

Diplomarbeit

Experimentelle Validierung einer innovativen Methode zur Reduktion der Unterstellungszeiten von Stahlbetondecken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads
Diplom-Ingenieur
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Experimental Validation of an Innovative Method for Reducing the Formwork Support Time of Reinforced Concrete Slabs

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

von

Ştefan Filipaş, BSc

Matr.Nr.: 11810504

Betreuung: Dipl.-Ing. Dr.techn. **Herbert W. Müllner**
O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/Stiege 2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Januar 2025



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen bedanken, die mich während der Erstellung dieser Diplomarbeit begleitet und unterstützt haben.

Mein Dank gilt Herrn O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger für seine spannenden Betonbauvorlesungen, welche mein Interesse für diese Themengebiete geweckt haben und mir im Rahmen des Instituts für Tragkonstruktionen die Möglichkeit gegeben haben, meine Diplomarbeit zu verfassen.

Ein herzlicher Dank gilt insbesondere Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Herbert Müllner, der mir die Bearbeitung dieses Themas ermöglicht hat. Seine hervorragende Betreuung und die Unterstützung seines Teams waren für mich eine unschätzbare Hilfe. Er hat mir eine großartige Einführung in das wissenschaftliche Arbeiten gegeben. Seine Fachkenntnisse haben mir nicht nur bei der Ausarbeitung dieser Arbeit geholfen, sondern mir auch eine solide Grundlage für meine berufliche Laufbahn vermittelt. Dafür werde ich für immer dankbar sein.

Ein besonderer Dank gilt meiner Freundin Alexandra. Du warst meine größte Stütze und hast mich stets dazu ermutigt, an mich und meine Fähigkeiten zu glauben. Danke für deine kontinuierliche Unterstützung, deine Geduld und dafür, dass du oft bis spät in die Nacht mentale Unterstützung für mich warst.

Abschließend möchte ich meiner Familie meinen tiefsten Dank aussprechen. Ihr habt mir dieses Studium und diesen Lebensweg ermöglicht. Dank eurer bedingungslosen Liebe, eures Verständnisses und eurer Geduld konnte ich stets über mich hinauswachsen. Ohne euch wäre dieser Erfolg nicht möglich gewesen.

Wien, im Januar 2025

Stefan FILIPAS



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Die statische Bemessung von Stahlbetondecken erfolgt überwiegend mittels Finite-Elemente-Berechnungen. Dennoch führen immer engere Bauzeitpläne und der Kostendruck auf Baustellen dazu, dass die in der statischen Berechnung vorgesehenen Unterstellungszeiten häufig nicht eingehalten werden können. Um dies zu kompensieren, werden temporäre Deckenunterstellungen eingesetzt, die aus denselben Gerüststehern bestehen wie jene, die ursprünglich für die Herstellung der Decke verwendet wurden. Dieses übliche Verfahren wurde jedoch im Rahmen der statischen Bemessung von Geschoßdecken bisher kaum untersucht.

Darüber hinaus basiert die Bemessung von Stahlbetondecken auf der Annahme eines gerissenen Zustands. Dieser ist jedoch im klassischen Wohnbau unerwünscht, da Deckenuntersichten typischerweise weiß gestrichen werden. Zusätzlich bleiben klimatische Bedingungen sowie Bauphasen in der Berechnung oft unberücksichtigt, was zu Problemen bei nachfolgenden Ausbaugewerken führen kann, wie beispielsweise bei der Fassadenmontage oder dem Einbau des Bodenbelags.

Um reale Verformungen von Decken zu untersuchen, wurden im Rahmen eines Forschungsprojekts, das in Kooperation zwischen der *TU Wien* und der *PORR Bau GmbH* durchgeführt wurde, umfangreiche Messdaten erhoben. Ziel war es, die Verformungen von Decken unter Berücksichtigung der Schalung und der temporären Unterstellungen zu ermitteln. Im Zuge der Errichtung einer Wohnhausanlage im 10. Wiener Gemeindebezirk wurden Verformungsmessungen an Geschoßdecken vom Tag der Herstellung bis zum Einbau des Fußbodenaufbaus durchgeführt.

Aufbauend auf [5] wird in dieser Arbeit der dort empirisch ermittelte Lastansatz für Finite-Elemente-Berechnungen weiterentwickelt. Hierbei lag der Fokus auf der Untersuchung verschiedener Unterstellungszeiten von Geschoßdecken, insbesondere im Kontext der mehrgeschoßigen Unterstellung von Decken, deren Beton noch nicht die volle Steifigkeit erreicht hat. Dieses Forschungsvorhaben leistet einen Beitrag zur Vermeidung von Schäden und zur Optimierung von Bauabläufen sowie der zeitlichen und wirtschaftlichen Effizienz der Ausbaurbeiten.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

The structural design of reinforced concrete slabs is predominantly based on finite element calculations. However, increasingly tighter construction schedules and cost pressures on building sites often result in the specified support durations for slabs not being adhered to. After the early removal of formwork, temporary slab supports are typically installed to comply with the required support times. These supports generally utilize the same scaffolding uprights used during the initial slab construction. Despite its widespread application, this standard practice is rarely analyzed within the framework of structural calculations for floor slabs.

Furthermore, the design of reinforced concrete slabs is commonly performed under the assumption of a cracked state, which is undesirable in residential buildings where the slab soffits are typically finished with white paint. Additionally, factors such as climatic conditions during construction and phased construction processes are often neglected in the calculations. These oversights can lead to issues in subsequent finishing trades, such as façade installation or floor covering placement.

To investigate actual slab deformations, a research project was conducted in collaboration between the *Vienna University of Technology* and *PORR Bau GmbH*. The aim was to evaluate the deformation behavior of slabs considering the effects of formwork and temporary scaffolding supports. During the construction of a residential complex in Vienna's 10th district, deformation measurements were carried out on multiple slabs, spanning from the day of casting to the installation of the floor finishes.

Building on the findings of [5], this study extends an empirically derived load model for finite element calculations. The research emphasizes the impact of varying slab support durations, particularly focusing on multi-story slab supports where the concrete has not yet reached its full elastic modulus. This investigation aims to mitigate potential damage, streamline construction processes, and improve the time and cost efficiency of subsequent finishing work.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1 - Einleitung	11
1.1 Problemstellung.....	12
1.2 Gliederung der Arbeit.....	13
1.3 Zielsetzung.....	14
Kapitel 2 - Vorstudie: Projekt „The Icon Vienna“	15
2.1 Einführung	15
2.2 Zielsetzung der Vorstudie	16
2.3 Spezifische Überhöhung und Messprinzip	16
2.4 Darstellung der Messergebnisse.....	18
2.5 Interpretation der Messergebnisse	18
2.6 Numerische Untersuchungen.....	19
2.6.1 Elastische Lagerung der Geschößdecke	20
2.6.2 Zeitliche Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls	21
2.6.3 Rechenprogramm.....	22
2.6.4 Innovativer Lastansatz	23
2.6.5 Ergebnisse Vorstudie.....	24
Kapitel 3 - Bauvorhaben „Laxenburger Straße 2B“	27
3.1 Projektdaten.....	27
3.2 Bautechnische Rahmenbedingungen.....	28
Kapitel 4 – Experimentelle Messung	31
4.1 Messprogramm.....	31
4.2 Festlegung der Messbereiche	32
4.3 Messmethodik und Versuchsaufbau	33
4.3.1 Höhenfixpunkt.....	34
4.3.2 Übertragung der Höhenpunkte in jedem Geschoß	34
4.3.3 Messprinzip	35
4.4 Messauswertung.....	37
4.4.1 Vermessungen im Bereich G	37
4.4.2 Vermessungen im Bereich K-L.....	39
4.5 Interpretation der Messergebnisse	41
Kapitel 5 - Numerische Untersuchungen	43
5.1 Statische Systeme	43

5.2 Statische Berechnung für Zustand I.....	45
5.2.1 Messbereich G.....	45
5.2.2 Messbereich K-L.....	46
5.3 Statische Berechnung für Zustand II.....	47
5.3.1 Messbereich G.....	47
5.3.2 Messbereich K-L.....	47
5.4 Bewehrungsvariation der Regelgeschoßdecken.....	47
5.4.1 Decke über 2. Obergeschoß.....	47
5.4.2 Decke über 3. Obergeschoß.....	48
5.4.3 Decke über 4. Obergeschoß.....	49
5.4.4 Decke über 5. Obergeschoß.....	49
5.4.5 Decke über 6. Obergeschoß.....	49
5.5 Parameterstudie für die Phasenanalyse.....	50
5.6 Methodik.....	51
5.6.1 Zuordnung der Rechenmodelle zu den Messphasen.....	51
5.6.2 Berechnung der Fälle A bis D.....	56
Kapitel 6 - Weiterentwicklung des Lastansatzes.....	57
6.1 Auswertungen.....	57
6.1.1 Auswertungen Bereich G.....	57
6.1.2 Auswertungen Bereich K-L.....	59
6.2 Auswertung der Bewehrungsvariation.....	60
6.3 Endauswertung.....	61
6.4 Finaler Lastansatz.....	62
6.5 Anwendung des finalen Lastansatzes.....	63
Kapitel 7 – Zusammenfassung und Ausblick.....	67
7.1 Zusammenfassung.....	67
7.2 Ausblick.....	68
Literatur.....	70
Abbildungsverzeichnis.....	72
Tabellenverzeichnis.....	76
Anhang A - Messergebnisse.....	77
Anhang B – Zustand II Verfahren.....	89

Kapitel 1 - Einleitung

Stahlbeton ist der am weitesten verbreitete Baustoff des Bauwesens. Heute kann man sich kaum Tragstrukturen ohne einen Einsatz des Betons vorstellen. Die zahlreichen Vorteile des Betons führen dazu, dass dieser in verschiedenster Form nahezu überall eingesetzt wird. Stahlbeton kombiniert die hohe Druckfestigkeit von Beton mit der Zugfestigkeit von Stahl [1], wodurch er ideal für moderne Tragstrukturen ist.

Die statische Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen zielt darauf ab, das Tragwerk hinsichtlich seiner Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Wirtschaftlichkeit zu bemessen. Für diesen Zweck wird das reale Bauwerk in einem Modell umgewandelt, welches die reale Situation so gut wie möglich abbilden sollte. Man kann den Prozess der Modellbildung nach BISCHOFF [2] in drei Schritte unterteilen:

1. Die reale Konstruktion wird in ein mathematisches Modell übergeführt,
2. Das mathematische Modell wird zu einem Rechenmodell erweitert,
3. Für baupraktische Berechnungen wird das Rechenmodell in ein Bemessungsmodell umgewandelt, welches weiter die tatsächliche Bemessung ermöglicht.

Das lastabtragende Grundgerüst von Bauwerken wird auf Tragelemente reduziert, für welche Theorien aus der Baustatik angewendet werden können. Für Elemente wie Balken können meistens mittels klassischen Handrechnungen, z.B. nach der Balkentheorie, die Gleichungen des mathematischen Modells exakt gelöst werden. Für komplexere Elemente wie Platten oder Schalen stehen heute Computerprogrammrechnungen zur Verfügung. Üblicherweise werden Tragstrukturen aus Beton anhand der Finite-Elemente-Methode (FEM) berechnet. Für die Beurteilung des Tragverhaltens und für die Bemessung der Betonkonstruktionen werden Schnittgrößen und Verschiebungen üblicherweise aus der Berechnung nach FEM [1] verwendet.

In Bezug auf die Verformung von Stahlbetondecken, berücksichtigt FEM neben den kurzfristigen Effekten, die direkt nach dem Betonieren auftreten, auch langfristige Effekte wie Kriechen und Schwinden des Betons. Somit stellt sich die wesentliche Aufgabe des Ingenieurs [3], die Randbedingungen für das Computerprogramm darzustellen, um das nichtlineare Verhalten des Verbunds realitätsnahe im Modell abzubilden.

Sollte eine Stahlbetondecke im Zuge der Berechnung nach FEM eine zu große Verformung aufweisen, müssen verschiedene Ansätze für die Problemlösung gefunden werden. Die Funktionalität anderer Gewerke ist beeinträchtigt, da der Rohbau des Bauwerks Diskrepanzen zwischen geplantem und tatsächlichem Zustand aufweist. Um solche ungünstigen Folgen der großen Verformungen zu vermeiden, stellt sich eine sogenannte „Überhöhung“ als Lösung dafür dar. Dabei wird die Decke an bestimmten Stellen vor dem Aushärten des Betons angehoben, sodass diese nach der Verformung die geplante Lage erreicht.

Die Planung und Bemessung von Stahlbetondecken basieren traditionell auf etablierten Methoden, wie von POTUCEK ET AL. [19] beschrieben wird. Diese Ansätze berücksichtigen die Lastabtragung und Verformung im Endzustand, stoßen jedoch an ihre Grenzen, wenn temporäre Bauzustände oder die frühzeitige Nutzung von Betondecken modelliert werden sollen. Eine präzisere und flexiblere Modellierung ähnlich zu HARRER & HARRER [22] ist daher unerlässlich, um den steigenden Anforderungen moderner Bauvorhaben gerecht zu werden.

1.1 Problemstellung

Die Überhöhung dient also dazu, das Verhalten der Decke unter Lasten zu kompensieren. Langfristige Effekte wie das Kriechen und Schwinden des Betons beeinflussen maßgeblich das Verformungsverhalten von Stahlbetondecken. Diese Effekte sind besonders bei der Bemessung und der Planung der Überhöhung zu berücksichtigen [4]. Doch dieser Ansatz bringt auch Herausforderungen mit sich, da nicht alle Einflussfaktoren in der FEM-Berechnung ganz genau modelliert werden können.

Die traditionelle Methode der pauschalen Überhöhung weist mehrere Nachteile auf, nach MÜLLNER ET AL [5], die in der Baupraxis zu erheblichen Problemen führen können:

- Abweichungen zwischen der geplanten und der tatsächlichen Verformung,
- Anhebungen in Bereiche mit keiner signifikanten Belastung,
- Schalung und Rüstung müssen zusätzlich händisch angepasst werden,
- Erhöhter Zeitaufwand bei dem nachfolgenden Gewerken,
- Erhöhter Materialaufwand für den Ausgleich der unterschiedlichen Verformungen,
- Spätere Absenkungen verursachen Schäden an bereits fertiggestellten Böden,
- Verlängerung der Bauzeit und erhöhte Sanierungskosten.

Die pauschale Überhöhung kann generell zu längeren Bauzeiten, erhöhten Kosten oder zusätzlichem Aufwand führen. Um diese Probleme zu adressieren, wurde ein Forschungsprojekt der *PORR Bau GmbH* gestartet, das Vorprojekt „*The Icon Vienna*“, welches darauf abzielt, die Einflussfaktoren auf die Verformung von Stahlbetondecken zu analysieren und die Verformungstoleranzen zu reduzieren.

In der Praxis wird die Überhöhung in der Regel vom zuständigen Statiker als Teil der erwarteten Gesamtverformung berechnet, wobei ein Sicherheitszuschlag berücksichtigt wird. Da sich weniger belastete Bereiche jedoch weniger stark absenken, bleibt die Überhöhung dort bestehen und die Decke verbleibt in einer erhöhten Position [6]. Zudem werden Faktoren wie die Festigkeitsentwicklung des Betons, klimatische Bedingungen während der Betonage, die Dauer der Unterstellung sowie die Bauphasen oft nicht in die Berechnung einbezogen. Dies kann in späteren Bauphasen zu Problemen führen, wie etwa bei der Montage der Fassade oder der Verlegung des Bodenbelags. Letztlich wird das Überhöhungsmaß im Schalplan vermerkt.

Durch den breiten Einsatz von Stahlbetonkonstruktionen in der modernen Bauwirtschaft gewinnt die Optimierung von Bauabläufen zunehmend an Bedeutung. Eine weitere technische und auch wirtschaftliche Herausforderung stellt dabei die frühzeitige Wiederverwendung der Schalung und Rüstung dar. Insbesondere bei mehrgeschoßigen Bauwerken kann eine beschleunigte Wiederverwendung der Schalung die Bauzeit deutlich verkürzen und somit auch die Gesamtkosten reduzieren. Gleichzeitig fehlen jedoch derzeit verlässliche Methoden, um das Verformungsverhalten von Stahlbetondecken vor Erreichen des endgültigen Elastizitätsmoduls zu beschreiben. Das führt zu konservativen Schalzeiten, die durch bauseitige Notunterstellungen übergangen werden. Dadurch geht die Haftung für Schäden auf die ausführenden Firmen über.

1.2 Gliederung der Arbeit

Diese Arbeit basiert auf den theoretischen Grundlagen von HOFER [6] und einem Forschungsprojekt der *PORR Bau GmbH*. Im Rahmen einer Vorstudie wurde ein innovativer Lastansatz entwickelt, der in dieser Arbeit zunächst analysiert und anschließend weiterentwickelt wird. Während der theoretische Teil zentrale Aspekte aus HOFER [6] aufgreift, wie Kennwerte für die Berechnung von Verformungen nach MODEL CODE [7] und den Einfluss verschiedener Parameter auf das Tragverhalten von Decken, werden weitere relevante Themen, wie die Bemessung im Zustand I und Zustand II, eigenständig vertieft und in den Kontext der vorliegenden Untersuchung eingebettet.

Die Vorstudie, die in Kapitel 2 behandelt wird, orientierte sich an festen Zeitpunkten für die Messungen der Verformungen auf der Baustelle. Diese Methodik wurde in der vorliegenden Arbeit durch ein phasenbasiertes Messkonzept ersetzt, um die Verformungen abhängig vom Baufortschritt zu messen. Die Erkenntnisse der Vorstudie, wie die Verwendung einer empirisch ermittelten Last von 8 kN/m^2 als Grundlage für den Lastansatz, bilden den Ausgangspunkt für die Weiterentwicklung in dieser Arbeit.

Kapitel 3 widmet sich dem ausführlichen Überblick über das aktuelle Forschungsprojekt der *PORR Bau GmbH*. Dabei werden das Tragwerksystem und die Gebäudestruktur detailliert beschrieben, um die Rahmenbedingungen für die Analyse und Modellierung zu verdeutlichen.

Der praktische Teil der Arbeit wird in Kapitel 4 dargestellt. In insgesamt 55 Messbereichen, verteilt auf fünf Regelgeschoßdecken, wurden über die gesamte Bauzeit hinweg Messpunkte erfasst. Diese experimentellen Daten bilden die Grundlage für die Analyse der realen Verformungen, die anschließend mit dem angepassten Lastansatz prognostiziert werden sollen.

Um den Lastansatz aus der Vorstudie anzuwenden und diesen auch weiter zu entwickeln, werden im Kapitel 5 numerische Modelle ausgewertet und interpretiert. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Vorstudie werden zunächst Rechenmodelle mit dem bestehenden Lastansatz erstellt und anschließend schrittweise durch einen angepassten Lastfaktor erweitert. Die Ergebnisse der numerischen Simulationen werden systematisch ausgewertet und in Diagrammen anschaulich dargestellt. Für die detaillierte Analyse werden ausschließlich repräsentative Messbereiche berücksichtigt, um den Rahmen der Arbeit nicht zu überschreiten.

Für die Ergebnisse im Kapitel 6 werden jedoch alle Messdaten der Regelgeschoße berücksichtigt. Hier erfolgt eine Endauswertung über alle Messbereiche, die die Grundlage für den überarbeiteten Lastansatz bildet. Dieser wird im abschließenden Kapitel 7 präsentiert und abschließend interpretiert.

1.3 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist die Validierung und Weiterentwicklung eines innovativen Lastansatzes zur Reduktion der Verformungstoleranzen bzw. der Unterstellungszeiten von Stahlbetondecken. Die vorliegende Diplomarbeit untersucht ein aktuelles Forschungsprojekt „Wohnhausanlage Laxenburger Straße 2B“, das im Rahmen der Kooperation zwischen der *Abteilung Technologiemanagement und Innovation der PORR Bau GmbH* und dem *Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien* ins Leben gerufen wurde.

Im ersten Schritt werden experimentelle Messdaten erhoben und analysiert, um das reale Verformungsverhalten der Stahlbetondecken während der Bauphase zu dokumentieren. Aufbauend auf diesen Daten werden numerische Modelle für die relevanten Messbereiche entwickelt, mit denen sowohl der Stand der Technik als auch der ursprüngliche Lastansatz aus der Vorstudie untersucht werden. Im letzten Schritt erfolgt die Weiterentwicklung des innovativen Lastansatzes durch Einführung eines angepassten Laststeigerungsfaktors, der das Tragverhalten von Stahlbetondecken in frühen Bauphasen präziser beschreibt. Diese Weiterentwicklung wird erneut mithilfe der numerischen Modelle untersucht und abschließend ausgewertet.

Durch die Kombination aus experimentellen Messungen, numerischen Modellen und der Weiterentwicklung des Lastansatzes soll ein Werkzeug geschaffen werden, das die Prognose der Verformungen von Stahlbetondecken realitätsnäher beschreibt, um Bauprozesse effizienter zu gestalten und die Unterstellungszeiten zu reduzieren bzw. im Rahmen der statischen Berechnung der Stahlbetondecken zu berücksichtigen.

Kapitel 2 - Vorstudie: Projekt „The Icon Vienna“

Die *PORR Bau GmbH* leitete ein erstes Forschungsprojekt [5] für das Bauvorhaben „*The Icon Vienna*“ ein, das darauf abzielte, die herkömmlichen Berechnungsansätze im Betonbau in Frage zu stellen und durch innovative Methoden zur Verformungsvorhersage [8] zu ersetzen. Dieser Ansatz sollte es ermöglichen, Verformungen von Stahlbetondecken präziser vorherzusagen. Dieses erste Forschungsprojekt legte die Grundlage für den Lastansatz, der im Rahmen dieser Arbeit weiter vertieft und untersucht wird, um erstens eine noch präzisere Prognose der Verformungen im Betonbau und weiters eine Berücksichtigung der Verformungen bei der statischen Berechnung zu ermöglichen.

2.1 Einführung

In unmittelbarer Nähe vom Wiener Hauptbahnhof, hat die *PORR Bau GmbH* das Bauvorhaben ausgeführt. Das Projekt umfasst drei Hochbautürme mit Höhen von 40 bis 90 m, wobei das tragende System aus einem Skelettmassivbau besteht. Zusätzlich verfügen die Türme über drei unterirdische Geschosse, welche in Deckelbauweise ausgeführt wurden.

Die Ausführung der Geschosdecke ab dem dritten Obergeschoß zeichnet sich durch eine Besonderheit aus, da sie Hohlkörperelemente enthalten. Zwischen den oberen und unteren Bewehrungslagen werden diese hohlen Kunststoffkörper montiert, um Gewicht und Material in den Deckenplatten zu reduzieren. Abgesehen von einer Verringerung des Gewichts und einer Anpassung der Biegesteifigkeit können diese Decken wie von HOFER [6] beschrieben, statisch als Vollquerschnitt angesetzt werden.

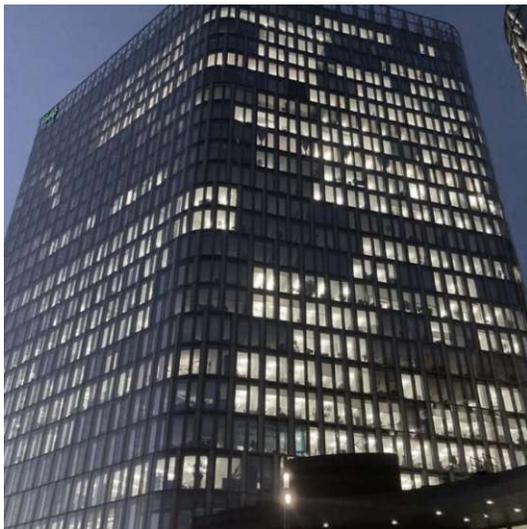


Abbildung 2.1: Ansicht Turm A „The Icon“



Abbildung 2.2: Detailansicht des Turms A

2.2 Zielsetzung der Vorstudie

Das zentrale Ziel der Vorstudie war die Erfassung und Analyse der Verformungen der Stahlbetondecken der Türme. In Zusammenarbeit mit der *Abteilung Technologiemanagement und Innovation* wurden Verformungsmessungen durchgeführt, um die realen Verformungen der Decken mit den berechneten Prognosen abzugleichen. Diese Messungen erfolgten mithilfe eines Präzisionsnivelliergeräts sowie mit in die Deckenoberfläche eingebrachten Messbolzen [6], die eine kontinuierliche Überwachung der Durchbiegungen während der Bauphase ermöglichten. Ziel war es, zu überprüfen, inwieweit der innovative Lastansatz eine präzise Prognose der Deckendurchbiegungen gewährleisten kann.

2.3 Spezifische Überhöhung und Messprinzip

Um die erwarteten Durchbiegungen der Decken zu kompensieren, wurden im Vorfeld durch den verantwortlichen Objektstatiker *TRIAX ZT-GmbH* spezifische Maßnahmen getroffen. Die Decken wurden in jedem Feld rechtwinklig zur Deckenbegrenzung als Trapezprofil mit einer Überhöhung von 2 cm ausgeführt. Diese Überhöhung diente dazu, die Verformungen, die durch die Lasten während der Bauphase und im Endzustand entstehen, auszugleichen. Die gewählte Trapezform der Überhöhung ermöglicht eine gleichmäßige Lastverteilung über die gesamte Deckenfläche und soll die langfristigen Verformungen minimieren.

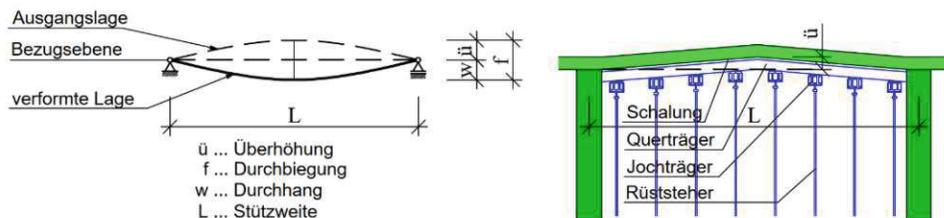


Abbildung 2.3: Begriffserklärung im Zusammenhang mit Deckendurchbiegungen

Die Geschoßdecke besitzt in allen untersuchten Geschoßen eine fast gleiche Geometrie. Im Regelbereich handelt es sich um eine punktgestützte Decke mit einer Stützweite von 6,75 x 7,00 m. Die Dicke der Decken beträgt jeweils 25 cm. Die Betongüte ist C 30/37/XC1. Die Betondeckung beträgt für die untere Bewehrung 3,5 cm und für die obere Bewehrung 2,0 cm. Die kreuzweise Regelbewehrung beträgt für die untere Lage Ø12 / 14 und für die obere Lage Ø12 / 14.

Um die Durchbiegung der Decken zu dokumentieren, wurden jeweils zwei Messbereiche *A* und *B* definiert. Es wurden vier Messpunkte im Bereich *A* definiert, die in jedem Geschoß gemessen wurden. Zwei davon am Deckenrand zwischen den Stützen und zwei in Feldmitte. Ein fünfter Punkt wurde direkt neben der Stütze erfasst, der als Referenzwert für die Verformung der vier ersten Punkte dient [6]. Im Bereich *B* wurden 4 Messstellen festgelegt. Drei am Deckenrand zwischen den Stützen. Ein vierter Punkt wurde direkt neben der Stütze erfasst, der wiederum als Referenzwert für die Verformung der vier ersten Punkte dient. Als Messgerät wurde ein Präzisionsnivellier mit einer Rechengenauigkeit von 0,1 mm verwendet. Die Messergebnisse wurden auf 1 mm gerundet.

Die Herstellung der Decken erfolgte im Mittel in einem 12-Tage-Takt. Das Messprogramm setzt sich aus Messwiederholungen an verschiedenen Tagen zusammen. Dabei werden folgende Phasen beobachtet:

- Tag 0: vor Betonieren der zu untersuchenden Geschoßdecke,
- Tag 1: nach Betonieren der zu untersuchenden Geschoßdecke,
- Tag 6: nach Einbringen der Notunterstellung der zu untersuchenden Geschoßdecke,
- Tag 12: nach Betonieren der Decke des nächsten Geschoßes,
- Tag 17: nach Einbringen der Notunterstellung der Decke des nächsten Geschoßes,
- Tag 23: nach Betonieren der Decke des übernächsten Geschoßes,
- Tag 28: nach Einbringen der Notunterstellung der Decke des übernächsten Geschoßes,
- Wiederholungsmessungen an beliebigen Zeitpunkten vor Einbau des Bodenaufbaus.

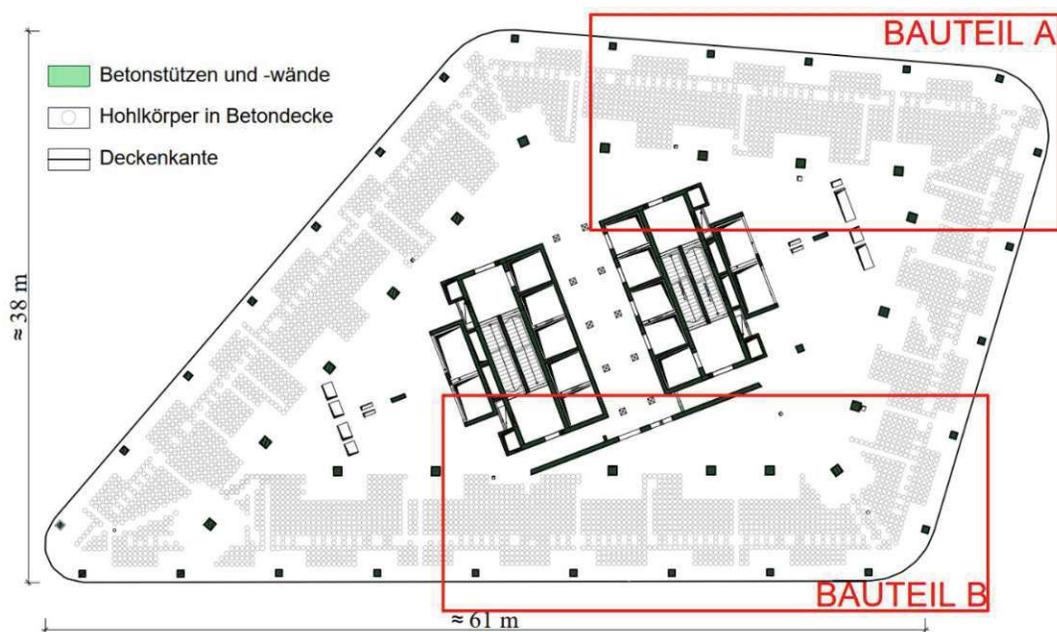


Abbildung 2.4: Grundriss der Regelgeschoßdecke mit Darstellung der Messbereiche A und B

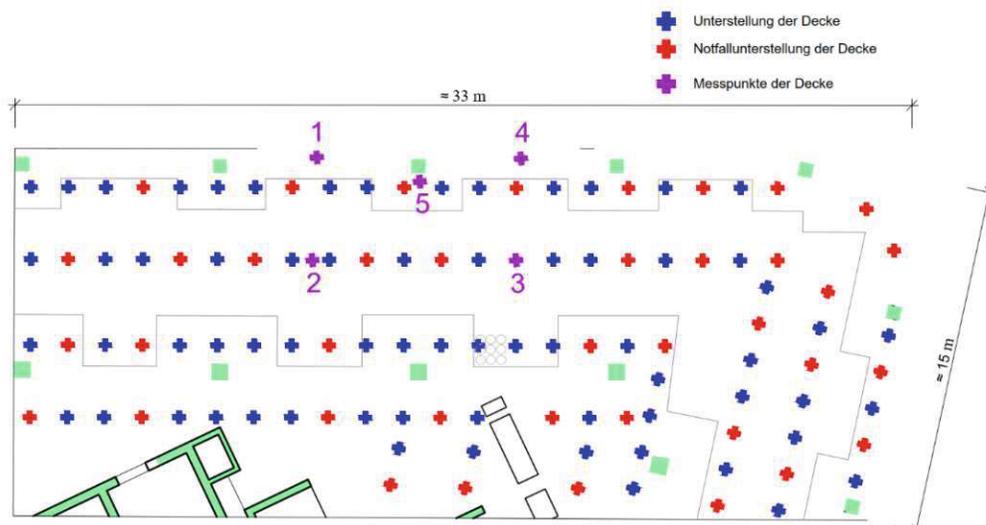


Abbildung 2.5: Messbereich A mit Messpunkten und Darstellung der Deckenunterstellung

2.4 Darstellung der Messergebnisse

Die Messungen wurden zwar immer an den gleichen Stellen der verschiedenen Geschößdecken durchgeführt, doch die Messergebnisse weisen erhebliche Unterschiede auf. Es sollte auch darauf hingewiesen werden, dass die Abmessungen, die Position der Schaltische und die Bewehrung der Decken immer identisch waren. Daher lassen sich die Messunterschiede aufgrund dieser Faktoren nicht erklären.

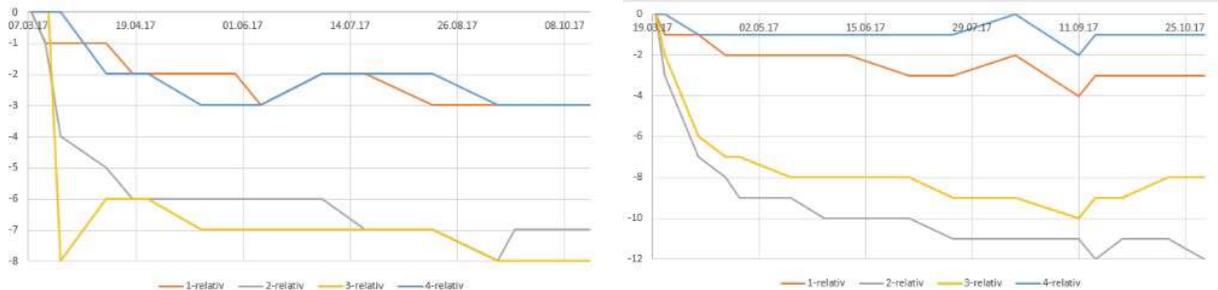


Abbildung 2.6: Messergebnisse für die Decke über O4 und O5 (Bereich A)

Im Messbereich A konnte ein klarer Unterschied zwischen den Messpunkten am Deckenrand bzw. in der Deckenmitte der punktgestützten Deckenfelder festgestellt werden. Die Messergebnisse der Deckenmitte unterscheiden sich jedoch von 16 mm im unteren Stockwerk bis zu 8 mm im oberen Stockwerk.

Im Messbereich B konnten keine sinnvollen Ergebnisse ermittelt werden. In diesem Bereich wurden ohnehin nur drei Punkte am Deckenrand vermessen. Hier variieren die Messergebnisse von 4 mm auf 10 mm, wobei bei zwei Geschößdecken sogar Hebungen festgestellt wurden.

2.5 Interpretation der Messergebnisse

Unter Berücksichtigung der einschlägigen Normen ergibt sich, dass der Beton erst nach 28 Tagen seine Endfestigkeit erreicht. Daher beträgt die erforderliche Unterstellungszeit ohne zusätzliche Untersuchungen 28 Tage. Allerdings wird dieser Zeitraum in den Bauzeitplänen nicht mehr in Betracht gezogen.

Eine Möglichkeit, die Unterstellungszeit einzuhalten, ist das Platzieren von Notfallunterstellungen. Beim Betonieren der Decke kommen dieselben Rüstungssteher zum Einsatz, jedoch ohne die Schalung. Allerdings wird während dieser Umbauphase nicht mehr dieselbe Anzahl von Rüstungsstehern genutzt. Bei der statischen Berechnung der Geschößdecke erfolgt eine solche Untersuchung entweder nicht oder nur überschlagsmäßig.

Durch den 12-Tage-Takt der Produktion der Geschößdecken wird die jeweilige Decke innerhalb der 28-tägigen Festigungsphase des Betons mit dem Eigengewicht von bis zu zwei darüberliegenden Decken belastet. Diese Belastungen sind hinsichtlich ihrer Größe mit den späteren Nutzungslasten vergleichbar. Während der Rohbauphase wirken jedoch weder vollständige Aufbaulasten noch volle Nutzlasten auf die Decken.

Das Ziel dieser Vorstudie war, mittels der Messergebnisse einen ersten innovativen Ansatz zu überprüfen.

2.6 Numerische Untersuchungen

Die entsprechenden räumlichen Deckenmodelle wurden auf Basis von HOFER [6] mit dem Programm „Dlubal RFEM“ entwickelt. Die Rechenmodelle der 20 Geschoßdecken sind geometrisch gleich zu betrachten.

Im Gegensatz zu HOFER [6] wurde kein zusätzliches Material zur Berücksichtigung der Bereiche mit Hohlkörpern definiert. Auch die Korrektur der Biegesteifigkeit wurde nicht vorgenommen, da der Unterschied gemäß [6] lediglich 6% beträgt. In der gegenständlichen Vorstudie wurden die Hohlkörper durch die Annahme einer entlasteten Flächenlast berücksichtigt. Da das Raumgewicht von $25,0 \text{ kN/m}^3$ auf $18,6 \text{ kN/m}^3$ reduziert wurde, wurde eine Last von unten mit $(25,0 - 18,6) \times 0,25 = 1,6 \text{ kN/m}^2$ in den rot markierten Bereichen in der Abbildung 2.7 angesetzt.

Zur Simulation des Messprogramms und des Baufortschritts wird für jeden Zeitpunkt ein gesondertes Rechenmodell für die zu untersuchende Geschoßdecke erstellt. Somit ergeben sich für jede Geschoßdecke, abhängig von den durchgeführten Messungen, bis zu 10 Rechenmodelle. Um die Komplexität der Rechenmodelle gering zu halten, wurden nur zwei Ausschnitte des gesamten Deckengrundrisses detailliert analysiert. Diese Ausschnitte wurden so gewählt, dass Verfälschungen der Ergebnisse ausgeschlossen werden können.

Die jeweils betrachtete unterste Geschoßdecke im Rechenmodell wurde entlang der Geschoßwände mit Linienlagern und an den Geschoßstützen mit Knotenlagern versehen. Zur vertikalen Lastabtragung wurden sowohl die Wände und Stützen gemäß dem Schalungsplan als auch die Rüstungsstützen laut den Austeilungsplänen der Deckentische modelliert. Die Stützen der Notfallunterstellung wurden direkt unter den Rüststehern der Deckentische positioniert, um die Last des Frischbetons auf mehrere Decken zu verteilen.

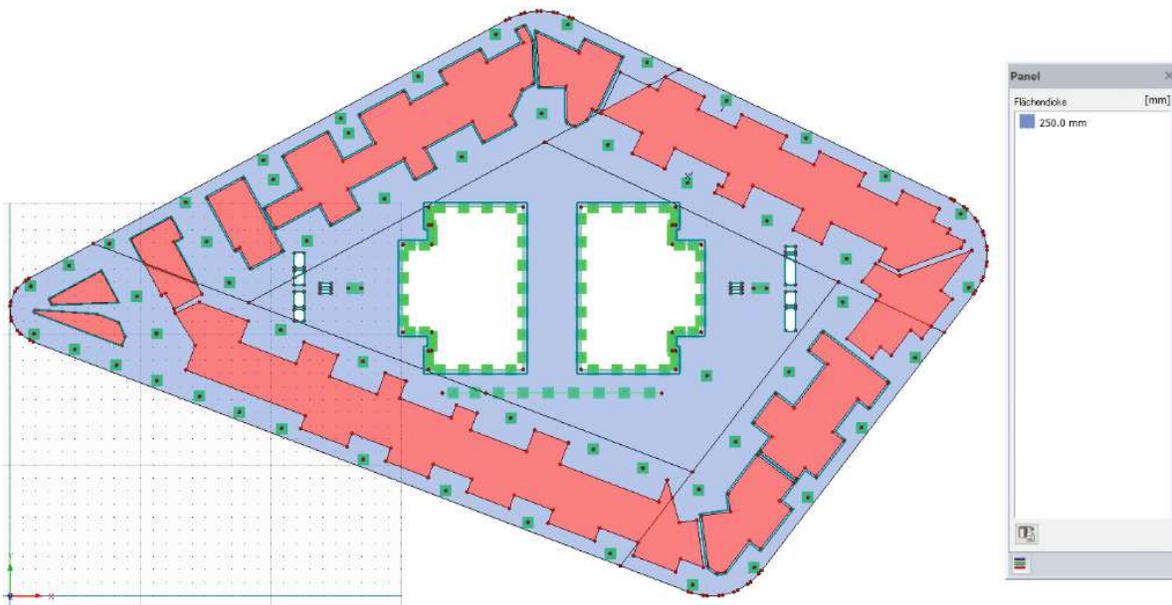


Abbildung 2.7: Rechenmodell einer Geschoßdecke

Der Raster der Rüstungssteher der Deckentische hatte einen mittleren Stützenabstand von $1,125 \times 2,700 \text{ m}$ und war parallel zu den Außenkanten der Decke ausgerichtet. Der Querschnitt der

Rüstungsstützen ergab sich aus den Datenblättern zu $\varnothing 60,3 \times 3$ mm. Die Geschoßhöhe der Regelgeschoße beträgt 3,0 m.

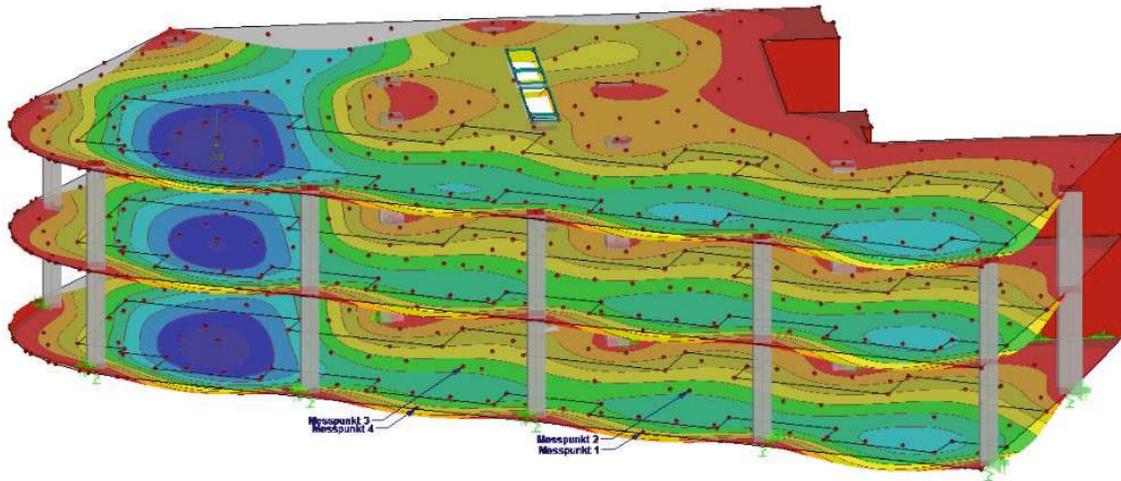


Abbildung 2.8: Rechenmodell einer Geschoßdecke

2.6.1 Elastische Lagerung der Geschoßdecke

Um Singularitäten in Knotenlagern und Wandecken zu vermeiden, werden alle Lagerungen elastisch nachgiebig berücksichtigt, entsprechend dem aktuellen Stand der Technik. Die Nachgiebigkeit der Rüststeher ist dabei in den Datenblättern der verwendeten Produkte dokumentiert.

Ermittlung der Federsteifigkeit für eine Unterstellung:

$$\Delta L = 0,0017 \text{ mm/kN} \cdot m \quad (2.1)$$

$$H = 3,0 \text{ m} \quad (2.2)$$

$$c_1 = (0,0017 \cdot 3,0)^{-1} = 196 \text{ kN/mm} = 196000 \text{ kN/m} \quad (2.3)$$

Ermittlung der Federsteifigkeit für eine Bauwerksstütze:

$$c_2 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{3200 \cdot 50 \cdot 50}{3,0} = 2,7 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (2.4)$$

$$c_3 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{3200 \cdot 100 \cdot 25}{3,0} = 2,7 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (2.5)$$

Ermittlung der Federsteifigkeit für eine Bauwerkswand:

$$c_4 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{3200 \cdot 100 \cdot 25}{3,0} = 2,7 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (2.6)$$

2.6.2 Zeitliche Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls

Experimentelle Langzeituntersuchungen von MÜLLNER & KREMNIETZER [9] zeigen, dass die Beziehungen des MODEL CODE [7] ausreichend genau die Entwicklung des Elastizitätsmoduls für den im Rohbau verwendeten Deckenbeton in den ersten Monaten repräsentieren können. Dabei wird der Elastizitätsmodul $E_{ci}(t)$ allgemein wie folgt ermittelt:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad (2.7)$$

Der Koeffizient $\beta_E(t)$ ist lediglich eine zusätzliche Abkürzung:

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (2.8)$$

Der Koeffizient $\beta_{cc}(t)$ ist eine Funktion, welche die Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit beschreibt:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (2.9)$$

Der Koeffizient s hängt primär von der Art des Zements und der mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen ab. Im gegenständlichen Fall ist der Zement ein 32,5 R, somit $s = 0,25$. Für den gegenständlichen Ansatz wird der Zeitpunkt t als das Deckenalter in Tagen definiert. Im Gegensatz zum MODEL CODE [7] wird für E_{ci} den Normwert des Elastizitätsmoduls von 32.000 N/mm^2 verwendet. Somit ergeben sich für die im Messprogramm definierte Tage folgende Werte für der Elastizitätsmodul:

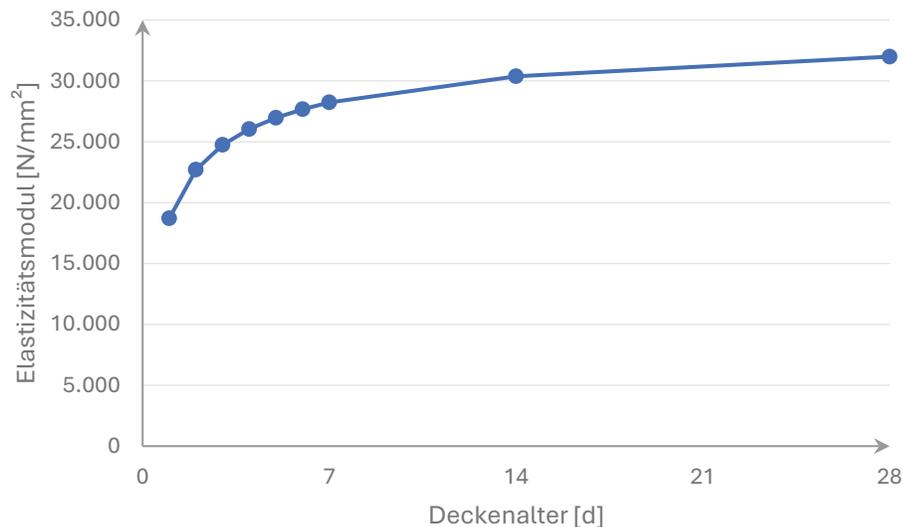


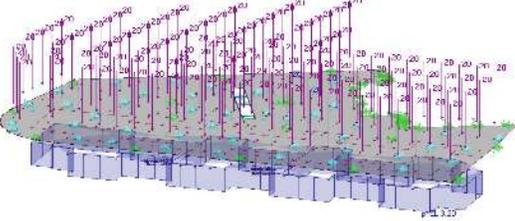
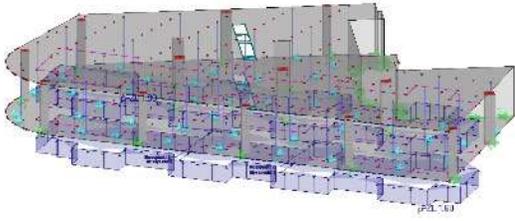
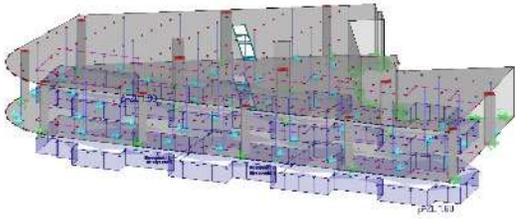
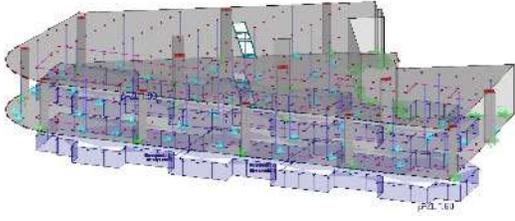
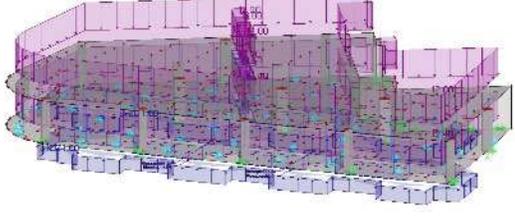
Abbildung 2.9: Entwicklung des Elastizitätsmoduls nach dem Model Code [7]

Nach 28 Tagen würde sich der Elastizitätsmodul gemäß den experimentellen Untersuchungen nach MÜLLNER & KREMNIETZER [9] und dem MODEL CODE [7] weiter erhöhen. Um den Stand der Technik zu berücksichtigen, wird der Elastizitätsmodul nach 28 Tagen in dieser Vorstudie konstant gesetzt.

2.6.3 Rechenprogramm

Um die Messergebnisse zu validieren und herkömmliche Berechnungsmethoden für die Deckenverformungen zu überprüfen, wurde eine sechsstufige Parameterstudie durchgeführt. Exemplarisch erfolgte dies für die Decke über dem 4. Obergeschoß und den Messbereich A. Dieser Deckenbereich wurde am 07.03.2017 betoniert. Für die betrachtete Geschoßdecke wurde nach 6 Tagen die Notfallunterstellung eingebaut und nach insgesamt 28 Tagen wieder entfernt. Die zwei darüberliegenden Decken belasteten die untersuchte Decke mit ihrem jeweiligen Eigengewicht. In dieser Fallstudie wurden diese Belastungen wie folgt modelliert:

Tabelle 2.1: Beschreibung des Rechenprogramms in der Vorstudie

Fall A	Das Eigengewicht der Decken wird gemäß der Rüststehern aufgeteilt und entsprechend der Position als Einzellasten als Flächenlast direkt auf die Decke angesetzt.	
Fall B	Die darüberliegenden Decken werden entsprechend ihres Alters als Flächenmodell eingegeben. Dabei werden die Stützen und Wände des 3. Obergeschoßes als auch die Rüststeher der Deckentische entsprechend berücksichtigt.	
Fall C	Beim analogen Rechenmodell von Fall C wird die Verformungsberechnung mit dem analytischen Rechenmodul durchgeführt. Dieser berücksichtigt gemäß der Stahlbetontheorie den ungerissenen Zustand I.	
Fall D	Beim analogen Rechenmodell von Fall C wird die Verformungsberechnung mit dem nichtlinearen Rechenmodul durchgeführt. Dieser berücksichtigt gemäß der Stahlbetontheorie den ungerissenen Zustand II.	
Fall E	Beim analogen Rechenmodell von Fall C werden alle Decken für alle Zeitpunkte mit dem normgemäßen Elastizitätsmodul nach 28 Tagen modelliert. Um diesen Fehler zu kompensieren, wird zusätzlich der innovative Lastansatz verwendet.	

2.6.4 Innovativer Lastansatz

Wie die Ergebnisse des folgenden Kapitels zeigen werden, ist eine realitätsnahe Berechnung der Verformungen mit den gängigen Methoden des Stahlbetonbaus nicht vollständig möglich. Zwar kann das Betonalter durch die Variation des Elastizitätsmoduls ausreichend genau modelliert werden, jedoch lässt sich der Lastfluss im jungen Beton nicht adäquat simulieren.

Im Folgenden wird ein innovativer Ansatz vorgestellt, der es ermöglicht, die Verformungen von Geschoßdecken im frühen Betonalter sowie den Einfluss von Eigengewichtslasten durch die Deckensteher der darüberliegenden Geschoßdecken zu simulieren:

- Sämtliche betroffenen Geschoßdecken werden mit dem normgemäßen Elastizitätsmodul von $E_{ci} = 32.000 \text{ N/mm}^2$ modelliert.
- Zur Korrektur dieses Fehlers wird eine zusätzliche Belastung festgelegt, die unmittelbar auf die einzelnen Geschoßdecke angebracht wird. Die Größe der Last hängt indirekt proportional vom Betonalter ab.
- Nach 28 Tagen ist die Last konstant. Damit wird die normgemäße Vorgabe eingehalten, dass nach 28 Tagen die Endfestigkeit von Beton erreicht wird.

Die Größe dieser Zusatzlast in $[\text{kN/m}^2]$ wurde empirisch wie folgt ermittelt:

$$\bar{p}_{Ek}(t) = 8,0 \cdot \left\{ 1 - \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \right\} \quad t \leq 28 \text{ d} \quad (2.10)$$

$$\bar{p}_{Ek}(t) = 8,0 \quad t > 28 \text{ d} \quad (2.11)$$

Dabei ist $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ die Wichte des Betons. Der Ausdruck der Exponentialfunktion wurde aus [9] von dem MODEL CODE [7] übernommen.

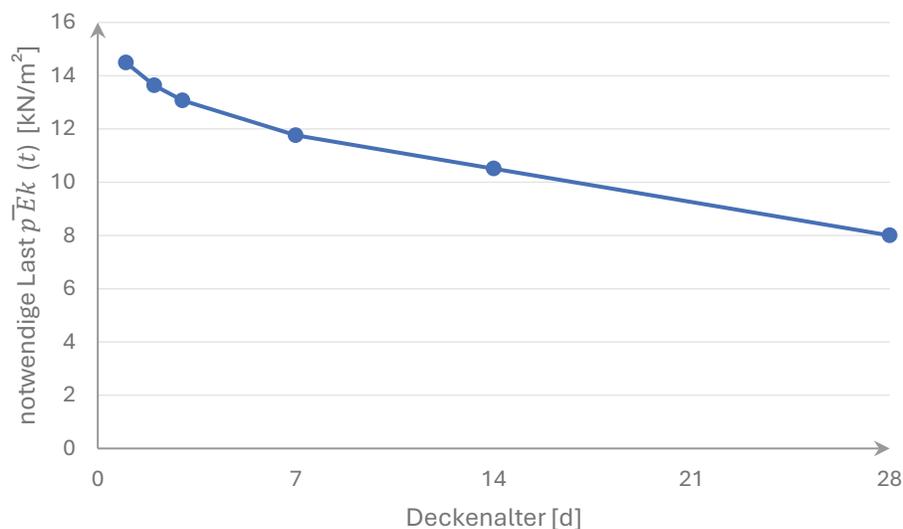


Abbildung 2.10: Lasthöhe von den innovativen Lastansatz in Abhängigkeit vom Deckenalter

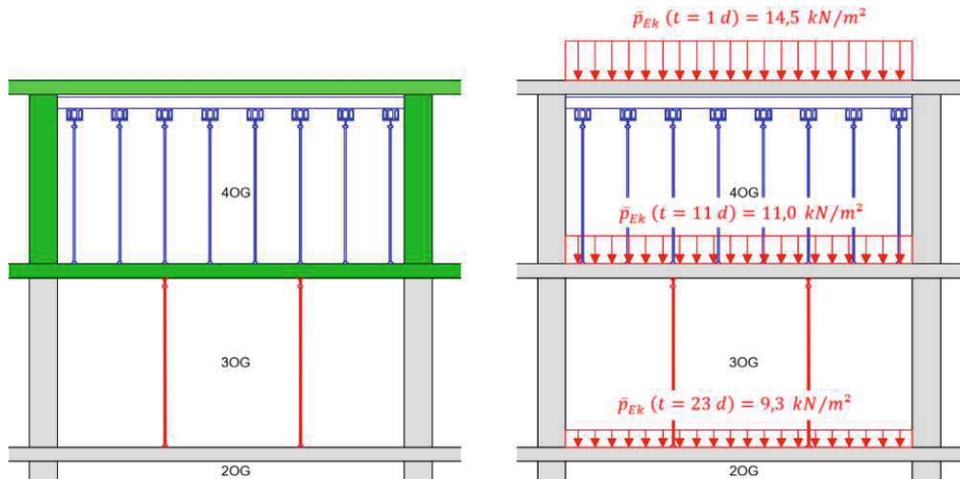


Abbildung 2.11: Schematische Darstellung der Deckenberechnung ohne und mit Lastansatz

2.6.5 Ergebnisse Vorstudie

In den folgenden Diagrammen werden die numerischen Ergebnisse für die Messpunkte der Fälle A bis F beispielhaft für die Decken über dem 4. und 11. Obergeschoß den jeweiligen Messergebnissen gegenübergestellt.

Es zeigt sich, dass die herkömmlichen Berechnungsansätze (Fall A bis E) weder die Verformungen an den Deckenrändern noch in der Deckenmitte korrekt prognostizieren können. In den mehrgeschoßigen Rechenmodellen (Fall C bis E) kam es zudem zu unrealistischen Überbelastungen der Notfallunterstellungen. Dies steht im Widerspruch zu den Beobachtungen auf der Baustelle, wo keine unzulässigen Verformungen der Rüstungssteher festgestellt wurden. Darüber hinaus führten die Berechnungen im Fall E zu sehr langen Rechenzeiten von bis zu zwei Stunden allein für das Teilmodell A.

Im Fall F, der den innovativen Lastansatz aus Kapitel 2.6.4 berücksichtigt, traten diese Probleme nicht auf. Der Vergleich mit den Messergebnissen zeigte für alle vier Messpunkte eine ausreichende Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungen.

Eine empirische Rückrechnung ergab einen Lastwert von 8 kN/m^2 . Einflussfaktoren wie Bewehrungsführungen, Unterstellungszeiten und Umgebungstemperaturen wurden im Rahmen der Vorstudie nicht erfasst.

Der hier vorgestellte Lastansatz ist das zentrale Ergebnis der Vorstudie und stellt eine alternative Lösung für die Fragestellung dar.

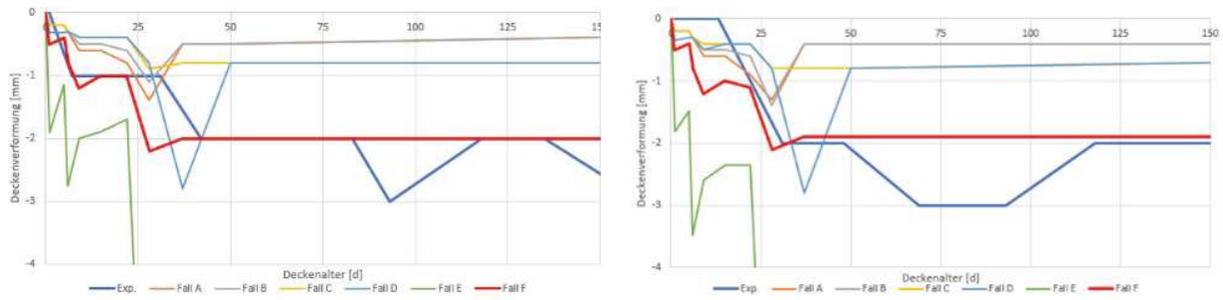


Abbildung 2.12: Messergebnisse für die Decke über O4 am Deckenrand (Punkt 1 und 4)

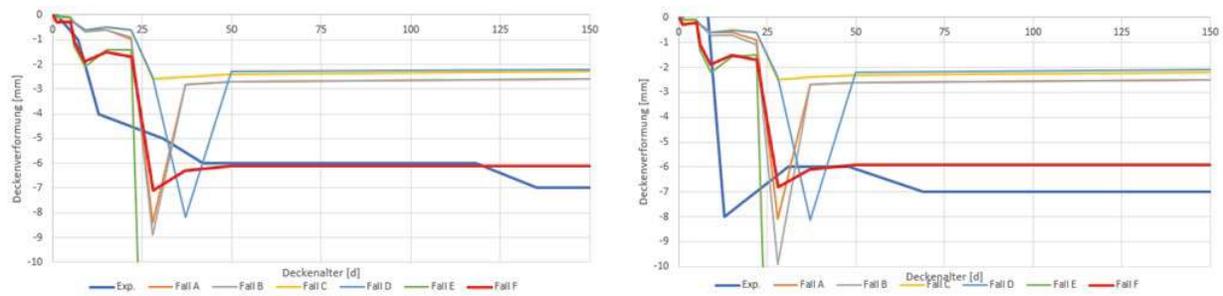


Abbildung 2.13: Messergebnisse für die Decke über O4 am Deckenrand (Punkt 2 und 3)

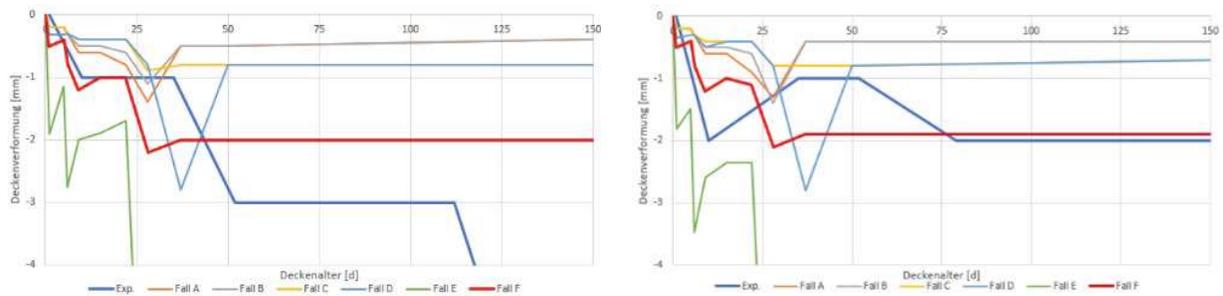


Abbildung 2.14: Messergebnisse für die Decke über O11 am Deckenrand (Punkt 1 und 4)

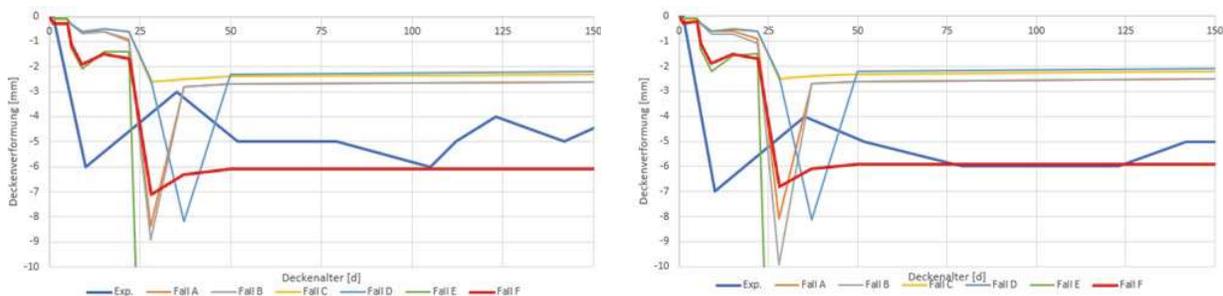


Abbildung 2.15: Messergebnisse für die Decke über O11 am Deckenrand (Punkt 2 und 3)

Kapitel 3 - Bauvorhaben „Laxenburger Straße 2B“

Im folgenden Kapitel wird das Bauvorhaben *Laxenburger Straße 2B* und alle relevanten konstruktionstechnischen Eigenschaften dargestellt. Positioniert in Wien, 10. Bezirk, in unmittelbarer Nähe des Hauptbahnhofs und mit einer Nutzfläche von insgesamt 30.000 m², werden Wohnungen und Büroflächen errichtet. Diese sind in zwei Bauteile *A* und *D*, mit einem trapezförmigen Grundriss und einem Innenhof, unterteilt. Das Bauteil *A* besteht aus einem Untergeschoß, einem Erdgeschoß, 10 Obergeschoßen und einem Dachgeschoß, während für den Bauteil *D* nur 7 Obergeschoße und ein Dachgeschoß geplant sind.

3.1 Projektdaten

Die Tiefgarage und die Technik-, Fahrrad- sowie Einlagerungsräume befinden sich im Untergeschoß. Im Erdgeschoß sind Gewerbeflächen wie Shops, Büros und ein Verbrauchermarkt geplant. Das erste Obergeschoß umfasst sowohl Lichthöfe im Bereich der Gewerbeflächen als auch Einlagerungsräume. Die obersten Geschoße werden als Wohnflächen genutzt. Die Dachkonstruktion besteht aus einem Flachdach aus Stahlbeton.

Der Höhenbezug ist mit $\pm 0,00 = +45,82$ m über Wiener Null gegeben. Der Objektstatiker für dieses Bauvorhaben ist *KS Ingenieure ZT-GmbH*. Für die Bemessung der lastableitenden Tragkonstruktion lässt sich das Gebäude nach ÖNorm B 1990-1 [17] in Bezug auf die Zuverlässigkeit wie folgt einstufen:

- Schadensfolgeklasse CC2
- Bedeutungskategorie II

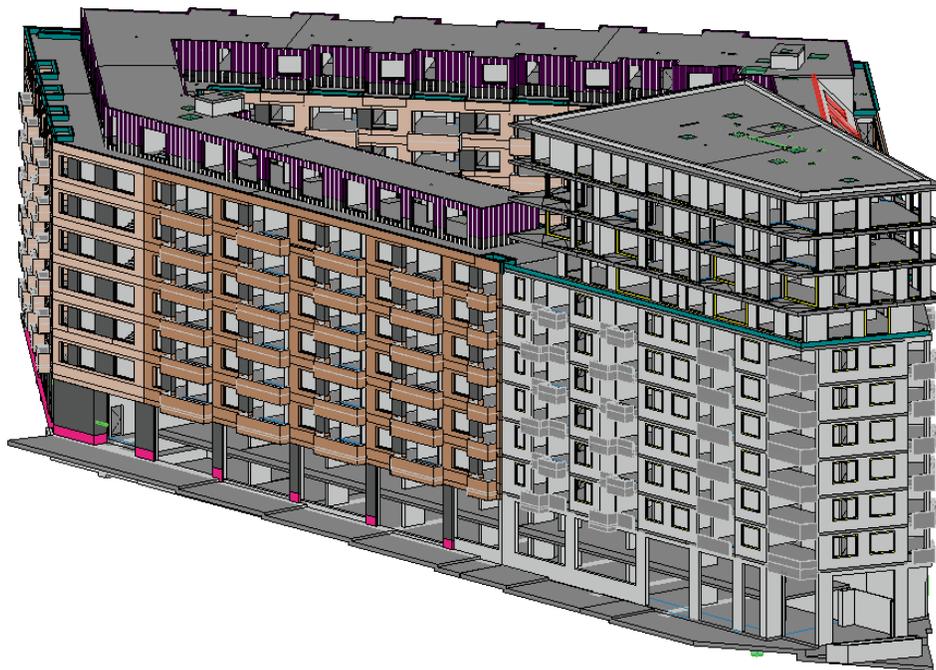


Abbildung 3.1: 3D Modell Laxenburger Straße 2

3.2 Bautechnische Rahmenbedingungen

Fundierungen

Es wird eine Flachfundierung mit einer Plattendicke von 60cm/100cm/120cm für das Objekt vorgesehen. Die Fundamentplatte fungiert als „Weiße Wanne“ und gewährleistet die Abdichtung gegen aufsteigendes Grundwasser. Die Platte überträgt die Lasten direkt auf den tragfähigen Untergrund.

Befahrbare Flächen

Die Stahlbetonflächen, die für den Fahrzeugverkehr in der Tiefgarage ausgelegt sind, werden mit einem Korrosionsschutz gegen Chloridangriff versehen. Die Bauausführung orientiert sich an den ÖVBB-Richtlinien, um eine hohe Dauerhaftigkeit der Konstruktion sicherzustellen.

Baugrube

Zur Sicherstellung der Baugrube wird ein Bohrträgerverbau mit einer Aussteifungsebene in Verbindung mit einer Bohrpfahlwand verwendet. An besonders kritischen Stellen kommen DSV-Unterfangungen (Düsenstrahlverfahren) zum Einsatz, um angrenzende Gebäude, insbesondere die benachbarte Halle, abzusichern.

Grundwasserverhältnisse

Bei den Voruntersuchungen wurde freies Grundwasser nur in einigen Bohrungen in den sandigen Kiesschichten festgestellt, in einer Tiefe von etwa 4,5 bis 5 Metern unter der Geländeoberkante. Basierend auf den vorliegenden Grundwasserdaten wird der höchste Grundwasserspiegel auf +43,5 m WN und der rechnerisch höchstmögliche Grundwasserspiegel auf +44,0 m WN festgelegt. Aufgrund dieser Verhältnisse ist geplant, die Untergeschoße in wasserundurchlässiger Betonbauweise (Dichtbeton) auszuführen. Auch die Bodenplatte wird als wasserundurchlässige Konstruktion gestaltet.

Wände und Stützen

Weiters wird Stahlbeton für alle tragende Wände und Stützen verwendet. Diese Elemente leiten die vertikalen Lasten in der Bodenplatte und im Untergrund weiter. Zusätzlich dienen die Elemente als aussteifende Konstruktionen für horizontale Lasten.

Dehnfugen

Um Spannungen im Tragwerk auszugleichen, werden Dehnfugen zwischen den Bauteilen *A* und *D* angeordnet. Diese Fugen sind mit Fugenbändern und Schubdornen versehen, um Bewegungen zwischen den Bauteilen aufzunehmen.

Decken

Die Stahlbetondecken im Bauvorhaben spielen eine zentrale Rolle bei der Tragwerksplanung. Sie gewährleisten sowohl die vertikale Lastabtragung als auch die horizontale Lastweiterleitung in die aussteifenden Bauteile, wie etwa Stahlbetonkerne und -wände. Im Folgenden werden die spezifischen konstruktiven Merkmale sowie die Anpassungen während der Bauausführung detailliert beschrieben.

Zur schnellen und qualitativ hochwertigen Herstellung der Leitungsschächte wurden Fertigteile der Firma *Instabloc* eingesetzt. Zusätzlich sind in den Decken spezielle Bereiche für schwere Installationsblöcke mit einem Gewicht von etwa 1.800 kg vorgesehen. In diesen Zonen wurde auf eine herkömmliche Bewehrung verzichtet, um die Einbindung der Fertigteilblöcke zu ermöglichen. Die Betonage dieser Abschnitte erfolgte unter Berücksichtigung der besonderen Lastverhältnisse, um eine gleichmäßige Kraftübertragung sicherzustellen.



Abbildung 3.2: Instabloc Technischacht Küche



Abbildung 3.3: Instabloc Technischacht Nassraum



Abbildung 3.4: Darstellung der Balkonfertigteile
(13.03.2024)



Abbildung 3.5: Bauzustand Balkone im Bauteil A
(13.03.2024)

Die Regelgeschoßdecken weisen eine Standarddicke von 20 cm auf. Im Zuge der Bauausführung wurden jedoch Anpassungen vorgenommen, die von den ursprünglichen statischen Berechnungen abweichen. So wurden beispielsweise in der Decke über dem ersten Obergeschoß sowie im siebten Obergeschoß *Pluvea*-Wasserleitungen installiert, die in den ursprünglichen Berechnungen nicht berücksichtigt waren. Diese Leitungen erforderten während der Ausführung eine Anpassung der Bewehrung. Im siebten Obergeschoß von Bauteil *D* wurde die Deckendicke auf 30 cm erhöht, um ausreichend Platz für Lüftungsleitungen zu schaffen, die durch die Decke geführt werden mussten.

Auch diese Leitungen waren nicht in den statischen Berechnungen berücksichtigt worden, weshalb die Bewehrung entsprechend angepasst werden musste.

Zusätzliche Änderungen wurden während der Ausführungsphase bei der Herstellung von Schlitzfenstern für die Verlegung von Elektroleitungen vorgenommen. Es wurde zwischen zwei Varianten unterschieden: Bei einer Schlitzbreite von 3 cm wurde lediglich die obere Bewehrung durchtrennt, während bei einer Schlitztiefe von 5 cm eine bauseitige Auswechslung der Bewehrung notwendig war.

In den Decken werden auch bauteilaktivierte Systeme zur thermischen Aktivierung eingesetzt. Diese bestehen aus Rohren mit einem Durchmesser von 14 mm, die je nach Bauabschnitt unterschiedlich verlegt werden. In Bauteil *D*, ab dem zweiten Obergeschoß, befinden sich die Aktivierungsrohre unterhalb der ersten Bewehrungslage, während sie in Bauteil *A* oberhalb der unteren Lagen verlegt sind. Diese Positionierung wurde auf Wunsch des Bauherrn gewählt, um eine höhere Wirksamkeit der Aktivierung durch die größere zu aktivierende Masse zu erzielen. Im ersten Obergeschoß von Bauteil *D* erfolgt die Verlegung der Rohre ebenfalls oberhalb der unteren Bewehrungslage, um eine maximale Effizienz der Bauteilaktivierung zu erreichen.

Besondere Maßnahmen sind auch im Hinblick auf die Schubkräfte in den Decken erforderlich. Aufgrund der vielen Elektroschächte und Leitungsverziehungen treten erhöhte Schubspannungen auf, die durch die Installation zusätzlicher Schubhaken in den betroffenen Bereichen kompensiert werden. Diese Schubhaken sind sowohl in den gemeinschaftlich genutzten Bereichen als auch in den einzelnen Wohnungen notwendig.

Bei den Regelgeschoßdecken wurden im Rahmen des Forschungsprojekts unterschiedliche Bewehrungsvarianten vorgesehen, welche im Kapitel 5.4 näher beschrieben werden.



Abbildung 3.6: Straßenansicht Bauvorhaben Laxenburger Straße 2B (01.02.2024)

Gebäudeaussteifung, Treppenhäuser und Kerne

Die schubsteifen Geschoßdecken leiten die horizontalen Lasten aus Wind- oder Erdbebenkräften in die lastabtragenden Wandscheiben des Treppenhauses, der Außenwände und der Innenwände ein und tragen sie bis in den Untergrund ab.

Die Treppenläufe sind schalltechnisch von den tragenden Wänden getrennt, um den Schallschutz zu verbessern. Die Kerne sind aus Stahlbeton gefertigt und dienen der Aufnahme von vertikalen und horizontalen Lasten.

Kapitel 4 – Experimentelle Messung

In diesem Kapitel wird die Methodik zur Erfassung und Bewertung der Deckenverformungen im Bauvorhaben *Laxenburger Straße 2B* beschrieben. Ziel der Messungen ist es, genaue Messdaten zu gewinnen, um die Verformung der Stahlbetondecken während und nach der Bauphase mit der Verformung nach einer statischen Berechnung vergleichen zu können.

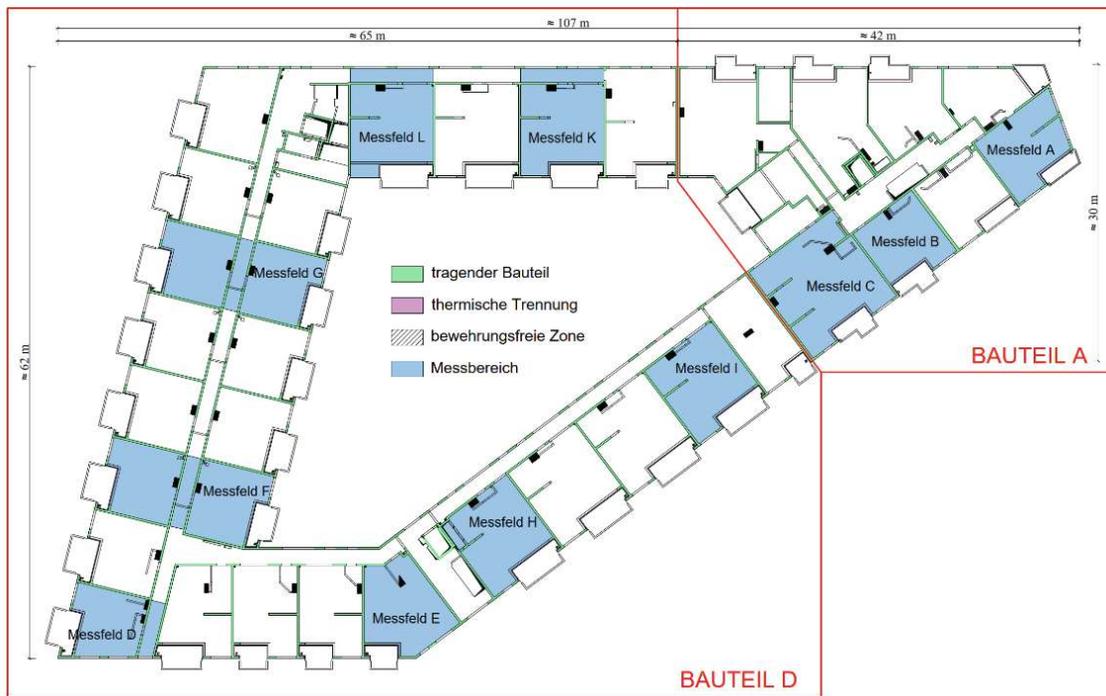


Abbildung 4.1: Darstellung der Messfelder in der Regelgeschloßdecke

4.1 Messprogramm

Zur Untersuchung der Verformungen der Stahlbetondecken wurde ein Messprogramm entwickelt, welches die Verformungen systematisch in den verschiedenen Bauphasen erfasst. Die Messdaten in dieser Arbeit konzentrieren sich auf die Decken über dem 2. bis zum 6. Obergeschoß. Für jede Geschoßdecke wurden die Messbereiche aus der Abbildung 4.1 definiert und pro Bereich sind zwischen 2 und 5 Stellen fixiert worden.

Das Messprogramm ist so konzipiert, dass es die wichtigsten Bauphasen während der Herstellung der Decken dokumentiert. Statt bestimmte Tage nach der Betonage festzulegen (wie z. B. Messungen nach exakt 13, 21, 35 oder 70 Tagen) erfolgt die Messung hier phasenbasiert. Diese Entscheidung ermöglicht eine größere Flexibilität und vermeidet mehrfache Messungen im selben Geschoß, falls Betonagen zu verschiedenen Zeitpunkten durchgeführt wurden. So wird jede Decke pro Phase nur einmal vermessen, und Abhängigkeiten vom genauen Tag der Betonage entfallen.

Der phasenbasierte Messansatz erleichtert die Verknüpfung der in-situ-Messungen mit den RFEM-Modellen erheblich, da durch das schrittweise Entfernen von Auflagern oder Hinzufügen von Lasten im Modell die Bauphasen realitätsnah abgebildet werden können. Im Kapitel 5.1 wird detailliert auf die statischen Modelle jeder Bauphase eingegangen.

Die wichtigsten Phasen des Messprogramms umfassen:

Tabelle 4.1: Beschreibung der Messphasen

Phase 0	Ausgangsmessung vor der Betonage, um die Ausgangshöhen der Schalung festzustellen und eine Referenz für die späteren Verformungen zu schaffen.
Phase 1	Messung unmittelbar nach der Betonage der Decke, um frühe Verformungen durch Eigengewicht und Verformung zu dokumentieren.
Phase 2	Messungen nach dem Entfernen der Schalung und dem Einbau der Notunterstellungen, um die ersten freien Verformungen der Konstruktion zu erfassen.
Phase 3	Erfassung der Verformungen, nachdem die nächste Decke betoniert wurde, um die Lastzunahme durch das neue Geschoß zu berücksichtigen.
Phase 4	Messung nach dem Ausschalen der nächsten Decke, um die Entlastungsverformungen zu dokumentieren, die durch das Entfernen der Schalung entstehen.
Phase 5	Messung nach der Entfernung der Notunterstellungen, um die Verformungen nach der kritischen Phase der Lastfreigabe zu erfassen.
Phase 6	Messung vor Beginn der Ausbaurbeiten
Phase 7	Messung nach dem Einbau des Estrichs, da die zusätzliche Last einen maßgeblichen Einfluss auf die Verformungen haben könnte.

Alle Messdaten wurden in Tabellenblättern erfasst und regelmäßig aktualisiert. Zusätzlich wurde die Temperatur zum Zeitpunkt der Betonage aufgezeichnet, da klimatische Bedingungen, insbesondere Temperatur und Luftfeuchtigkeit, einen signifikanten Einfluss auf den Aushärtungsprozess des Betons und somit auf die Verformungen haben können [6].

4.2 Festlegung der Messbereiche

Die Messbereiche wurden so festgelegt, dass sie sowohl die geometrischen als auch die statischen Eigenschaften der Decken berücksichtigen. Die Messpunkte wurden unter Berücksichtigung der statischen Berechnung des Gebäudes und des jeweiligen statischen Einflusses der einzelnen Deckenfelder angeordnet. Mit Hilfe des Ansatzes der Einflusslinien [10] wurde festgestellt, dass zwischen den untersuchten Messbereichen mindestens ein bis zwei Deckenfelder liegen sollten, um sicherzustellen, dass die Verformungen in einem Bereich die benachbarten Messbereiche nicht beeinflussen. Die Vorgehensweise zur Festlegung der Messfelder ist in Abbildung 4.2 schematisch dargestellt.

Da in den betrachteten Geschoßdecken unterschiedliche Bewehrungsführungen zum Einsatz kommen, siehe Kapitel 5.4, wird durch diese Vorgehensweise gewährleistet, dass Anpassungen in einzelnen Deckenfeldern keine unerwünschten Einflüsse auf angrenzende Bereiche ausüben.

Für das vorliegende Forschungsprojekt wurden daher in den fünf Regelgeschossen insgesamt elf Messbereiche festgelegt:

- Bauteil A - drei Messbereiche (A, B und C),
- Bauteil D - acht Messbereiche (D, E, F, G, H, I, K und L).

Diese Messbereiche sind über alle fünf untersuchten Geschosse konsistent angeordnet. Messbereich J kommt ausschließlich in den unteren Geschossen vor und ist für die vorliegende Arbeit daher nicht relevant.

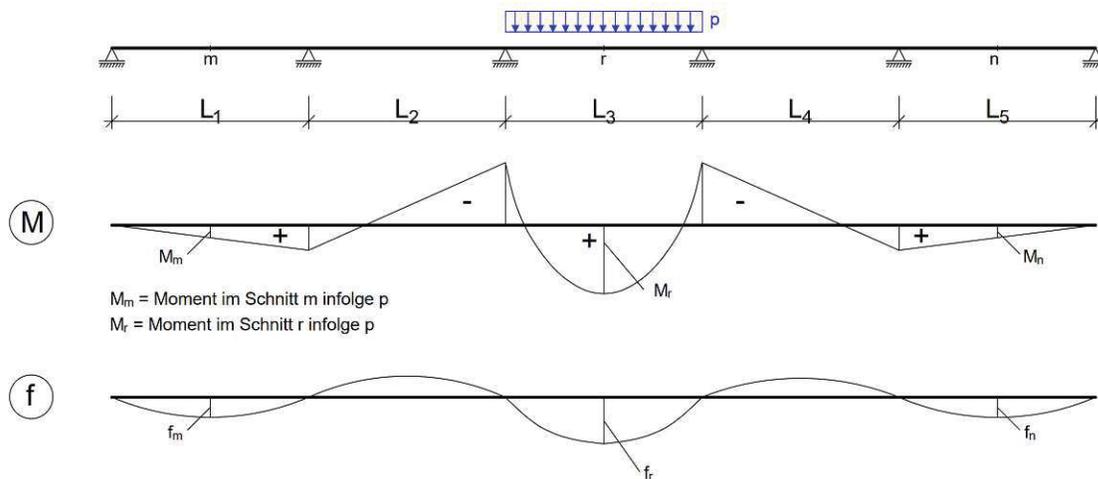


Abbildung 4.2: Einflusslinie zur Festlegung der Messfelder

4.3 Messmethodik und Versuchsaufbau

Es wird grundsätzlich eine einfache Messmethodik mit Hilfe des Baustellenpersonals durchgeführt. Dafür sind Messlatte, Geometer und ein Messprotokoll notwendig.



Abbildung 4.3: Anhaltung Metermaß Punkt A1



Abbildung 4.4: Ablesung vom Metermaß Punkt A1

4.3.1 Höhenfixpunkt

Im ersten Schritt wurde zunächst ein Höhenfixpunkt in Bezug auf das Wiener Null (WN) definiert. Dieser Fixpunkt wurde mithilfe eines Hydranten und des Nachbargrundstücks festgelegt und auf eine Höhe von $+1,00\text{ m} = +46,82\text{ m WN}$ bestimmt. Der Höhenfixpunkt ist somit der Referenzwert für alle Metermaße, die in jedem Geschoss dargestellt werden. Beispielhaft ist das Metermaß im 4. Obergeschoß in der Abbildung 4.6 dargestellt. Um die Messgenauigkeit sicherzustellen, wurde nach der Fertigstellung des Erdgeschoßes eine Sicherheitsmessung von einer externen Vermessungsfirma durchgeführt, um sowohl die Höhenlage als auch die Position des Gebäudes zu überprüfen.



Abbildung 4.5: Messstelle I3 im 7. Obergeschoß
(30.04.2024)



Abbildung 4.6: Waagriss im 7. Obergeschoß
(30.04.2024)

4.3.2 Übertragung der Höhenpunkte in jedem Geschoss

Vom fixierten Punkt in der Baugrube aus wurden die Höhen in allen darüberliegenden Geschossen ermittelt. Dazu wurden die Aufzugsschächte genutzt, um ein Metermaß mit Hilfe von Latten in jedem Stockwerk zu markieren. Dieses Metermaß liegt jeweils 1m über der fertigen Fußbodenoberkante und wird Waagriss genannt. Mithilfe eines Nivelliergeräts wurde der Waagriss dann weiter in jedem Raum übertragen und an einer Stelle an der Wand gekennzeichnet, beispielhaft in der Abbildung 4.6 dargestellt. Der Vorteil dieser Methode ist ein gleicher Waagriss für alle Gewerke vom Rohbau bis zum Ausbau und weiter zur Gesamtfertigstellung.

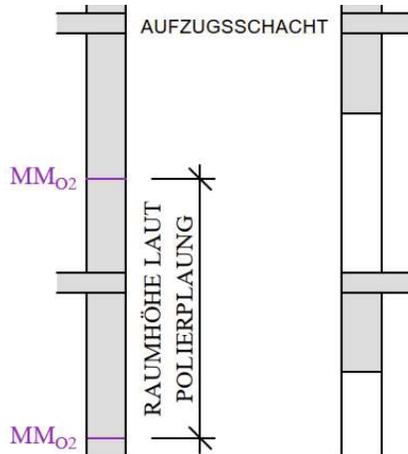


Abbildung 4.7: Skizze für die Übertragung der Höhenpunkte im Aufzugsschacht



Abbildung 4.8: Darstellung der mehrgeschoßigen Unterstellung (13.03.2024)

4.3.3 Messprinzip

Grundsätzlich werden die festgelegten Messpunkte auf der darunterliegenden Decke markiert, beispielhaft in der Abbildung 4.5 dargestellt. Das Nivelliergerät wird an einer beliebigen, zentralen Position im Raum aufgestellt, sodass alle Messpunkte sichtbar sind.

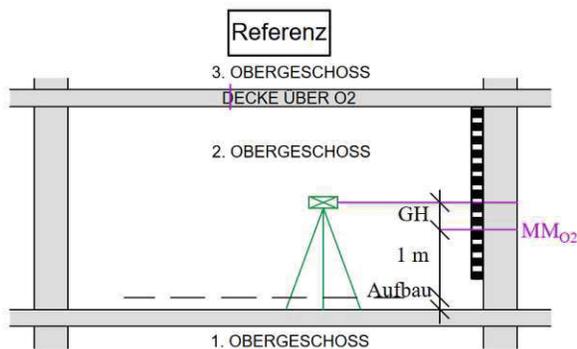


Abbildung 4.9: Prinzip bei der Festlegung der Gerätehöhe

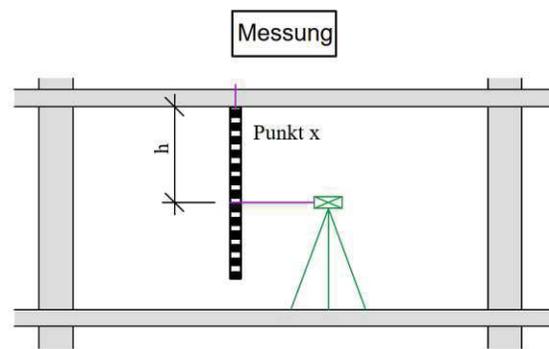


Abbildung 4.10: Prinzip für die Messung der Verformungen

Im ersten Schritt wird die Messlatte am Metermaß des Raumes angelegt, um die Gerätehöhe (GH) in Bezug auf das Wiener Null festzulegen und das Gerät zu kalibrieren, siehe Abbildung 4.9. Dadurch ist die genaue Position des Geräts in Bezug auf das Wiener Null festgelegt. Anschließend wird die Messlatte über jedem Punkt x an die Schalung oder die Rohdecke angelegt, um den Abstand h_x zur darüberliegenden Decke zu bestimmen. Die absolute Höhe eines Messpunkts x ergibt sich als Summe des Waagrisses des jeweiligen Geschoßes h_{WA} , der Gerätehöhe GH und des Messwerts h_x nachfolgender Formel:

$$H_x = h_{WA} + \frac{GH}{100} + h_x \quad (4.1)$$

Falls sich die Schalung noch unter der Decke befindet, muss zusätzlich die entsprechende Schalungshöhe SCH berücksichtigt werden:

$$H_x = h_{WA} + \frac{GH}{100} + h_x + \frac{SCH}{1000} \quad (4.2)$$

Bei der Höhe der Schalung werden üblicherweise zwei Arten unterschieden:

- Topec Deckenschalung der Firma *Hünnebeck*: Die Messpunkte sind so angeordnet, dass lediglich die Schalhaut mit einer Dicke von 1 cm berücksichtigt werden muss.
- Klassische Flexschalung aus Holz: Im Bereich der Unterzüge und im Anschlussbereich von Balkonen wird Holzschalung verwendet. Hier ist die Dicke der Holzpfosten von 5 cm zu berücksichtigen, da die Messpunkte unterhalb der Unterzüge festgelegt wurden.

Die Quotienten 100 und 1000 in den Berechnungen sind notwendig, um die unterschiedlichen Maßeinheiten zu berücksichtigen, da die Gerätehöhe GH in [cm] und die Schalhautdicke SCH in [mm] dokumentiert wurden.

Um die Deckenverformung zu einem beliebigen Zeitpunkt zu bestimmen, wird das jeweilige Messergebnis auf die Basismessung des betreffenden Messpunkts bezogen, nach folgender Formel:

$$f_x(t) = H_x(t) - H_x(t = 0 \text{ d}) \quad (4.3)$$

Eine allfällige Überhöhung der Deckenbereiche, die vom Objektstatiker vorgesehen wurde, wird in dieser Auswertung nicht berücksichtigt. Da in der Gleichung eine Differenz gebildet wird, beeinflusst eine eventuelle Überhöhung die Ergebnisse nicht, sofern sie vor der Nullmessung durch Anpassung der Spindelwege der Rüststeher eingestellt wurde.

Im Verlauf der Bauausführung konnten durch die Vermessungsarbeiten im Rahmen dieses Forschungsprojekts einige Baufehler im Voraus erkannt und korrigiert werden. Beispielsweise wurde festgestellt, dass in einigen Messbereichen die geplante Überhöhung nicht berücksichtigt worden war. Durch die frühzeitigen Messungen und deren anschließende Auswertung konnte dies noch vor der Betonage der Decke behoben werden.

Alle Messdaten werden zunächst in einem handschriftlichen Protokoll erfasst und anschließend in eine Excel-Tabelle übertragen. Die Tabelle 4.2 zeigt exemplarisch sämtliche Messergebnisse im Zeitraum Oktober 2023 bis Juni 2024 für den Messbereich G im 2. Obergeschoß vom Bauteil D .

Tabelle 4.2: Auszug aus dem Messprotokoll für das Feld *G* im 2. Obergeschoß

Vermessung der Decke über 2. Obergeschoß				Messfeld O2-G					
Datum	Uhrzeit	Temp.	Situation	G1	G2	G3	G4	G5	GH
			Schalssystem:	Topec	Topec	Topec	Topec	Flex	---
01.10.23	10:00	25	vor Betonage	0,838	1,075	1,071	1,074	0,840	44,1
02.10.23	14:00	25	nach Betonage	0,815	1,050	1,045	1,050	0,817	46,4
04.10.23	10:00	20	nach 3 Tagen	0,845	1,080	1,076	1,079	0,847	43,4
23.10.23	13:00	15	nach nächster Decke	0,846	1,039	1,038	1,038	0,852	47,9
06.11.23	10:00	11	nach Ausschalen	0,844	1,041	1,039	1,038	0,845	48,0
28.11.23	15:15	5	nach 7 Wochen	0,905	1,105	1,101	1,101	0,908	41,8
27.03.24	12:30	15	vor Ausbau	0,916	1,110	1,115	1,109	0,916	40,7
03.06.24	09:30	17	nach Estrich	0,865	1,066	1,069	1,064	0,866	45,4

4.4 Messauswertung

In diesem Kapitel werden die gemessenen Verformungen der Deckenfelder aus Abbildung 4.1 in den Geschoßen 2 bis 6 des Gebäudes vorgestellt. Aufgrund der großen Menge an erhobenen Messdaten und den daraus resultierenden Diagrammen wäre eine umfassende Darstellung aller Ergebnisse unübersichtlich und würde den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen. Daher wird im weiteren Verlauf der Arbeit eine detaillierte Analyse auf die Messfelder „*G*“ und „*K-L*“ fokussiert, da diese Bereiche repräsentative Erkenntnisse bieten und für die Untersuchung der Verformungsverläufe besonders relevant sind.

4.4.1 Vermessungen im Bereich *G*

Der Messbereich *G* wird durch nahezu quadratische, auf drei Seiten umfanggelagerte Deckenfelder charakterisiert. Die Stützweiten der 20 cm dicken Geschoßdecke betragen in Längsrichtung 7,8 m und in Querrichtung 7,9 m – 1,7 m – 7,9 m. Im Bereich der Balkone fehlen tragende Wände, und die Lasten werden über einen geknickten Unterzug mit den Abmessungen $B/H = 20/39$ cm abgetragen. Während der Aushärtephase werden die bis zu 8 Tonnen schweren Balkonfertigteile mit dreigeschoßigen Unterstellungen gesichert. Die plangemäße Überhöhung in der Feldmitte beträgt gemäß Schalplan des Objektstatikers 5 mm.

Abbildung 4.11 zeigt den Grundriss des Messbereichs *G* mit der Lage der Messpunkte *G1* bis *G5* sowie die Position der Unterstellungen und Notunterstellungen. Punkt *G3*, der im 2. Obergeschoß als Referenzmessung genutzt wurde, wurde in den höheren Geschoßen nicht weiter aufgenommen, da dieser für die Verformungsberechnungen als weniger signifikant eingestuft wurde.

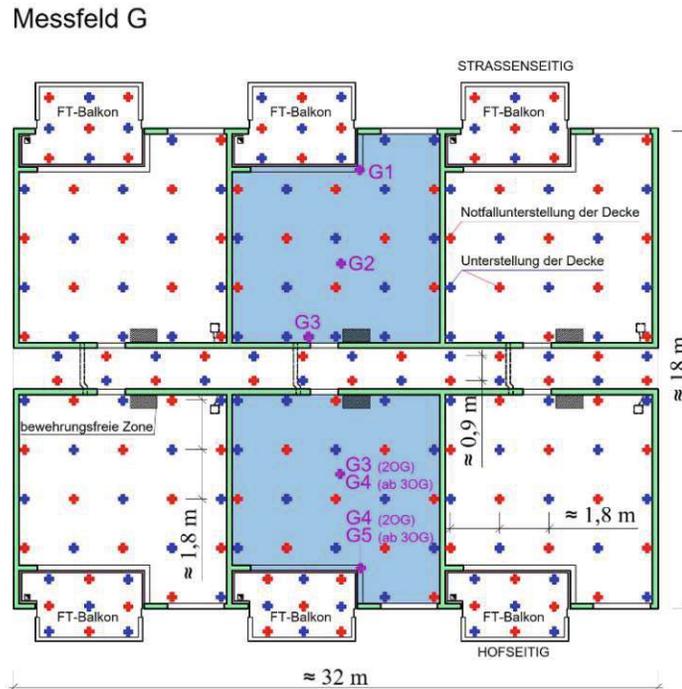


Abbildung 4.11: Messbereich G inkl. Standort der Unterstellungen

Die Messergebnisse der Decke über dem 2. Obergeschoß vom 01.10.2023 (Nullmessung vor der Betonage) bis zum 03.06.2024 (letzte Messung nach dem Einbau des Estrichs) sind in Abbildung 4.12 dargestellt.

Die Genauigkeit des gewählten Messprinzips zeigt trotz sorgfältiger Durchführung eine Ungenauigkeit von ± 2 mm, was jedoch für die Zielsetzung des Forschungsprojekts hinreichend ist. Ursprünglich wurde der Einbau von Sensorik in die Geschoßdecken angedacht. Das Messprinzip hätte sich nach dem Prinzip der Setzungsmessungen von BADR [3] orientiert. Da jedoch für den Einbau der Sensoren Aussparungen notwendig gewesen wären, hätten diese zu Schall- bzw. Akustikproblemen zwischen den Geschoßen geführt, weshalb dieses Konzept unabhängig von den Anschaffungskosten nicht umgesetzt wurde.

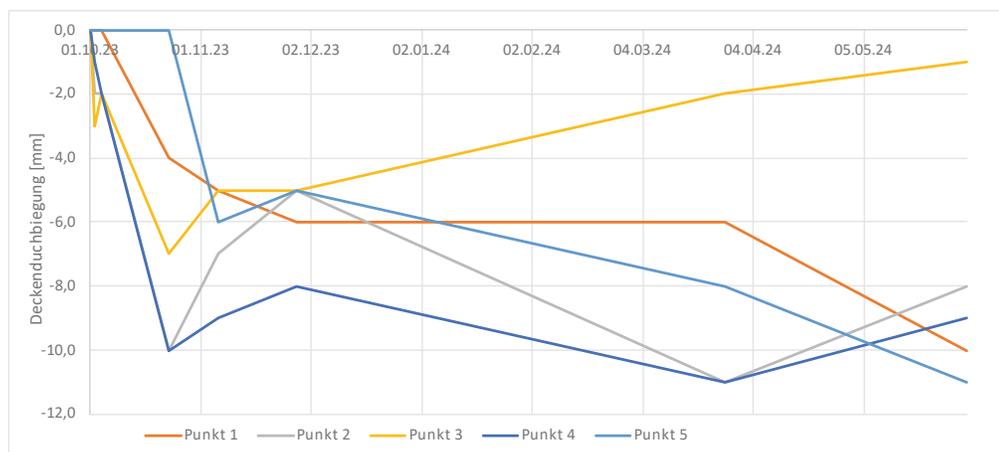


Abbildung 4.12: Messergebnisse G bei der Decke über den 2. Obergeschoß

Die Punkte in der Deckenmitte *G2* und *G4* zeigen erwartungsgemäß die größten Verformungen. Am 23.10.2023, als die Unterstellungen der Geschoßdecke noch vollständig vorhanden waren und die Decke über dem 3. Obergeschoß bereits betonierte war, betrug die Verformung etwa 10 mm. Diese initiale Verformung ist auf die Nachgiebigkeit der Rüststeher zurückzuführen, selbst bei einem Betonalter von 21 Tagen. Nach dem Ausschalen der Decke am 06.11.2023 und dem Einbau der Notunterstellungen nahm die Verformung der Deckenmitte wieder ab. Nachdem sämtliche Unterstellungen im 2. und 3. Obergeschoß entfernt wurden, stellte sich eine finale Verformung von etwa 10 mm in der Deckenmitte ein. Der Einbau des Estrichs im Mai 2024 führte zu keiner wesentlichen Veränderung der Verformung.

Die Messpunkte *G1* und *G5*, die sich in der Nähe der Balkone befinden, zeigen nach einer initialen Verformung von ca. 6 mm in den ersten Wochen keine weitere Zunahme. Dies wird auf die dreigeschoßigen Unterstellungen der Balkone zurückgeführt. Erst nach der vollständigen Entfernung dieser Unterstellungen im März 2024 passte sich die Verformung des Randunterzugs an die Werte der Deckenmitte an.

Punkt *G3*, der sich nahe der Gangwand befindet, zeigt anfänglich Verformungen von etwa 5 mm. Da die Gangwand Teil eines zweigeschoßigen Wandträgers ist, ist eine gewisse vertikale Verformung möglich. Nach Fertigstellung des Wandträgers Ende November 2023, als die Decke über dem 3. Obergeschoß betonierte wurde, nahm die Verformung von *G3* ab.

4.4.2 Vermessungen im Bereich K-L

Die Messbereiche *K* und *L* werden ebenfalls durch nahezu quadratische, auf drei Seiten umfangsgelagerte Deckenfelder charakterisiert. Aufgrund der größeren Stützweiten von bis zu 8,90 m wurde in diesem Bereich eine Innenwand mit einer Länge von ca. 3,1 m und einer Türöffnung als zusätzliche Stütze eingeplant. In Gebäudequerrichtung betragen die Stützweiten 1,7 m – 3,5 m – 6,2 m, wobei im Bereich der Balkone keine tragenden Wände vorhanden sind, sondern nur ein geknickter Unterzug mit den Abmessungen von $B / H = 20 / 39$ cm. Die plangemäße Überhöhung in Feldmitte beträgt laut Schalplan des Objektstatikers 8 mm.

Aufgrund der Gebäudegeometrie in diesem Bereich konnte nur ein Deckenfeld zwischen den beiden Messbereichen Abstand gehalten werden, weshalb für die statische Analyse der beiden Messbereiche diese zu einem gesamten Analysebereich zusammengefasst wurden.

Abbildung 4.13 zeigt einen detaillierten Grundriss des Messbereichs *K* und *L* mit der Lage der Messpunkte *K1* bis *K3* bzw. *L1* bis *L3*. Weiters dargestellt sind wiederum die Unterstellungen der Geschoßdecke sowie die Lage der Notfallunterstellungen, welche nach dem Ausschalen der Decke wieder eingebaut wurden. Für diesen Betonierabschnitt der Decke im 2. Obergeschoß wurde das beispielsweise nach 23 Tagen durchgeführt.

Messfeld L-K

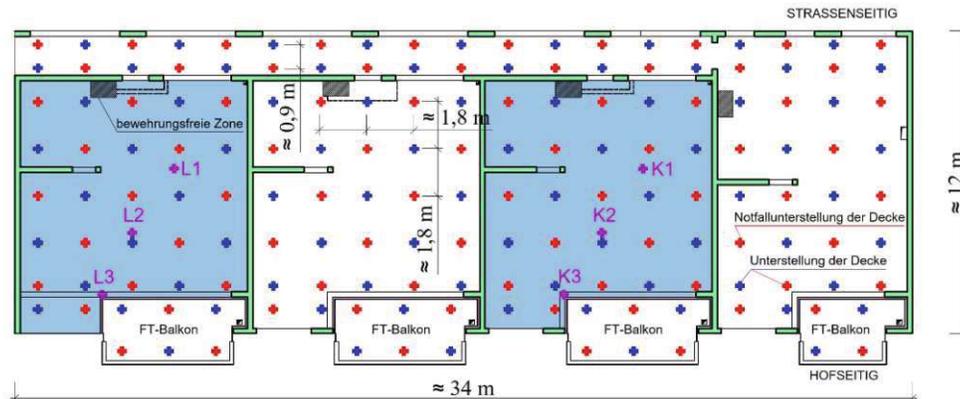


Abbildung 4.13: Messbereich K-L inkl. Standort der Unterstellungen

Die Messergebnisse der Decke über dem 2. Obergeschoß im Zeitraum vom 09.10.2023 (Nullmessung vor der Betonage) bis zum 03.06.2024 (letzte Messung nach dem Einbau des Estrichs) sind in Abbildung 4.14 dargestellt.

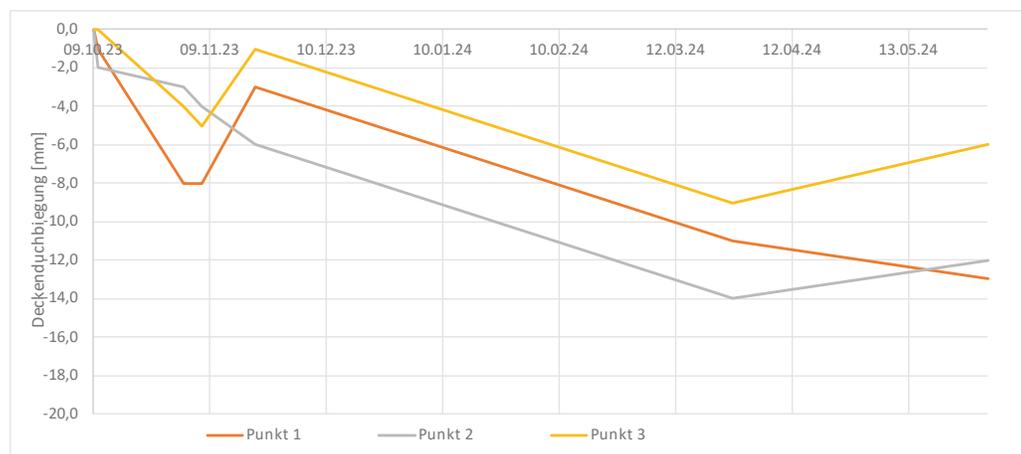


Abbildung 4.14: Messergebnisse K-L bei der Decke über den 2. Obergeschoß

Die Messpunkte in der Deckenmitte K1 und K2 zeigen die größten Verformungen. Am 02.11.2023, als die Unterstellungen der Decke noch vollständig vorhanden waren und die Decke über dem 3. Obergeschoß bereits am 07.11.2023 betoniert wurde, stellt sich eine Verformung von ca. 8 mm ein. Auffällig ist, dass Punkt K2 deutlich weniger Verformung zeigt, obwohl er nur 3,0 m entfernt liegt. In diesem Bereich hat die Unterstellung der Balkone offensichtlich einen hohen Einfluss auf die Deckenverformung in diesem Betonalter.

Nach der Entfernung sämtlicher Unterstellungen im 2. und 3. Obergeschoß stellte sich in der Deckenmitte eine Verformung von etwa 12 mm ein. Wie im Bereich G führte der Einbau des Estrichs im Mai 2024 zu keiner wesentlichen Veränderung der Verformungen.

Der Punkt in direkter Nähe zum Balkon K3 zeigt wie bei Messbereich G in den ersten Wochen nach einer initialen Verformung von ca. 5 mm keine weitere Verformungszunahme. Erst nach der vollständigen Entfernung der Balkonunterstellungen im März 2024 nimmt die Verformung des Randunterzugs der Geschoßdecke zu.

Nach dem vollständigen Ausschalen der Decken zeigten alle drei Messpunkte aufgrund der großen Stützweite im Bereich des Balkons eine einheitliche Verformungszunahme von 8,9 m bis zum Beginn des Ausbaus am 27.03.2023. Unterschiede in den Verformungsverläufen danach liegen im Bereich der Messungenauigkeit.

Die Verformungsverläufe der Punkte im Bereich *L* entsprechen nahezu vollständig denen im Bereich *K*. Somit gelten gleiche Aussagen für die Messergebnisse der beiden Bereiche.

4.5 Interpretation der Messergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Messergebnisse aus den Feldern *G*, *K* und *L* analysiert, um die Verformungsmechanismen zu identifizieren und deren Abhängigkeit von Bauphasen, Bewehrungsführung und temporären Belastungen zu bewerten. Dabei werden sowohl die Erkenntnisse aus der Vorstudie [5] als auch die Arbeit von HOFER [6] berücksichtigt. Diese weisen auf die Bedeutung von Unterstellungszeiten und die Auswirkungen unvollständiger Festigkeitsentwicklungen des Betons hin.

Wie HOFER [6] in seiner Arbeit erkannt hatte, ist die hohe Initialverformung unmittelbar nach der Betonage vor allem auf die kurze Unterstellungszeit zurückzuführen. Auch außerhalb der oben betrachteten Felder, konnte man beobachten, dass eine schnelle Entfernung der Schalung zu einer erhöhten Verformung der Decken führte. Der Zeitpunkt der Erstbelastung spielt somit eine entscheidende Rolle für die Verformung von Stahlbetondecken.

Die Langzeitverformungen zeigen sich in allen Feldern an vergleichbaren Punkten (Feldmitte oder Balkon) als nahezu parallel verlaufend. Das entspricht auch der Erkenntnis von HOFER [6], dass sich die Deckenverformungen mit zunehmender Zeit stabilisieren und die Verformungen abnehmen. Dieses Verhalten ist typischerweise auf die abnehmenden Effekte des Kriechens und Schwindens des Betons zurückzuführen, die sich im Laufe der Zeit verlangsamen.

Kapitel 5 - Numerische Untersuchungen

In diesem Kapitel werden numerische Modelle erstellt und analysiert, um die gemessenen Verformungen der Stahlbetondecken mit den berechneten Ergebnissen zu vergleichen. Ähnlich wie in der Vorstudie aus Kapitel 2 wurde ein Finite-Elemente-Modell entwickelt, wie es praxisorientiert in BARTH & RUSTLER [11] beschrieben wird, um die Verformungsverläufe in den verschiedenen Bauphasen zu modellieren. Die Modelle bilden die Grundlage für die Untersuchung mehrerer Fälle A bis D, welche auf die Argumentation und Weiterentwicklung des innovativen Lastansatzes abzielen.

5.1 Statische Systeme

Für die Berechnung der Geschoßdecken wird gemäß dem Stand der Technik ein ebenes Deckenmodell unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode erstellt. Die Deckenmodelle werden anhand der Schalpläne manuell eingegeben, statt direkt aus einem dreidimensionalen Gebäudemodell abgeleitet. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine flexible Anpassung an die spezifischen Anforderungen des Forschungsprojekts.

Die folgenden Modellierungsansätze werden berücksichtigt:

Wände als Linienlager

Die Wände unterhalb der Decken werden als Linienlager mit federnder Unterstützung modelliert, wobei die Federsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dicke und Höhe der jeweiligen Wand berechnet wird.

Träger beim Balkonanschluss

Diese werden als Stäbe angesetzt, wobei ihre Gesamthöhe berücksichtigt wird. Die vertikale Lage des Trägers wird nicht explizit modelliert, um zusätzliche Schnittgrößen durch Exzentrizitäten zu vermeiden. Diese wurden im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojekts nicht betrachtet.

Balkonanschlüsse

Zwischen Balkonen und Geschoßdecken wird ein Liniengelenk eingefügt, das eine Momentenübertragung verhindert. Üblicherweise würde eine Drehfedersteifigkeit gemäß den Angaben des *Isokorb*-Herstellers verwendet werden, zB $\varphi_x = 20.000 \text{ kNm/rad.m}$. In diesem Fall wurde auf eine Drehfedersteifigkeit verzichtet, da die Balkonplatten an drei Seiten mit der Decke verbunden sind.

Deckensprünge

Niedrige Sprünge werden durch die Trennung der angrenzenden Deckenbereiche modelliert. Sprünge mit einer Höhe, die die Deckenstärke übersteigt, werden als separate Flächen eingegeben.

Abbildung 5.1 zeigt die Verformung zufolge Eigengewicht der Decke über dem 2. Obergeschoß für beide Bauteile A und D. Die Dehnfuge zwischen den Bauteilen wurde durch Eingabe von zwei Wänden gemäß den Schalplänen berücksichtigt.

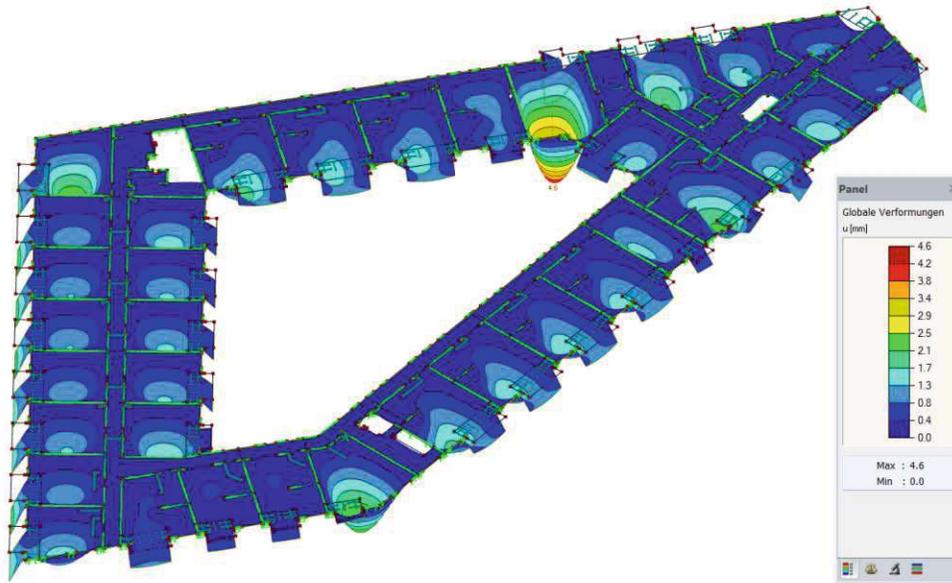


Abbildung 5.1: Verformungen der Decke über 2. Obergeschoß

Um die Messdaten effizient mit den Modellergebnissen zu vergleichen, wird die Gesamtedecke in kleinere Analysebereiche unterteilt. Diese Einteilung erfolgt nach den folgenden Kriterien:

- Messbereiche, deren Decken am selben Tag betoniert wurden, werden zu einem gemeinsamen Analysebereich zusammengefasst.
- Unter Ansatz der Einflusslinien [10] wird je nach Geometrie der Geschoßdecke mindestens ein angrenzendes Deckenfeld zum Messbereich hinzugefügt. Um eine realistische Simulation an den Modellrändern zu gewährleisten, werden Einspannungen mit einer Drehfedersteifigkeit von $C_{\varphi,x} = 100.000 \text{ kNm/rad.m}$ angesetzt.

Somit ergibt sich für den Messbereich *G*, dass die beiden angrenzenden Deckenfelder zum Analysebereich *G* dazugeschlagen werden. Da die beiden Messbereiche *K* und *L* am selben Tag betoniert wurden, werden diese zum Analysebereich *K-L* zusammengefasst. Da planmäßig links ein Treppenhaus mit Deckenöffnungen für Treppen sowie Aufzüge und Haustechnik vorhanden ist, ist die Begrenzung des Analysebereichs direkt neben dem Messfeld ohne Drehfedersteifigkeit zulässig.

5.2 Statische Berechnung für Zustand I

In diesem Abschnitt werden exemplarisch die detaillierten statischen Berechnungen der Durchbiegungen für die in Kapitel 4.2 beschriebenen Messfelder G sowie K - L zusammengefasst.

Die gesamte Decke samt aller Balkone wird laut Ausführungsstatik mit einer ständig wirkenden Aufbaulast von $3,0 \text{ kN/m}^2$ belastet. Üblicherweise beträgt das Gewicht eines durchschnittlichen Fußbodenaufbaus mit Schüttung, Estrich, Trittschalldämmung und Belag ca. $2,2 \text{ kN/m}^2$. Aufgrund der zahlreichen Einbauten in den Stahlbetondecken hat der Objektstatiker diese Last um $0,8 \text{ kN/m}^2$ erhöht.

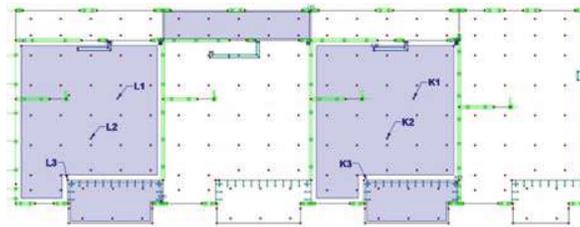


Abbildung 5.2: Schachbrettartige Verteilung der Nutzlast im Bereich „K&L“

Die Nutzlasten betragen $3,0 \text{ kN/m}^2$ für die Geschoßdecken und $4,0 \text{ kN/m}^2$ für die Balkone. Um die ungünstigsten Verformungen zu ermitteln, werden die Lasten schachbrettartig gemäß Abbildung 5.3 und Abbildung 5.2 angesetzt. Dieser Ansatz maximiert die Durchbiegung.

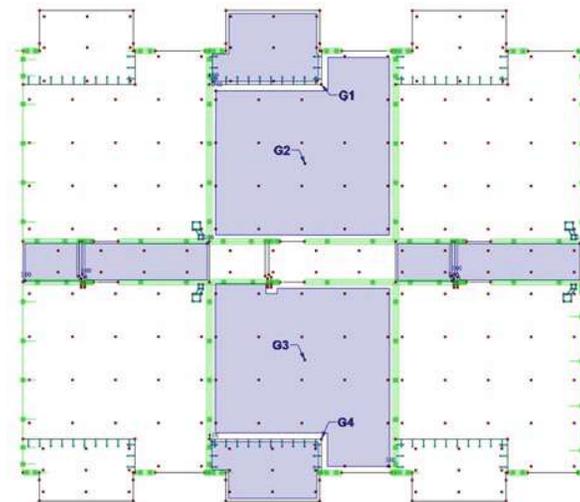


Abbildung 5.3: Schachbrettartige Verteilung der Nutzlast im Bereich „G“

5.2.1 Messbereich G

Die Betongüte ist C 30/37/XC1. Die Betondeckung beträgt für die beiden Bewehrungslagen jeweils $3,0 \text{ cm}$. Die kreuzweise Regelbewehrung beträgt für die untere Lage $\emptyset 12 / 20$ und für die obere Lage $\emptyset 10 / 20$, wobei jeweils in beiden Lagen Zulagen in Feldmitte bzw. über dem Auflager gemäß der folgenden Abbildung vorgesehen sind.

Die nachstehende Abbildung 5.4 zeigt die Verformung im ungerissenen Zustand I der Stahlbetondecke. Diese beträgt für die Messpunkte in Deckenmitte 2,6 mm.

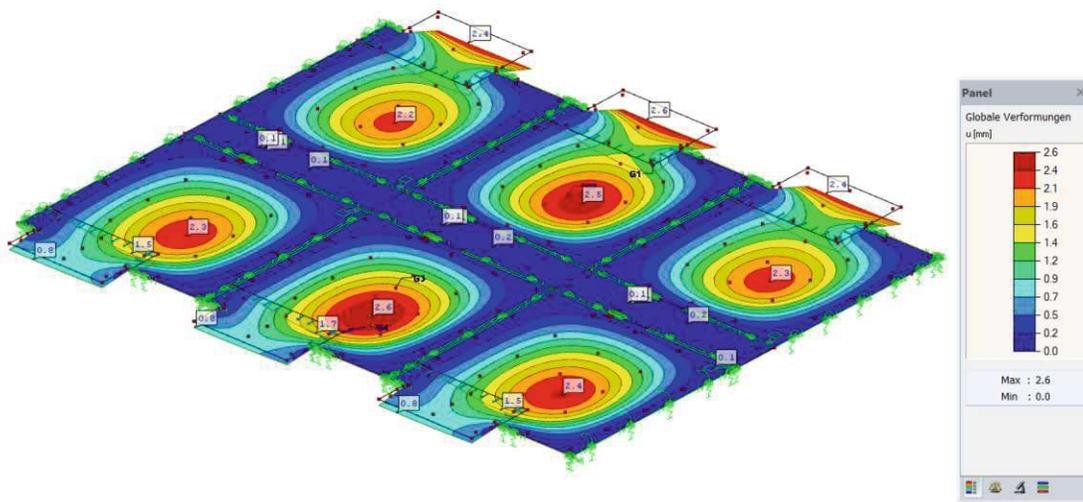


Abbildung 5.4: Verformungen Bereich G im Zustand I

5.2.2 Messbereich K-L

Die Betongüte ist wieder C 30/37/XC1. Die Betondeckung beträgt für die beiden Bewehrungslagen jeweils 3,0 cm. Die kreuzweise Regelbewehrung beträgt für die untere Lage $\emptyset 12 / 20$ und für die obere Lage $\emptyset 8 / 20$, wobei jeweils in beiden Lagen die gleichen Zulagen in Feldmitte bzw. über dem Auflager gemäß Abbildung vorgesehen sind. Im Bereich des Wandendes der Innenraumwand ist ein Durchstanzdetail mit geschlossenen Schubbügeln vorgesehen.

Die nachstehende Abbildung zeigt die Verformung im ungerissenen Zustand I der Stahlbetondecke. Diese beträgt für die Messpunkte in Deckenmitte 3,1 mm.

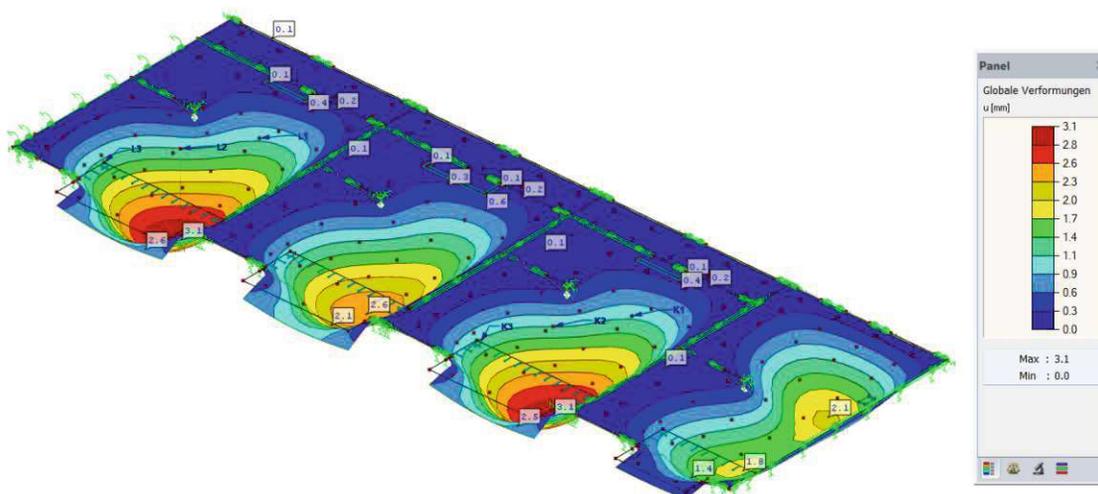


Abbildung 5.5: Verformungen Bereich K-L im Zustand I

5.3 Statische Berechnung für Zustand II

Die Deckenverformung im gerissenen Zustand II wird anhand einer vereinfachten Berechnung unter Ansatz einer konstanten Biegesteifigkeit nach dem Heft 630 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [12] ermittelt. Hierbei erfolgt eine Interpolation zwischen der maximalen Durchbiegung im Zustand I und derjenigen im Zustand II. Die detaillierten Beziehungen dieses Verfahrens sind im Anhang B – Zustand II Verfahren zusammengestellt. Eine Berechnung der Verformung im Zustand II wie bei Fall *E* der Vorstudie in Kapitel 2 wird aufgrund der deutlich längeren Rechenzeiten nicht durchgeführt.

5.3.1 Messbereich G

Für den Bereich *G* ergibt sich für $l_{eff} = 7,80$ m und $|M_A| = |M_B| = 42,1$ kNm und $M_F = 21,0$ kNm eine mittlere Verformung von $w_m = 2,8$ cm. Die untere Bewehrung beträgt $A_{s1} = 9,50$ cm² mit $d_1 = 5,2$ cm. Die obere Bewehrung beträgt $A_{s2} = 3,93$ cm² mit $d_2 = 4,8$ cm. Mit dem Grenzwert $L / 250 = 3,1$ cm ist der Nachweis der Verformung eingehalten.

5.3.2 Messbereich K-L

Für den Bereich *K-L* muss eine mittlere Stützweite als Mittelwert von 8,90 m und 5,80 m wegen der Innenraumwand zu $l_{eff} = 7,35$ m ermittelt werden. Die Biegemomente aus der quasi-statischen Berechnung der ebenen Geschoßdecke ergeben sich zu $|M_A| = 32,0$ kNm, $|M_B| = 34,0$ kNm und $M_F = 19,0$ kNm. Somit ergibt sich eine mittlere Verformung von $w_m = 2,2$ cm. Die untere Bewehrung beträgt analog zu Messbereich *G* wieder $A_{s1} = 9,50$ cm² mit $d_1 = 5,2$ cm und $A_{s2} = 3,93$ cm² mit $d_2 = 4,8$ cm für die obere Bewehrung. Mit dem Grenzwert $L / 250 = 2,9$ cm ist der Nachweis der Verformung eingehalten.

5.4 Bewehrungsvariation der Regelgeschoßdecken

Wie schon erwähnt, ist die vorliegende Arbeit Teil eines mehrjährigen Forschungsprojekts der *PORR Bau GmbH*. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde als Zusatzaufgabe für die fünf betrachteten Regelgeschoßdecken der Einfluss von Bewehrungsvariationen auf die Verformungen der Decken analysiert. In Abstimmung mit dem Objektstatiker wurde die Bewehrung in den Messbereichen anhand der Einflusslinien [10] ergänzt oder erhöht. Die Erkenntnisse aus diesen Anpassungen sollen dazu beitragen, den Einfluss unterschiedlicher Bewehrungsausführungen auf die Deckenverformungen zu quantifizieren und zu bewerten.

5.4.1 Decke über 2. Obergeschoß

Die Verformungen, die durch Schubverzerrungen entstehen, können bei schlanken Balken mit Rechteckquerschnitt bzw. bei Decken mit $l / d > 12$ in der Regel vernachlässigt werden. Dennoch wurde im Rahmen des Forschungsprojekts untersucht, inwiefern diese Annahme bei schlanken Stahlbetondecken zutrifft.

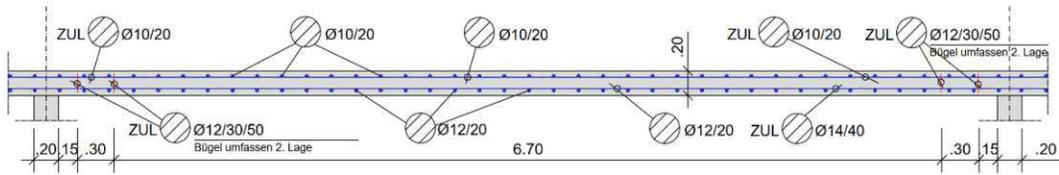


Abbildung 5.6: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 2.OG – Schubbügel

Um die Schubverzerrung zu kontrollieren, wurden in den Messbereichen zusätzliche Schubbügel eingebaut, wie in Abbildung 5.6 dargestellt. Zur Berechnung der Verformungen infolge Querkraft wurde auf die Methodik von ZILCH & ZEHETMAIER [13] zurückgegriffen. Aufbauend auf den Beziehungen von Anhang B – Zustand II Verfahren wird der Anteil der Schubverformungen additiv mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte [14] erfasst.

Der obere Grenzwert der Querkraftdurchbiegung kann über den Ansatz einer lastunabhängigen Schubsteifigkeit im reinen Zustand II abgeschätzt werden. Nach einem Ansatz von DILGER [15], der im Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [20] enthalten ist, wird die Schubverzerrung auf die Verformung eines Gelenkfachwerks zurückgeführt.

$$w_{V,II} = V_{Ek} \cdot \frac{l}{b} \cdot \left(\frac{\gamma_1}{a_{sw} \cdot E_s} + \frac{\gamma_2}{E_c} \right) \quad (5.1)$$

wobei $\gamma_1 = 0,31$ und $\gamma_2 = 1,00$ für lotrechte Bügel nach DILGER [15] gesetzt werden können. Für E_c kann Beziehung (B.6) eingesetzt werden, um die zeitabhängige Zunahme der Schubverformungen durch Kriechen zu berücksichtigen.

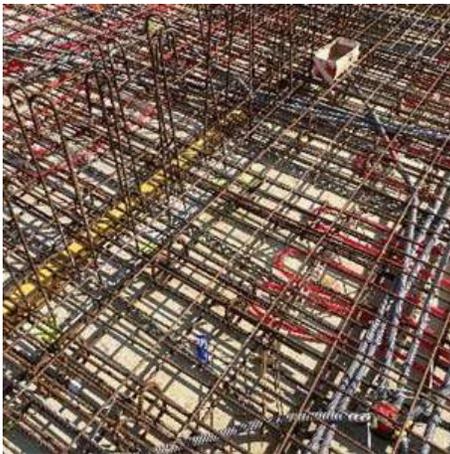


Abbildung 5.7: Darstellung der zusätzlichen Schubbügel in der Decke über 2. Obergeschoß (04.10.2023)

5.4.2 Decke über 3. Obergeschoß

Ein häufiges baupraktisches Problem bei der Verlegung von Schubbügeln ist die korrekte Positionierung in Bezug auf die Lage der unteren Bewehrung. Um den Einfluss von statisch falsch verlegter Bewehrung zu erfassen, wurde für die Decke über dem 3. Obergeschoß die gleiche Anzahl und der gleiche Durchmesser der Bügel wie in der Decke über dem 2. Obergeschoß gewählt. Der Unterschied liegt darin, dass die Bügel lose auf der unteren Bewehrung aufgelegt wurden, anstatt korrekt fixiert zu sein.

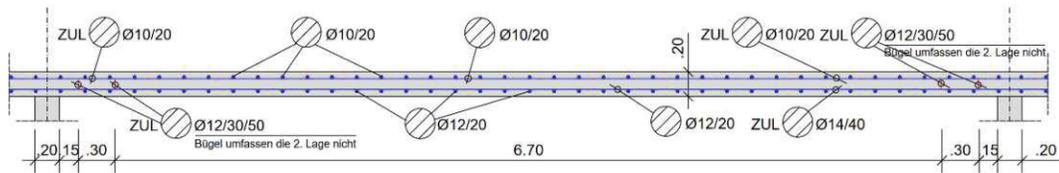


Abbildung 5.8: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 3.OG – Schubbügel lose auf der unteren Bewehrung

5.4.3 Decke über 4. Obergeschoß

In der Decke über dem 4. Obergeschoß wurde auf die zusätzlichen Schubbügel verzichtet. Stattdessen wurden die Zulagen in der unteren Bewehrung um ein Kaliber erhöht. Ziel war es, den Einfluss einer verstärkten Längsbewehrung auf die Verformungsverläufe zu untersuchen.

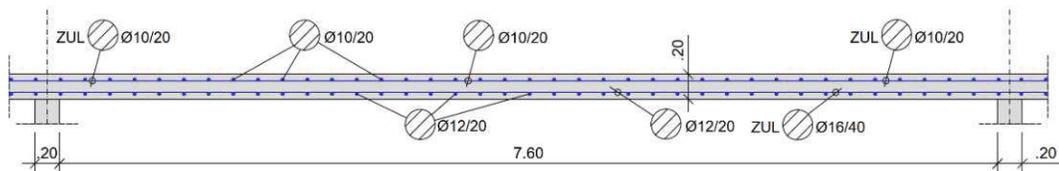


Abbildung 5.9: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 4.OG – Zulagen in der unteren Lage

5.4.4 Decke über 5. Obergeschoß

Für die Decke über dem 5. Obergeschoß wurde analog zur Vorgehensweise im 4. Obergeschoß eine Verstärkung der Längsbewehrung vorgenommen. Hier wurde jedoch die obere Bewehrung um ein Kaliber erhöht.

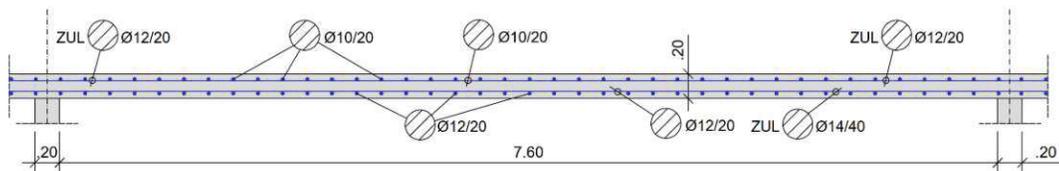


Abbildung 5.10: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 5.OG – Zulagen in der oberen Lage

5.4.5 Decke über 6. Obergeschoß

Exklusiv für das Forschungsprojekt wurde im Messbereich *K-L* eine Elementdecke mit einer Dicke von 5 cm eingebaut. Diese Elementdecke wurde mit einer integrierten Bewehrung geliefert, die durch zusätzliche Bewehrung ergänzt wurde.

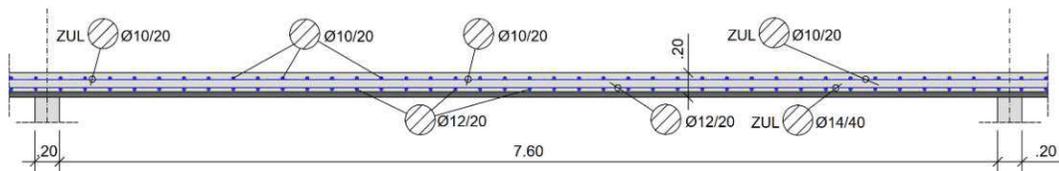


Abbildung 5.11: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 6.OG – Zulagen in der oberen Lage



Abbildung 5.12: Übersicht Decke ü. 6. Obergeschoß



Abbildung 5.13: Elementdecken Messbereich K-L

5.5 Parameterstudie für die Phasenanalyse

In diesem Kapitel wird der Zusammenhang zwischen den einzelnen Phasen analysiert. Abbildung 5.12 zeigt die Verformung der Geschoßdecke des Messpunktes G2 im 2. Obergeschoß. Dabei werden für alle sieben statischen Teilmodelle nach Tabelle 5.1 die rechnerischen Verformungen für den Zeitraum von Tag 1 bis Tag 40 ermittelt. Die Ergebnisse werden im gleichen Diagramm dargestellt. Der Elastizitätsmodul wird für die Studie gemäß Beziehung (2.7) in Abhängigkeit vom Betonalter ermittelt und in der Berechnung berücksichtigt.

Man erkennt bei den Verläufen der *Phasen 1, 2, 3 und 4*, dass durch das Vorhandensein der Unterstellungen die Verformung nahezu konstant ist. In den Verläufen der *Phasen 5, 6 und 7* erhöht sich die Verformung der Decke entsprechend. Die Verläufe der *Phasen 5, 6 und 7* zu einem sehr jungen Betonalter zeigen eine Erhöhung der Deckenverformung proportional zu dem Wert des Elastizitätsmoduls gemäß Formel (2.7).

Für die Zuordnung der Messphasen wird im Rahmen dieser Diplomarbeit für jeden Messzeitpunkt das entsprechende statische Teilmodell herangezogen. Das bedeutet, dass bei dem jeweiligen Umbau der Schalung und Rüstung der entsprechenden Geschoßdecken die Verformung der Decke sprunghaft von einer zur nächsten Messphase erfolgt.

Diese Vorgehensweise entspricht aus betontechnologischer Sicht der Realität. Eine detailliertere Untersuchung der Übergänge zwischen den Phasen, etwa durch stündliche Messungen der betroffenen Deckenbereiche, wäre wünschenswert gewesen, hätte jedoch den Rahmen des aktuellen Forschungsprojekts überschritten.

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden während aller Messphasen ungerissene Deckenuntersichten beobachtet. Daraus wurde abgeleitet, dass Schwinden und Kriechen des Betons im untersuchten Zeitraum eine untergeordnete Rolle spielen. Die Modellierung konzentriert sich daher auf die Verformungen infolge des Eigengewichts, der Lastaufbringung sowie der sich entwickelnden Materialeigenschaften des Betons.

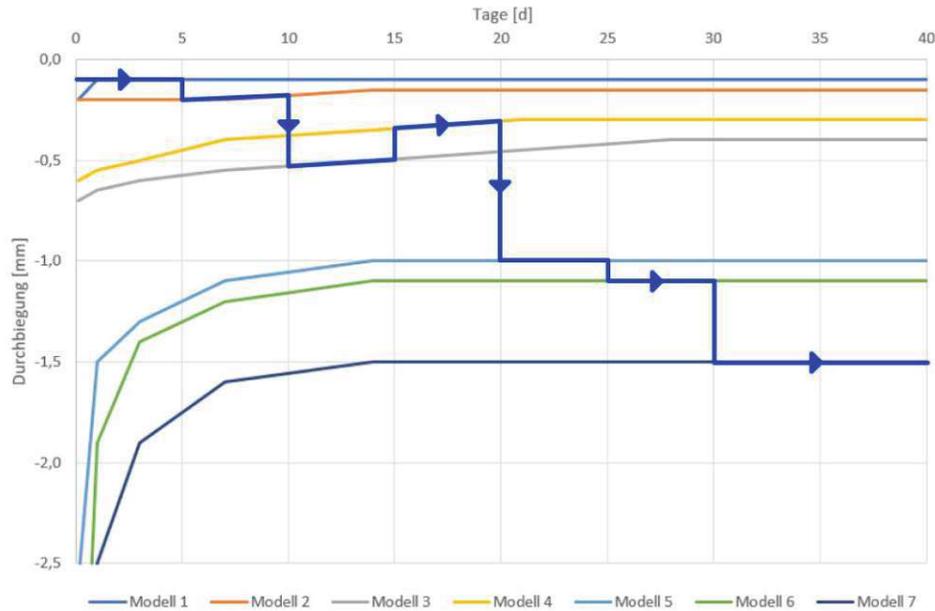


Abbildung 5.14: Zusammenhang der Phasen

5.6 Methodik

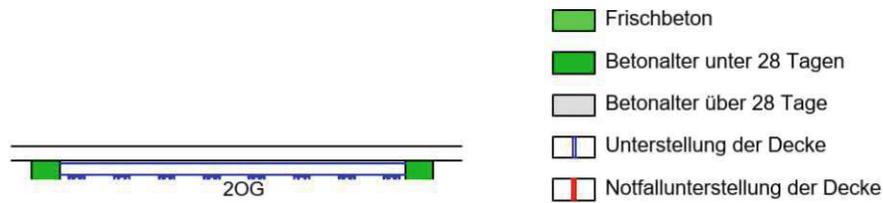
Wie bereits bei den Messergebnissen im Kapitel 4.4 erläutert, wurde aus den Messprotokollen eine umfassende Tabelle erstellt, die alle relevanten Messphasen systematisch dokumentiert. Diese Tabelle umfasst die spezifischen Zeitpunkte und Bauzustände, wie den Zeitpunkt der Betonage der darüberliegenden Decke, die Entfernung der Schalung oder die Einführung zusätzlicher Lasten. Diese Daten bilden die Grundlage für die Erstellung und Validierung der numerischen Rechenmodelle für die relevanten Deckenfelder.

5.6.1 Zuordnung der Rechenmodelle zu den Messphasen

Die Rechenmodelle wurden exemplarisch für den Messbereich *G* in der Tabelle 5.1 dargestellt. Pro Feld wurden bis zu sieben Bauphasen in der Simulation abgebildet, sodass für jede Phase eine entsprechende Modellkonfiguration in RFEM erstellt wurde. Jede Modellphase unterscheidet sich dabei in den Randbedingungen, Lastannahmen und der Entwicklung des E-Moduls nach dem MODEL CODE [7].

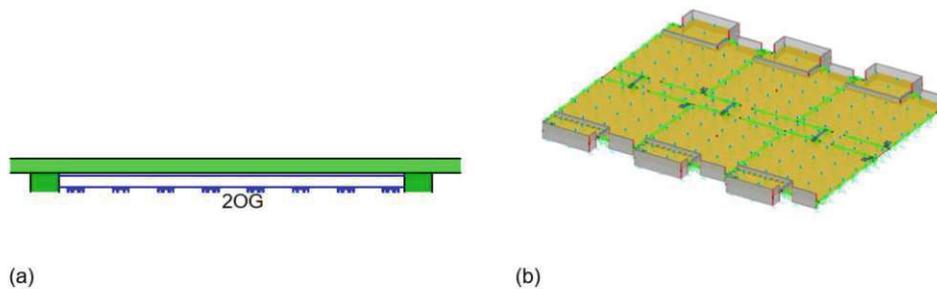
Tabelle 5.1 zeigt die schematische Darstellung der Phasen aus dem Kapitel 4.1 als Bauzustandsskizze und deren Überführung in die numerischen Modelle in RFEM.

Durch Betrachtung dieser sieben statischen Teilmodelle ist die Zuordnung sämtlicher Messpunkte bzw. Messzeitpunkte möglich. Dadurch ist ein Vergleich mit Messung und numerischer Simulation möglich.

Tabelle 5.1: Darstellung der Messphasen als Skizze und als numerisches Modell

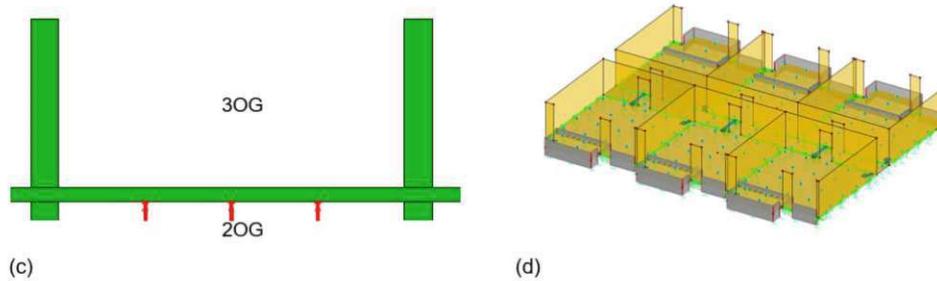
Phase 0 Die Ausgangsmessung (Nullmessung) erfolgt vor der Betonage der Decke, um die Ausgangshöhen der Schalung zu dokumentieren und eine Referenz für spätere Verformungen sowie die Nachgiebigkeit der Schalung und Rüstung zu erhalten.

In der *Phase 0* wird kein statisches Modell erstellt. Die Abbildung zeigt die Situation während der Nullmessung: Die Rüstung ist vollständig vorhanden, und die Überhöhung der Decke wurde eingestellt. Diese Messung fand in der Regel einen Tag bis kurz vor der Betonage statt. Somit werden Einflüsse der verlegten Bewehrung der Decke nicht erfasst.



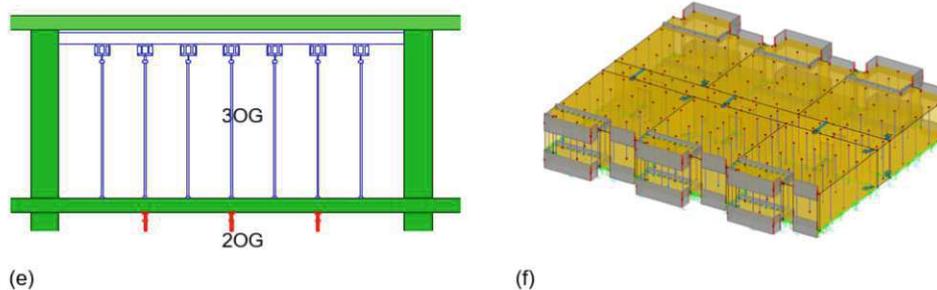
Phase 1 Diese Messung der *Phase 1* findet unmittelbar nach der Betonage der Decke statt, meistens jedoch erst am nächsten Tag. Diese erfasst die Verformungen der Decke durch das Eigengewicht des Betons sowie die Nachgiebigkeit der Schalung und Rüstung.

Die Rüstung ist vollständig vorhanden und das Gewicht der Decke wirkt ausschließlich auf Schalung und Rüstung. Für diese Phase wird ein statisches Modell erstellt, in dem die Schalung nicht berücksichtigt wird, während die Rüstung als nachgiebige Knotenaufleger modelliert wird. Die Lage der Rüststeher ist den Schalungsplänen (*Firma Hünnebeck*) zu entnehmen, wobei eine Naturaufnahme erforderlich wäre, um die tatsächliche Anordnung auf der Baustelle zu bestätigen. Die Materialeigenschaften des Betons werden anhand des Elastizitätsmoduls modelliert, der entsprechend dem Deckenalter nach Beziehung (2.7) aus Kapitel 2.6.2 berechnet wird. Balkenfertigteile, die bereits ihre volle Festigkeit besitzen, werden im Modell als vollständig tragfähig angenommen.



Phase 2 Nach der noch nicht vollständigen Aushärtung des Betons wird in *Phase 2* die Schalung entfernt und durch eine reduzierte Anzahl an Rüststehern unter der Rohdecke ersetzt. Es gilt für diese sogenannte Notfallunterstellung die baupraktische Regel $1 \text{ Rüststeher} / 5 \text{ m}^2$. Dieses Vorgehen wird bevorzugt, um Mietkosten für Schalung und Rüstung zu minimieren.

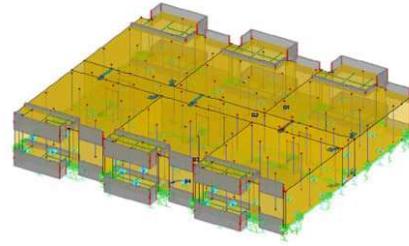
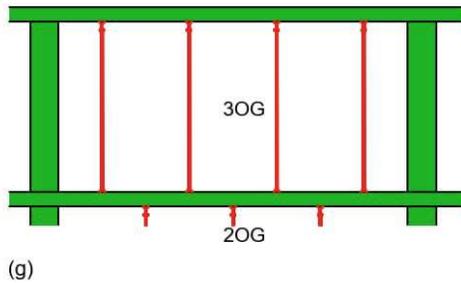
Diese Phase ist besonders relevant, da die Decke während des Schalungsabbaus kurzfristig komplett unterstellungsfrei ist. Erst nach Abschluss des Abbaus wird die Notfallunterstellung eingebaut. Im statischen Modell wird die Anzahl der Rüststeher entsprechend reduziert. Zusätzlich werden neue Wände im darüberliegenden Geschoß berücksichtigt. Diese Wände sind für Regelgeschoßdecken statisch weniger relevant, da Stützen und Wände direkt übereinander angeordnet sind, werden jedoch im Modell abgebildet.



Phase 3 Die *Phase 3* bezeichnet einen weiteren statisch relevanten Bauzustand. In dieser Phase wird die nächste Geschoßdecke über der betrachteten Decke betoniert. Die Schalung und Rüstung der darüberliegenden Decke sind vollständig vorhanden. Für die betrachtete Decke bleibt die reduzierte Notfallunterstellung bestehen.

Im statischen Modell wird in Analogie zu den anderen Phasen gemäß dem Alter der beiden modellierten Geschoßdecken der Elastizitätsmodul nach Beziehung (2.7) berücksichtigt. Die Rüststeher der Geschoßdecke über der betrachteten Decke werden dabei als Stahlrundrohre mit dem Querschnitt RR60,3,5 modelliert. Die Schalung gemäß Abbildung 2.3 wird wiederum nicht modelliert.

In der Abbildung ist die Situation während der *Phase 3* dargestellt. Die Rüstung ist nun auf die Notfallunterstellung mit der gleichen Nachgiebigkeit reduziert. Für die Decke über der gemessenen Geschoßdecke sind alle Rüststeher modelliert.

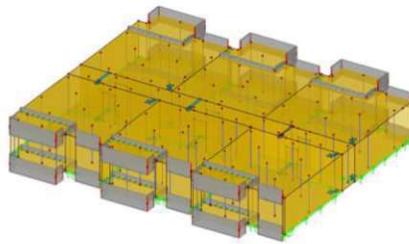
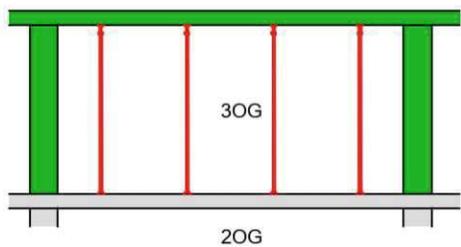


(g)

(h)

Phase 4 In den meisten betrachteten Deckenfeldern wurde im Rahmen der *Phase 4* die Notfallunterstellung der Geschoßdecke über der betrachteten Geschoßdecke eingebaut. Für die betrachtete Decke ist in den meisten Fällen ebenfalls die Notfallunterstellung vorhanden.

Das statische Modell bildet die Situation ab, indem für beide Decken die reduzierte Anzahl an Rüststehern modelliert wird.

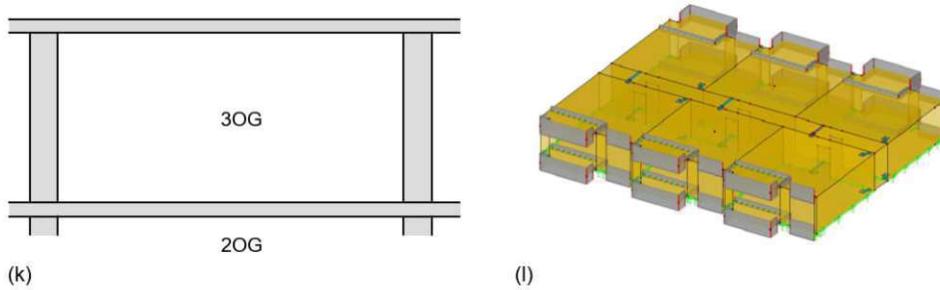


(i)

(j)

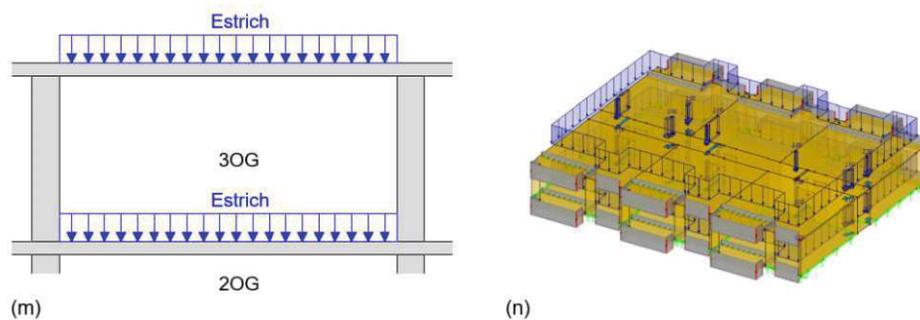
Phase 5 In *Phase 5* erreicht die betrachtete Decke das für die komplette Ausschalen notwendige Alter von 28 Tagen. Die Notfallunterstellung der darüberliegenden Decke bleibt unverändert bestehen.

Im Modell wird die Rüstung der betrachteten Decke vollständig entfernt, während die reduzierte Anzahl an Rüststehern für die darüberliegende Decke bestehen bleibt.



Phase 6 In Phase 6 erreicht auch die darüberliegende Decke Ausschalter von 28 Tagen. Die Rüststeher der Balkone sind ebenfalls komplett entfernt. Obwohl in der Realität die Balkone weiterhin dreigeschoßig unterstellt bleiben (siehe Kapitel 4.4.1), wird dieser Einfluss im Modell nicht berücksichtigt. Der Einfluss der Balkone auf die Deckenverformung ist allerdings kleiner als erwartet, da weder der Aufbau noch die Nutzlast der Balkone während Phase 6 vorhanden sind.

Das Modell bildet nun beide Decken vollständig ohne Rüstung ab. Diese entspricht dann der Phase vor Beginn der Ausbaurbeiten.



Phase 7 Phase 7 tritt typischerweise zu einem späteren Zeitpunkt der Baugeschichte auf, wenn der Innenausbau begonnen hat. Statisch relevant ist in diesem Zusammenhang der Einbau des Fußbodenaufbaus. Für diesen Zustand wurde für sämtliche Messfelder die letzte Messung der Deckenverformung durchgeführt.

Im statischen Modell wird die Last des Estrichs von $2,2 \text{ kN/m}^2$ für beide Decken des statischen Teilmodells berücksichtigt. Diese ist als eine Gleichlast auf den Decken modelliert.

5.6.2 Berechnung der Fälle A bis D

Nachdem die Rechenmodelle in RFEM für alle Felder aus der Abbildung 4.1 gebildet wurden, können anhand dieser Modelle, die Fälle *A* bis *D* untersucht werden.

Für die Auswertung dieser Rechenmodelle werden alle Verformungsergebnisse dokumentiert. Diese Tabelle enthält alle Geschoßdecken mit den jeweiligen Bereichen. Die Vorgehensweise wird exemplarisch beschrieben und die gleiche Methodik wird auf alle untersuchten Bereiche angewendet.

Die Messergebnisse bilden die Grundlage für ein erstes Diagramm, das die Beziehung zwischen dem Deckenalter und den zugehörigen Verformungen darstellt. Zusätzlich werden die Verformungen aus den vier Fällen *A* bis *D* für alle Messpunkte und Bereiche analysiert. Dabei kommen die folgenden Rechenmodelle zum Einsatz:

Fall A – Berechnung nach Stand der Technik

In diesem Fall wird eine erste Berechnung gemäß dem aktuellen Stand der Technik durchgeführt. Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls (E-Modul) wird nach den Vorgaben des MODEL CODE [7] berücksichtigt, indem die Materialeigenschaften in Abhängigkeit vom Deckenalter angepasst werden.

Fall B – Lastansatz der Vorstudie

Die Verformung der Stahlbetondecke wird nach dem Lastansatz aus der Vorstudie nach Kapitel 2.6.4 berechnet. Die Modelle aus Fall *A* werden kopiert, jedoch wird für die Materialeigenschaften das Deckenalter nicht berücksichtigt. Stattdessen wird der am Ausführungsplan definierte Elastizitätsmodul gewählt. Zusätzliche Lasten aus dem innovativen Ansatz der Vorstudie werden auf die Decke aufgebracht, um das Verhalten der Stahlbetondecke vor Erreichen der vollen Betonerhärtung zu simulieren.

Fall C – Erweiterter Lastansatz mit Faktor Anpassung

In diesem Fall wird der Lastansatz aus Fall *B* erweitert, indem die zusätzliche Last nach Beziehung (2.10) im Kapitel 2.6.4 mit jenem Laststeigerungsfaktor multipliziert wird, der zu einer bestmöglichen Übereinstimmung zwischen Messung und Simulation führt. Ziel dieses Ansatzes ist es, die Verformungen im Modell gezielt zu vergrößern, um diese an die gemessenen Verformungen der Baustelle anzupassen. Fall *C* spielt eine zentrale Rolle in der Auswertung bzw. in der Weiterentwicklung des Lastansatzes.

Fall D – Finaler Lastansatz

Während die Fälle *A* bis *C* für alle Bereiche untersucht wurden, wird der Fall *D* nur exemplarisch in dieser Arbeit auf die Bereiche *G* und *K-L* angewendet, indem die finale Beziehung für den Lastansatz für die Verformungsberechnung bzw. Stahlbetonbemessung verwendet wird. Dieser Fall wird ausschließlich im Kapitel 6.5 untersucht.

Für die Auswertungen werden jeweils für jeden Messpunkt Diagramme erstellt, die die Verformungen darstellen. Zur besseren Übersicht werden die Ergebnisse der Verformungen für alle Fälle pro Messpunkt in einem Vergleichsdiagramm zusammengeführt. Sie dienen als Grundlage für die detaillierte Analyse und den Vergleich im folgenden Kapitel, um eine präzise Interpretation der Ergebnisse zu ermöglichen.

Kapitel 6 - Weiterentwicklung des Lastansatzes

In diesem Kapitel werden die experimentellen Messergebnisse und die numerischen Berechnungen zusammengeführt, um die Verformungsverläufe der relevanten Bereiche abschließend zu bewerten. Die Ergebnisse der Bereiche G und $K-L$ werden im Detail mit Vergleichsdiagrammen analysiert. Im letzten Schritt wird eine Endauswertung in Form eines Punktediagramms vorgenommen, in welchem alle berechneten Faktoren in Abhängigkeit vom Ausschaltzeitpunkt dargestellt werden. Auf Basis dieser Analysen wird der innovative Lastansatz weiterentwickelt.

6.1 Auswertungen

Im ersten Schritt werden die Messergebnisse und die numerischen Berechnungen der relevanten Messbereiche G und $K-L$ einander gegenübergestellt. Die Berechnungsansätze der Fälle A bis D werden anhand der genannten Vergleichsdiagramme bewertet.

6.1.1 Auswertungen Bereich G

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Verformungsverläufe der zwei relevanten Messpunkte $G2$ und $G4$ im Bereich G des 2. Obergeschoßes. In den Abbildungen der beiden Messpunkte wird der Verlauf der gemessenen Verformungen auf der Baustelle als blaue Linie dargestellt, die bereits im Kapitel 4.4.1 näher analysiert wurde.

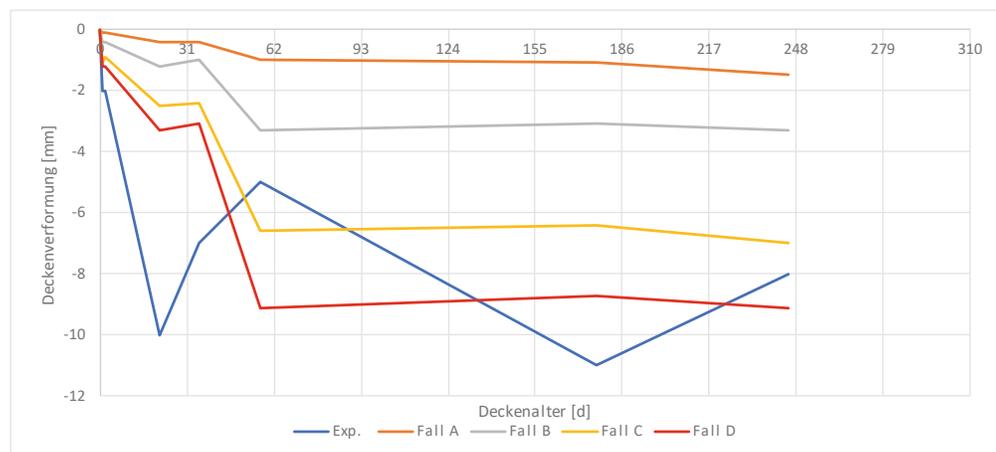


Abbildung 6.1: Auswertungen Messpunkt $G2$ im 2. Obergeschoß

Die starke Verformung der Stahlbetondecke unmittelbar nach der Betonage ist auf die Nachgiebigkeit der Rüststeher in Kombination mit der Belastung durch das Eigengewicht des Betons zurückzuführen. Mit dem Einbau der Notunterstellungen zeigt der Punkt eine Hebung, was auf die zunehmende Steifigkeit des Betons während des Aushärtens zurückzuführen ist. Nach dieser Phase stabilisieren sich die Verformungen und der Verlauf bleibt nahezu konstant.

Die numerischen Ergebnisse aus den Fällen A bis C zeigen im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen einen frühzeitigen, gleichmäßigeren Verlauf nach der Stabilisierung. Dies liegt daran, dass in den Modellen idealisierte Annahmen getroffen werden, die das reale Verhalten nicht vollständig abbilden können.

Fall A unterschätzt die Verformungen deutlich, da die herkömmlichen Berechnungsmethoden das tatsächliche Verhalten von Stahlbetondecken während der frühen Bauphasen und die temporären Einwirkungen nicht adäquat erfassen.

Fall B liefert Ergebnisse, die näher an der Realität liegen. Jedoch prognostiziert die zugrundeliegende Formel (2.10) nach Kapitel 2.6.4 immer noch zu geringe Verformungen.

Fall C, bei dem der Lastansatz aus Fall B durch einen zusätzlichen Anpassungsfaktor vergrößert wurde, zeigt eine signifikante Verbesserung. Die Verformungsverläufe stimmen hier in den kritischen Bauphasen, insbesondere während Phase 3, bei der Betonage der darüberliegenden Decke, besser mit den experimentellen Ergebnissen überein. Allerdings bleibt die Hebung der Decke nach der Entfernung der Schalung geringer als in den experimentellen Messungen.

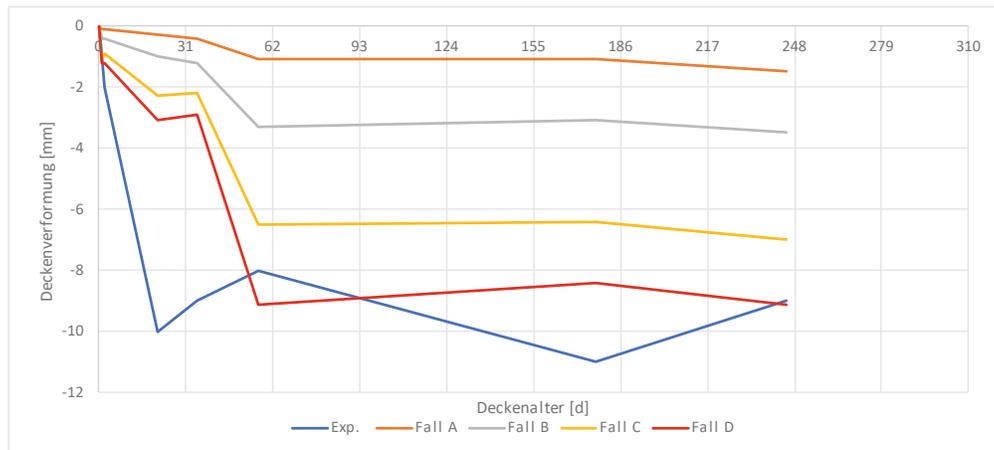


Abbildung 6.2: Auswertungen Messpunkt G4 im 2. Obergeschoß

Ein ähnliches Verhalten lässt sich auch für den benachbarten Messpunkt G4 beobachten. Besonders hervorzuheben ist, dass die Verfeinerung des Lastansatzes in den Fällen C und D eine deutliche Verbesserung gegenüber den Vorstudien darstellt, insbesondere in den frühen und mittleren Bauphasen.

Der Lastansatz aus der Vorstudie liefert bereits eine gute Grundlage für die Prognose der Verformungen, konnte durch die Erweiterungen in den Fällen C und D jedoch erheblich verbessert werden.

6.1.2 Auswertungen Bereich K-L

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Verformungsverläufe der Messpunkte *K1* und *K2* im Bereich *K-L* des 2. Obergeschoßes. Der blaue Verlauf repräsentiert auch hier die gemessenen Verformungen auf der Baustelle, welche in Kapitel 4.4.2 bereits detailliert beschrieben wurden.

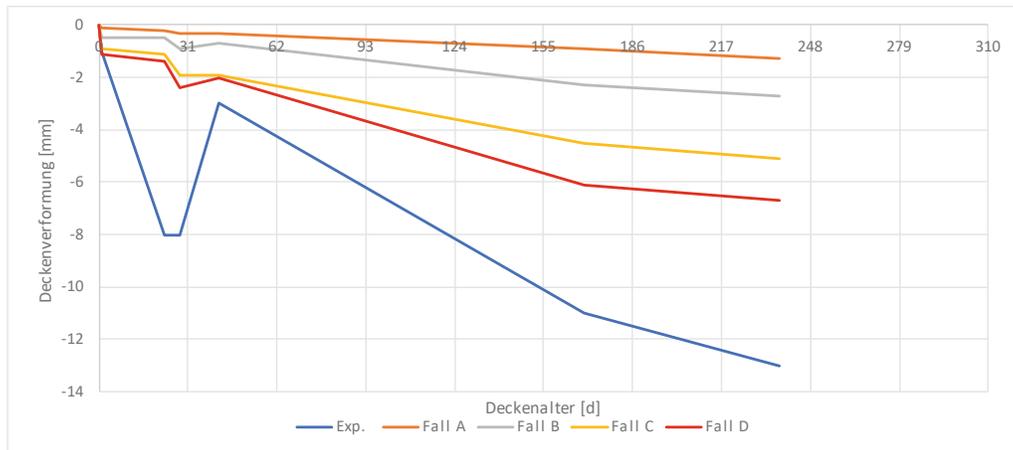


Abbildung 6.3: Auswertungen Messpunkt *K1-L1* im 2. Obergeschoß

Die Abbildung zeigt, dass die Verformung des Punktes *K1* nach der Betonage einen typischen Verlauf aufweist im Sinne der starken Verformung unmittelbar nach der Betonage, gefolgt von einer Stabilisierung des Punktes durch das Aushärten des Betons. Nach der Betonage der darüberliegenden Decke nehmen die Verformungen langsam zu.

Die numerischen Verläufe in den Fällen *A* bis *C* zeigen ähnliche Entwicklungen wie bei Messpunkt *G2*. Fall *A* unterschätzt die Verformungen deutlich, da dieser Ansatz weder die Auswirkungen der Bauphasen noch die nichtlinearen Materialeigenschaften des Betons realistisch abbildet.

In den Fällen *B* und *C* sind die Verformungsverläufe näher an den gemessenen Daten. Die Erweiterung in Fall *C* führt zu einer deutlichen Verbesserung, insbesondere nach der Betonage der darüberliegenden Decke.

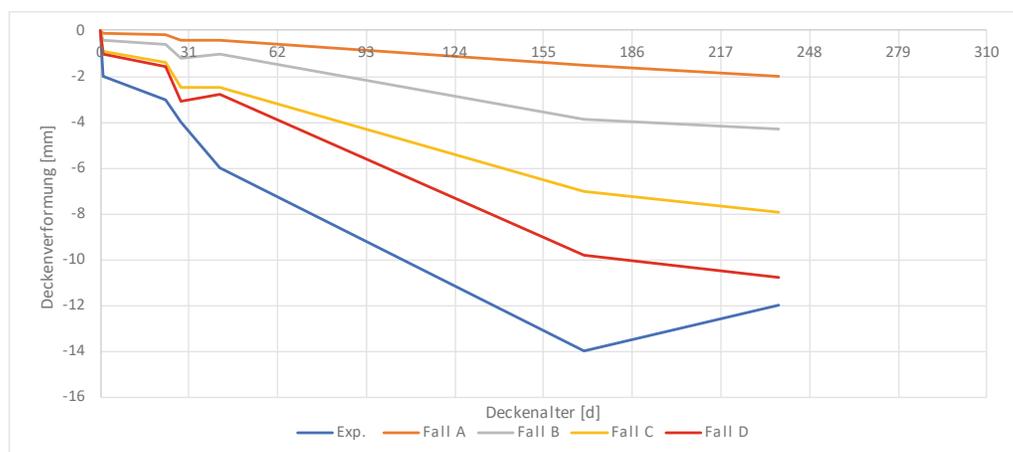


Abbildung 6.4: Auswertungen Messpunkt *K2-L2* im 2. Obergeschoß

Die Verformungsverläufe des Messpunkts *K2* zeigen ähnliche Trends wie bei *K1*, allerdings mit einer geringeren initialen Verformung. Die Stabilisierung nach *Phase 2* zeigt auch hier eine höhere Steifigkeit durch das Aushärten des Betons.

Die numerischen Verläufe bestätigen die Muster, die bereits bei *K1* beobachtet wurden. *Fall A* bleibt deutlich unter den gemessenen Verformungen, während die Fälle *B* und *C* die realen Verformungen besser abbilden.

Die Messbereiche *K-L* bestätigen die Erkenntnisse aus Bereich *G*. Der Lastansatz aus der Vorstudie liefert zwar eine Verbesserung gegenüber dem Stand der Technik, reicht jedoch nicht aus, um die gemessenen Verformungen vollständig zu erklären. Erst die Erweiterung in *Fall C* sowie die finalen Anpassungen in *Fall D* ermöglichen eine detaillierte Nachbildung der realen Verformungen.

6.2 Auswertung der Bewehrungsvariation

Die Auswirkungen der Bewehrungsvariation aus Kapitel 5.4 werden exemplarisch anhand von Punkt *G2* dargestellt. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die gemessenen Verformungsverläufe dieser Punkte über fünf Regelgeschoße.

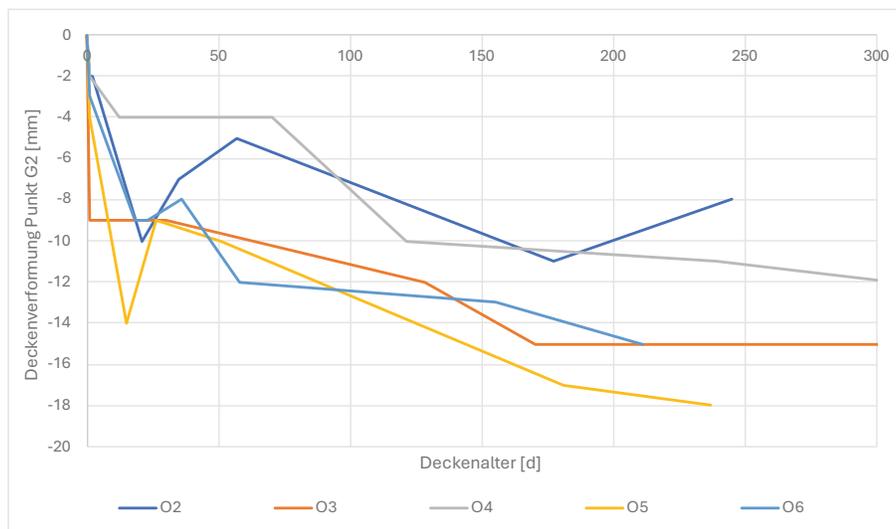


Abbildung 6.5: Darstellung der gemessenen Verformungsverläufe für den Punkt *G2*

Aus der Abbildung 6.5 ist ersichtlich, dass das Verformungsverhalten der Punkte erhebliche Streuungen aufweist. Diese verdeutlichen, dass keine konsistente Korrelation zwischen der Bewehrungsführung und den gemessenen Verformungen festgestellt werden kann. Aufgrund der sehr unterschiedlichen Daten lassen sich keine aussagekräftigen Schlussfolgerungen darüber ziehen, inwieweit eine spezifische Bewehrungsführung zu einem verbesserten Verformungsverhalten geführt hat oder nicht.

Aus diesen Gründen wird die Bewehrungsvariation der Regelgeschoßdecken im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter analysiert.

6.3 Endauswertung

Im letzten Schritt dieser Arbeit wurde eine umfassende Endauswertung durchgeführt, bei der alle elf Messbereiche der fünf betrachteten Regelgeschoßdecken zusammengeführt und analysiert wurden. Ziel dieser Auswertung war, den Anpassungsfaktor aus Fall C der numerischen Untersuchungen in Beziehung zum Zeitpunkt der Schalungsentfernung zu setzen und daraus eine Grundlage für die Weiterentwicklung des Lastansatzes zu schaffen.

Zunächst wurden alle Laststeigerungsfaktoren mit den protokollierten Schalungsentfernungszeitpunkten korreliert und in der Abbildung 6.6 dargestellt.

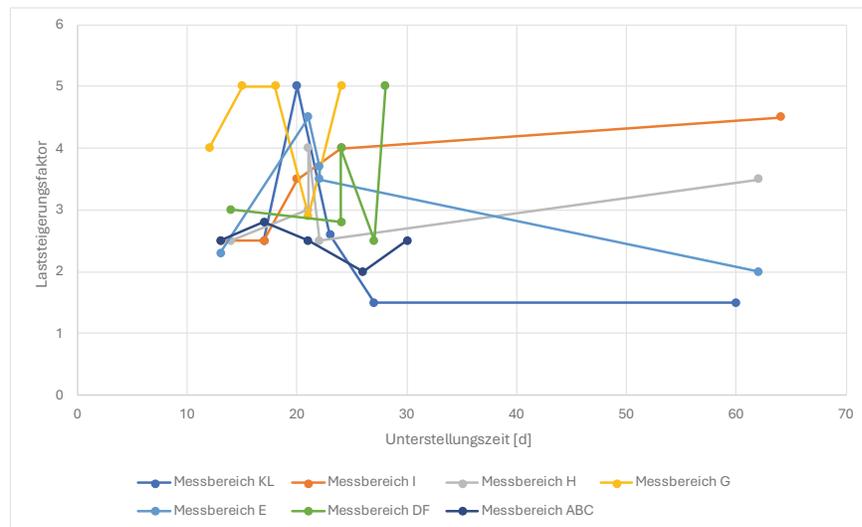


Abbildung 6.6: Endauswertungsdiagramm Laststeigerungsfaktor über alle Faktoren

Um eine aussagekräftige Auswertung zu ermöglichen, wurden Datenpunkte, die signifikant von der allgemeinen Tendenz abweichen, ausgeschlossen. Messpunkte in den oberen Geschoßen mit Ausschaltzeitpunkten von über 60 Tagen wurden nicht berücksichtigt. Diese Vorgehensweise erlaubte eine gezielte Analyse der maßgebenden Werte und eine aussagekräftige Darstellung der Zusammenhänge.

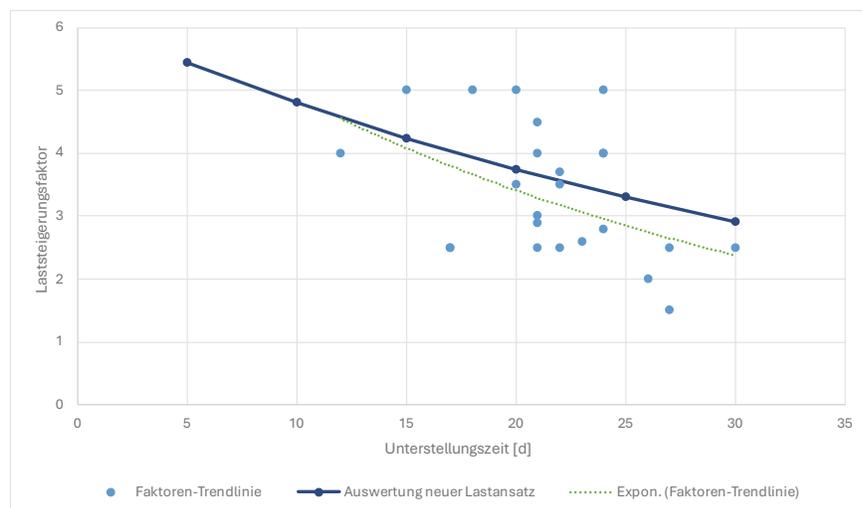


Abbildung 6.7: Endauswertungsdiagramm Laststeigerungsfaktor ohne ausgeschlossene Faktoren

Die Abbildung 6.7 zeigt die ermittelten Faktoren als Punktdiagramm, wobei die ausgeschlossenen Faktoren nicht berücksichtigt wurden. Mithilfe einer Trendlinie wurde auf Grundlage der Datenpunkte eine Exponentialfunktion ermittelt, welche alle auf der Baustelle gemessenen Punkte zusammenfasst. Diese Funktion ist als Punkt-Punkt Linie in der Abbildung zu sehen und bildet die Grundlage für den angepassten gemittelten Laststeigerungsfaktor.

Die ermittelte Exponentialfunktion wurde anschließend in die ursprüngliche Formel (2.10) im Kapitel 2.6.4 der Vorstudie integriert, um den Lastansatz weiterzuentwickeln. Mit Hilfe der angepassten Funktion wurde eine empirisch gewählte Exponentialfunktion im Sinne einer Punkt-Linie für vorgegebene Inputs an Daten untersucht. Bereits in der grafischen Darstellung wird deutlich, dass die Regressionsgerade die Verläufe der realen Verformungen der Stahlbetondecken gut beschreibt. Dadurch wird die Validität und Genauigkeit des angepassten Lastfaktors unterstrichen, der eine Grundlage für zukünftige Prognosen der Verformungen von Stahlbetondecken ermöglicht und zu einer Reduktion der Unterstellungszeiten führen kann.

6.4 Finaler Lastansatz

Auf Grundlage der Endauswertung und der gewonnenen Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen wurde der Lastansatz aus der Vorstudie (Kapitel 2.6.4) weiterentwickelt. Der modifizierte Lastansatz soll den Einfluss der temporären Belastungen besser beschreiben und eine Modellierung der realen Verformungen der Stahlbetondecken in der Bauphase schaffen. Die aus dieser Entwicklung gewonnenen Formeln bilden eine erweiterte Grundlage für Prognosen von Verformungen der Stahlbetondecken sowohl in den früheren als auch in späteren Bauphasen.

Der neue Lastansatz wird durch die folgenden Gleichungen beschrieben und baut auf den Beziehungen (2.10) und (2.11) aus der Vorstudie auf.

$$\bar{p}_{Ek}(t, t_0) = \pi^2 \cdot \gamma \cdot d \cdot \exp\left(-\frac{s}{10} \cdot t_0\right) \cdot [2 - \beta_{cc}(t)] \quad t \leq 28 d \quad (6.1)$$

$$\bar{p}_{Ek}(t_0) = \pi^2 \cdot \gamma \cdot d \cdot \exp\left(-\frac{s}{10} \cdot t_0\right) \quad t > 28 d \quad (6.2)$$

Die Funktion $\beta_{cc}(t)$ beschreibt den zeitabhängigen Einfluss der Betoneigenschaften und wird nach MODEL CODE [7] wie folgt definiert:

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] \quad (6.3)$$

Die Parameter in den Formeln haben folgende Bedeutungen:

- $\bar{p}_{Ek}(t)$: Angepasster Lastwert in Abhängigkeit von der Zeit t nach der Betonage,
- t_0 : Zeitpunkt der Ausschalung, wenn dieser kleiner als 28 Tage ist,
- t : Beliebiger Zeitpunkt zur Berechnung der Deckenverformung vor 28 Tagen,
- γ : Wichte des Betons (25 kN/m^3),
- d : Deckenstärke, die in der Regelgeschoßdecke konstant ist,
- s : Koeffizient nach Tabelle 6.1 für verschiedene Zementtypen, hier $s = 0,25$,
- $\beta_{cc}(t)$: Zeitabhängige Funktion, die die Festigkeitsentwicklung des Betons beschreibt.

Tabelle 6.1: Beiwert s zur Berücksichtigung der Zementfestigkeitsklasse, Tafel 4.1 [18]

Festigkeitsklasse des Zementes			42,5 R
		32,5 R	52,5 N
	32,5 N	42,5 N	52,5 R
Koeffizient s	0,38	0,25	0,20

Die Formeln differenzieren zwischen den frühen Bauphasen (bis 28 Tage nach der Betonage) und den späteren Bauphasen. Innerhalb der ersten 28 Tage berücksichtigt die Formel (6.1) den reduzierten Elastizitätsmodul des Betons zusammen mit der Festigkeitsentwicklung durch den Faktor $\beta_{cc}(t)$. Für spätere Zeitpunkte ($t > 28$ Tage) geht die Formel (6.2) davon aus, dass der Beton seine Endfestigkeit erreicht hat, wodurch der Einfluss von $\beta_{cc}(t)$ entfällt.

Dieser weiterentwickelte Lastansatz liefert eine verbesserte Grundlage für die Vorhersage von Stahlbetondeckenverformungen während der Bauphase und für den Endzustand. Insbesondere in der kritischen Phase der Schalungsentfernung und der temporären Unterstellungen (*Phase 2* bis *Phase 5*) bietet der Ansatz eine gute Näherung an die realen Verformungen der Decken.

6.5 Anwendung des finalen Lastansatzes

Für den Analysebereich G wird exemplarisch der finale Lastansatz angewendet. Für eine beispielhafte Ausschalzeit von 14 Tagen ergibt nach Auswertung von Beziehung (6.2) folgende Last für die statische Berechnung des Deckenbereiches:

Im Analysebereich G wird exemplarisch der finale Lastansatz angewendet. Für eine Ausschalzeit von 14 Tagen ergibt die Auswertung der Beziehung (6.2) folgende Last für die statische Berechnung des Deckenbereiches:

$$\bar{p}_{Ek}(t_0 = 14 d) = 34,8 \text{ kN/m}^2 \quad (6.4)$$

Die Berechnung erfolgt ausschließlich auf Grundlage der Bemessung im Zustand I. Dabei darf diese Last nicht mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert werden. Es gilt:

$$\bar{p}_{Ed}(t, t_0) = \bar{p}_{Ek}(t, t_0) \quad (6.5)$$

Es wird somit der Fall *D* nach der neuen Beziehung (6.1) in RFEM gerechnet. Mit der Formel (6.4) ergibt sich nach Abbildung 6.8 eine gerechnete Verformung von 9,9 mm. Diese berechnete Verformung stimmt mit der gemessenen Verformung im Kapitel 4.4.1, welche auch ca. 10 mm beträgt, überein.

Der Fall *D* wurde exemplarisch auch für weitere Messpunkte untersucht. Generell zeigt sich, dass mit dem angepassten Lastansatz aus Beziehung (6.1) eine bessere Übereinstimmung zwischen berechneten und real gemessenen Verformungen erzielt wird.

Für die Berechnung der Verformungen wird im RFEM eine quasi-ständige Lastkombination eingesetzt und die einwirkenden Lasten sind:

- Eigengewicht,
- Last von Estrich (2 kN/m²),
- Last aus dem neuen Lastansatz,
- 30% der Nutzlasten,
- Ein globaler Sicherheitsfaktor von 1,00.

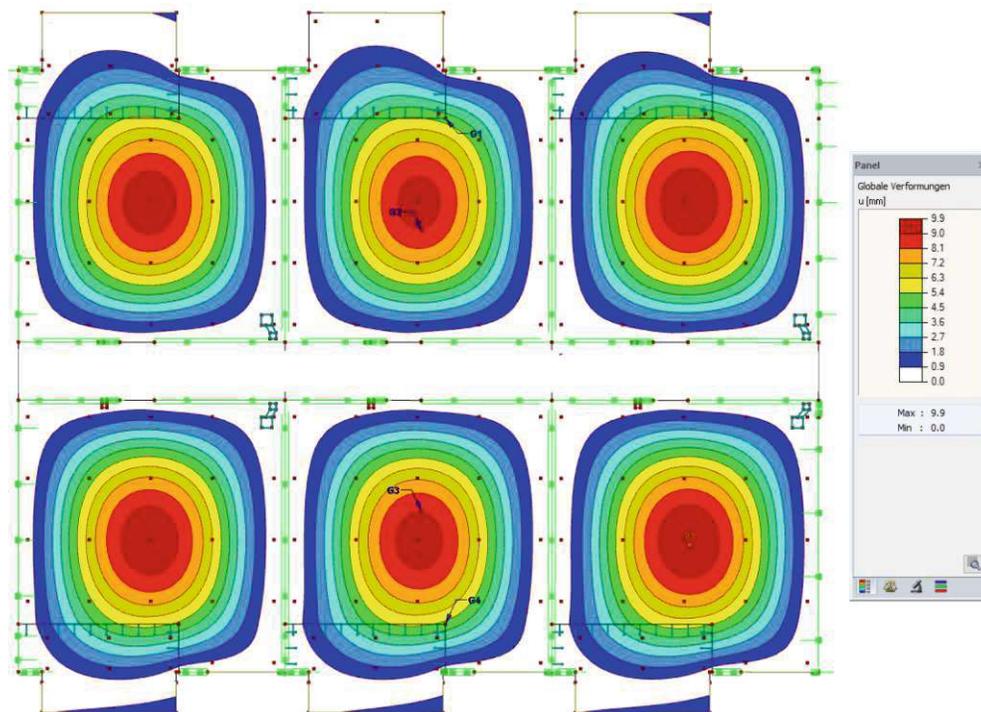


Abbildung 6.8: Berechnete Verformungen der quasi-ständigen Lastkombination

Zusätzlich wurde im Anschluss an die Untersuchung des Falls *D* eine statische Bemessung durchgeführt, um die erforderliche Bewehrung der Stahlbetondecke zu ermitteln. In Abbildung 6.9 ist die ermittelte Bewehrung für den Bereich G dargestellt.

Laut Abbildung 6.10 wurde vom Objektstatiker für die untere Bewehrung ein Stabdurchmesser von $\emptyset 12/20$ mit Zulagen $\emptyset 14/40$ gewählt und verlegt. Dies entspricht einer Bewehrung von 9,5 cm²/m.

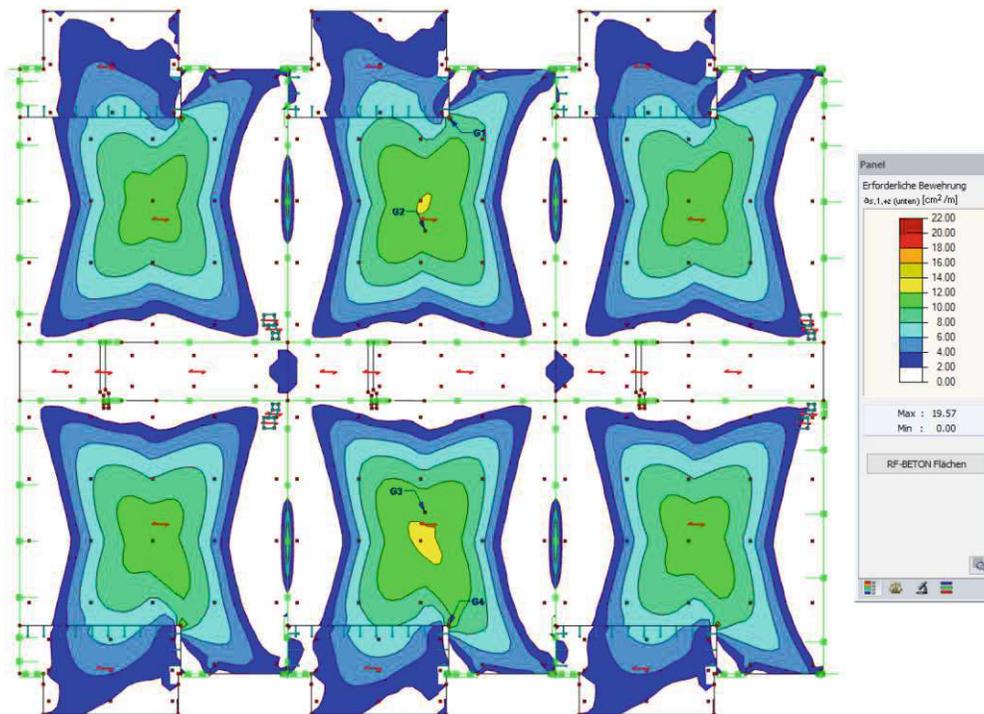


Abbildung 6.9: Ermittelte untere Bewehrung des Analysebereichs G

Mit dem neuen Lastansatz ergibt sich hingegen eine erforderliche Bewehrung von $12,3 \text{ cm}^2/\text{m}$. Dies würde eine Erhöhung der Zulagebewehrung von $\text{Ø}14/40$ auf $\text{Ø}14/20$ bedeuten. Die zugehörige berechnete Verformung des entsprechenden Deckenbereichs beträgt $9,9 \text{ mm}$.

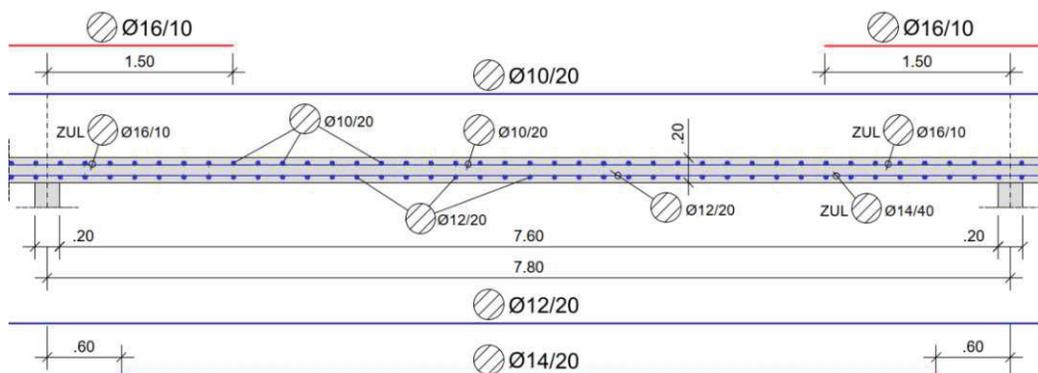


Abbildung 6.10: Bewehrungsführung der Decke ü. 2. Obergeschoss nach dem neuen Lastansatz

Die Anwendung des finalen Lastansatzes im Bereich G hat gezeigt, dass die numerischen Berechnungen mit den gemessenen Verformungen gut übereinstimmen. Dies validiert den erweiterten Ansatz und unterstützt dessen Weiterentwicklung.

Darüber hinaus bietet die Anpassung der Bewehrung auf Basis der neuen Berechnungsmethode die Möglichkeit, sowohl die Tragfähigkeit zu verbessern als auch die Verformungstoleranzen und Unterstellungszeiten zu reduzieren.

Kapitel 7 – Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Diese Arbeit widmete sich der Validierung und Weiterentwicklung eines innovativen Lastansatzes zur Reduktion von Verformungstoleranzen und Unterstellungszeiten von Stahlbetondecken während der Bauphase. Aufbauend auf den Erkenntnissen des Forschungsprojekts *The Icon Vienna* wurden am Bauvorhaben *Laxenburger Straße 2B* experimentelle Untersuchungen und numerische Auswertungen durchgeführt, um den Lastansatz zu überprüfen und zu verbessern. Dieses Bauvorhaben wird eine Wohnhausanlage.

Es wurde ein phasenbasiertes Messkonzept eingeführt, das es ermöglicht, die Verformungen von Stahlbetondecken in allen relevanten Bauzuständen systematisch zu erfassen. Durch diese Vorgehensweise wurde eine zuverlässige Grundlage für den Vergleich der numerischen Modelle mit den tatsächlichen Bauzuständen geschaffen und eine Verknüpfung der realen Decken zu den modellierten Stahlbetondecken ermöglicht.

Die numerischen Ergebnisse nach dem Stand der Technik verdeutlichen, dass herkömmliche Berechnungsmethoden zur Bestimmung von Verformungen die tatsächlichen Verformungsverläufe unzureichend abbilden. Insbesondere die temporären Bauzustände und die zeitabhängige Entwicklung des Elastizitätsmoduls des Betons wurden bislang nicht adäquat berücksichtigt. Da während dieser Verformungszustände keine Risse aufgetreten sind, ist die Bemessung im Zustand II für diese Bauzustände fragwürdig. Die Weiterentwicklung des Lastansatzes konnte diese Lücken schließen und zeigte, dass die Bauzustände wesentlich präziser modelliert werden können.

Ein wesentlicher Beitrag der Arbeit ist die Einführung eines Laststeigerungsfaktors im erweiterten Lastansatz. Dieser ermöglichte einen weiteren Schritt zu einer realitätsnahen Simulation der Verformungen, wie sie auf der Baustelle gemessen wurden. Der angepasste Lastansatz hat somit das Potenzial, Bauabläufe zu optimieren.

Die Analyse umfasste auch die Untersuchung der Bewehrungsvariationen in fünf Regelgeschoßdecken. Es zeigte sich, dass diese keinen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten hatten. Da keine zusätzlichen Vorteile nachgewiesen werden konnten, wurde die Betrachtung dieser Maßnahme im weiteren Verlauf der Arbeit nicht weitergeführt.

Die weiterentwickelte Methodik zur Berechnung von Stahlbetondeckenverformungen ermöglicht eine effizientere Nutzung von Schalung und Rüstung. Dies trägt zur Reduktion von Bauzeiten und Kosten bei und reduziert Diskrepanzen zwischen Planung und tatsächlicher Ausführung.

7.2 Ausblick

Die innovative Berechnungsmethode zur Prognose von Deckenverformungen bietet ein Werkzeug für die Optimierung von Bauprozessen. Allerdings wurde diese Methode bislang nur an einem abgeschlossenen Bauprojekt validiert. Für eine umfassende Anwendung und mögliche Integration in den Eurocode sind weiterführende Untersuchungen erforderlich, die die Methode auf einer erweiterten Datenbasis untersuchen.

Zunächst ist es erforderlich, die Methode auch in zukünftigen Bauprojekten zu erfassen, und hierbei sollte die Genauigkeit der Messungen priorisiert werden. Der Einsatz von Lasernivelliergeräten könnte potenziell die Präzision erhöhen und die systematischen Abweichungen reduzieren, die bei herkömmlichen Verfahren mit Messlatten auftreten. Darüber hinaus sollten weitere Versuche zur Variation der Bewehrungsführung durchgeführt werden, um die Auswirkungen zu erfassen.

Für die Umsetzung des Lastansatzes ist zudem eine enge Zusammenarbeit mit den Objektstatikern von hoher Bedeutung. Dabei sollten die Verlegung der vorgeschlagenen Zusatzbewehrung getestet und die Methode des Ausschalens ohne Notfallunterstellungen evaluiert werden.

Ein weiterer Forschungsansatz könnte sich mit dem Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Deckenverformung befassen. Die Erfassung und Integration klimatischer Faktoren in den Lastansatz könnten die Genauigkeit der Prognosen insbesondere für Bauprojekte unter extremen Witterungsbedingungen erhöhen.

Im Sinne einer agilen Tragwerksplanung, wie sie SCHLICKE [16] vorschlägt, könnte die Verknüpfung der Methode mit einem statischen 3D-Gebäudemodell untersucht werden. Dadurch wäre es möglich, Deckenverformungen direkt aus dem 3D-Modell abzuleiten und eine dynamische Anpassung des Steifigkeitskombinationsvektors nach BADR [3] zu realisieren. Eine Erweiterung dieses Ansatzes um Wandsteifigkeiten sowie um eine kontinuierliche Anpassung der Ausschaltzeitpunkte könnte eine weitere Verbesserung der Berechnungsmethode und ihrer Anwendungsmöglichkeiten darstellen.

Literatur

- [1] K. Zilch and G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Berlin Heidelberg, 2010. doi: 10.1007/978-3-540-70638-0.
- [2] M. Bischoff (2010). *Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle*. Der Prüferingenieur, April 2010, 27–34.
- [3] M. Badr, “Numerical Validation of an Innovative 3D Calculation Method of High-Rise Buildings under Consideration of Component and Soil Stiffness Numerische Validierung eines innovativen 3D-Berechnungsverfahrens von Hochhäusern unter Berücksichtigung von Bauteil- und Bodensteifigkeit.” Diplomarbeit, TU Wien, 2023.
- [4] J. Kollegger, *Skriptum zur Betonbau Vorlesung nach ÖNORM EN 1992-1-1:2015 und ÖNORM B 1992-1-1:2018*. Wien, Österreich: Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2020.
- [5] H. W. Müllner, S. Akyol, and P. Hofer, “Experimental Validation of an Innovative Method for Minimization of Deformation Tolerances of Reinforced Concrete Ceilings,” 2024; PAMM, vol. 24, doi: 10.1002/pamm202400036.
- [6] P. Hofer, “Analysis of ceiling deformation in dependence on temperature, material development, stripping dates and the static system” Masterarbeit FH Campus Wien, 2018.
- [7] R. A. Malek and N. Kamaruddin, “2017 Fédération Internationale du Béton / International Federation for Structural Concrete (fib) Symposium,” *Concrete Journal*, vol. 56, no. 3, pp. 267–268, 2018, doi: 10.3151/coj.56.3_267.
- [8] W. Krüger, O. Mertzsch, and S. Koch, “Deformation forecast of prestressed and non-prestressed concrete members,” *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 104, no. 6, pp. 340–348, 2009, doi: 10.1002/best.200900676.
- [9] H.W. Müllner, P. Kremnitzer: *Consideration of Long-term Material Behavior on Numerical Design of Concrete Skyscrapers by means of In Situ Measurements*; *Proceedings of the 13th Central European Congress on Concrete Engineering*, M. Salamak (ed.), Silesian University of Technology, Gliwice; 2022; 77-92.
- [10] K. Meskouris and E. Hake, *Statik der Stabtragwerke: Einführung in die Tragwerkslehre*, 2nd ed. in *Springer-Lehrbuch*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2009. doi: 10.1007/978-3-540-88993-9.
- [11] C. Barth und W. Rustler. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013. ISBN: 978-3-410-23451-7.
- [12] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)-Heft 630 - Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit (2018)*.
- [13] Zilch, Konrad, und Gerhard Zehetmaier. „Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)“. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2006. ISBN 978-3-540-32116-3. DOI: 10.1007/978-3-540-32117-0.

- [14] K.-E. Kurrer, H. Mang und G. Hofstetter. Festigkeitslehre. Berlin: Springer Berlin, 2018. ISBN: 978-3-662-57563-5, Der Stahlbau, vol. 74, no. 5, pp. 357–357, 2005, doi: 10.1002/stab.200590065.
- [15] W. Dilger: Anfängliche und nachträgliche Durchbiegung infolge Querkraft bei Stahlbetonbalken im Zustand II. In: Beton- und Stahlbetonbau 62 (1967) Nr. 9, S.212-217.
- [16] D. Schlicke: „Agile Tragwerksplanung – Handlungsbedarf, Spielraum und aktuelle Forschungsaktivitäten“ in: "6. Grazer Betonkolloquium", D. Schlicke, M. Krüger, B. Freytag, T.M. Laggner (ed.), Graz University of Technology; 2024, ISBN: 978-3-99161-015-1, 185-194.
- [17] ÖNORM B 1990-1: Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für Hochbauten. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2007
- [18] J. Strohbusch: Beitrag zur Verformungsberechnung im Stahlbetonbau mit kritischer Bewertung bestehender Regelungen. Siegen: Universität Siegen, Fachbereich Bauingenieurwesen. Diss. 2010.
- [19] W. Potucek, G. F. Kidéry und R. Fritze. Stahlbetonbau - Teil 1: Grundlagen und Beispiele. Wien: Manz-Verlag, 2019. isbn: 978-3-7068-5857-1.
- [20] E. Grasser und G. Thielen, *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988*, 3. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 1991 (DAfStb-Heft 240).
- [21] H.-U. Litzner, *Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, 2. Aufl., Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag, 2010.
- [22] A. Harrer und J. A. Harrer, *TragWerkPlanung*. Krems, Wien: Büro Harrer & Harrer ZT GmbH, 2022. ISBN: 978-3-433-03061-5.
- [23] ÖNORM EN 1992-1-1 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Ansicht Turm A „The Icon“	15
Abbildung 2.2: Detailansicht des Turms A	15
Abbildung 2.3: Begriffserklärung im Zusammenhang mit Deckendurchbiegungen.....	16
Abbildung 2.4: Grundriss der Regelgeschoßdecke mit Darstellung der Messbereiche A und B.....	17
Abbildung 2.5: Messbereich A mit Messpunkten und Darstellung der Deckenunterstellung.....	17
Abbildung 2.6: Messergebnisse für die Decke über O4 und O5 (Bereich A)	18
Abbildung 2.7: Rechenmodell einer Geschoßdecke.....	19
Abbildung 2.8: Rechenmodell einer Geschoßdecke.....	20
Abbildung 2.9: Entwicklung des Elastizitätsmoduls nach dem Model Code [7]	21
Abbildung 2.10: Lasthöhe von den innovativen Lastansatz in Abhängigkeit vom Deckenalter	23
Abbildung 2.11: Schematische Darstellung der Deckenberechnung ohne und mit Lastansatz	24
Abbildung 2.12: Messergebnisse für die Decke über O4 am Deckenrand (Punkt 1 und 4).....	25
Abbildung 2.13: Messergebnisse für die Decke über O4 am Deckenrand (Punkt 2 und 3).....	25
Abbildung 2.14: Messergebnisse für die Decke über O11 am Deckenrand (Punkt 1 und 4)	25
Abbildung 2.15: Messergebnisse für die Decke über O11 am Deckenrand (Punkt 2 und 3)	25
Abbildung 3.1: 3D Modell Laxenburger Straße 2.....	27
Abbildung 3.2: Instabloc Technischacht Küche.....	29
Abbildung 3.3: Instabloc Technischacht Nassraum	29
Abbildung 3.4: Darstellung der Balkonfertigteile (13.03.2024).....	29
Abbildung 3.5: Bauzustand Balkone im Bauteil A (13.03.2024).....	29
Abbildung 3.6: Straßenansicht Bauvorhaben Laxenburger Straße 2B (01.02.2024)	30
Abbildung 4.1: Darstellung der Messfelder in der Regelgeschoßdecke.....	31
Abbildung 4.2: Einflusslinie zur Festlegung der Messfelder.....	33
Abbildung 4.3: Anhaltung Metermaß Punkt A1	33
Abbildung 4.4: Ablesung vom Metermaß Punkt A1	33
Abbildung 4.5: Messstelle I3 im 7. Obergeschoß (30.04.2024)	34
Abbildung 4.6: Waagriss im 7. Obergeschoß (30.04.2024).....	34
Abbildung 4.7: Skizze für die Übertragung der Höhenpunkte im Aufzugsschacht.....	35
Abbildung 4.8: Darstellung der mehrgeschoßigen Unterstellung (13.03.2024)	35
Abbildung 4.9: Prinzip bei der Festlegung der Gerätehöhe	35

Abbildung 4.10: Prinzip für die Messung der Verformungen	35
Abbildung 4.11: Messbereich G inkl. Standort der Unterstellungen.....	38
Abbildung 4.12: Messergebnisse G bei der Decke über den 2. Obergeschoß.....	38
Abbildung 4.13: Messbereich K-L inkl. Standort der Unterstellungen.....	40
Abbildung 4.14: Messergebnisse K-L bei der Decke über den 2. Obergeschoß	40
Abbildung 5.1: Verformungen der Decke über 2. Obergeschoß	44
Abbildung 5.2: Schachbreitartige Verteilung der Nutzlast im Bereich „K&L“	45
Abbildung 5.3: Schachbreitartige Verteilung der Nutzlast im Bereich „G“	45
Abbildung 5.4: Verformungen Bereich <i>G</i> im Zustand I.....	46
Abbildung 5.5: Verformungen Bereich <i>K-L</i> im Zustand I.....	46
Abbildung 5.6: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 2.OG – Schubbügel.....	48
Abbildung 5.7: Darstellung der zusätzlichen Schubbügel in der Decke über 2. Obergeschoß (04.10.2023)	48
Abbildung 5.8: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 3.OG – Schubbügel lose auf der unteren Bewehrung	49
Abbildung 5.9: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 4.OG – Zulagen in der unteren Lage.....	49
Abbildung 5.10: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 5.OG – Zulagen in der oberen Lage.....	49
Abbildung 5.11: Bewehrungsvariation in der Decke ü. 6.OG – Zulagen in der oberen Lage.....	49
Abbildung 5.12: Übersicht Decke ü. 6. Obergeschoß.....	50
Abbildung 5.13: Elementdecken Messbereich K-L.....	50
Abbildung 5.14: Zusammenhang der Phasen.....	51
Abbildung 6.1: Auswertungen Messpunkt <i>G2</i> im 2. Obergeschoß.....	57
Abbildung 6.2: Auswertungen Messpunkt <i>G4</i> im 2. Obergeschoß.....	58
Abbildung 6.3: Auswertungen Messpunkt <i>K1-L1</i> im 2. Obergeschoß	59
Abbildung 6.4: Auswertungen Messpunkt <i>K2-L2</i> im 2. Obergeschoß	59
Abbildung 6.5: Darstellung der gemessenen Verformungsverläufe für den Punkt <i>G2</i>	60
Abbildung 6.6: Endauswertungsdiagramm Laststeigerungsfaktor über alle Faktoren	61
Abbildung 6.7: Endauswertungsdiagramm Laststeigerungsfaktor ohne ausgeschlossene Faktoren	61
Abbildung 6.8: Berechnete Verformungen der quasi-ständigen Lastkombination.....	64
Abbildung 6.9: Ermittelte untere Bewehrung des Analysebereichs <i>G</i>	65
Abbildung 6.10: Bewehrungsführung der Decke ü. 2. Obergeschoss nach dem neuen Lastansatz	65

Abbildung A.1: 2. Obergeschoß Feld A.....	78
Abbildung A.2: 3. Obergeschoß Feld A.....	78
Abbildung A.3: 4. Obergeschoß Feld A.....	78
Abbildung A.4: 5. Obergeschoß Feld A.....	78
Abbildung A.5: 6. Obergeschoß Feld A.....	78
Abbildung A.6: 2. Obergeschoß Feld B.....	79
Abbildung A.7: 3. Obergeschoß Feld B.....	79
Abbildung A.8: 4. Obergeschoß Feld B.....	79
Abbildung A.9: 5. Obergeschoß Feld B.....	79
Abbildung A.10: 6. Obergeschoß Feld B.....	79
Abbildung A.11: 2. Obergeschoß Feld C.....	80
Abbildung A.12: 3. Obergeschoß Feld C.....	80
Abbildung A.13: 4. Obergeschoß Feld C.....	80
Abbildung A.14: 5. Obergeschoß Feld C.....	80
Abbildung A.15: 6. Obergeschoß Feld C.....	80
Abbildung A.16: 2. Obergeschoß Feld D.....	81
Abbildung A.17: 3. Obergeschoß Feld D.....	81
Abbildung A.18: 4. Obergeschoß Feld D.....	81
Abbildung A.19: 5. Obergeschoß Feld D.....	81
Abbildung A.20: 6. Obergeschoß Feld D.....	81
Abbildung A.21: 2. Obergeschoß Feld E.....	82
Abbildung A.22: 3. Obergeschoß Feld E.....	82
Abbildung A.23: 4. Obergeschoß Feld E.....	82
Abbildung A.24: 5. Obergeschoß Feld E.....	82
Abbildung A.25: 6. Obergeschoß Feld E.....	82
Abbildung A.26: 2. Obergeschoß Feld F.....	83
Abbildung A.27: 3. Obergeschoß Feld F.....	83
Abbildung A.28: 4. Obergeschoß Feld F.....	83
Abbildung A.29: 5. Obergeschoß Feld F.....	83
Abbildung A.30: 6. Obergeschoß Feld F.....	83
Abbildung A.31: 2. Obergeschoß Feld G.....	84
Abbildung A.32: 3. Obergeschoß Feld G.....	84
Abbildung A.33: 4. Obergeschoß Feld G.....	84

Abbildung A.34: 5. Obergeschoß Feld G.....	84
Abbildung A.35: 6. Obergeschoß Feld G.....	84
Abbildung A.36: 2. Obergeschoß Feld H.....	85
Abbildung A.37: 3. Obergeschoß Feld H.....	85
Abbildung A.38: 4. Obergeschoß Feld H.....	85
Abbildung A.39: 5. Obergeschoß Feld H.....	85
Abbildung A.40: 6. Obergeschoß Feld H.....	85
Abbildung A.41: 2. Obergeschoß Feld I.....	86
Abbildung A.42: 3. Obergeschoß Feld I.....	86
Abbildung A.43: 4. Obergeschoß Feld I.....	86
Abbildung A.44: 5. Obergeschoß Feld I.....	86
Abbildung A.45: 6. Obergeschoß Feld I.....	86
Abbildung A.46: 2. Obergeschoß Feld K.....	87
Abbildung A.47: 3. Obergeschoß Feld K.....	87
Abbildung A.48: 4. Obergeschoß Feld K.....	87
Abbildung A.49: 5. Obergeschoß Feld K.....	87
Abbildung A.50: 6. Obergeschoß Feld K.....	87
Abbildung A.51: 2. Obergeschoß Feld L.....	88
Abbildung A.52: 3. Obergeschoß Feld L.....	88
Abbildung A.53: 4. Obergeschoß Feld L.....	88
Abbildung A.54: 5. Obergeschoß Feld L.....	88
Abbildung A.55: 6. Obergeschoß Feld L.....	88
Abbildung B.1: Ansatz einer konstanter Biegesteifigkeit.....	89
Abbildung B.2: Berechnungsmodell für die Überlagerung der Zustände I und II nach [21]	90
Abbildung B.3: Berechnung der Flächenmomente nach LITZNER [21]	92

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Beschreibung des Rechenprogramms in der Vorstudie.....	22
Tabelle 4.1: Beschreibung der Messphasen	32
Tabelle 4.2: Auszug aus dem Messprotokoll für das Feld G im 2. Obergeschoß	37
Tabelle 5.1: Darstellung der Messphasen als Skizze und als numerisches Modell	52
Tabelle 6.1: Beiwert s zur Berücksichtigung der Zementfestigkeitsklasse, Tafel 4.1 [18]	63

Anhang A - Messergebnisse

Eine weitere Herausforderung zu der im Kapitel 4.5 beschriebenen Interpretation der Verformungen ergibt sich durch die temporären Belastungen, die während der Rohbauarbeiten die Decken beanspruchen. Aufgrund eines kurzen Takts bei der Betonage ist jede Decke bereits innerhalb der ersten 28 Tage, also vor Erreichen ihrer vollen Festigkeit, durch das Eigengewicht der darüberliegenden Geschoße belastet. Die vorübergehenden Lasten können mit der späteren Nutzlast verglichen werden, aber sie betreffen eine Decke, deren Tragfähigkeit noch nicht vollständig erreicht ist.

Ein interessanter Aspekt zeigt sich im 6. Obergeschoß im Feld *K-L*, das als Elementdecke ausgeführt wurde. Bei den Vermessungen sind hier deutliche Unterschiede zwischen den Feldern erkennbar, obwohl die Messpunkte gleich angeordnet sind und die Felder strukturell identisch ausgeführt wurden. Diese Unterschiede lassen vermuten, dass das statische System in diesem Bereich von entscheidender Bedeutung ist. Die ungleiche Verformung könnte durch die Interaktion der Elementdecke mit den angrenzenden Bauteilen und deren Lastabtragung verursacht werden. Es ist möglich, dass die Steifigkeit und die Lastverteilung in den Elementdeckenbereichen variieren, was zu einer unterschiedlichen Belastung der Deckenfelder führt.

HOFER [6] weist darauf hin, dass diese temporären Belastungen in der statischen Bemessung oft nur überschlagsmäßig oder gar nicht berücksichtigt werden. Die Messergebnisse der Laxenburger Straße bestätigen diese Beobachtung, da die Verformungen in den Feldern stark von den Lasten beeinflusst werden. Dies verdeutlicht die Notwendigkeit, temporäre Belastungen in der Bemessung umfassender zu berücksichtigen, um unvorhergesehene Verformungen zu vermeiden.

Im Folgenden sind die auf der Baustelle protokollierten Verformungsmessungen für alle untersuchten Felder dargestellt. Diese zeigen die Verformungsverläufe über die gesamte Bauzeit und dienen als Grundlage für die durchgeführten Analysen.

Messfeld A



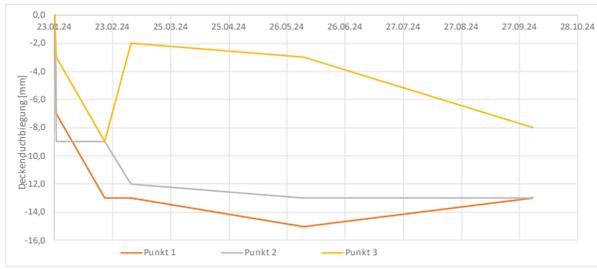
Modell Nr.	O2-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	16.10.23		3500				
1	17.10.23	1	2047				
2	30.10.23	13	3301				
3	16.11.23	30	3515	X	X		
4	04.12.23	48	3605	X	X	X	
5	29.02.24	135	3747		X	X	X
6	22.04.24	188	3779		X	X	X
7	30.09.24	349	3828		X	X	

Abbildung A.1: 2. Obergeschoß Feld A



Modell Nr.	O3-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	20.11.23		3500				
1	21.11.23	1	2047				
2	04.12.23	13	3301	X	X		
3	24.01.24	64	3651	X	X	X	
4	12.03.24	112	3726		X	X	X
5	07.05.24	168	3769		X	X	
6	04.10.24	318	3822		X	X	

Abbildung A.2: 3. Obergeschoß Feld A



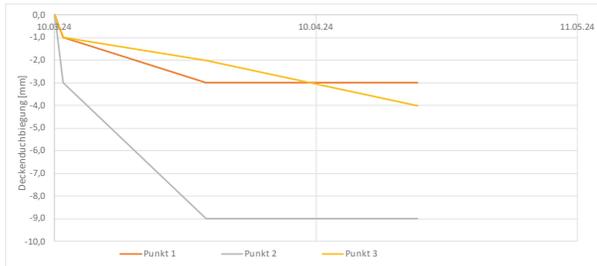
Modell Nr.	O4-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	23.01.24		3500				
1	24.01.24	1	2047				
2	19.02.24	26	3484	X	X	X	
3	04.03.24	40	3572	X	X	X	X
4	04.06.24	132	3744		X	X	
5	04.10.24	254	3805		X	X	

Abbildung A.3: 4. Obergeschoß Feld A



Modell Nr.	O5-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	18.02.24		3500				
1	19.02.24	1	2047				
2	04.03.24	14	3323		X		
3	11.03.24	21	3433	X	X	X	
4	05.06.24	107	3720		X	X	X
5	24.10.24	248	3803		X	X	

Abbildung A.4: 5. Obergeschoß Feld A



Modell Nr.	O6-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	10.03.24		3500				
1	11.03.24	1	2047				
2	28.03.24	17	3378	X	X	X	
3	22.04.24	42	3581		X	X	X

Abbildung A.5: 6. Obergeschoß Feld A

Messfeld B



Modell Nr.	O2-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	16.10.23		3500				
1	17.10.23	1	2047				
2	30.10.23	13	3301				
3	16.11.23	30	3515	X	X		
4	04.12.23	48	3605	X	X	X	
5	29.02.24	135	3747		X	X	X
6	22.04.24	188	3779		X	X	X
7	30.09.24	349	3828		X	X	

Abbildung A.6: 2. Obergeschoß Feld B



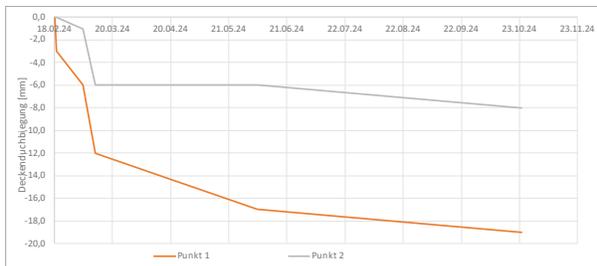
Modell Nr.	O3-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	20.11.23		3500				
1	21.11.23	1	2047				
2	04.12.23	13	3301	X	X		
3	24.01.24	64	3651	X	X	X	
4	12.03.24	112	3726		X	X	X
5	07.05.24	168	3769		X	X	
6	04.10.24	318	3822		X	X	

Abbildung A.7: 3. Obergeschoß Feld B



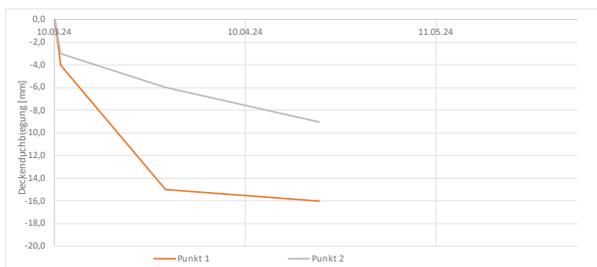
Modell Nr.	O4-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	23.01.24		3500				
1	24.01.24	1	2047				
2	19.02.24	26	3484	X	X	X	
3	04.03.24	40	3572	X	X	X	X
4	04.06.24	132	3744		X	X	
5	04.10.24	254	3805		X	X	

Abbildung A.8: 4. Obergeschoß Feld B



Modell Nr.	O5-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	18.02.24		3500				
1	19.02.24	1	2047				
2	04.03.24	14	3323		X		
3	11.03.24	21	3433	X	X	X	
4	05.06.24	107	3720		X	X	X
5	24.10.24	248	3803		X	X	

Abbildung A.9: 5. Obergeschoß Feld B



Modell Nr.	O6-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	10.03.24		3500				
1	11.03.24	1	2047				
2	28.03.24	17	3378	X	X	X	
3	22.04.24	42	3581		X	X	X

Abbildung A.10: 6. Obergeschoß Feld B

Messfeld C



Abbildung A.11: 2. Obergeschoß Feld C

Modell Nr.	O2-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	16.10.23		3500				
1	17.10.23	1	2047				
2	30.10.23	13	3301				
3	16.11.23	30	3515	X	X		
4	04.12.23	48	3605	X	X	X	
5	29.02.24	135	3747		X	X	X
6	22.04.24	188	3779		X	X	X
7	30.09.24	349	3828		X	X	

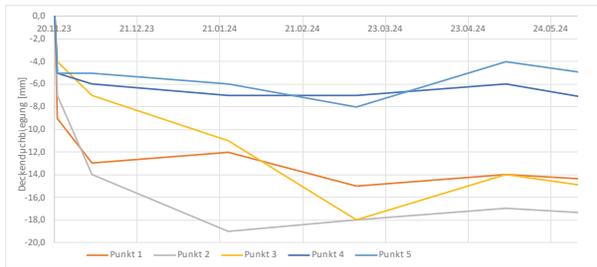


Abbildung A.12: 3. Obergeschoß Feld C

Modell Nr.	O3-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	20.11.23		3500				
1	21.11.23	1	2047				
2	04.12.23	13	3301	X	X		
3	24.01.24	64	3651	X	X	X	
4	12.03.24	112	3726		X	X	X
5	07.05.24	168	3769		X	X	
6	04.10.24	318	3822		X	X	

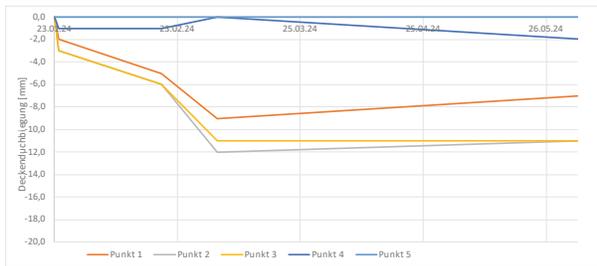


Abbildung A.13: 4. Obergeschoß Feld C

Modell Nr.	O4-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	23.01.24		3500				
1	24.01.24	1	2047				
2	19.02.24	26	3484	X	X	X	
3	04.03.24	40	3572	X	X	X	X
4	04.06.24	132	3744		X	X	
5	04.10.24	254	3805		X	X	

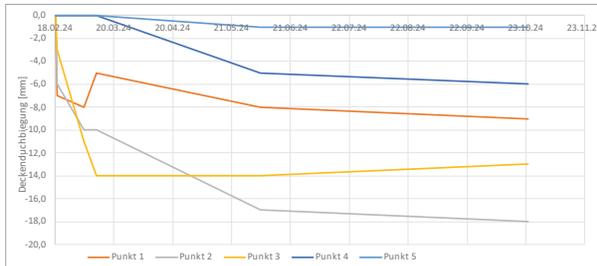


Abbildung A.14: 5. Obergeschoß Feld C

Modell Nr.	O5-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	18.02.24		3500				
1	19.02.24	1	2047				
2	04.03.24	14	3323		X		
3	11.03.24	21	3433	X	X	X	
4	05.06.24	107	3720		X	X	X
5	24.10.24	248	3803		X	X	

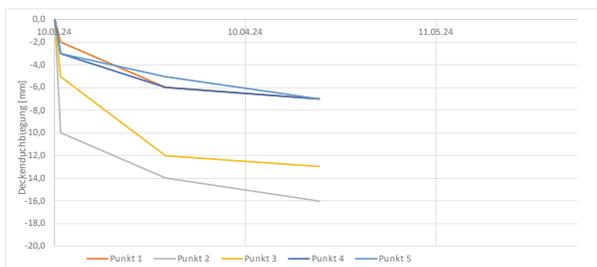


Abbildung A.15: 6. Obergeschoß Feld C

Modell Nr.	O6-A-B-C (Y = 14 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	10.03.24		3500				
1	11.03.24	1	2047				
2	28.03.24	17	3378	X	X	X	
3	22.04.24	42	3581		X	X	X

Messfeld D



Abbildung A.16: 2. Obergeschoß Feld D

Modell Nr.	O2-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	25.09.23		3500				
1	26.09.23	1	2047				
2	03.10.23	7	3089		X		
3	23.10.23	27	3492	X	X	X	
4	06.11.23	41	3577	X	X	X	X
5	28.11.23	63	3649	X	X	X	X
6	22.03.24	178	3774		X	X	X
7	03.06.24	251	3804		X	X	

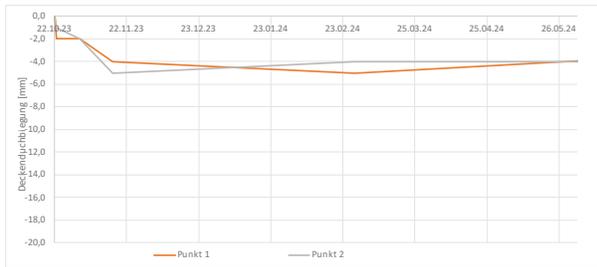


Abbildung A.17: 3. Obergeschoß Feld D

Modell Nr.	O3-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	22.10.23		3500				
1	23.10.23	1	2047				
2	02.11.23	10	3217		X		
3	16.11.23	24	3465	X	X	X	
4	28.02.24	128	3741		X	X	X
5	26.08.24	308	3819		X	X	X

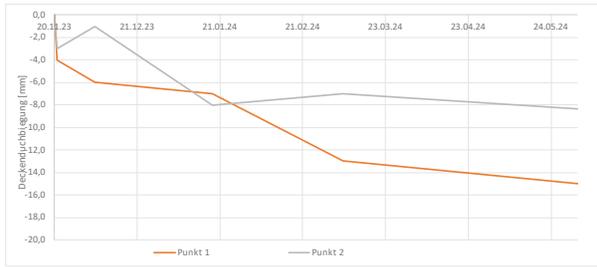


Abbildung A.18: 4. Obergeschoß Feld D

Modell Nr.	O4-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	20.11.23		3500				
1	21.11.23	1	2047				
2	05.12.23	14	3323	X	X		
3	18.01.24	58	3636	X	X	X	
4	07.03.24	107	3720		X	X	X
5	18.07.24	240	3800		X	X	
6	24.09.24	308	3819		X	X	



Abbildung A.19: 5. Obergeschoß Feld D

Modell Nr.	O5-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	17.01.24		3500				
1	18.01.24	1	2047				
2	15.02.24	28	3500	X	X		
3	20.02.24	33	3535	X	X	X	
4	22.03.24	64	3651		X	X	X
5	30.07.24	194	3782		X	X	
6	24.09.24	250	3804		X	X	

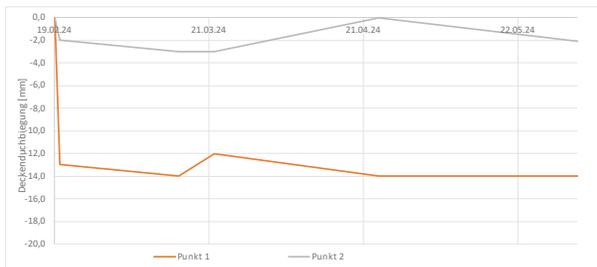


Abbildung A.20: 6. Obergeschoß Feld D

Modell Nr.	O6-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	19.02.24		3500				
1	20.02.24	1	2047				
2	15.03.24	24	3465	X	X		
3	22.03.24	31	3522	X	X	X	
4	24.04.24	64	3651		X	X	X
5	30.07.24	161	3765		X	X	
6	24.09.24	217	3792		X	X	

Messfeld E



Abbildung A.21: 2. Obergeschoß Feld E

Modell Nr.	O2-E (Y = 25 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	07.09.23	0	3200				
1	08.09.23	1	1871				
2	12.09.23	4	2605				
3	15.09.23	7	2824				
4	21.09.23	13	3018	X	X		
5	11.10.23	33	3232	X	X	X	
6	06.11.23	59	3327	X	X	X	X
7	28.11.23	81	3369	X	X	X	X
8	22.03.24	196	3459		X	X	X
9	03.06.24	269	3483		X	X	

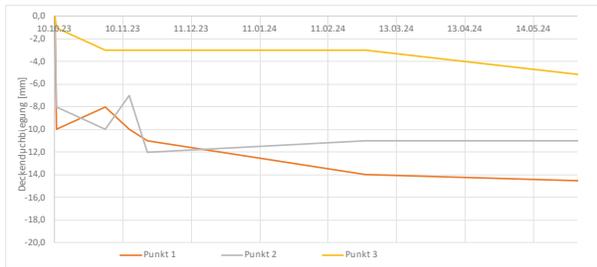


Abbildung A.22: 3. Obergeschoß Feld E

Modell Nr.	O3-E (Y = 25 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	10.10.23	0	3200				
1	11.10.23	1	1871				
2	02.11.23	22	3149	X	X		
3	13.11.23	33	3232	X	X	X	
4	21.11.23	41	3270	X	X	X	X
5	28.02.24	140	3429		X	X	X
6	26.08.24	320	3494		X	X	

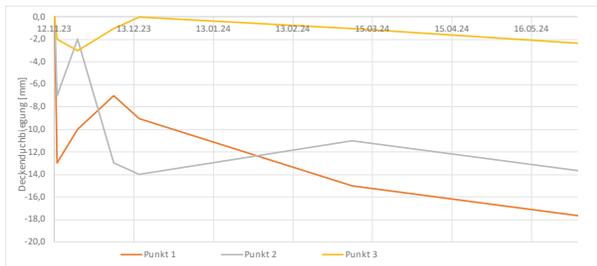


Abbildung A.23: 4. Obergeschoß Feld E

Modell Nr.	O4-E (Y = 25 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	12.11.23	0	3200				
1	13.11.23	1	1871				
2	21.11.23	8	2870				
3	05.12.23	22	3149	X	X		
4	15.12.23	32	3226	X	X	X	
5	07.03.24	115	3409		X	X	X
6	18.07.24	248	3477		X	X	
7	24.09.24	316	3494		X	X	

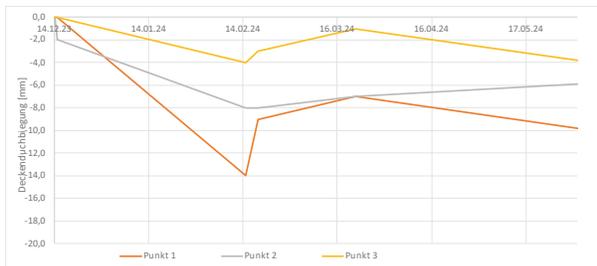


Abbildung A.24: 5. Obergeschoß Feld E

Modell Nr.	O5-E (Y = 25 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	14.12.23	0	3200				
1	15.12.23	1	1871				
2	15.02.24	62	3334	X	X		
3	19.02.24	66	3343	X	X	X	
4	22.03.24	98	3392		X	X	X
5	30.07.24	228	3471		X	X	
6	24.09.24	284	3487		X	X	

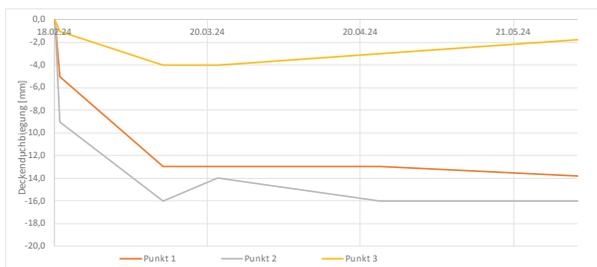


Abbildung A.25: 6. Obergeschoß Feld E

Modell Nr.	O6-E (Y = 25 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	18.02.24	0	3200				
1	19.02.24	1	1871				
2	11.03.24	21	3139	X	X	X	
3	22.03.24	32	3226	X	X	X	
4	24.04.24	65	3340		X	X	X
5	30.07.24	162	3442		X	X	
6	24.09.24	218	3467		X	X	

Messfeld F



Abbildung A.26: 2. Obergeschoß Feld F

Modell Nr.	O2-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	25.09.23		3500				
1	26.09.23	1	2047				
2	03.10.23	7	3089		X		
3	23.10.23	27	3492	X	X	X	
4	06.11.23	41	3577	X	X	X	X
5	28.11.23	63	3649	X	X	X	X
6	22.03.24	178	3774		X	X	X
7	03.06.24	251	3804		X	X	

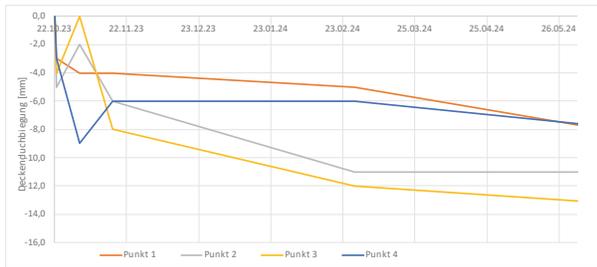


Abbildung A.27: 3. Obergeschoß Feld F

Modell Nr.	O3-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	22.10.23		3500				
1	23.10.23	1	2047				
2	02.11.23	10	3217		X		
3	16.11.23	24	3465	X	X	X	
4	28.02.24	128	3741		X	X	X
5	26.08.24	308	3819		X	X	X

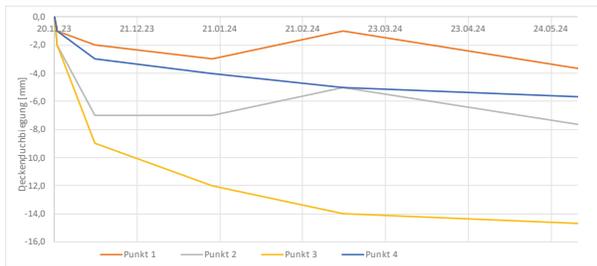


Abbildung A.28: 4. Obergeschoß Feld F

Modell Nr.	O4-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	20.11.23		3500				
1	21.11.23	1	2047				
2	05.12.23	14	3323	X	X		
3	18.01.24	58	3636	X	X	X	
4	07.03.24	107	3720		X	X	X
5	18.07.24	240	3800		X	X	
6	24.09.24	308	3819		X	X	

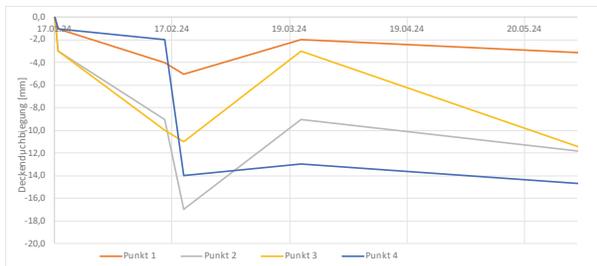


Abbildung A.29: 5. Obergeschoß Feld F

Modell Nr.	O5-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	17.01.24		3500				
1	18.01.24	1	2047				
2	15.02.24	28	3500	X	X		
3	20.02.24	33	3535	X	X	X	
4	22.03.24	64	3651		X	X	X
5	30.07.24	194	3782		X	X	
6	24.09.24	250	3804		X	X	

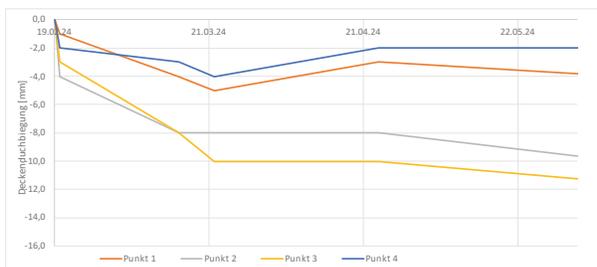


Abbildung A.30: 6. Obergeschoß Feld F

Modell Nr.	O6-D-F (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	19.02.24		3500				
1	20.02.24	1	2047				
2	15.03.24	24	3465	X	X		
3	22.03.24	31	3522	X	X	X	
4	24.04.24	64	3651		X	X	X
5	30.07.24	161	3765		X	X	
6	24.09.24	217	3792		X	X	

Messfeld G



Abbildung A.31: 2. Obergeschoß Feld G

Modell Nr.	O2-G (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	01.10.23		3500				
1	02.10.23	1	2047				
2	04.10.23	2	2484		X		
3	23.10.23	21	3433	X	X	X	
4	06.11.23	35	3546	X	X	X	X
5	28.11.23	57	3633		X	X	X
6	27.03.24	177	3774		X	X	X
7	03.06.24	245	3802		X	X	



Abbildung A.32: 3. Obergeschoß Feld G

Modell Nr.	O3-G (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	22.10.23		3500				
1	23.10.23	1	2047				
2	16.11.23	24	3465	X	X		
3	22.11.23	30	3515	X	X	X	
4	28.02.24	128	3741		X	X	X
5	10.04.24	170	3770		X	X	
6	26.08.24	308	3819		X	X	

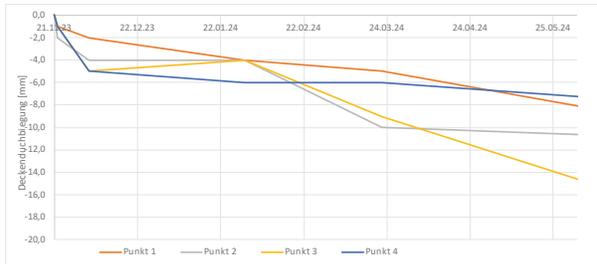


Abbildung A.33: 4. Obergeschoß Feld G

Modell Nr.	O4-G (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	21.11.23		3500				
1	22.11.23	1	2047				
2	04.12.23	12	3277	X	X		
3	31.01.24	70	3665	X	X	X	
4	22.03.24	121	3735		X	X	X
5	18.07.24	239	3800		X	X	
6	24.09.24	307	3819		X	X	



Abbildung A.34: 5. Obergeschoß Feld G

Modell Nr.	O5-G (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	30.01.24		3500				
1	31.01.24	1	2047				
2	15.02.24	15	3343	X	X		
3	26.02.24	26	3484	X	X	X	
4	22.03.24	51	3615		X	X	X
5	30.07.24	181	3776		X	X	
6	24.09.24	237	3799		X	X	



Abbildung A.35: 6. Obergeschoß Feld G

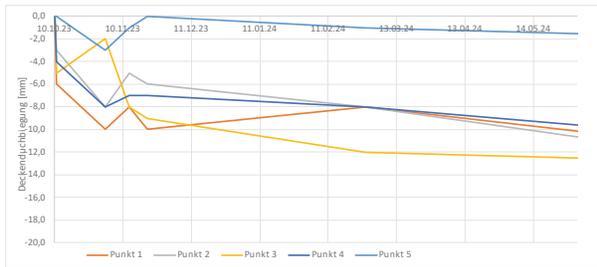
Modell Nr.	O6-G (Y = 15 m)	Tage [d]	E-Modul C 40/50	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	25.02.24		3500				
1	26.02.24	1	2047				
2	15.03.24	18	3393	X	X		
3	20.03.24	23	3455	X	X	X	
4	02.04.24	36	3552		X	X	X
5	24.04.24	58	3636		X	X	X
6	30.07.24	155	3761		X	X	
7	24.09.24	211	3789		X	X	

Messfeld H



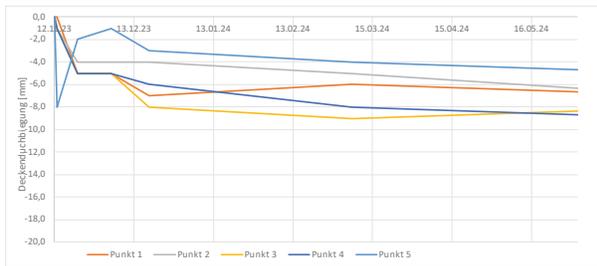
Modell Nr.	O2-H (Y = 27 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	06.09.23		3200				
1	07.09.23	1	1871				
2	15.09.23	8	2870				
3	21.09.23	14	3039	X	X		
4	11.10.23	34	3237	X	X	X	
5	06.11.23	60	3329	X	X	X	X
6	28.11.23	82	3371	X	X	X	X
7	22.03.24	197	3459		X	X	X
8	03.06.24	270	3483		X	X	

Abbildung A.36: 2. Obergeschoß Feld H



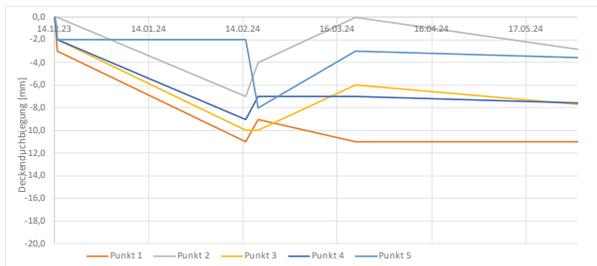
Modell Nr.	O3-H (Y = 27 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	10.10.23		3200				
1	11.10.23	1	1871				
2	02.11.23	22	3149	X	X		
3	13.11.23	33	3232	X	X	X	
4	21.11.23	41	3270	X	X	X	X
5	28.02.24	140	3429		X	X	X
6	26.08.24	320	3494		X	X	

Abbildung A.37: 3. Obergeschoß Feld H



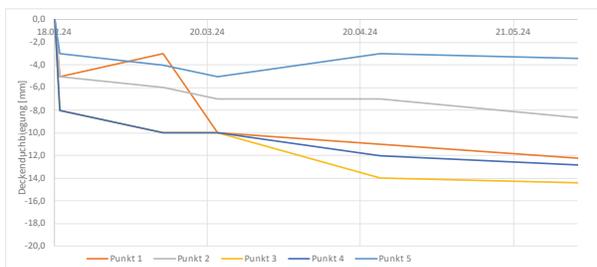
Modell Nr.	O4-H (Y = 27 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	12.11.23		3200				
1	13.11.23	1	1871				
2	21.11.23	8	2870				
3	04.12.23	21	3139	X	X		
4	19.12.23	36	3248	X	X	X	
5	07.03.24	115	3409		X	X	X
6	18.07.24	248	3477		X	X	
7	24.09.24	316	3494		X	X	

Abbildung A.38: 4. Obergeschoß Feld H



Modell Nr.	O5-H (Y = 27 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	14.12.23		3200				
1	15.12.23	1	1871				
2	15.02.24	62	3334	X	X		
3	19.02.24	66	3343	X	X	X	
4	22.03.24	98	3392		X	X	X
5	30.07.24	228	3471		X	X	
6	24.09.24	284	3487		X	X	

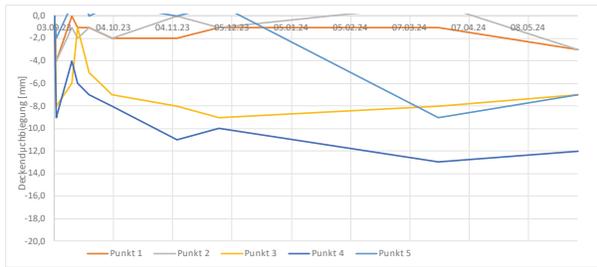
Abbildung A.39: 5. Obergeschoß Feld H



Modell Nr.	O6-H (Y = 27 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	18.02.24		3200				
1	19.02.24	1	1871				
2	11.03.24	21	3139	X	X	X	
3	22.03.24	32	3226	X	X	X	X
4	24.04.24	65	3340		X	X	X
5	30.07.24	162	3442		X	X	
6	24.09.24	218	3467		X	X	

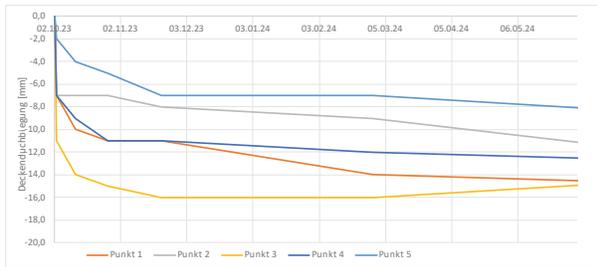
Abbildung A.40: 6. Obergeschoß Feld H

Messfeld I



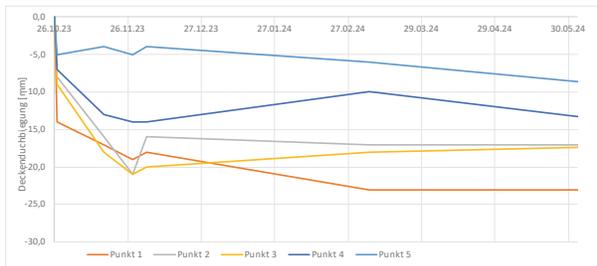
Modell Nr.	O7-I (Y = 20 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	03.09.23		3200				
1	04.09.23	1	1871				
2	12.09.23	8	2870				
3	15.09.23	11	2970				
4	21.09.23	17	3089	X	X		
5	03.10.23	29	3207	X	X	X	
6	06.11.23	63	3336	X	X	X	X
7	28.11.23	85	3375	X	X	X	X
8	22.03.24	200	3460		X	X	X
9	03.06.24	273	3484		X	X	

Abbildung A.41: 2. Obergeschoß Feld I



Modell Nr.	O7-I (Y = 20 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	02.10.23		3200				
1	03.10.23	1	1871				
2	12.10.23	9	2909		X		
3	27.10.23	24	3168	X	X	X	
4	21.11.23	49	3299	X	X	X	X
5	28.02.24	148	3434		X	X	X
6	26.08.24	328	3496		X	X	

Abbildung A.42: 3. Obergeschoß Feld I



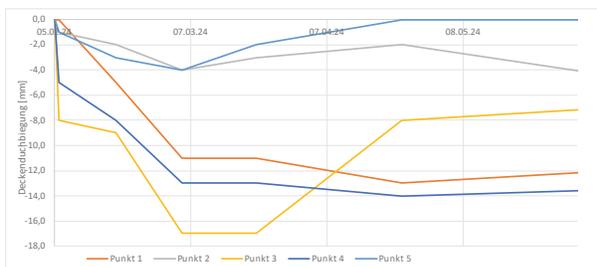
Modell Nr.	O7-I (Y = 20 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	26.10.23		3200				
1	27.10.23	1	1871				
2	16.11.23	20	3128	X	X		
3	28.11.23	32	3226	X	X		
4	04.12.23	38	3257	X	X	X	X
5	07.03.24	132	3423		X	X	
6	18.07.24	265	3482		X	X	
7	24.09.24	333	3497		X	X	

Abbildung A.43: 4. Obergeschoß Feld I



Modell Nr.	O7-I (Y = 20 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	28.11.23		3200				
1	29.11.23	1	1871				
2	04.12.23	5	2698				
3	01.02.24	64	3338	X	X		
4	06.02.24	69	3349	X	X	X	
5	22.03.24	114	3408		X	X	X
6	30.07.24	244	3476		X	X	
7	24.09.24	300	3490		X	X	

Abbildung A.44: 5. Obergeschoß Feld I



Modell Nr.	O7-I (Y = 20 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	05.02.24		3200				
1	06.02.24	1	1871				
2	19.02.24	13	3018	X	X		
3	05.03.24	28	3200	X	X	X	
4	22.03.24	45	3286		X	X	X
5	24.04.24	78	3364		X	X	X
6	30.07.24	175	3449		X	X	
7	24.09.24	231	3472		X	X	

Abbildung A.45: 6. Obergeschoß Feld I

Messfeld K



Abbildung A.46: 2. Obergeschoß Feld K

Modell Nr.	O2-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	09.10.23		3200				
1	10.10.23	1	1871				
2	02.11.23	23	3159	X	X		
3	07.11.23	28	3200	X	X	X	
4	21.11.23	42	3274	X	X	X	X
5	27.03.24	169	3446		X	X	X
6	03.06.24	237	3474		X	X	

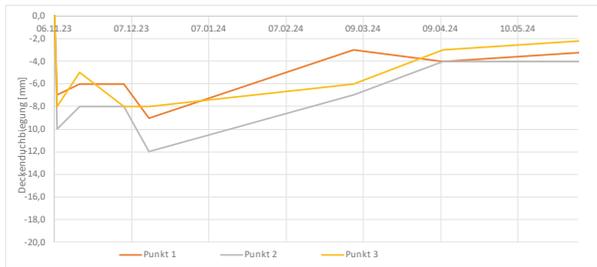


Abbildung A.47: 3. Obergeschoß Feld K

Modell Nr.	O3-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	06.11.23		3200				
1	07.11.23	1	1871				
2	16.11.23	9	2909				
3	04.12.23	27	3193	X	X		
4	14.12.23	37	3252	X	X	X	X
5	05.03.24	119	3413		X	X	
6	10.04.24	155	3438		X	X	
7	26.08.24	293	3489		X	X	

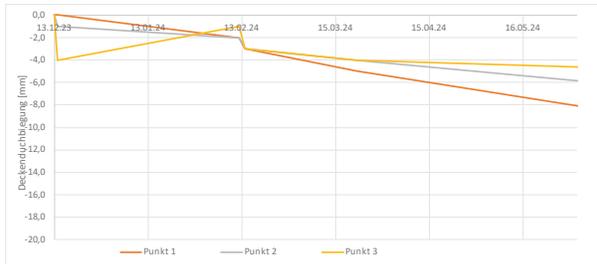


Abbildung A.48: 4. Obergeschoß Feld K

Modell Nr.	O4-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	13.12.23		3200				
1	14.12.23	1	1871				
2	12.02.24	60	3329	X	X		
3	14.02.24	62	3334		X	X	
4	22.03.24	99	3393		X	X	X
5	18.07.24	217	3467		X	X	
6	24.09.24	285	3487		X	X	

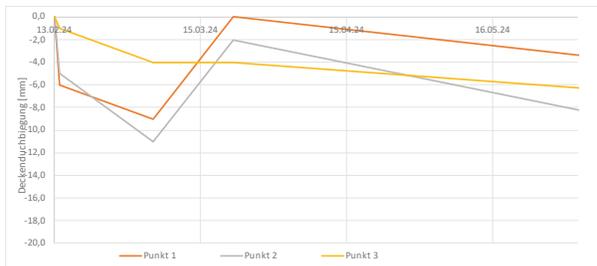


Abbildung A.49: 5. Obergeschoß Feld K

Modell Nr.	O5-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	13.03.24		3200				
1	14.02.24	1	1871				
2	05.03.24	20	3128	X	X		
3	22.03.24	37	3252	X	X	X	
4	30.07.24	167	3445		X	X	X
5	24.09.24	223	3469		X	X	



Abbildung A.50: 6. Obergeschoß Feld K

Modell Nr.	O6-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	04.03.24		3200				
1	05.03.24	1	1871				
2	22.03.24	17	3089	X	X		
3	02.04.24	28	3200	X	X	X	
4	24.04.24	50	3302		X	X	X
5	30.07.24	147	3434		X	X	
6	24.09.24	203	3462		X	X	

Messfeld L



Abbildung A.51: 2. Obergeschoß Feld L

Modell Nr.	O2-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	09.10.23		3200				
1	10.10.23	1	1871				
2	02.11.23	23	3159	X	X		
3	07.11.23	28	3200	X	X	X	
4	21.11.23	42	3274	X	X	X	X
5	27.03.24	169	3446		X	X	X
6	03.06.24	237	3474		X	X	

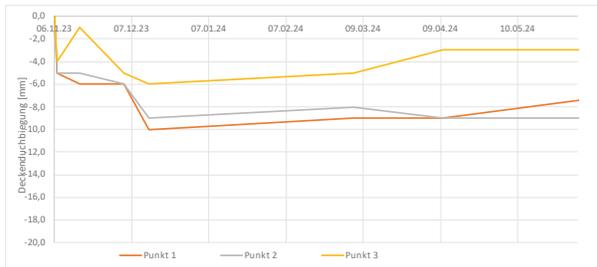


Abbildung A.52: 3. Obergeschoß Feld L

Modell Nr.	O3-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	06.11.23		3200				
1	07.11.23	1	1871				
2	16.11.23	9	2909				
3	04.12.23	27	3193	X	X		
4	14.12.23	37	3252	X	X	X	X
5	05.03.24	119	3413		X	X	
6	10.04.24	155	3438		X	X	
7	26.06.24	293	3489		X	X	

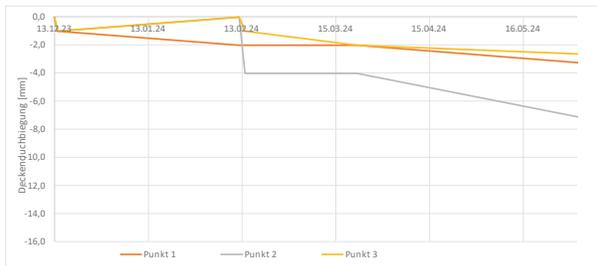


Abbildung A.53: 4. Obergeschoß Feld L

Modell Nr.	O4-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	13.12.23		3200				
1	14.12.23	1	1871				
2	12.02.24	60	3329	X	X		
3	14.02.24	62	3334		X	X	
4	22.03.24	99	3393		X	X	X
5	18.07.24	217	3467		X	X	
6	24.09.24	285	3487		X	X	

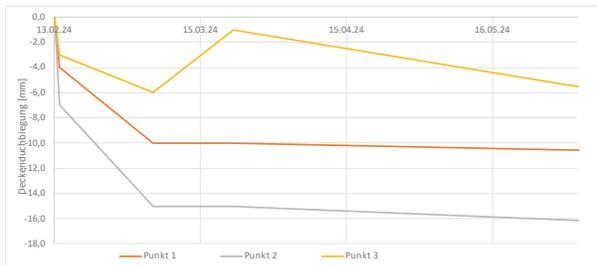


Abbildung A.54: 5. Obergeschoß Feld L

Modell Nr.	O5-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	13.02.24		3200				
1	14.02.24	1	1871				
2	05.03.24	20	3128	X	X		
3	22.03.24	37	3252	X	X	X	
4	30.07.24	167	3445		X	X	X
5	24.09.24	223	3469		X	X	



Abbildung A.55: 6. Obergeschoß Feld L

Modell Nr.	O6-K-L (Y = 13 m)	Tage [d]	E-Modul C 30/37	Notunters. akt. Gesch.	Wände darüber	Decke darüber	Notunters. De. darüb.
	04.03.24		3200				
1	05.03.24	1	1871				
2	22.03.24	17	3089	X	X		
3	02.04.24	28	3200	X	X	X	
4	24.04.24	50	3302		X	X	X
5	30.07.24	147	3434		X	X	
6	24.09.24	203	3462		X	X	

Anhang B – Zustand II Verfahren

Die Deckenverformung im gerissenen Zustand wird anhand einer vereinfachten Berechnung unter Ansatz einer konstanten Biegesteifigkeit nach dem HEFT 630 [12] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e.V. [12] ermittelt.

Bei diesem Verfahren wird angenommen, dass der Verlauf der Krümmung bzw. der Verformung entlang der Deckenachse affin zu dem des Verlaufs des Biegemoments ist. Somit reicht es aus, die Krümmung im Bereich des maximalen Biegemoments zu ermitteln. Dies ist nach Abbildung B.1 gleichbedeutend mit der Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit entlang der Deckenachse.

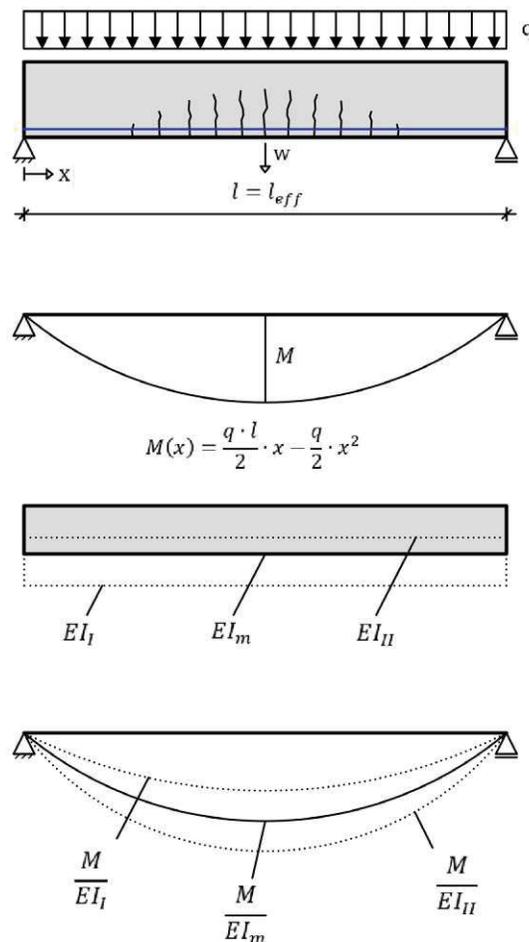


Abbildung B.1: Ansatz einer konstanter Biegesteifigkeit

Die (mittlere) Durchbiegung w_m von biegebeanspruchten Bauteilen kann dann basierend auf dem Prinzip der virtuellen Kräfte [14] durch die Einführung eines Beiwerts k , der den Momentenverlauf in Abhängigkeit der Lagerung und Belastungsart berücksichtigt, näherungsweise nach LITZNER [21] wie folgt berechnet werden:

$$w_m = k \cdot l_{eff}^2 \cdot \kappa_m \quad (\text{B.1})$$

Die Krümmungen im Zustand I und Zustand II infolge Schwindens errechnen sich gemäß Gleichungen (B.4) aus:

$$\kappa_{s,I} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_I}{I_I} \quad \text{und} \quad \kappa_{s,II} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{II}}{I_{II}} \quad (\text{B.5})$$

Die Berechnung der statischen Momente S_I und S_{II} und der Trägheitsmomente I_I und I_{II} für den ungerissenen Zustand I als auch für den gerissenen Zustand II kann für Rechteckquerschnitte nach Abbildung B.1 erfolgen.

Das Verhältnis der Elastizitätsmoduln α_e ergibt sich zu:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (\text{B.6})$$

wobei $E_s = 21.000 \text{ kN/cm}^2$ den Elastizitätsmodul der Bewehrung und

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (\text{B.7})$$

den effektiven Elastizitätsmodul bezeichnet. $E_{cm} = 3.300 \text{ kN/cm}^2$ ist der Sekantenmodul des Betons. Die Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$ wird gemäß ÖN EN 1992-1-1 / Bild 3.1 für trockene Innenräume mit $RH = 50 \%$ ermittelt, wobei $t_0 = 20 \text{ d}$ als ein mittlerer Wert für das Ausschalen der Geschoßdecke gewählt wird.

Die Schwinddehnung ε_{cs} setzt sich aus zwei Komponenten zusammen. Beide Anteile werden aus Sicht des Objektstatikers für $t = \infty$ ermittelt. Die Trocknungsschwinddehnung ε_{cd}

und die autogenen Schwinddehnung ε_{ca} werden dabei mit Beziehungen aus ÖN EN 1992-1-1 / Pkt. 3.1.4 [23] ermittelt.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{B.8})$$

Der Koeffizient $k_h = 0,85$ ist abhängig von der rechnerischen Größe der Querschnittsfläche

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 100 \cdot 20}{2 \cdot 100} = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm} \quad (\text{B.9})$$

$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ und $\varepsilon_{cd,0} = 4,35 \cdot 10^{-4}$ wird dabei mittels ÖN EN 1992-1-1 / Tabelle 3.2 [23] ermittelt.

Die Krümmungen im Zustand I und Zustand II infolge Kriechens errechnen sich gemäß Gleichungen (B.10) aus:

$$\kappa_{k,I} = \frac{M_F}{E_{c,eff} \cdot I_I} \quad \text{und} \quad \kappa_{k,II} = \frac{M_F}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \quad (\text{B.10})$$

	Zustand I	Zustand II
x	$x_I = k_{xI} \cdot h$ $k_{xI} = \frac{0,5 + A_I}{1 + B_I}$ $A_I = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot \frac{d}{h} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} \cdot d}\right)$ $B_I = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$ $\rho_{II} = \frac{A_{s1}}{b \cdot h}$	$x_{II} = k_{xII} \cdot d f$ $k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2 \cdot A_{II}}$ $A_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} \cdot d}\right)$ $B_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \left(1 + \frac{A_{s2}}{A_{s1}}\right)$ $\rho_{III} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$
I	$I_I = \frac{k_I \cdot b \cdot h^3}{12}$ $k_I = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{xI})^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot \left(\frac{d}{h} - k_{xI}\right)^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{xI} - \frac{d_2}{h}\right)^2$	$I_{II} = \frac{k_{II} \cdot b \cdot h^3}{12}$ $k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{III} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot \left(k_{xII} - \frac{d_2}{d}\right)^2$
S	$S_I = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $z_{s2} < 0$	$S_{II} = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $z_{s2} < 0$

Abbildung B.3: Berechnung der Flächenmomente nach LITZNER [21]