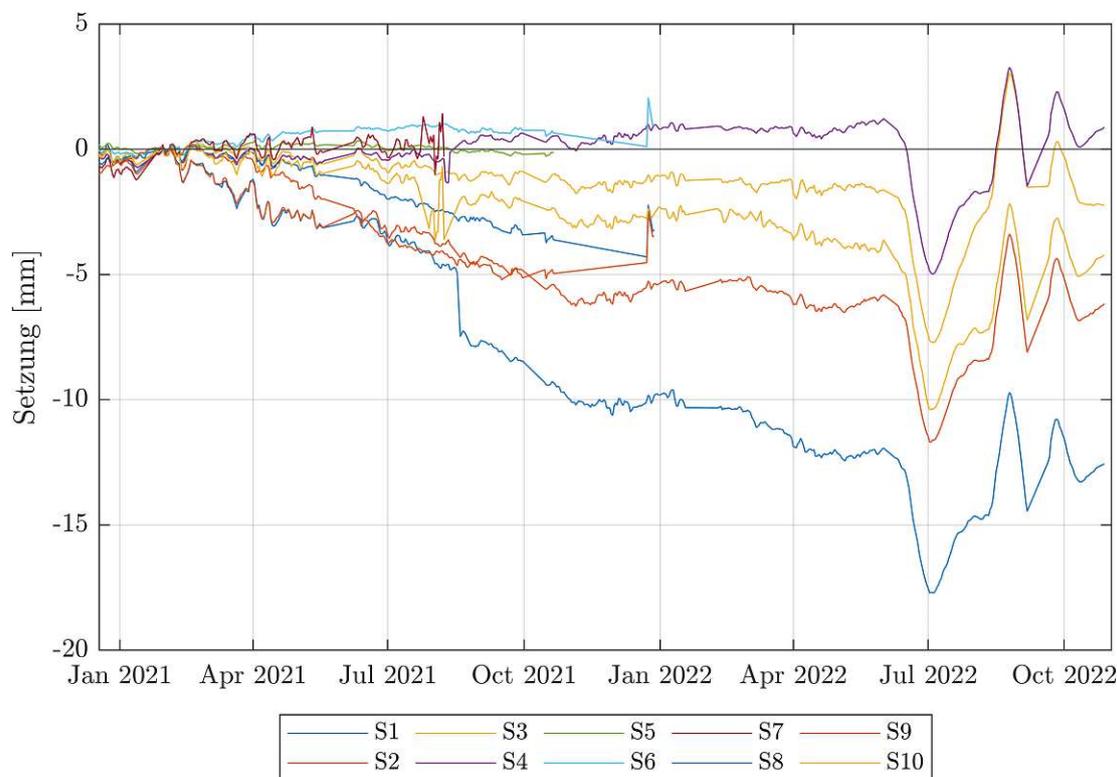


Abb. 6.12: Ergebnisse der Setzungssensoren S1 bis S10

Der Sensor 1 hat mit ca. 12 mm die betragsmäßig höchsten Setzungen. Durchschnittlich liegt die Setzung des Gebäudes zwischen 0 und 5 mm, wie die Abbildung 6.12 verdeutlicht. Die Messung von Sensor 4 zeigt, dass sich der Kern geringfügig hebt.

In der Abbildung 6.13 ist zu erkennen, dass sich der „Lowrise“ im Vergleich zum „Highrise“ eher hebt. In der nachfolgenden Abbildung 6.14 ist der Ort der Messstellen mit den maximalen bzw. minimalen Ergebnissen abgebildet. Dabei ist zu erkennen, dass die größten Setzungen westlich der Bodenplatte auftreten. Im östlichen Bereich der Bodenplatte sind die Setzungen eher gering. Besonders auffällig sind die Setzungen der Eckpunkte. Ein Grund dafür könnte der Einfluss der Schlitzwand auf das Setzungsverhalten der Bodenplatte sein. In der Abbildung 6.13 ist im Juli 2022 ein abrupter Abfall zu sehen. Dieser ist auf einen Stromausfall für die Sensoren S1 bis S10 zurückzuführen.

In der nachfolgenden Abbildung 6.14 sind die Messergebnisse im Grundriss dargestellt. Wie bereits erwähnt, sind die Setzungen im westlichen Teil des Gebäudes am stärksten. Aus diesem Grund werden für die weiteren Berechnungen nur noch die Ergebnisse für das Kippen nach Westen untersucht. Die Ergebnisse der FE-Simulation für die Setzungen der Bodenplatte ist in der nachfolgende Abbildung 6.15 zu sehen.

Die Ähnlichkeit der Setzungen zwischen den Messergebnissen und der Simulation ist besonders stark im Westen der Bodenplatte ausgeprägt. Nordöstlich ist zu sehen, dass es zu sehr geringen

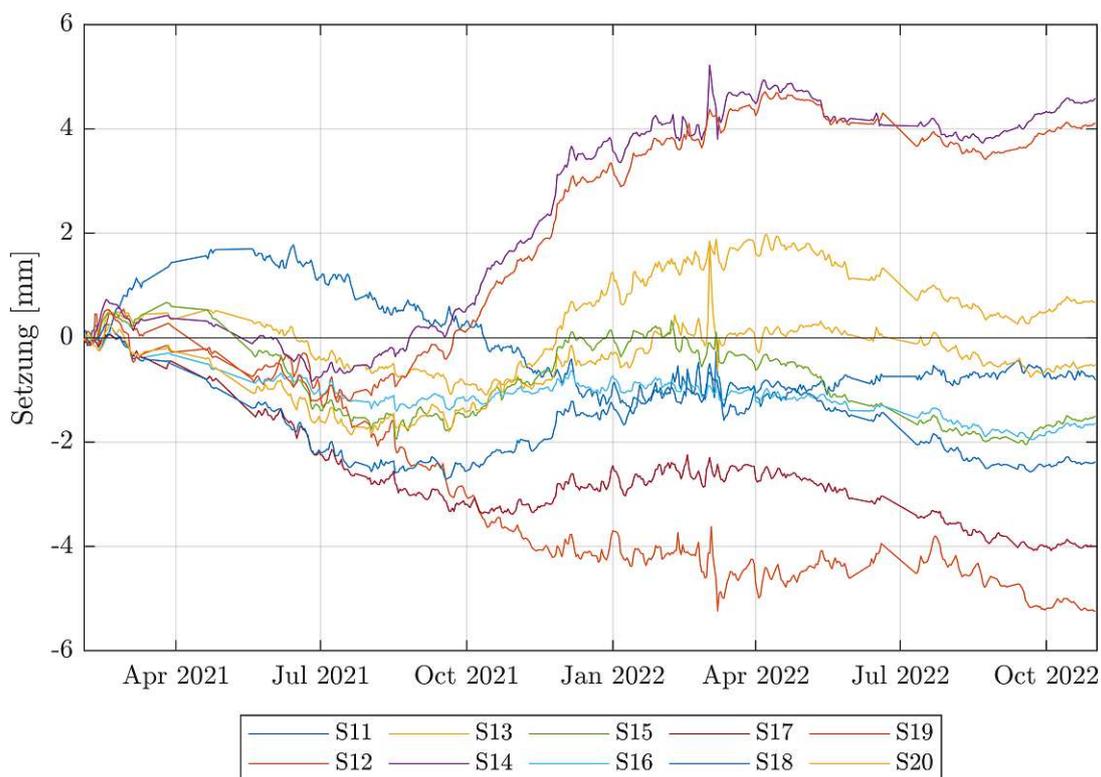


Abb. 6.13: Ergebnisse der Setzungssensoren S11 bis S20

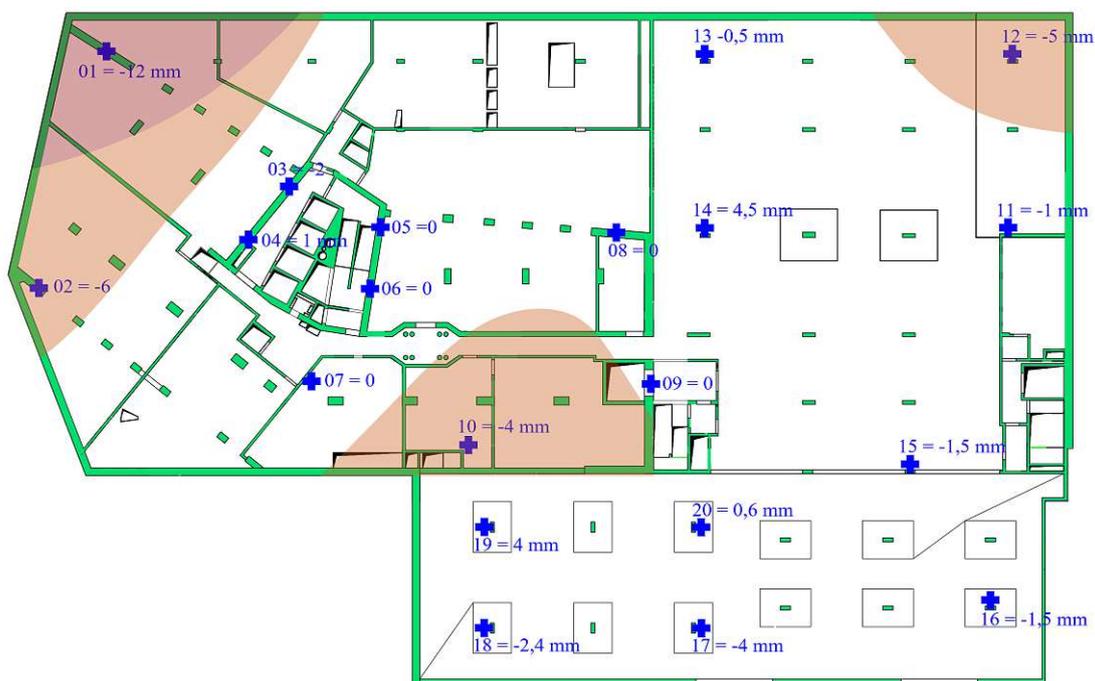


Abb. 6.14: Grafische Auswertung der Setzungen nach Beendigung der Rohbauarbeiten

Setzungen kommt, jedoch beträgt die vertikale Verschiebung -5 mm laut dem Messergebnis von Sensor 12. Die Gesamtverformung des Gebäudes ist in Abbildung 6.16 abgebildet.

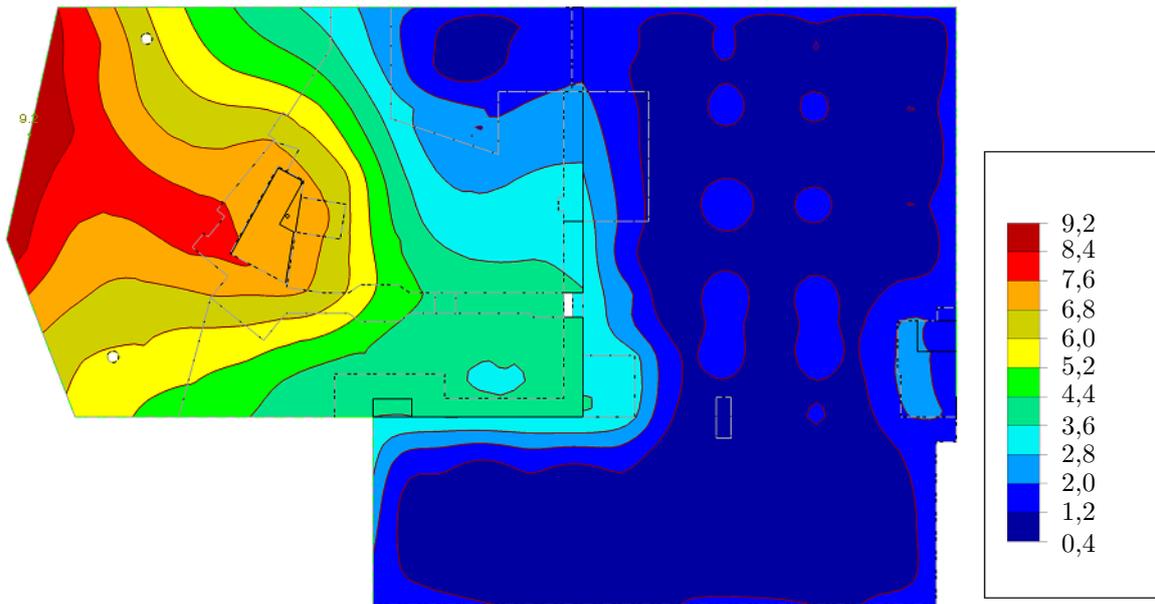


Abb. 6.15: Verformung der Bodenplatte in mm

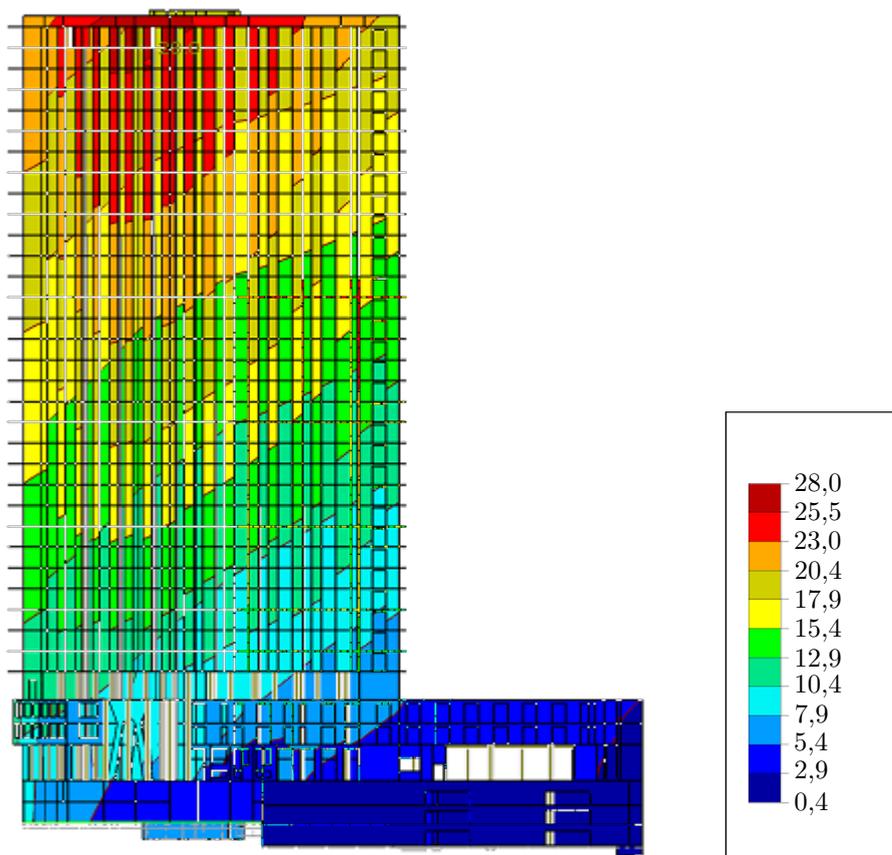


Abb. 6.16: Verformung des Gesamtgebäudes in mm

6.4 Ermittlung des Steifigkeitskombinationsvektors

Mit den getroffenen Einschränkungen der Steifigkeiten der einzelnen Bauteile und der eindeutigen Kipprichtung nach Westen ist es nun möglich, den Steifigkeitskombinationsvektor für dieses Gebäude zu ermitteln. In der Abbildung 6.11 ist im linken Diagramm zu sehen, dass es zwei Schnittpunkte mit dem Messergebnis gibt. Bei einer Wandsteifigkeit von 200% und 400% ergibt sich durch Variation der Kernsteifigkeit der Schnittpunkt mit dem Messergebnis. Dieser Schnitt ist auch in der Abbildung 6.10 bei Entlangwandern der Wandsteifigkeit bei 200% zu erkennen. Im rechten Diagramm schneiden alle Linien das Messergebnis. Somit ergibt sich das genau Verhältnis der Steifigkeiten x_n für die Kernsteifigkeit von 200% zu:

$$x_n = x_1 + \frac{d - y_1}{\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}}, \quad (6.1)$$

wobei d der Sensorwert ist, x_1 bzw. x_2 die Prozentwerte vor bzw. nach dem Schnittpunkt sind und y_1 bzw. y_2 die Kraftwerte vor bzw. nach dem Schnittpunkt. Diese Vorgehensweise wird für alle Sensoren angewendet, bei denen die Steifigkeitslinien das Messergebnis schneiden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.17 dargestellt.

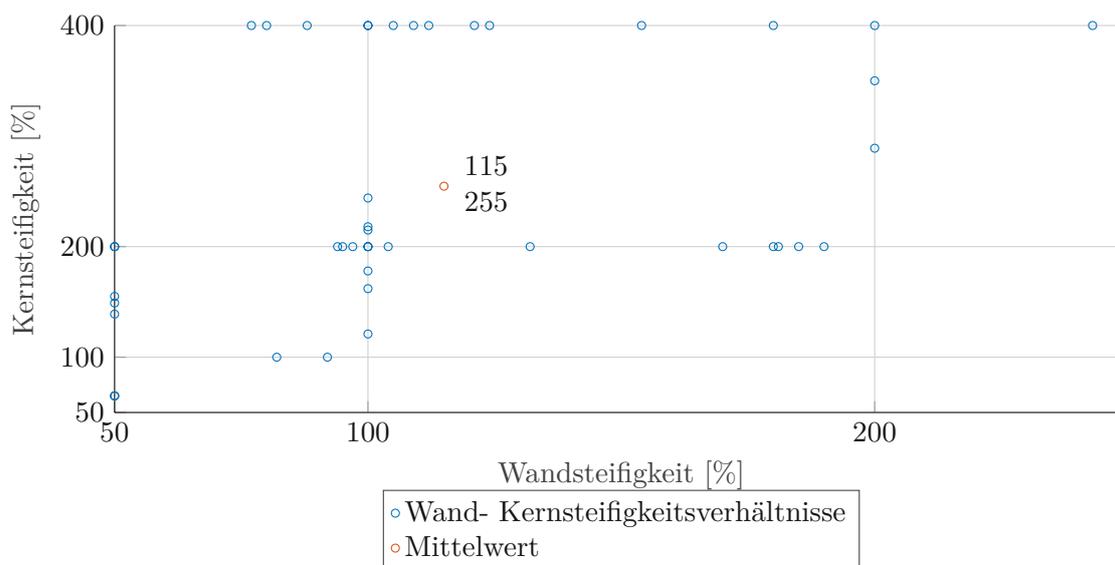


Abb. 6.17: Ermittlung der Steifigkeiten

Um physikalisch plausible Ergebnisse zu erhalten, werden nur jene Steifigkeitsverhältnisse berücksichtigt, bei denen die Wandsteifigkeit kleiner gleich der Kernsteifigkeit ist. Anschließend wird der Mittelwert für die Wandsteifigkeiten und Kernsteifigkeiten gebildet. Der in Rot dargestellte Punkt in Abbildung 6.17 ist ein Mittelwert, womit die Stützenkräfte ermittelt werden können.

Mithilfe der ermittelten Steifigkeiten lässt sich ein Steifigkeitskombinationsvektor ψ_{Π} aufstellen, mit dem die Stützenkräfte ermittelt werden können:

$$\psi_{\Pi} = \begin{pmatrix} \text{Stützensteifigkeit} \\ \text{Aussenwandsteifigkeit} \\ \text{Kernsteifigkeit} \\ \text{Deckensteifigkeit} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 100\% \\ 115\% \\ 255\% \\ 100\% \end{pmatrix} \quad (6.2)$$

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit bestand in der numerischen Validierung einer vorliegenden innovativen Berechnungsmethode für Hochhäuser. Unter Verwendung von Messdaten von zwei Gebäuden wurden Steifigkeitsverhältnisse für alle tragenden Bauteile identifiziert, mit der es möglich ist, zukünftige Bemessungen von Hochhäusern entsprechend wirtschaftlicher durchzuführen.

Mithilfe von Schwingsaitensensoren lässt sich der Kraftfluss von Bauwerken ausreichend gut abbilden. Dabei ist besonders auf die Verlegung und den Einbau der Sensoren zu achten. Aufgrund der Vorgaben der Bauprojekte konnten Sensoren im Vorfeld der vorliegenden Diplomarbeit lediglich in einem Geschoss eingebaut werden. Um den Bauzeitplan der Projekte einzuhalten wurden die Stützen und Wände mit den eingebauten Sensoren in einem Guss betoniert, daher war eine ausreichende Qualitätskontrolle nicht möglich.

Im Gebäude QBC wurden daher insgesamt 110 Sensoren eingebaut, davon lieferten nur 80 Sensoren ein Messergebnis. Letztendlich konnten die Messergebnisse von nur 18 Sensoren verwendet werden, da die restlichen Sensoren keine mechanisch sinnvollen Ergebnisse lieferten. Grund dafür waren durchtrennte Kabel während der Bauausführung oder ein zu ungenauer Einbau. Im Fall vom Projekt Marks wurden 63 Sensoren eingebaut, wobei 60 Sensoren ein Messergebnis ausgegeben, davon waren 26 mechanisch sinnvolle Ergebnisse.

Mithilfe des MODELCODES [2] konnten die Messergebnisse der Schwingsaitensensoren, welche die Gesamtdehnungen inklusive Schwinddehnungen, Temperaturdehnungen und Dehnungen aufgrund des Kriechverhaltens messen, mit den FE-Berechnungen verglichen werden. Es ist zwar möglich, all diese Effekte mittels Zusatzmodulen in Standardprogrammen zur statischen Analyse von Gebäudemodellen zu berücksichtigen, jedoch steigt damit der Aufwand der Modellierung und der Rechenzeit um ein Vielfaches.

Kapitel 4 zeigt anhand eines einfachen Gebäudes den Unterschied zwischen einer zweidimensionalen und dreidimensionalen Berechnung. Weiters werden die Auswirkungen von unterschiedlichen Modellierungen auf die Schnittgrößen von Stützen dargelegt.

Eine innovative Berechnungsmethode, die auf einem Steifigkeitskombinationsvektor und einer Einteilung der Bodenplatte in Quadraten mit unterschiedlichen Bettungsmodulen aufbaut, musste zur Anwendung für zukünftige Bauprojekte geeicht werden. Mittels der vorliegenden Diplomarbeit wurde anhand der Messergebnisse von zwei Großprojekten eine numerische Validierung dieser Methode durchgeführt und somit wurden absolute Werte für den Steifigkeitskombinationsvektor identifiziert.

Das Projekt QBC ist aufgrund der Ähnlichkeit zu dem Bemessungsbeispiel aus [8] geeignet, die Ergebnisse und Erkenntnisse aus dem Kapitel 4 in der Praxis umzusetzen. Es zeigt sich, dass die Bauzustände mithilfe von unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten annähernd die gleichen

Ergebnisse liefern wie eine Berechnung unter Berücksichtigung von Bauzuständen, jedoch mit dem Vorteil, dass die Berechnung mit unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten eine lineare Berechnung ist und im Gegensatz zu der nichtlinearen Berechnung bei den Bauzuständen erheblich schneller rechnet.

Nachteil des Projekts QBC ist jedoch die geringe Geschossanzahl. Der Versuch, eindeutige Werte für den Steifigkeitskombinationsvektor zu erhalten, scheiterte. Beim zweiten in dieser Diplomarbeit behandelten Projekt Marks konnten eindeutige Schnitte zwischen Berechnungsergebnissen und Messresultaten identifiziert werden. Ausgehend von unveränderter Steifigkeit der Stützen ergibt sich unter Berücksichtigung des Kippens West eine somit eine 115%-ige Steifigkeit für Außenwände und eine 255-%ige Steifigkeit für Kernwände. Da Decken als gerissene Bauteile betrachtet werden, werden die Steifigkeiten der Decken ebenfalls unverändert belassen.

7.2 Ausblick

Die Anwendung der nun vorliegenden innovativen Berechnungsmethode für zukünftige Bauprojekte ist zwar möglich, allerdings muss berücksichtigt werden, dass diese lediglich an zwei bereits gebauten Projekten validiert wurde. Zur Implementierung der Methode in den EUROCODE sind weitere Messungen von Hochhäusern unerlässlich. Dabei ist besonders auf folgende Punkte zu achten:

Um Gebäude wirtschaftlich zu bemessen ist die Zusammenarbeit der verschiedenen Disziplinen enorm wichtig. Die altbewährten Methoden müssen abgelegt werden und die interdisziplinäre Zusammenarbeit nimmt eine wichtige Rolle dabei ein. Ein Beispiel dafür ist die Zusammenarbeit des Geotechnikers und des Statikers. Die Ermittlung der Bodensteifigkeiten ist ein iterativer Prozess, weshalb diese beiden Disziplinen enger zusammenarbeiten müssen. Der Statiker liefert die Lasten für eine starre Lagerung und anschließend ermittelt der Geotechniker Bettungen für das Gebäude. In der Regel ist der Schriftverkehr dieser beiden Disziplinen beendet. Da sich jedoch aufgrund der geänderten Lagerung abweichende Kräfte ergeben, müsste für neue Lagerbedingungen ein erneuter Austausch erfolgen. Dieser Prozess kann beliebig oft durchgeführt werden, bis ein Grenzwert erreicht wird.

Die frühere Vorgehensweise der 2D-Berechnung ist im heutigen Zeitalter der computerunterstützten Berechnung nicht mehr zeitgemäß. Die vereinfachten Annahmen der zweidimensionalen Berechnungen können im Zuge einer Vordimensionierung Näherungslösungen geben, um beispielsweise ein Angebot zu kalkulieren. Jedoch sollten im Zuge der Ausführungsstatik die Bauteile mithilfe eines 3D-Modells bemessen werden, um eine möglichst hohe Wirtschaftlichkeit zu erzielen. Die Aufgabe des Ingenieurs dabei ist die realitätsnahe Modellierung und das Vertrauen in seine 3D-Berechnung. Eine Erhöhung der Schnittgrößen aufgrund einer 2D-Vergleichsberechnung, um mehr Sicherheit in der Bemessung der Bauteile zu haben, ist aufgrund des semiprobabilistischen Berechnungssystem nicht notwendig. Ebenso führt eine genauere Bemessung zu einer Reduktion der CO₂-Werte, da Bauteile aus Beton einen geringeren Querschnitt sowie einen niedrigeren Bewehrungsgrad aufweisen. Gerade heutzutage ist es von großer Bedeutung, jedes kg an CO₂ zu reduzieren, um effizientes und nachhaltiges Bauen zu erreichen.

Literatur

- [1] C. Barth und W. Rustler. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013. ISBN: 978-3-410-23451-7.
- [2] fédération internationale du béton. *fib Model Code for Concrete Structures*. Ernst & Sohn, 2010. ISBN: 978-3-433-03061-5.
- [3] M. Bischoff. „Computerstatik und Tragwerksmodellierung – Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre“. In: *Der Prüflingenieur* 75 (2015), S. 40–47.
- [4] A. Ernst. „Besonderheiten des Zugkriechens unter Berücksichtigung der Be- und Entlastungsgeschichte“. Diplomarbeit. Technische Universität Graz, 2019.
- [5] M. Göndöcs. „Entwicklung der Normalkräfte in vertikal lastabtragenden Bauteilen von Hochhäusern in Abhängigkeit des Baufortschritts“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2016.
- [6] A. Harrer und J. A. Harrer. *TragWerkPlanung*. Krems, Wien: Büro Harrer & Harrer ZT GmbH, 2022. ISBN: 978-3-433-03061-5.
- [7] P. Hofer. „Analyse von Deckenverformungen in Abhängigkeiten von Temperatur, Materialentwicklung, Ausschulfristen und statischem System“. Masterarbeit. Fachhochschule FH Campus Wien, 2018.
- [8] T. M. Laggner, D. Schlicke, N. V. Tue und W.-D. Denk. „Statische Analyse mit 3D-Gebäudemodellen unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen in den vertikalen Bauteilen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021), S. 419–430.
- [9] T. M. Laggner, D. Schlicke, N. V. Tue und W.-D. Denk. „Statische Analyse mit linear elastischen 3D-Gebäudemodellen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021), S. 360–369.
- [10] H. Mang und G. Hofstetter. *Festigkeitslehre*. Berlin: Springer Berlin, 2018. ISBN: 978-3-662-57563-5.
- [11] *Model 4200 Series - Vibrating Wire Strain Gauges - Instruction Manual*. Rev. FF. GEOKON Inc. Okt. 2020.
- [12] H. W. Müllner, S. Dallinger und C. Rauch. „Constitutive Analysis of Concrete Skyscrapers by means of Experimental In Situ Investigations“. In: *Book of Abstracts of the 39th Danubia-Adria Symposium on Advances in Experimental Mechanics* (2023), S. 80–81.
- [13] H. W. Müllner und P. Kremnitzer. „Consideration of Long-term Material Behaviour on Numerical Design of Concrete Skyscrapers by means of In Situ Measurements“. In: *Proceedings of the 13th Central European Congresses on Concrete Engineering* (12.–14. Sep. 2022). Zakopane, Polen: Salamak, M., 2022, S. 77–92. ISBN: 978-83-938649-7-3.
- [14] H. W. Müllner und G. Trauner. „Statik am Prüfstand - Innovativer Simulationsansatz zur Einsparung von CO₂ beim Hoch(haus)bau“. In: *Vorträge am Baukongress 2022* 78 (2020), S. 39–40.
- [15] H. W. Müllner, W. Wallisch und P. Kremnitzer. „Back Calculation of Internal Forces of Concrete Skyscrapers by means of In Situ Monitoring“. In: *PAMM – Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics* 21 (2021). DOI: 10.1002/pamm.202100045.

-
- [16] H. W. Müllner, M. Badr, P. Kremnitzer, J. Dollbacher, A. Steiner, S. Dallinger, E. Christanell, W. Stoschitzky, W. Wallisch und P. Hofer. *Entwicklung eines numerischen Berechnungsverfahrens unter Berücksichtigung von zeitabhängigen und nichtlinearen Effekten am Beispiel MGC Marks Tower 2, 1030 Wien*. Forschungsber. PORR Bau GmbH, 2022. 203 S.
- [17] W. Potucek, G. F. Kidéry und R. Fritze. *Stahlbetonbau - Teil 1: Grundlagen und Beispiele*. Wien: Manz-Verlag, 2019. ISBN: 978-3-7068-5857-1.
- [18] A. Rombach. „Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell“. In: *Der Prüfingenieur* 65 (2008), S. 42–52.
- [19] H. Rubin und K.-J. Schneider. *Baustatik: Theorie I. und II. Ordnung*. Wien: Werner-Ingenieur-Texte, 1996. ISBN: 978-3-8041-3084-4.
- [20] D. Schlicke. „Mindestbewehrung zwangbeanspruchter Betonbauteile unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie“. Dissertation. Technische Universität Graz, 2014.
- [21] G. Trauner. „Experimentelle und numerische Untersuchungen zur genaueren Vorhersage des dreidimensionalen Lastabtragungsverhaltens von Hochhäusern“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2019.
- [22] K. Zuse. *Der Computer - Mein Lebenswerk*. Berlin: Springer, 2010. ISBN: 978-3-642-12095-4.

Anhang A

Schnittgrößenberechnung infolge unterschiedlicher Federsteifigkeiten

Das Deckensystem für den Schnitt C-C wird für die näherungsweise Ermittlung der Schnittgrößen in einen Deckenstreifen mit 1 m durch folgendes statisches System beschrieben:

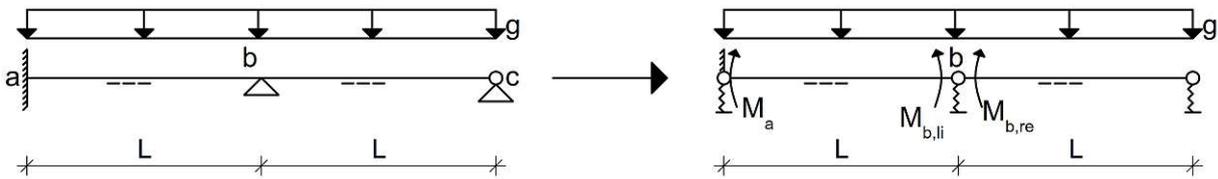


Abb. A.1: Vereinfachtes Stabmodell für die Berechnung

Die Schnittgrößen des zweifach statisch unbestimmten Systems in Abbildung A.1 können mithilfe des Kraftgrößenverfahrens nach [19] berechnet werden. Für die Herleitung werden jedoch die starren vertikalen Auflager durch Federn ersetzt. Das System ist nach Einführung von zwei Momentengelenken statisch bestimmt und wird in drei Zustände aufgeteilt. Im Zustand 0 wird die äußere Belastung auf das statisch bestimmte Grundsystem aufgebracht und die Momentenlinie berechnet. Anschließend werden sämtliche äußere Lasten entfernt und die Momentenlinie für ein eingepprägtes Moment $M_a^e = 1$ berechnet. Im Zustand 2 wird das Momentenpaar $M_b^e = 1$ im Punkt b eingepragt und ebenfalls die Momentenlinie ermittelt.

Nachdem die Momentenlinien und die Auflagerkräfte K_a, K_b , und K_c bzw. die virtuellen Auflagerkräfte $\delta K_a, \delta K_b$, und δK_c bekannt sind, wird die virtuelle Arbeit δA

$$\delta A = \delta A^{(i)} + \delta A^{(a)} = 0 \quad (\text{A.1})$$

mithilfe von Integraltafeln ermittelt:

$$\delta A^{(i)} = - \sum_{s=1}^{n_s} \left[\int_{l_s} \delta M(x) \left(\frac{M(x)}{EI(x)} + \kappa^e(x) dx \right) \right] - \sum_{f=1}^{n_f} \delta K_f \frac{K_f}{c_f} \quad (\text{A.2})$$

und

$$\delta A^{(a)} = \sum_{i=1}^{n_P} \delta \vec{P}_i \cdot \vec{u}_i \quad (\text{A.3})$$

werden die Nachgiebigkeiten $\sum_{i=1}^{n_X} \sum_{h=1}^{n_X} \delta_{i,h}$ und die Verschiebungen $\sum_{i=1}^{n_X} \delta_{i,0}$ berechnet. Die unbekanntenen Momente $M_a = X_1$ und $M_b = X_2$ werden anschließend mit

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \end{bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

berechnet, womit sich die Momente folgendermaßen ergeben:

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \end{bmatrix} \quad (\text{A.5})$$

mit

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= - \left(\frac{l}{3 \cdot EI} + \frac{1}{l^2 \cdot c_1} + \frac{1}{l^2 \cdot c_2} \right) \\ \delta_{22} &= - \left(\frac{2 \cdot l}{3 \cdot EI} + \frac{1}{l^2 \cdot c_1} + \frac{4}{l^2 \cdot c_2} + \frac{1}{l^2 \cdot c_3} \right) \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = - \left(\frac{l}{6 \cdot EI} - \frac{1}{l^2 \cdot c_1} - \frac{2}{l^2 \cdot c_2} \right) \\ \delta_{10} &= \left(\frac{q \cdot l^3}{24 \cdot EI} - \frac{V_a}{l \cdot c_1} + \frac{V_b}{l \cdot c_2} \right) \\ \delta_{20} &= \left(\frac{2 \cdot q \cdot l^3}{24 \cdot EI} + \frac{V_a}{l \cdot c_1} - \frac{2 \cdot V_b}{l \cdot c_2} + \frac{V_c}{l \cdot c_3} \right), \end{aligned}$$

wobei V_a , V_b , und V_c die Auflagergrößen des statisch bestimmten Grundsystems mit den äußeren Belastungen sind und c_1 , c_2 und c_3 die Federsteifigkeiten. In Abbildung A.2 besitzen diese jeweils die gleiche Steifigkeit, welche von 0 bis 1 000 000 variiert wird.

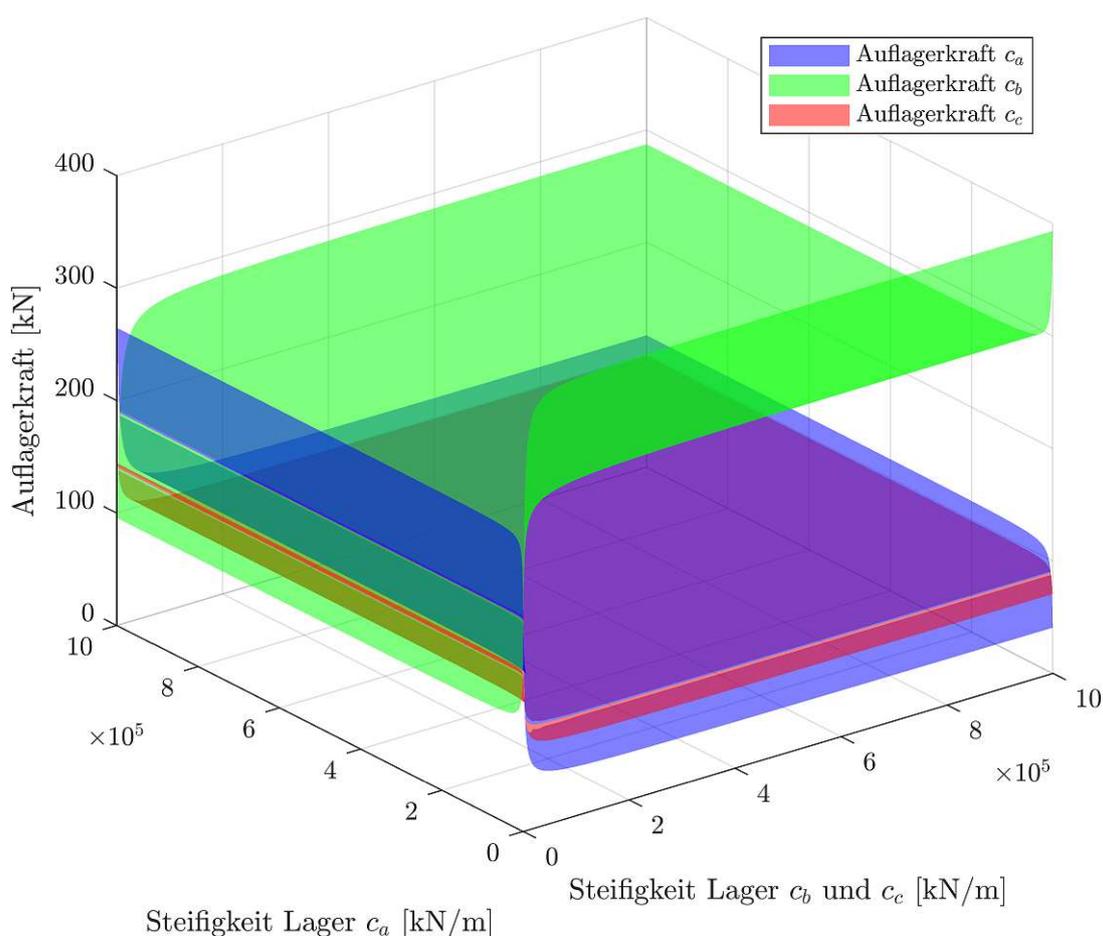


Abb. A.2: Schnittgrößen für gleiche Auflagersteifigkeiten

Im Vergleich dazu zeigt die nachfolgende Abbildung A.3 die Schnittgrößen, wenn die Federsteifigkeit c_1 größer als c_2 und c_3 ist. Für die Belastung und Material- und Festigkeitseigenschaften werden für diese Fälle die Gleichlast g für eine Deckenstärke von 28 cm und einer Einflussbreite von 6 m mit 42 kN/m, die Länge l mit 6 m und EI für einen Meterstreifen mit der Betongüte C30/37 mit 60368 kNm² berechnet.

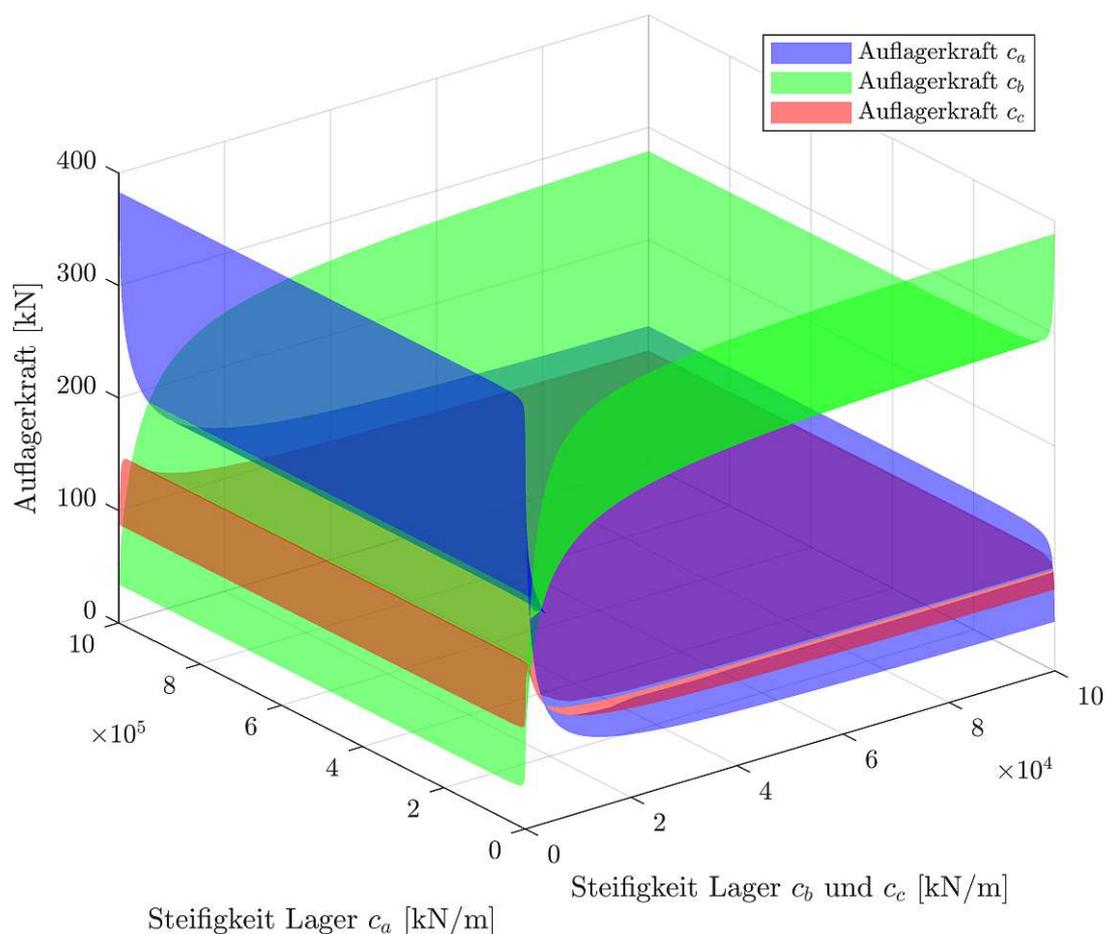


Abb. A.3: Schnittgrößen für unterschiedliche Auflagersteifigkeiten

Da das System aufgrund der Federn „weicher“ wird, verteilen sich die Schnittgrößen anders, als sie dies bei dem Modell mit der starren Lagerung tun würden. Das Auflager B wird dadurch weniger belastet und die Auflager A und C nehmen diese Lasten auf. Mit zunehmender Steifigkeit werden die Lager A und C entlastet und das Mittelaullager wird mehr beansprucht. Weiters ist auch zu erkennen, dass die Lagerreaktionen sehr schnell gegen einen Endwert konvergieren. Werden die Auflagerreaktionen der Stütze E4 mit den Tabellen 4.1, 4.2 und 4.3 verglichen, so fällt auf, dass die Ergebnisse der 1D-Berechnung beinahe der 2D-Berechnung entsprechen.

Um diese Erkenntnisse nun auf das vorliegende Beispiel nach LAGNER ET AL. [9] umzulegen, werden die Steifigkeiten des Kerns und der Stütze genauer untersucht. Die Variation Federsteifigkeiten für unterschiedliche Höhen ist in Abbildung A.4 dargestellt.

Bei $H = 1$ m treten die größten Steifigkeitsunterschiede auf. Mit zunehmender Höhe wird dieser Unterschied immer kleiner. Berücksichtigt man diese Erkenntnisse bei Abbildung 4.3 wird das Tragverhalten für unterschiedliche Steifigkeiten deutlich. Werden als Federsteifigkeiten die Geschosshöhe in Rechnung gestellt, so erhöhen sich die Kräfte der Stützen, welche in der Nähe des

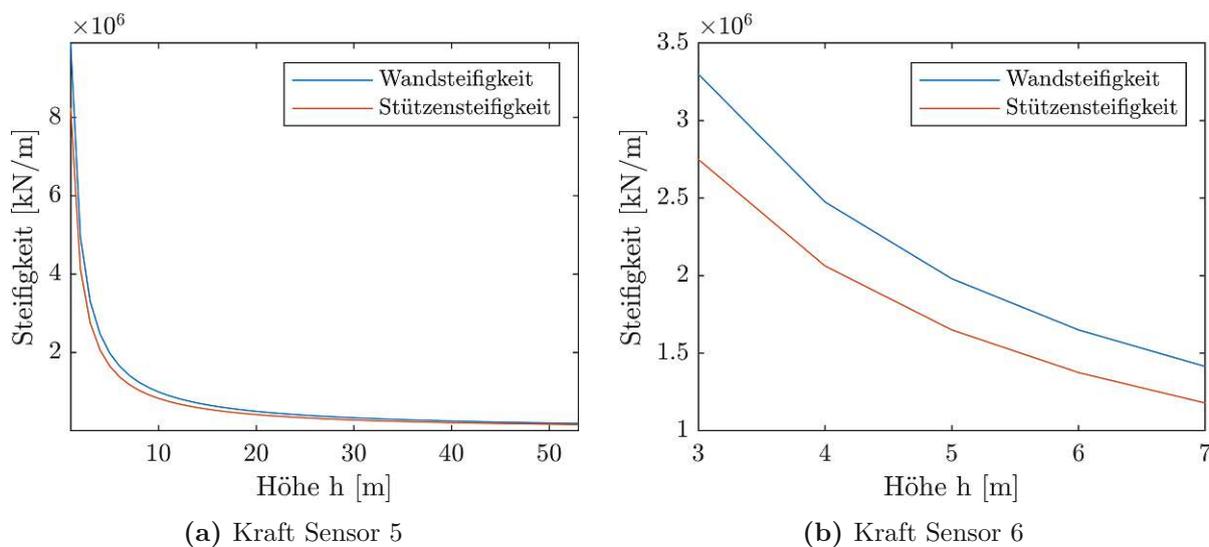


Abb. A.4: Ergebnisse der Rückrechnung

Kerns sind, da der Steifigkeitsunterschied zwischen Kern und Stütze sehr groß ist und der Kern die Kräfte anzieht. Dementsprechend müssen sich die Kräfte für die Außenreihe verringern. Wird die Höhe für die Berechnung der Steifigkeit nun erhöht, so wird die Differenzsteifigkeit geringer und die Schnittgrößen verteilen sich besser über das System. Somit werden die Innenstützen entlastet und die Außenstützen werden mehr belastet.

Anhang B

Bauzeitplan QBC

Tab. B.1: Bauzeitplan QBC 1/2

		Anf.	Ende
BPL Süd		09.07.2018	31.08.2018
UG3 Süd	Stützen/Wände	16.07.2018	07.09.2018
	Decke	06.08.2018	21.09.2018
UG2 Süd	Stützen/Wände	20.08.2018	05.10.2018
	Decke	03.09.2018	12.10.2018
UG1 Süd	Stützen/Wände	17.09.2018	07.11.2018
	Decke	01.10.2018	27.11.2018
BPL Nord		12.11.2018	01.03.2019
UG3 Nord	Stützen/Wände	07.01.2019	05.03.2019
	Decke	14.01.2019	22.03.2019
UG2 Nord	Stützen/Wände	28.01.2019	05.04.2019
	Decke	04.02.2019	17.04.2019
UG1 Nord	Stützen/Wände	18.02.2019	29.04.2019
	Decke	25.02.2019	03.05.2019
EG	Stützen/Wände	13.02.2019	24.05.2019
	Decke	28.03.2019	07.06.2019
OG1	Stützen/Wände	16.04.2019	28.06.2019
	Decke	29.04.2019	05.07.2019
OG2	Stützen/Wände	16.05.2019	26.07.2019
	Decke	24.05.2019	09.08.2019
OG3	Stützen/Wände	13.06.2019	19.08.2019
	Decke	24.06.2019	26.08.2019
OG4	Stützen/Wände	04.07.2019	09.09.2019
	Decke	10.07.2019	12.09.2019
OG5	Stützen/Wände	22.07.2019	26.09.2019
	Decke	29.07.2019	03.10.2019
OG6	Stützen/Wände	12.08.2019	17.10.2019
	Decke	21.08.2019	24.10.2019

Tab. B.2: Bauzeitplan QBC 2/2

OG7	Stützen/Wände	04.09.2019	08.11.2019
	Decke	09.09.2019	15.11.2019
OG8	Stützen/Wände	23.09.2019	28.11.2019
	Decke	30.09.2019	05.12.2019
OG9	Stützen/Wände	14.10.2019	12.12.2019
	Decke	28.10.2019	28.02.2020

Anhang C

Bauzeitplan Marks

Tab. C.1: Bauzeitplan Marks 1/3

		Anf.	Ende
BPL		01.09.20	20.10.20
UG3	Stützen/Wände	01.10.20	22.10.20
	Decke	05.10.20	28.10.20
UG2	Stützen/Wände	28.09.20	10.11.20
	Decke	07.10.20	13.11.20
UG1	Stützen/Wände	30.10.20	26.11.20
	Decke	09.11.20	15.12.20
EG	Stützen/Wände	24.11.20	29.01.21
	Decke	04.12.20	19.02.21
OG1	Stützen/Wände	29.01.21	05.03.21
	Decke	28.09.20	10.03.21
OG2	Stützen/Wände	18.02.21	18.03.21
	Decke	23.02.21	08.04.21
OG3	Stützen/Wände	03.03.21	17.03.21
	Decke	08.03.21	26.03.21
OG4	Stützen/Wände	17.03.21	31.03.21
	Decke	23.03.21	07.04.21
OG5	Stützen/Wände	30.03.21	12.04.21
	Decke	01.04.21	19.04.21
OG6	Stützen/Wände	12.04.21	22.04.21
	Decke	14.04.21	28.04.21
OG7	Stützen/Wände	22.04.21	03.05.21
	Decke	26.04.21	06.05.21
OG8	Stützen/Wände	03.05.21	12.05.21
	Decke	05.05.21	20.05.21

Tab. C.2: Bauzeitplan Marks 2/3

OG9	Stützen/Wände	17.05.21	27.05.21
	Decke	19.05.21	01.06.21
OG10	Stützen/Wände	27.05.21	09.06.21
	Decke	31.05.21	14.06.21
OG11	Stützen/Wände	09.06.21	18.06.21
	Decke	11.06.21	23.06.21
OG12	Stützen/Wände	17.06.21	28.06.21
	Decke	21.06.21	01.07.21
OG13	Stützen/Wände	28.06.21	07.07.21
	Decke	30.06.21	12.07.21
OG14	Stützen/Wände	07.07.21	16.07.21
	Decke	09.07.21	21.07.21
OG15	Stützen/Wände	16.07.21	27.07.21
	Decke	20.07.21	02.08.21
OG16	Stützen/Wände	27.07.21	09.08.21
	Decke	30.07.21	13.08.21
OG17	Stützen/Wände	09.08.21	18.08.21
	Decke	12.08.21	25.08.21
OG18	Stützen/Wände	20.08.21	30.08.21
	Decke	23.08.21	03.09.21
OG19	Stützen/Wände	02.08.21	09.09.21
	Decke	02.09.21	14.09.21
OG20	Stützen/Wände	09.09.21	20.09.21
	Decke	10.09.21	23.09.21
OG21	Stützen/Wände	20.09.21	29.09.21
	Decke	22.09.21	04.10.21
OG22	Stützen/Wände	29.09.21	08.10.21
	Decke	30.09.21	13.10.21
OG23	Stützen/Wände	08.10.21	18.10.21
	Decke	11.10.21	22.10.21
OG24	Stützen/Wände	19.10.21	29.10.21
	Decke	27.10.21	20.12.21

Tab. C.3: Bauzeitplan Marks 3/3

OG25	Stützen/Wände	02.11.21	11.11.21
	Decke	04.11.21	17.11.21
OG26	Stützen/Wände	15.11.21	22.11.21
	Decke	16.11.21	26.11.21
OG27	Stützen/Wände	23.11.21	03.12.21
	Decke	24.11.21	10.12.21
OG28	Stützen/Wände	03.12.21	15.12.21
	Decke	07.12.21	13.01.22
OG29	Stützen/Wände	16.12.21	19.01.22
	Decke	10.01.22	26.01.22
OG30	Stützen/Wände	20.01.22	31.01.22
	Decke	24.01.22	07.02.22
OG31	Stützen/Wände	01.02.22	11.02.22
	Decke	03.02.22	16.02.22
OG32	Stützen/Wände	10.02.22	22.02.22
	Decke	15.02.22	02.03.22
OG33	Stützen/Wände	23.02.22	08.03.22
	Decke	28.02.22	14.03.22
OG34	Stützen/Wände	08.03.22	21.03.22
	Decke	10.03.22	25.03.22

Tabellenverzeichnis

4.1	Normalkräfte im EG bei einer starren Lagerung	37
4.2	Normalkräfte im EG für eine elastische Lagerung der Federsteifigkeit für $h = 3,5$ m	38
4.3	Normalkräfte im EG für eine elastische Lagerung der Federsteifigkeit für $h = 52,5$ m	38
4.4	Normalkräfte im EG beim Eingussmodell mit starrer Lagerung	40
4.5	Normalkräfte im EG beim Bauphasenmodell mit starrer Lagerung	40
4.6	Normalkräfte im EG mit Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion . . .	41
4.7	Normalkräfte im EG mit konstanter Bettung der Bodenplatte	41
4.8	Normalkräfte im EG bei unterschiedlichen Bettungsmodulen	42
6.1	Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 50% Stützensteifigkeit	61
6.2	Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 100% Stützensteifigkeit	61
6.3	Variation der Bauteilsteifigkeiten für eine Kipprichtung bei 200% Stützensteifigkeit	61
B.1	Bauzeitplan QBC 1/2	78
B.2	Bauzeitplan QBC 2/2	79
C.1	Bauzeitplan Marks 1/3	80
C.2	Bauzeitplan Marks 2/3	81
C.3	Bauzeitplan Marks 3/3	82

Abbildungsverzeichnis

1.1	Gebäudefortschritt QBC am 26.08.2019	10
1.2	3D - Berechnungsmodell	10
1.3	QBC Bauteile im Regelgeschoss	11
1.4	Marks Bauteile im Regelgeschoss	11
1.5	Reales Gebäude und Berechnungsmodell von Marks	12
1.5a	Gebäudefortschritt Marks vom 05.07.2022	12
1.5b	3D - Berechnungsmodell	12
2.1	Schwingsaitensensor Model 4200 [11]	13
2.2	Befestigungsmöglichkeiten der Schwingsaitensensoren [11]	14
2.2a	Direkte Befestigung an der Bewehrung	14
2.2b	Befestigung zwischen der Bewehrung mithilfe eines Drahtes	14
2.2c	Befestigung zwischen der Bewehrung mithilfe zweier zusätzlicher Bewehrungsstäbe	14
2.3	Einbauschema der Dehnungssensoren	14
2.4	Schematische Darstellung der Sensorverkabelung mit einem Multiplexer und Ausführung auf der Baustelle	15
2.4a	Schema für die Sensorverkabelung mit einem Multiplexer	15
2.4b	Verkabelung des Multiplexer auf der Baustelle	15
2.5	Einbau der Setzungssensoren	16
2.5a	Schematische Darstellung der Sensornische	16
2.5b	Eingebaute Sensornische auf der Baustelle	16
2.6	Einbau des Referenzsensors	16
2.6a	Schematische Darstellung der Referenznische	16
2.6b	Eingebaute Referenznische auf der Baustelle	16
2.7	Messstellen im Gebäude QBC	17
2.8	Ursachen für fehlerhaften Sensoren	17
2.8a	Beschädigung der Schwingsaitensensoren	17
2.8b	Stark geknickte Kabel	17
2.9	Messstellen im Gebäude Marks	18
2.10	Verzerrungen unter einer einaxialen Belastung	19
3.1	Kompensation der Messdaten [16]	21
3.2	Einbausituation der Sensoren für die Schwindstützen	23
3.3	Messergebnisse der Schwindstützen	24
3.4	Schwindmaß nach Model Code für Schwindstütze – Berechnung mit gemittelter und gemessener Luftfeuchte	24
3.5	Bewehrungsplan der Stütze	25
3.6	Umfang zur Ermittlung der wirksamen Bauteilabmessung bei Wandenden	26
3.7	Vergleich der originalen mit den bezogenen kompensierten Messdaten	27
3.8	Superpositionsprinzip infolge einwirkender Spannungsgeschichte	27
3.9	Bauabfolge der Bauteile über der mit Sensoren ausgestatteten Stütze [13]	28

3.10	Grafische Darstellung der Rückrechnung auf die Betonkraft im Gebäude	32
3.11	Kraftverlauf für den Sensor 1.12 bei Marks	33
3.12	Kraftverlauf für die Sensoren 1.6.1 und 1.6.2 bei QBC	33
4.1	Isometrie der Berechnungsmodells	35
4.2	Grundriss nach LAGNER ET AL. [9]	36
4.3	Stützenkräfte entlang der Schnitte A-A und B-B	39
4.3a	Schnitt A-A	39
4.3b	Schnitt B-B	39
4.4	Achse E2	42
4.5	Achse F1	43
4.6	Variation der Kernsteifigkeit entlang der Schnitte	44
4.6a	Schnitt A-A	44
4.6b	Schnitt B-B	44
4.7	Variation der Stützensteifigkeit entlang der Schnitte	44
4.7a	Schnitt A-A	44
4.7b	Schnitt B-B	44
4.8	Variation der Deckensteifigkeit entlang der Schnitte	45
4.8a	Schnitt A-A	45
4.8b	Schnitt B-B	45
4.9	Variation der Deckensteifigkeit entlang der Schnitte	46
4.9a	Schnitt A-A	46
4.9b	Schnitt B-B	46
5.1	Arten der Bohrfahlroste und Modellierung im Berechnungsprogramm	48
5.1a	Einzel-, Doppel- und Dreierrost für die Pfähle	48
5.1b	Modellbildung für einen Dreierrost	48
5.2	Aufbau einer aufgelösten Bohrfahlwand	49
5.3	Decke eines Regelgeschosses	49
5.4	Bauteile für die vertikale Lastabtragung	50
5.4a	Kernwände im Berechnungsmodell	50
5.4b	Stützen im Berechnungsmodell	50
5.5	Unterschied zwischen einer Platte und Scheibe	51
5.6	Einteilung der Quadranten für die Kipprichtungen	51
5.7	Ergebnisse der Rückrechnung	52
5.7a	Kraft Sensor 5	52
5.7b	Kraft Sensor 6	52
5.8	Ergebnisse der Rückrechnung	53
5.8a	Kraft Sensor 5	53
5.8b	Kraft Sensor 6	53
5.9	Bauphasen bis zum Regelgeschoss von QBC	54
5.9a	Bauphase 1	54
5.9b	Bauphase 2	54
5.9c	Bauphase 3	54
5.9d	Bauphase 4	54
5.10	Ergebnisse der Berechnung unter Berücksichtigung der Bauphasen	54
5.10a	Kraft Sensor 5	54
5.10b	Kraft Sensor 6	54
5.11	Setzungen QBC	55

5.12	Setzungen QBC	55
5.13	Berechnete Verformungen in mm	56
5.13a	Verformung der Bodenplatte	56
5.13b	Verformung des Gesamtgebäudes	56
6.1	Berücksichtigung der Gründungselemente in der FE-Software	58
6.2	Ausschnitt eines Regelgeschosses	59
6.3	Aufteilung der Quadranten für die Einteilung der Bodensteifigkeiten	60
6.4	Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung Nord	62
6.5	Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Nord	62
6.5a	Variation der Kernsteifigkeit	62
6.5b	Variation der Wandsteifigkeit	62
6.6	Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung Ost	63
6.7	Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Ost	63
6.7a	Variation der Kernsteifigkeit	63
6.7b	Variation der Wandsteifigkeit	63
6.8	Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung Süd	64
6.9	Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen Süd	64
6.9a	Variation der Kernsteifigkeit	64
6.9b	Variation der Wandsteifigkeit	64
6.10	Ergebnisse für den Sensor 1.12 für die Kipprichtung West	65
6.11	Projektion der 3D-Ergebnisse für Kippen West	65
6.11a	Variation der Kernsteifigkeit	65
6.11b	Variation der Wandsteifigkeit	65
6.12	Ergebnisse der Setzungssensoren S1 bis S10	66
6.13	Ergebnisse der Setzungssensoren S11 bis S20	67
6.14	Grafische Auswertung der Setzungen nach Beendigung der Rohbauarbeiten	67
6.15	Verformung der Bodenplatte in mm	68
6.16	Verformung des Gesamtgebäudes in mm	68
6.17	Ermittlung der Steifigkeiten	69
A.1	Vereinfachtes Stabmodell für die Berechnung	74
A.2	Schnittgrößen für gleiche Auflagersteifigkeiten	75
A.3	Schnittgrößen für unterschiedliche Auflagersteifigkeiten	76
A.4	Ergebnisse der Rückrechnung	77
A.4a	Kraft Sensor 5	77
A.4b	Kraft Sensor 6	77