

Diplomarbeit

Statische Kapazitätsanalyse eines Hochhauses in Stahlbetonbauweise

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Static capacity analysis of a high-rise building in reinforced concrete construction

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

Johannes Trifich, BSc

Matr.Nr.: 01609374

Betreuung: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. **Oliver Enghardt**
Dipl.-Ing. **Rene Kurzbauer**, BSc
Institut für Hoch- und Industriebau
Forschungsbereich Hochbau und Gebäudeerhaltung
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/210-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Mai 2025

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich all den Menschen danken, die mich in meiner Studienzeit unterstützt und begleitet haben.

Ich danke meinen Eltern Silvia und Andreas, dass sie mir die persönlichen und finanziellen Rahmenbedingungen mitgegeben haben, um mein Studium erfolgreich zu beenden. Ohne sie wäre das alles nicht möglich gewesen. Auch danke ich meinen Brüdern Philipp und Maximilian für ihre Unterstützung. Während allen Höhen und Tiefen meiner Studienzeit war meine Familie immer für mich da.

Während der Studienzeit habe ich wunderbare Menschen kennen lernen dürfen, die zu echten FreundInnen wurden. Ohne unserer gegenseitigen Unterstützung wären viele Prüfungen und Projekte um einiges schwerer zu meistern gewesen. Danke an Lina und Geri, Tini und Paul, Simone und Endrit, Peter, Tarik, Parim, Clemens, Felix und alle anderen, die mich begleitet haben.

Trotz der Distanz zu meiner Heimat blieben meine engen Freundschaften dort weiter bestehen. Dafür bin ich sehr dankbar. Ein besonderer Dank gebührt meiner besten Freundin Susanne und ihrem Mann Johannes für die bedingungslose Unterstützung, Freundschaft und Unterkunft bei Besuchen. Außerdem danke ich meinen lieben Ameisen für ihre Unterstützung und Treue.

Abschließend möchte ich mich noch bei meinen Betreuern für die Begleitung meiner Arbeit bedanken.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der statischen Kapazitätsanalyse eines bestehenden Hochhauses in Stahlbetonbauweise. Hintergrund ist die zunehmende Bedeutung der nachhaltigen Nutzung und Umnutzung von Bestandsgebäuden im Kontext gesellschaftlicher und ökologischer Herausforderungen, wie Urbanisierung und Klimawandel. Ziel der Arbeit ist es, die statische Kapazitätsreserve eines ausgewählten Hochhauses („Demonstrant“) zu ermitteln und zu bewerten, um eine mögliche Umnutzung nach aktuellen baurechtlichen und technischen Anforderungen zu ermöglichen.

Dazu werden zunächst alle relevanten Bestandsdaten durch Akteneinsicht, Digitalisierung und Vor-Ort-Begehungen erhoben. Auf Basis dieser Daten wird ein digitales Gebäudemodell erstellt und mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) im Statikprogramm RFEM 6 analysiert. Der Lastansatz beinhaltet ständige Lasten gemäß der Bestandsstatik und veränderliche Lasten (Nutzlasten, Schnee, Wind, Erdbeben) gemäß aktueller Normen (insbesondere Eurocode). Aufgrund der Berechnungsergebnisse werden jene Bauteile ausgewählt, die maßgebend für die statische Reserve des Bauwerks sind, sämtliche Bauteilnachweise geführt und so die Bestandsauslastungen ermittelt.

Die Analyse zeigt, dass die ursprüngliche Tragstruktur ohne Verstärkungsmaßnahmen keine signifikanten Kapazitätsreserven aufweist. Die statische Kapazität wird dabei vor allem durch einzelne Problemstellen der Decken und Stützen begrenzt. Im Rahmen einer iterativen Laststeigerung der Nutzlasten wird untersucht, wie sich die Auslastungen der maßgebenden Bauteile verändern. Daraus werden Empfehlungen für mögliche Verstärkungsmaßnahmen abgeleitet, um noch vorhandene statische Kapazitätsreserven zu aktivieren. Mit den diskutierten Maßnahmen können die Nutzlasten bis zum Maximalwert gemäß Eurocode gesteigert werden.

Die Arbeit leistet einen Beitrag zur nachhaltigen Bestandsentwicklung und zeigt auf, wie durch gezielte statische Analyse und Nachbemessung bestehende Hochhäuser zukunftsfähig und anpassungsfähig gemacht werden können.

Abstract

This thesis addresses the static capacity analysis of an existing high-rise building constructed using reinforced concrete. The background of the study lies in the growing importance of sustainable use and repurposing of existing buildings in light of societal and ecological challenges such as urbanization and climate change. The aim of the thesis is to determine and evaluate the structural capacity reserves of a selected high-rise building (referred to as the “Demonstrant”) in order to enable a potential repurposing in accordance with current legal and technical requirements.

To achieve this, all relevant existing data is collected through file review, digitalization and on-site inspections. Based on this data, a digital building model is created and analyzed using the Finite Element Method (FEM) in the structural analysis software RFEM 6. The load assumptions include permanent loads according to the original structural design and variable loads (live loads, snow, wind, earthquake) in accordance with current standards, particularly Eurocode. Based on the calculation results, the structural elements critical to the building’s load-bearing capacity are identified, all component verifications are performed and the utilization of the existing structure is determined.

The analysis reveals that the original load-bearing structure, without reinforcement, does not exhibit significant capacity reserves. The structural capacity is primarily limited by localized weak points in the slabs and columns. As part of an iterative increase in live loads, the changes in utilization of the critical structural elements are examined. From this, recommendations for potential reinforcement measures are derived to activate any remaining structural capacity reserves. With the measures discussed, live loads can be increased up to the maximum values permitted by Eurocode.

This thesis contributes to sustainable development of the existing building stock and demonstrates how targeted structural analysis and recalculation can make existing high-rise buildings future-ready and adaptable.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Ausgangslage und Motivation	10
1.2	Zielsetzung der Forschung	11
1.3	Aufbau der Arbeit	11
1.4	Hinweise	11
1.4.1	Bewehrungsangaben	11
1.4.2	Abkürzungen	12
2	Grundlagen und Methodik	13
2.1	Grundlagen	13
2.1.1	Nachbemessung von Bestandsgebäuden	13
2.1.2	Globalbemessung mit der Finite-Elemente-Methode	13
2.1.3	Übersicht relevanter Normen	14
2.2	Methodik	14
2.2.1	Angewandte Methode zur Ermittlung der statischen Kapazitätsreserve	14
2.2.2	Auswahl der Software für die Modellierung und Analyse	15
2.2.3	Vorgaben und Ansätze für die Modellierung	16
3	Datenerhebung	23
3.1	Erhebung von Bestandsunterlagen durch Akteneinsichten	23
3.2	Verarbeitung von Bestandsunterlagen durch Digitalisierung	23
3.3	Vor-Ort-Begehungen	24
3.4	Ergebnisse der Datenerhebung: Der Demonstrant	24
3.4.1	Planung und Bau	24
3.4.2	Eckdaten des Demonstranten	26
3.4.3	Baugrund und Gründung	28
3.4.4	Primäre Tragstruktur	30
3.4.5	Fassadenkonstruktionen	38
4	Datenanalyse	39
4.1	Eingangswerte für die FE-Bemessung	39
4.1.1	Materialkennwerte	39
4.2	Bauteiltypen	40
4.2.1	Tiefgründung mittels Bohrpfähle	40
4.2.2	Bodenplatte	41
4.2.3	Stahlbeton- und Verbundstützen	41
4.2.4	Decken	41
4.2.5	Wände	41
4.2.6	Unter- und Überzüge	42
4.2.7	Fassaden	42
4.3	Lastaufstellung und -ansatz am digitalen Gebäudemodell	42
4.3.1	Lastfall 1: Ständige Lasten - Eigengewicht	42

4.3.2	Lastfall 2: Ständige Lasten - Eigengewicht Fassade	43
4.3.3	Lastfall 3: Nutzlasten Kategorie B: Büroflächen (Volllast)	45
4.3.4	Lastfall 4: Nutzlasten Kategorie B: Büroflächen (abgemindert gem. Euro- code (EC) 1)	45
4.3.5	Lastfall 5: Nutzlasten Technik	46
4.3.6	Lastfall 6: Nutzlasten Kategorie H: Flachdächer	46
4.3.7	Lastfall 7: Schneelasten	47
4.3.8	Lastfall 8 & 9: Windlasten in +X (Querseite) und +Y (Längsseite)	49
4.3.9	Lastfall 10 & 11: Erdbebenlasten: Modalanalyse und Antwortspektrenver- fahren	55
4.4	Identifikation maßgebender Lastkombinationen	60
4.5	Statische Analyse des Gesamtmodells	61
4.5.1	Globalverformungen	61
4.5.2	Schnittgrößenverläufe	62
4.5.3	Auswahl der maßgebenden Bauteile für die Nachbemessung	62
5	Nachbemessung maßgebender Bauteile	65
5.1	Nachbemessung maßgebender Bauteile unter Bestandslast	65
5.1.1	Regelgeschossdecke über E+10	65
5.1.2	Stützen in E-2 und E-3	74
5.1.3	Balken in Decke über E+2	77
5.2	Nutzlaststeigerung und erneute Nachbemessung maßgebender Bauteile	83
5.2.1	Laststufe 1: Steigerung auf Nutzlast von 4,5 kN/m ² (+ 0,5 kN/m ²)	83
5.2.2	Laststufe 2: Steigerung auf Nutzlast von 5,0 kN/m ² (+ 1,0 kN/m ²)	88
5.2.3	Laststufe 3: Steigerung auf Nutzlast von 5,5 kN/m ² (+ 1,5 kN/m ²)	92
5.2.4	Laststufe 4: Steigerung auf Nutzlast von 6,0 kN/m ² (+ 2,0 kN/m ²)	96
5.3	Statische Kapazitätsreserve des Demonstranten	100
5.4	Diskussion	100
A	Ergebnisse der Nachbemessung maßgebender Bauteile	112

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Ausgangslage und Motivation

Die Welt befindet sich in einer Phase tiefgreifender Veränderungen, die durch globale Herausforderungen und gesellschaftliche Entwicklungen geprägt sind. Die fortschreitende Klimakrise, die wachsende Urbanisierung sowie anhaltende Veränderungen in der Arbeitswelt stellen völlig neue Anforderungen an die gebaute Umwelt. Vor diesem Hintergrund gewinnt die nachhaltige Nutzung von Bestandsgebäuden eine immer größere Bedeutung. Die bisher weit verbreitete Praxis, nicht mehr zeitgemäße, als unpassend oder nicht mehr wirtschaftlich empfundene Gebäude abzureißen und durch Neubauten zu ersetzen, wird zunehmend kritisch. Stattdessen rückt die Revitalisierung, also die Wiederbelebung und Anpassung bestehender Bauwerke, in den Fokus.

Ein wesentlicher Treiber dieser Entwicklung ist der Wunsch nach einer effizienteren und flexibleren Nutzung vorhandener Flächen. Dieser Trend wird durch strukturelle Veränderungen in der Gesellschaft und Wirtschaft verstärkt. So prognostiziert eine Publikation des deutschen ifo Instituts, dass der langfristige Bedarf an Büroflächen aufgrund der zunehmenden Verlagerung ins Homeoffice um etwa 12% zurückgehen könnte. [11] Diese Veränderungen in der Nachfrage nach Nutzflächen bieten einerseits Potentiale, andererseits aber auch neue Herausforderungen. Diese lassen sich in zwei wesentliche Aspekte unterteilen: technische und rechtliche Anforderungen.

Aus technischer Sicht kann eine Umnutzung erhebliche Änderungen an der Gebäudestruktur notwendig machen. Beispielsweise können durch den Einbau zusätzlicher Trennwände oder die neue Nutzung von Räumen höhere Lasten auf die Tragkonstruktion einwirken. Diese Lasterhöhungen müssen statisch überprüft und oft durch bauliche Maßnahmen kompensiert werden, um die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes zu gewährleisten.

Rechtlich betrachtet führt eine Änderung der Nutzung, etwa der Umbau eines Gewerbebaus in Wohnräume, dazu, dass die ursprüngliche Baugenehmigung ihre Gültigkeit verliert. Dieser sogenannte Untergang des Konsens bedeutet, dass eine neue Bewilligung beantragt werden muss. Dabei gelten jedoch die zum Zeitpunkt der Neubewilligung aktuellen baurechtlichen Vorschriften und Normen. Diese sind häufig deutlich anspruchsvoller und umfassender als die Regelwerke, die zum Zeitpunkt der ursprünglichen Genehmigung galten. Eine wesentliche Folge davon ist, dass die statische Bemessung komplett neu erstellt werden muss, um den heutigen Standards (z.B. Eurocodes) gerecht zu werden.

Unter den vorhandenen Bauwerkstypen stellen in diesem Kontext Hochhäuser eine besondere Herausforderung dar. Es handelt sich um komplexe Tragstrukturen, die sehr hohe Lasten abtragen müssen. Eine Anpassung oder Änderung ist meist nur schwer möglich oder mit hohem Aufwand verbunden. Ein Abbruch sollte aufgrund des hohen Energieaufwands bei der Errichtung und dem Rückbau nur als letztes Mittel in Erwägung gezogen werden. Damit bleibt die oft großen Nutzflächen bei sinkender Nachfrage einer anderen Nutzung zuzuführen.

1.2 Zielsetzung der Forschung

Sollte der gebaute Bestand weiterhin effizient genutzt werden, muss vielfach eine Änderung der Nutzung durchgeführt werden, mit allen daraus resultierenden Konsequenzen. Damit stellt sich unter anderem die Frage, ob die bestehende Tragkonstruktion nach aktuellen Normen nachbemessen werden kann und wenn ja, ob weitere statische Kapazitätsreserven zur Erhöhung der Nutzlast vorhanden sind. Für weitere Untersuchungen sind außerdem jene Bauteile oder Randbedingungen von Interesse, welche die statische Kapazität wesentlich beeinflussen. Dies soll an einem gebauten Beispiel, im Folgenden als **Demonstrant** bezeichnet, untersucht werden.

Die gestellte Forschungsfrage der vorliegenden Arbeit lautet somit:

Wie kann die statische Kapazitätsreserve eines Hochhauses in Stahlbetonbauweise ermittelt und bewertet werden, um eine Umnutzung der vorhandenen Bausubstanz zu ermöglichen?

1.3 Aufbau der Arbeit

Um die angegebene Forschungsfrage zu beantworten, wird der Demonstrant mittels Datenerhebungen und Begehungen eingehend untersucht und mit den gewonnenen Informationen ein digitales Modell der Tragstruktur im kommerziellen Statikprogramm *RFEM 6* der Dlubal Software GmbH erstellt. Darauf werden alle relevanten Lasten angesetzt und mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) die resultierenden Spannungen an Flächen bzw. Schnittgrößen an Stäben ermittelt. Mit den berechneten Reaktionen der einzelnen Bauteile können dann sämtliche Nachweise nach Eurocode geführt und so die jeweiligen Auslastungen gefunden werden. Jene Bauteile, die am stärksten ausgelastet sind, werden dabei als **maßgebende Bauteile** näher betrachtet. Wenn sich die Auslastung der maßgebenden Bauteile unter 100% befindet, wird anschließend ein Laststeigerungsfaktor der Nutzlast ermittelt. Dieser beschreibt, um wie viel die vorhandenen Nutzlasten gesteigert werden können und zeigt somit die statische Kapazität des Demonstranten.

Zusammengefasst werden folgende Schritte zur Beantwortung der Forschungsfrage durchgeführt:

1. Datenerhebung (Bestandserhebung)
2. Datenanalyse (Modellierung des Gebäudemodells, Lastansatz, Finite-Elemente-Berechnung (FE-Berechnung), Identifikation der maßgebenden Bauteile, Nachbemessung der maßgebenden Bauteile)
3. Ergebnisauswertung (Ergebnisverifizierung, Ermittlung der statischen Kapazitätsreserven der maßgebenden Bauteile, Ermittlung der statischen Kapazitätsreserve des Demonstranten)
4. Schlussfolgerung

Erreicht die maximale Auslastung der maßgebenden Bauteile in Schritt 3 nicht 100%, wird die angesetzte Nutzlast in 2 um eine Laststufe Δp erhöht und die nachfolgenden Schritte erneut durchgeführt. Dies wird so oft wiederholt, bis mindestens eines der maßgebenden Bauteile eine Auslastung von 100% aufweist. Damit ist die statische Kapazitätsreserve des Gebäudes gefunden.

1.4 Hinweise

1.4.1 Bewehrungsangaben

Zur Wahrung des Leseflusses werden sämtliche Bewehrungsangaben in gekürzter Schreibweise angegeben, wie in statischen Berechnungen und Bewehrungsplänen üblich:

- untere/obere Bewehrungslage mit Stabstahl mit Durchmesser X in mm und Stababständen von Y in cm:

$\emptyset X/Y$ unten/oben
zum Beispiel $\emptyset 12/15$ unten

- Bügelbewehrung mit Durchmesser X in mm und Bügelabständen Y in cm:

BÜ $\emptyset X/Y$
zum Beispiel BÜ $\emptyset 8/20$

1.4.2 Abkürzungen

EC Eurocode

EMS Einmassenschwinger

FBOK Fußbodenoberkante

FE-Berechnung Finite-Elemente-Berechnung

FEM Finite-Elemente-Methode

GOK Geländeoberkante

GZG Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

GZT Grenzzustand der Tragfähigkeit

HORA Natural Hazard Overview & Risk Assessment Austria

PZ Portlandzement

LK Lastkombinationen

NL Nutzlast

RC reinforced concrete

SOB-Pfähle Schneckenortbetonpfähle

Kapitel 2

Grundlagen und Methodik

2.1 Grundlagen

2.1.1 Nachbemessung von Bestandsgebäuden

Die Aufgabenstellung der Nachbemessung eines Bestandsgebäudes benötigt zu Beginn eine konkrete Definition der Ziele, um daraus die benötigten Maßnahmen abzuleiten. Sollen einzelne Gebäudeteile oder das ganze Gebäude saniert werden? Welche Bauteile werden davon beeinflusst? Handelt es sich um eine Änderung, die direkten Einfluss auf den Konsens des Gebäudes hat, wie die Änderung einer Nutzung? Wie ist der Kenntnisstand des Bestandes? Erst danach kann beurteilt werden, in welchem Umfang und mit welchen Werkzeugen eine Nachbemessung durchgeführt werden soll und kann.

Einen Leitfaden dazu bietet die ÖNORM B 4008-1:2018-10 [19]. Diese regelt die möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung von Bestandsbauwerken hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Voraussetzung für die Anwendung ist der ausreichende Kenntnisstand über die Konstruktion und den Erhaltungszustand des zu untersuchenden Gebäudes. [19] Hinweise zu Mindestanforderungen für die Zustandsaufnahme finden sich im Anhang B der Norm, welcher identisch zur ÖNORM B 1998-3:2018 ist. [19, S. 21 ff]

Die Norm bietet unter anderem Grundsätze zur Klassifizierung des zu untersuchenden Bauwerks, Methoden der Bewertung (rechnerisch, qualitativ, experimentell), zu berücksichtigende Einwirkungen und Widerstände, sowie genauere Regelungen zu den drei möglichen Nachweismethoden. Die Anhänge ergänzen weitere hilfreiche Hinweise zu Berechnungsansätzen, Werkstoffkennwerte und Normenverzeichnisse. [19]

Bezüglich der Nutzungsänderung von Bestandsbauten und des daraus resultierenden Konsensunterganges schreibt die ÖNORM B 4008-1:2018-10 im Abschnitt 4.6.1 über den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit, dass der Nachweis nach aktuellem Normenstand „Die bevorzugte Methode der Bewertung [...]“ ist und der Nachweis nach altem Normenstand „Ausschließlich als Nachweis der Einhaltung des Konsenses [...]“ möglich ist. [19, S. 10]

2.1.2 Globalbemessung mit der Finite-Elemente-Methode

Die Finite-Elemente-Methode befindet sich bereits seit mehreren Jahrzehnten in stetiger Weiterentwicklung, begleitend zu den technologischen Fortschritten der Rechentechnik. Bereits 1943 modifizierte Courant das Ritz'sche Verfahren, um Ansätze mit Unbekannten an Bereichsrändern zu beschreiben, was den Grundgedanken der FEM darstellt. [4] 1954 übertrug dann Argyris die Deformationsmethode auf Stabtragwerke und bis 1956 waren die Entwicklungen bereits so weit, dass sich diese auf alle Bereiche der Kontinuumsmechanik ausbreitete. [33] 1960 wurde erstmals der Begriff *finite element* von Clough offiziell publiziert. [3] An den Hochschulen wurde die FEM danach rasch weiterentwickelt, ab 1970 folgte bereits die Entwicklung Richtung nichtlinearer Berechnungen. In den letzten Jahren wurden die umfangreichen Erfahrungen immer weiter in

anwenderfreundliche Softwarelösungen implementiert und mit klassischen Ingenieurlösungen verbunden. [1] Die FEM ist dadurch im Ingenieursalltag nicht mehr wegzudenken.

Die großen Vorteile liegen in der Allgemeingültigkeit, Universalität und Flexibilität der Modellierung und schnellen, automatisierten Berechnung. Es herrschen kaum Einschränkungen in Geometrie, Belastungen, Lagerungen und Materialdefinitionen. Durch die rasante Verbesserung der Leistungsfähigkeit von Hard- und Software können immer einfacher komplexe Strukturen vollständig abgebildet und berechnet werden. Großer Vorteil der Modellierung von Gesamtsystemen ist, dass Randbedingungen von Teilsystemen nicht übertragen werden müssen, was viele potentielle Fehlerquellen ausschließt. Jedoch sinken mit der Komplexität und Größe auch die Übersichtlichkeit und Nachvollziehbarkeit der statischen Einzelsysteme und deren Lösungen. Trotz leistungsfähiger Systeme sind außerdem die anfallenden Datenmengen und Berechnungszeiten zu beachten. (vgl. Abschnitt 4.4) [1]

Eine umfangreiche Einführung der FEM in der Baustatik bieten Barth und Rustler (2013), mit vielen Praxisbeispielen in *RFEM 5*, der Vorgängerversion der in dieser Arbeit verwendeten Software. [1]

2.1.3 Übersicht relevanter Normen

Die folgende Auflistung enthält eine Übersicht über alle für die Beantwortung der Forschungsfrage relevanten Normen.

- ÖNORM B 4008-1:2018-10 [19]
- ÖNORM EN 1990:2013-03-15 [22]
- ÖNORM B 1990-1:2013 [13]
- ÖNORM EN 1991-1-1:2010-12 [23]
- ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14]
- ÖNORM EN 1991-1-3:2016-01 [24]
- ÖNORM B 1991-1-3:2022-05 [15]
- ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [25]
- ÖNORM B 1991-1-4:2023-04 [16]
- ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [26]
- ÖNORM B 1992-1-1:2018-01 [17]
- ÖNORM EN 1998-1:2013 [27]
- ÖNORM B 1998-1:2017-07 [18]

2.2 Methodik

2.2.1 Angewandte Methode zur Ermittlung der statischen Kapazitätsreserve

Der zu untersuchende Demonstrant wird aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse der Datenerhebung in ein digitales Gebäudemodell überführt. Dieses bildet die tragenden Elemente (Stützen, Wände, Decken und Bodenplatte) in Form von Knoten, Linien, Stäben und Flächen ab. Auf das

Modell werden dann die maßgeblichen Einwirkungen (Eigengewicht, Nutzlasten, Schneelasten, Windlasten, Erdbebenlasten) als Einzel- und Flächenlasten angesetzt und weitere Randbedingungen, wie Lagerungen oder Kopplungen, definiert. Die Bauteile werden nach bestimmten Kriterien in einzelne Finite Elemente geteilt (Diskretisierung) und mittels der Algorithmen der FEM-Software die Verformungen und Spannungen bzw. Schnittgrößen der Bauteile ermittelt. Diese werden anschließend dazu verwendet, die für das jeweilige Tragelement notwendigen Nachweise nach den aktuellen Normen zu führen. So erhält jedes Bauteil eine maximale Auslastung, jene mit den höchsten Auslastungen kennzeichnen die maßgebenden Bauteile.

Um die vorhandene statische Kapazitätsreserve des Gesamttragwerks zu finden, wird die lt. ÖNORM B 1991-1-1 [14] anzusetzende Nutzlast in einem iterativen Prozess so lange gesteigert, bis mindestens ein Bauteil 100% Auslastung aufweist. Die zusätzlich aufgebrachte Nutzlast stellt die vorhandene statische Kapazitätsreserve dar.

Erreichen mehrere oder nur sehr schwer zu ertüchtigende Bauteile bereits vor Steigerung der Nutzlast eine Auslastung von 100%, weist das Gesamtbauwerk keine statische Kapazitätsreserve mehr auf.

Sind mehrere oder nur sehr schwer zu ertüchtigende Bauteile bereits vor Steigerung der Nutzlast überlastet (Auslastung über 100%), kann das Gesamtbauwerk nach aktuellen Normen nicht mehr nachgewiesen werden und eine Nutzungsänderung mit Untergang des Konsens ist nicht ohne weitere Maßnahmen (Sanierung, Verstärkung) möglich.

2.2.2 Auswahl der Software für die Modellierung und Analyse

Um die oben genannten Schritte effizient durchführen zu können, wurde ein kommerzielles Statikprogramm genutzt, welches die Modellierung, den Lastansatz, die normgerechte Lastkombination, die Ermittlung der daraus resultierenden Spannungen und Schnittgrößen und die Führung aller notwendigen Nachweise der jeweils geltenden Normen vereint. In der DACH-Region werden vor allem folgende Softwarelösungen angeboten:

- ABiS Statiksoftware von ABiS Software
- Abel Statik-Office von Abel-Software
- Advance Design von Graitec
- Baustatik von D.I.E. Software
- best wood STATICS von best wood SCHNEIDER
- FRILO von FRILO Software
- Harzer Statik Software von Harzer-Statik
- InfoCAD von InfoGraph
- RFEM und RSTAB von Dlubal
- SCIA Engineer von SCIA
- SOFiSTiK von SOFiSTiK

Für die vorliegende Arbeit wurde RFEM 6 ausgewählt, unter anderem aufgrund folgender Aspekte:

- intuitive grafische Eingabe: Die Modellierung des Gebäudemodells erfolgt sehr ähnlich zu CAD-Konstruktionssoftware. Mittels Cursor werden Punkte und Linien eingegeben, aus denen Stäbe und Flächen mit den gewünschten Eigenschaften (Material, Querschnitts-abmessungen,...) gebildet werden. Daraus entsteht nach und nach ein nachvollziehbares Modell des zu berechnenden Bauwerks
- Lastübertragungsflächen: Das Gebäude weist eine ovale Grundrissform auf, welche unter anderem den Ansatz von Windlasten deutlich aufwändiger gestaltet, als rechteckige Formen. Mithilfe von Lastübertragungsflächen bietet das Programm eine hilfreiche Lösung dafür an. Die nichttragenden Fassadenelemente können damit als Flächen ohne Steifigkeit modelliert und die Windlasten darauf angesetzt werden. Die Software leitet die resultierenden Lasten dann an den Flächenrändern an die anschließenden Bauteile weiter. Die Lastübertragungsflächen gehen darüber hinaus nicht in die FE-Berechnung ein. [5]
- Gebäudemodell: Im Gesamtsystem Gebäude lagern Decken auf Stützen und Wänden. Da auch bei Stahlbetonbauweise keine reine Einspannungen vorliegen, müssen die Verbindungen mit einer Nachgiebigkeit versehen werden. Dies kann manuell durch Definition von Gelenken erfolgen oder durch das Herauslösen der Deckensysteme aus dem Gesamtsystem und eigener Berechnung. Das Programm bietet mit der Funktion Gebäudemodell die Möglichkeit, Geschosse zu bilden, die erkannten Geschossdecken als starre oder nachgiebige Ebenen zu definieren und in einem Modell zwei Zustände zu berechnen. Zusätzlich zur globalen Berechnung als 3D-Modell werden die Decken herausgelöst als punkt- bzw. liniengelagerte 2D-Systeme berechnet.

2.2.3 Vorgaben und Ansätze für die Modellierung

2.2.3.1 Werkstoffkennwerte

Gemeinsam mit der stetigen Weiterentwicklung der Normung für statische Berechnungen haben sich auch die jeweiligen Werkstoffe, deren Prüfung und daraus resultierenden Kennwerte in den letzten Jahrzehnten laufend geändert. Mit Einführung neuer oder optimierter Baustoffe, genaueren Erfassung von Materialeigenschaften und laufender Harmonisierung von Normen wurden die anzuwendenden Materialkennwerte immer wieder angepasst.

Bei der Nachbemessung von Bestandsbauteilen muss daher genau darauf geachtet werden, welche Baustoffgüten mit den für diese Zeit gültigen Kennwerten eingesetzt wurden. Gemäß ÖNORM B4008-1:2018-10 [19] können bei genauer Kenntnis und überprüfter Plausibilität die jeweils bei Errichtung gültigen Werkstoffkennwerte genutzt werden oder die tatsächlichen Widerstände mit einer ausreichenden Anzahl von Proben in situ ermittelt werden. Bei der Nutzung von Baustoffkennwerten älterer Normen ist jedoch darauf zu achten, dass diese teilweise anders ermittelt und definiert wurden. Der Anhang C von [19] gibt darüber Auskunft.

Sämtliche Bestandsunterlagen des Demonstranten enthalten Angaben zu den verwendeten Baustoffen. Die Angaben der statischen Berechnungen und der Ausführungsunterlagen sind gleichlautend. Somit wird von einer genauen Kenntnis und Plausibilität ausgegangen und die Kennwerte gemäß [19] Anhang C werden übernommen.

2.2.3.2 Berücksichtigung der Nacherhärtung von Beton

Beton erhält seine Festigkeit einerseits durch die eingesetzten Gesteinskörnungen und andererseits durch den Zementstein. Der Zement in der Betonmischung reagiert als hydraulisches Bindemit-

tel zusammen mit Wasser und erhärtet durch Hydratation zu Zementstein. Die Festigkeit des Zementsteins und damit auch des Festbetons nimmt kontinuierlich zu und strebt asymptotisch einen Endwert an. Maßgebend für die Einteilung in Betonfestigkeitsklassen ist die durch Prüfungen ermittelte Druckfestigkeit nach 28 Tagen Aushärtungszeit. Zu diesem Zeitpunkt sind 60-90% der Endfestigkeit erreicht. Die weitere Festigkeitszunahme (sog. Nacherhärtung) wird bei der Bemessung nicht weiter berücksichtigt, kompensiert jedoch die durch Mikrorisse bedingte Abnahme der Betonfestigkeit unter lange andauernder Belastung. [28]

Das doch beträchtliche Potential der Nacherhärtung von Beton in Bestandsbauten zeigt ein Fachaufsatz von Kurt Waltz im Rahmen der Betontechnischen Berichte des Vereins Deutscher Zementwerke e.V. aus dem Jahr 1976. [34] In diesem fasst der Autor Versuchsdaten aus Deutschland und der USA zum Thema Druckfestigkeit von verschiedenen Betonen mit 30 und 50 Jahren Betonalter zusammen. Die Ergebnisse zeigen, dass bei allen untersuchten Proben die Zylinderdruckfestigkeiten bis 25 bzw. bei einigen bis 50 Jahren zunahm, also eine deutliche Nacherhärtung der Betone zu beobachten war.

Die ÖNORM B4008-1:2018-10 [19] erwähnt am Ende von Anhang C.2 (nach Tabelle C.2 mit Betondruckfestigkeiten zurückgezogener Normen), dass die Nacherhärtung zum Beispiel nach Leonhardt, 1979 [12] berechnet werden kann.

Aufgrund der oben beschriebenen Festigkeitsabnahme des Betons bei Dauerbelastung und der Nichtberücksichtigung der Nacherhärtung im Eurocode, wird in dieser Arbeit jedoch mit den lt. Bestandsunterlagen und deren Kennwerten verwendeten Betonen gerechnet, angepasst nach [19] an die derzeit gültigen Druckfestigkeitsklassen. Die Annahme höherer Festigkeiten sollte nur nach ausreichender Beprobung erfolgen. Dabei sei wieder auf die ÖNORM B4008-1:2018-10 [19] verwiesen, die in Anhang B Abschnitt B.5.4 umfangreiche Angaben dazu beinhaltet.

2.2.3.3 Steifigkeitsmodifikationen

Die Ergebnisse einer Berechnung mittels FEM hängen maßgeblich von den gewählten Randbedingungen ab. Die falsche oder unsaubere Definition des Inputs führt zu falschen Ergebnissen des Outputs, also der Ergebnisse in Form von Spannungen und Dehnungen und in weiterer Folge der damit geführten Nachweise. Kleinere Abweichungen zwischen Bauwerksgeometrie und FE-Modell haben beispielsweise einen geringeren Einfluss auf die Ergebnisse, während die falsche Definition von Anschlüssen zu völlig anderen Outputs führt.

Eine der wesentlichen Randbedingungen stellen die Steifigkeiten der Bauteile dar. Werden diese zu hoch angenommen, können sich einerseits für einige Bauteile unrealistisch hohe Schnittgrößen ergeben, andererseits durch zu geringe Verformungen die resultierenden Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung unterschätzt werden. Bergmeister et al. [2] gibt im Betonkalender 2024 unter anderem folgende Bauteile im Bereich des Hochhausbaus in Stahlbeton an, deren Steifigkeiten abgemindert werden sollten:

- Decken (insbes. Flachdecken): Trotz gelenkiger Anschlüsse erhalten Decken an den Ecken des Gebäudekerns Biegemomente. Dadurch werden die Stützen teilweise für die Aussteifung aktiviert. Dies ist prinzipiell auch richtig so, wird aber überschätzt, da das Deckensystem im gerissenen Zustand weicher ist.
- Kernwände (senkrecht zur Wandscheibe): Die Verbindungen Decke mit außenliegenden Kernwänden bilden biegesteife Rahmenecken, welche im ungerissenen Zustand überschätzt werden und bewehrungstechnisch auch nicht für die rechnerisch auftretenden Momente ausgeführt werden.

- Koppelunterzüge: elastische Verbindungen der Kernwände mit Unterzügen erhalten durch ihre aussteifende Wirkung hohe Biegemomente und Schubkräfte, aber wenig Normalkräfte. Dies führt zu planmäßig gerissenen Querschnitten und somit zu geringeren Steifigkeiten.
- Kernwände (gerissener Zustand): Wird der Gebäudekern durch Horizontallasten als Austeifung aktiviert, können die Kernwände Zugkräfte erhalten, die die ständigen Vertikallasten übersteigen. Dies führt ebenfalls zu gerissenen Betonquerschnitten mit geringeren Steifigkeiten.

Neben den oben beschriebenen Effekten schlägt [2] auch konkrete Abminderungsfaktoren, je nach Bauteilgruppe, vor. Diese müssen für jedes Projekt spezifisch ermittelt und festgelegt werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden die angegebenen Werte für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit übernommen. Tabelle 2.1 stellt die vorgeschlagenen Faktoren zusammen.

Tab. 2.1: Faktoren zur Steifigkeitsreduktion von Stahlbetonelementen in FE-Berechnung nach [2] (Auswahl)

Bauteilgruppe	Gebrauchstauglichkeitsanalyse		Tragfähigkeitsanalyse	
	< 100 Jahre		> 700 Jahre	
Stützen (Axial)	1,00 A_g		1,00 A_g	
Stützen (Biegung)	1,00 I_g		0,70 I_g	
Rahmenbalken (RC)	0,50 I_g		0,35 I_g	
Decken (RC)	0,35 I_g		0,25 I_g	
Schubwände (ungerissen)	1,00 I_g		0,875 I_g	
Schubwände (gerissen)	0,60-0,90 I_g		0,50-0,80 I_g	
Koppelunterzüge (Biegung)	0,50-0,70 I_g		0,30-0,60 I_g	
Koppelunterzüge (Schub)	0,15-1,00 I_g		0,10-0,70 I_g	

2.2.3.4 Berechnung nach Theorie II. Ordnung

In der Tragwerksberechnung stehen, abhängig vom Grad der Vereinfachung, mehrere Berechnungstheorien zur Verfügung. Je höher die Ordnung, desto genauer werden Verformungseffekte und dadurch vergrößerte Schnittgrößen berücksichtigt. Einen Überblick zu den Theorien bietet Tabelle 2.2. Für viele Anwendungen im Hochbau reicht eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung am unverformten System, da nur kleine Verformungen zu erwarten sind. Überschreiten die Kräftezuwächse aufgrund der auftretenden Verformungen jedoch ein bestimmtes Maß, ist mit Theorien höherer Ordnung zu rechnen. Die Eurocodes enthalten dazu Bedingungen und Grenzwerte, spezifisch für jeden Baustoff im jeweiligen Normenteil geregelt.

Für Bauwerke in Stahlbetonbauweise schreibt der EC 2 im Abschnitt 5.1.4 des Grunddokuments vor, dass die Auswirkungen von Bauteilverformungen durch die Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind „[...] wenn sie die Gesamtstabilität des Bauwerks erheblich beeinflussen oder zum Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit in kritischen Querschnitten beitragen.“ [26, S. 58]

In Punkt (3) wird auf die Möglichkeit der Vernachlässigung unterhalb bestimmter Grenzen verwiesen. Wenn die Auswirkungen der Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter 10% der entspr. Auswirkungen I. Ordnung betragen ([26] 5.8.2(6)) oder das Tragwerk die Kriterien von [26] Abschnitt 5.8.3.3 erfüllt, kann auf eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung verzichtet werden.

Aufgrund der Schlankheit und Größe des Demonstranten und der dadurch einhergehenden Verformungen wird davon ausgegangen, dass die Effekte der Berechnung mit Theorie II. Ordnung

Tab. 2.2: Übersicht von Berechnungstheorien in der Baustatik, eigene Darstellung nach [36]

Theorie	Verschiebungsgrößen	Verzerrungen	Gleichgewicht
I. Ordnung	Infinitesimal kleine Verschiebungen und Verdrehungen	kleine Verzerrungen	Gleichgewicht am unverformten System
II. Ordnung	Infinitesimal kleine Verschiebungen und Verdrehungen	kleine Verzerrungen	Gleichgewicht am verformten System
III. Ordnung	Endliche Verschiebungen und infinitesimal kleine Verdrehungen	kleine Verzerrungen	Gleichgewicht am verformten System
IV. Ordnung	Große Verschiebungen, große Verdrehungen	kleine Verzerrungen	Gleichgewicht am verformten System
V. Ordnung	Große Verschiebungen, große Verdrehungen	große Verzerrungen	Gleichgewicht am verformten System

nicht zu vernachlässigen sind. Außerdem weist das Gebäude im Grundriss durch den Versatz des aussteifenden Kerns aus der Mitte keine maßgebende Torsions-Stabilität auf und erfüllt somit eines der Kriterien von [26] Abschnitt 5.8.3.3 nicht.

2.2.3.5 Ermittlung von Windlasten

Besonders bei hohen, schlanken Gebäuden, wie dem vorliegenden Demonstranten, stellen Windkräfte die wesentliche Einwirkung dar. Über die Höhe ergeben sich annähernd exponentiell zunehmende Windlasten auf die angeströmten Flächen. Zusätzlich bedingt die Schlankheit des Gebäudes und dessen Umströmung große Sogkräfte, die erfasst und berücksichtigt werden müssen. Eine genaue Einführung in die Theorie von umströmten Körpern bieten Surek D. und Stempin S. (2017) [32]. Im Eurocode sind die Vorgaben zur Berücksichtigung von Windlasten im Teil 1-4 geregelt, d.h. ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [25] und dessen nationales Anwendungsdokument ÖNORM B 1991-1-4:2023-04 [16].

Dabei sind im Wesentlichen zwei Schritte durchzuführen, um zu den anzusetzenden Flächenlasten bzw. resultierenden Windkräften zu gelangen:

- Ermittlung der vorhandenen Windbelastung am Objektstandort
 - Basiswindgeschwindigkeit v_b oder Basisgeschwindigkeitsdruck q_b
 - Böengeschwindigkeitsdruck (Spitzengeschwindigkeitsdruck) $q_p(z)$
- Ermittlung der Gebäudeantwort
 - Windkräfte F_w mit Kraftbeiwerten c_f oder
 - Winddrücke w_e bzw. w_i mit Druckbeiwerten c_{pe} bzw. c_{pi}

Um die erforderlichen Druckbeiwerte für die gegebene Gebäudeform bzw. deren einzelne Bereiche zu erhalten, gibt [16] Modelle vor, die die Größe und Anordnung der Beiwerte und somit der resultierenden Drücke vorgeben. Die Norm enthält beispielsweise Angaben zu rechteckigen, polygonalen (bis zu 16-seitig) und kreisförmigen Grundrissen. Dabei unterscheiden sich rechteckige und kreisförmige prismatische Baukörper wesentlich durch die Form der Umströmung und daraus resultierend in den auftretenden Sogkräften an den Gebäudeseiten. Der folgende Vergleich soll dies zum Ausdruck bringen.

Gegeben seien zwei Baukörper mit gleicher Höhe h von 100 m mit denselben Randbedingungen, einzig unterschieden durch die Grundrissform. Grundriss A weist einen rechteckigen Querschnitt

mit angeströmter Breite b von 46 m und einer Länge d von 25 m auf, Grundriss B ist kreisförmig mit Durchmesser b von 46 m.

Wenn der Spitzengeschwindigkeitsdruck $q_p(z)$ beider Gebäude gleich angenommen wird, sind die resultierenden Winddrücke je Fläche nur von den jeweils gültigen Druckbeiwerten c_{pe} abhängig.

Für den Rechteckquerschnitt gibt [25] unter Abschnitt 7.2.2 eine Aufteilung der Angriffsflächen an, abhängig der gegebenen Geometrie. Aus dem nationalen Anhang [16] können die Beiwerte aus Tab. 7 in Abschnitt 9.2.2.4 herangezogen werden. Aus Zeile 4 ($2 < h/b \leq 5$) können die Druckbeiwerte für die angeströmte Wand D (0,8) und die windparallelen Wandabschnitte A (-1,45 mit Länge 9,2 m) und B (-1,22 mit Länge 15,8 m) entnommen werden.

Der Kreisquerschnitt wird in Abschnitt 7.9.1 behandelt. Eingangswert für die Ermittlung ist die Reynoldszahl, welche nach Gleichung (7.15) in [25] ermittelt werden kann. Für den gegebenen Querschnitt ergibt sich diese zu $5 \cdot 10^6$. Aus Tabelle 7.12 lassen sich daraus dann die Kennwerte der anzusetzenden Druckverteilung eines unendlich schlanken, zylindrischen Querschnitts entnehmen und die Abbildung 7.27 richtig interpretieren. Der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit $\Psi_{\lambda\alpha}$ ergibt sich nach Gleichung (7.17) in [25] zu 1,0 und Ψ_{λ} gemäß Bild 6 in [16] zu 0,67. Auf der angeströmten Seite des kreisrunden Grundrisses B ergibt sich somit ein Druckbeiwert von 1,0, an den windparallelen Seiten Werte bis zu -1,9.

Die Grundrissform hat also einen wesentlichen Einfluss auf die Größe und Verteilung der anzusetzenden Winddrücke. Daher ist es ratsam, von den Modellen in [25] abweichende Gebäudeformen genauer zu untersuchen. Windkanaltests an maßstabsgetreuen Modellen stellen dabei eine Möglichkeit dar. Da dies jedoch mit viel Aufwand verbunden ist, bieten sich Windsimulationen an, welche Objekte (zum Beispiel Gebäudemodelle) in einem „virtuellen Windkanal“ untersuchen. Die Firma *Dlubal* bietet dafür die Software *RWIND* an.

Dieses Programm verwendet ein numerisches CFD-Modell, um eine Umströmung von Objekten in einem Windkanal strömungsmechanisch zu simulieren. Das digitale Gebäudemodell wird dafür vereinfacht von *RFEM* übernommen, ein 3D-Netz finiter Volumen erzeugt und auf dieses die Luftströmung und die Flächendrücke berechnet. Das Windprofil für die simulierte Strömung wird noch in *RFEM* gemäß gültiger Normung definiert und an *RWIND* weitergegeben. Nach der Simulation stehen dann verschiedene Ergebnisarten, wie Flächendruck, c_p -Koeffizient, Druckfeld, Geschwindigkeitsvektoren und einige mehr zur Verfügung. Die resultierenden Flächendrücke können dann in *RFEM* am statischen Modell für den jeweiligen Lastfall angesetzt werden. [6]

Aufgrund der besonderen, von der ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [25] nicht direkt abgedeckten Grundrissform und dem wissenschaftlichen Charakter dieser Arbeit werden die Windlasten des Demonstranten für eine Richtung mit einer Windlastsimulation untersucht.

2.2.3.6 Ermittlung von Erdbebenlasten

Neben den Windlasten stellen Erdbebenlasten die wesentlichen horizontalen Einwirkungen auf Gebäude dar. Die Höhe der Belastung richtet sich einerseits nach dem Erdbebenereignis und dessen Entfernung (Bodenbeschleunigung), und andererseits nach bauwerkspezifischen Kenngrößen (Masse, Steifigkeit, Dämpfung,...). Die Gesamtheit der Auswirkungen eines Erdbebenereignisses auf ein Gebäude ist die dynamische Antwort. [8] Dabei sind hohe, schlanke Bauwerke wesentlich stärker belastet als niedrige flächige Strukturen, bedingt durch die Verteilung und Abstände der Massen vom Boden. Die Anregung eines Gebäudes und dessen dynamische Antwort kann mit dem Modell eines gedämpften EMSs beschrieben werden. Wird dieser am Fußpunkt durch Bodenbewegungen angeregt (beschleunigt), wird seine Masse ausgelenkt und abhängig der vorhandenen Federsteifigkeit ausgelenkt. Diese Schwingung wird aufgrund der vorhandenen Dämpfung immer weiter abgeschwächt. Beschreiben lässt sich dieser Vorgang über eine Bewegungsgleichung, die

Reaktion lässt sich für eine definierte Schwingungsanregung und Dämpfung als Funktion der Frequenz im sogenannten Antwortspektrum beschreiben. [1]

In der ÖNORM EN 1998-1:2013 ist die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche mit elastischen Bodenbeschleunigungs-Antwortspektren dargestellt, kurz elastische Antwortspektren. [27] Diese wurden anhand von für jede Erdbebenzone typischen Starkbebeneismogrammen erstellt. Die Berechnung der Reaktion eines EMS auf verschiedene Seismogramme liefert Lösungen in Form von Funktionen der Zeit, der Eigenperiode und der Dämpfung. Durch Variation dieser Parameter, Lösung der Bewegungsgleichungen und Auftragung der Größtwerte über die betreffende Eigenperiode erhält man vollständige Antwortspektren. Vor der Übernahme in die Normen wurden diese noch weiter geglättet. [1]

Für jeden beliebigen EMS kann das Antwortspektrum nun die maximale Bodenbeschleunigung und damit die maximale Trägheitskraft liefern, welche im Massenschwerpunkt wirkend als quasi-statische Erdbebenersatzlast interpretiert werden kann. Da sich reale Bauwerke durch die mehr oder weniger vorhandene Duktilität teilweise der Bodenverschiebung entziehen, wird das elastische Antwortspektrum um den Verhaltensbeiwert q reduziert und als Bemessungsspektrum bezeichnet. [1] Die Wahl von q und damit die Bewertung der Duktilität des Bauwerks ist abhängig von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren. Der EC 8 bietet dafür Regeln und Hilfestellungen. [27]

Für die Anwendung in der FEM-gestützten Bemessung wird das Konzept auf Mehrmassenschwinger bzw. diskretisierte Massen erweitert. Darauf soll im Rahmen dieser Arbeit nicht genauer eingegangen werden, Barth und Rustler bieten eine übersichtliche Zusammenfassung dieses Übergangs. [1, S. 343 ff.]

Im für die Arbeit verwendeten Programm *RFEM 6* erfolgt die Erdbebenbemessung für das erstellte digitale Gebäudemodell weitgehend automatisiert. Es sind lediglich folgende Schritte durch den Anwender durchzuführen:

1. Modalanalyse: Ermittlung von Eigenschwingungsgrößen (Eigenfrequenz, Eigenform modale Masse, effektive Modalmassenfaktoren,...)
 - a) Anlegen einer neuen Bemessungssituation vom Typ Erdbeben/Massenkombination: Diese erzeugt automatisch eine neue Lastkombination mit allen zu berücksichtigenden Massen(anteilen) gemäß eingestellter Norm.
 - b) Anlegen eines neuen Lastfalles vom Typ Modalanalyse: Hier können auch genauere Vorgaben für die Analyse definiert werden, wie die Lösungsmethode des Eigenwertproblems und der Typ der Massenmatrix.
2. Antwortspektrenverfahren: Ermittlung der dynamischen Antwort
 - a) Anlegen eines neuen Lastfalles vom Typ Antwortspektrenverfahren: Hier wird die zuvor angelegte Modalanalyse ausgewählt und genaue Vorgaben zur Spektralanalyse definiert, wie die Modalanalysen-Überlagerung und die Kombination von Richtungskomponenten
 - b) Zuordnung der Antwortspektren: Die Zuordnung erfolgt nach Richtung und kann entweder individuell oder nach Norm definiert werden
 - c) Wahl der Eigenformen: Hier können die zu berücksichtigenden Eigenformen gewählt werden. Es werden auch die jeweiligen effektiven Modalmassenfaktoren angezeigt, welche den Anteil der mitschwingenden Masse anzeigen.
3. Bauteilbemessung:
 - a) Durchführen der Berechnung: Das Programm führt automatisch alle Berechnungsschritte durch und gibt als Ergebnisse Spannungen, Schnittgrößen, Verformungen, etc. aus.

- b) Anlegen einer neuen Bemessungssituation vom Typ GZT (STR/GEO) - Erdbeben: Diese erzeugt automatisch eine neue Ergebniskombination mit den maximalen Erdbebenlasten, die für weitere Bemessungen und Nachweise genutzt werden kann.

Für die vorliegende Arbeit wurden die oben genannten Schritte durchgeführt. Diese werden im Kapitel 4 näher erläutert.

Kapitel 3

Datenerhebung

3.1 Erhebung von Bestandsunterlagen durch Akteneinsichten

Bereits zu Beginn der Diplomarbeit wurde der Kontakt mit der für den Wiener Gemeindebezirk zuständigen Baupolizei gesucht, um den Aktenstand des Projekts abzufragen. Dies war für die weitere Planung wesentlich, da nicht vorhandene Unterlagen zu einer deutlich aufwändigeren Datenerhebung (Bestandsaufnahmen, 3D Scans, Planerstellungen,...) geführt hätten.

Es wurden im ersten Schritt zwei Einsichtnahmen durchgeführt, eine im Archiv der entsprechenden Gebietsgruppe und eine im *Spezialarchiv für öffentliche Bauten und dergleichen*. Der erste Standort enthielt vornehmlich Bestandspläne und einzelne Dokumente der Einreichung, der zweite Standort sämtliche Schalungs- und Bewehrungspläne, statische Berechnungen und weitere Dokumente zur Ausführung.

Im Rahmen einer Einsichtnahme bei den genannten Archiven werden alle vorhandenen Unterlagen eines Grundstücks für einen begrenzten Zeitraum (eine bis wenige Stunden) in einem Raum zur Verfügung gestellt. Diese können dann beliebig durchgesehen, fotografiert und kopiert werden. Für die vorliegende Arbeit wurde aufgrund der großen Menge an Bestandsunterlagen nur ein Auszug mittels Smartphone aufgenommen. Dabei wurde ein vorher festgelegtes Muster verfolgt, um die spätere Aufarbeitung zu erleichtern.

Diese Art der Datenbeschaffung birgt jedoch einige Herausforderungen. Im Rahmen einer Einsichtnahme werden die vom Archiv angeforderten Unterlagen für einen vorab gebuchten Zeitslot von 30 Minuten bereitgestellt. Auch wenn der tatsächlich zur Verfügung gestellte Zeitrahmen länger sein kann, besteht ein gewisser Zeitdruck. Vor allem bei umfangreichen Unterlagen muss die Aufnahme sehr schnell durchgeführt werden, zum Beispiel durch den Einsatz von Kameras. Dies bedeutet jedoch eine deutlich schlechtere Bildqualität im Vergleich zu Scans. Die Abbildungen weisen vielfach schlechte Belichtungsverhältnisse und verschwommene oder unleserliche Stellen auf. Wird ein Smartphone zur Aufnahme der Unterlagen verwendet, bieten sich spezielle Applikationen an, welche die aufgenommenen Fotos automatisch verbessern.

3.2 Verarbeitung von Bestandsunterlagen durch Digitalisierung

In Zusammenarbeit mit den Eigentümern des Demonstranten konnten im weiteren Verlauf der Arbeit sämtliche vorhandenen Bestandsunterlagen, einschließlich der zuvor in den Archiven eingesehenen Dokumente, vom Forschungsbereich Hochbau und Gebäudeerhaltung des Instituts für Hoch- und Industriebau an der Technischen Universität Wien entliehen werden. Dies ergab die wertvolle Chance, sämtliche Unterlagen mittels Großformatscanner zu digitalisieren. Der zuvor erwähnte Zeitfaktor fällt dadurch weg und die resultierende Bildqualität ist steuerbar und konsistent.

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden alleine für den Demonstrant der vorliegenden Arbeit über 500 Pläne und rund 30 Konvolute von statischen Berechnungen mit insgesamt

über 3.000 Seiten digitalisiert. Die Unterlagen lassen sich unter anderem in folgende Kategorien einordnen:

- geotechnische Gutachten
- Einreichpläne
- Schalungspläne
- Bewehrungspläne
- Detailpläne
- statische Berechnungen

3.3 Vor-Ort-Begehungen

Auch wenn aktuelle Bestandspläne die Basis einer jeden Bestandserhebung darstellen, ist es unerlässlich, das zu untersuchende Gebäude auch vor Ort zu begehen. Dies erfüllt vor allem zwei wesentliche Aspekte, der Kontrolle der Bestandsunterlagen und dem tieferen Verständnis des Tragwerks.

Liegen umfangreiche Planunterlagen vor, können diese grundsätzlich für die weitere Untersuchung herangezogen werden. Da die tatsächliche Ausführung jedoch vom vorhandenen Planstand abweichen kann und im Laufe der Nutzung oftmals Umbauten stattfinden, sollten zumindest stichprobenartig Kontrollen der Angaben durchgeführt werden. Dafür können besonders heikle Bauteile ausgewählt werden, sofern diese bereits bekannt sind. Ist dies nicht der Fall, sollten zu späteren Zeitpunkten mit mehr Wissensstand erneut Begehungen durchgeführt werden.

Ein weiterer positiver Aspekt besteht in der Vertiefung des Verständnisses des vorliegenden Tragwerks. Gerade kompliziertere Gebäude mit nicht einfach zu lesenden Tragwerksstrukturen können über Plandarstellungen nur schwer erfasst werden. Ein Blick auf die tatsächlich gebauten Bauteile hilft hier meist weiter und schützt vor Fehlern. Potentiell maßgebende Bauteile können bereits bei einer Erstbegehung festgestellt werden. In Kombination mit einer umfangreichen Fotodokumentation beschleunigt eine Vor-Ort-Begehung außerdem den Modellierungsprozess.

3.4 Ergebnisse der Datenerhebung: Der Demonstrant

Anhand der erhobenen Daten, vor allem Bestands-, Schalungs- und Bewehrungspläne, wurde ein digitales Gebäudemodell in der ausgewählten Statiksoftware RFEM 6 erstellt. In diesem Abschnitt der Arbeit wird das erstellte Modell zur Darstellung der Gebäudestruktur als Ergebnis der Datenerhebung genutzt. Im darauffolgenden Kapitel 4 wird genauer auf die Modellierung eingegangen.

3.4.1 Planung und Bau

Aus den Eingangsstempeln der erhobenen Bestandsunterlagen geht hervor, dass die Baubewilligung des Projektes im 2. Quartal 1994 erteilt wurde. Die ausführende Baufirma begann die Arbeiten aber erst im Dezember 1995. Die Fertigstellung des Gebäudes erfolgte im Jänner 1998 nach einer Bauzeit von rund zwei Jahren. Die Unterlagen zur statischen Berechnung wurden während der Bauphase bei der Behörde abgegeben, die Datierungen reichen von November 1995 bis September 1997. In Abbildung 3.1 ist eine Gesamtansicht des Demonstranten dargestellt.

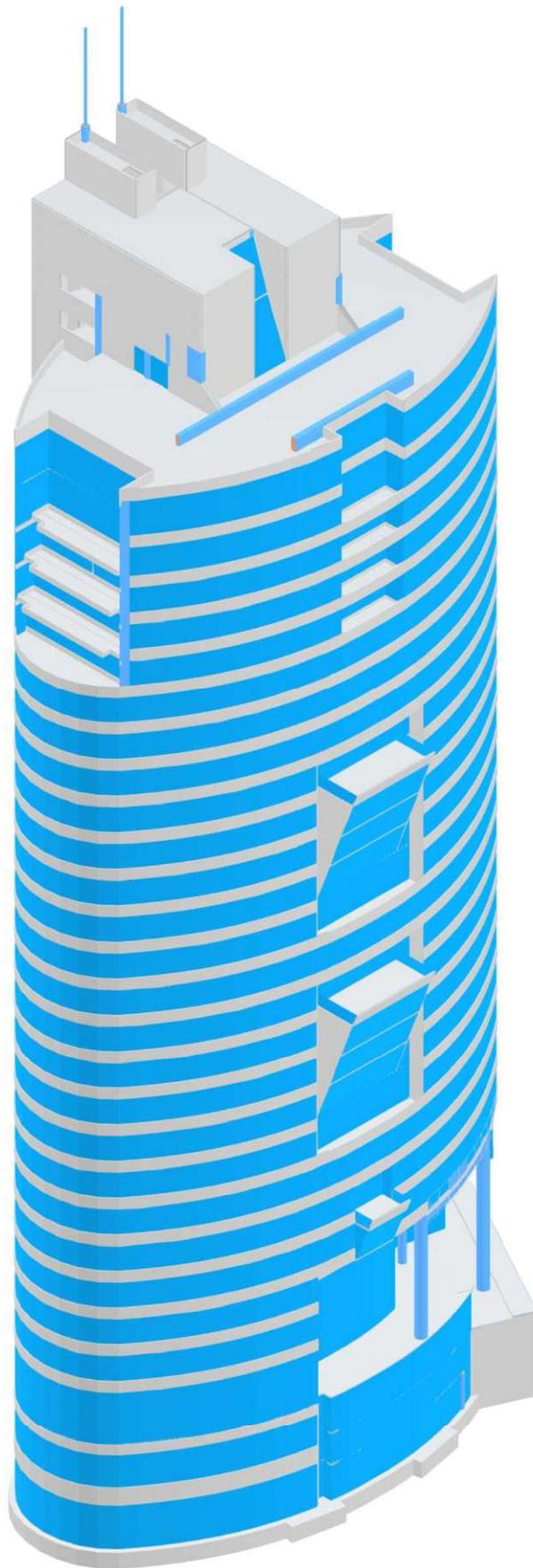
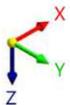


Abb. 3.1: Gesamtansicht des Demonstranten, digitales Gebäudemodell

3.4.2 Eckdaten des Demonstranten

Vertikale Dimension

- Geschosse:
 - Ebene -3 bis Ebene +29
 - Geschossanzahl: 33
- Zugänglichkeit:
 - Haupteingang/Lobby auf Ebene 0
 - Zugang von Parkgarage auf Ebenen -2 und -3
 - Diverse Zugänge zu Technikbereichen auf Ebene -3
- Gebäudehöhen:
 - ca. 113 m (inkl. Antennen, gemessen von FBOK Ebene 0)
 - ca. 122 m (inkl. Antennen, gemessen von FBOK Ebene -3)
 - ca. 103,5 m (exkl. Antennen, gemessen von FBOK Ebene 0)
 - ca. 112,5 m (exkl. Antennen, gemessen von FBOK der Ebene -3)
- Geschosshöhen (vgl. Abbildung 3.2):

Tab. 3.1: FBOKs und Geschosshöhen

Geschoss	FBOK [m]	GH [m]	Geschoss	FBOK [m]	GH [m]
Attika	102,63	-	E+13	46,34	3,44
E+29	100,06	2,57	E+12	42,90	3,44
E+28	97,12	2,94	E+11	39,46	3,44
E+27	94,42	2,70	E+10	36,02	3,44
E+26	91,54	3,60	E+9	32,58	3,44
E+25	87,94	3,60	E+8	29,14	3,44
E+24	84,52	3,42	E+7	25,70	3,44
E+23	80,74	3,78	E+6	22,26	3,44
E+22	77,30	3,44	E+5	18,82	3,44
E+21	73,86	3,44	E+4	15,38	3,44
E+20	70,42	3,44	E+3	11,94	3,44
E+19	66,98	3,44	E+2	8,50	3,44
E+18	63,54	3,44	E+1	5,04	3,46
E+17	60,10	3,44	E+0	0,00	5,04
E+16	56,66	3,44	E-1	-3,40	3,40
E+15	53,22	3,44	E-2	-6,30	2,90
E+14	49,78	3,44	E-3	-9,00	2,70

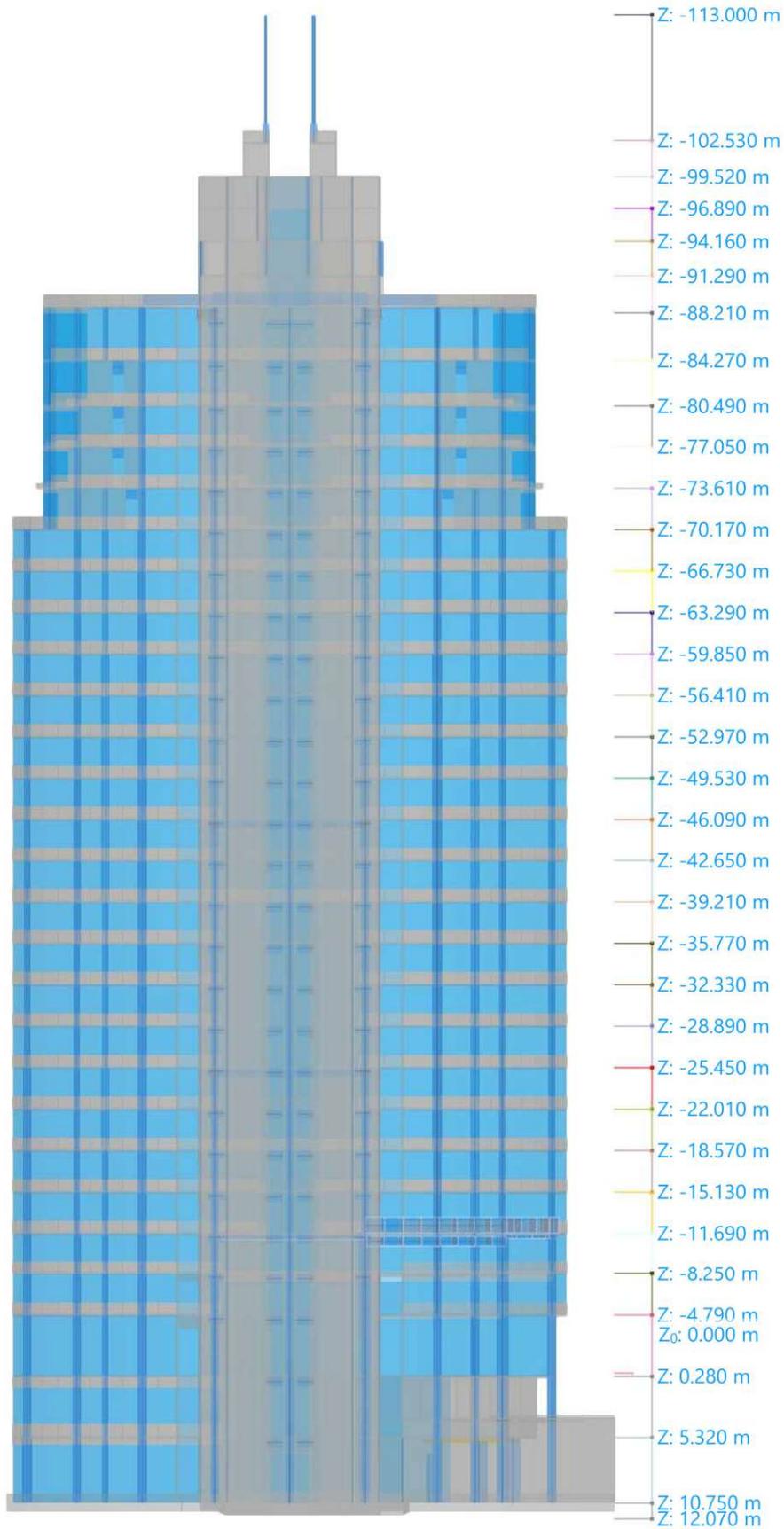


Abb. 3.2: Seitenansicht mit Geschosshöhen, digitales Gebäudemodell

Horizontale Dimension

- Nutzungen:
 - Büroflächen (Ebenen +2 bis +25, Hauptanteil des Gebäudes)
 - Gewerbe (Ebenen -3 bis +1)
 - Technik (Ebenen -3 bis -1 und +26 bis +29)
- Regelgeschosse:
 - Ebenen +3 bis +24 (geringe Unterschiede durch Fassadenstruktur)
 - rund 870 m² Fläche
 - zwei Sanitäreinheiten
 - jeweils Zugang zu sechs Personenaufzügen, einem Feuerwehraufzug und einem Lastenaufzug

3.4.3 Baugrund und Gründung

Ein im Februar 1995 erstelltes geotechnisches Gutachten gibt die vorliegenden Untergrundverhältnisse und daraus resultierenden Gründungsmöglichkeiten detailliert wieder. Es zeigt und interpretiert Ergebnisse von acht durchgeführten Rammsondierungen und erwähnt Bodenaufschlüsse, die bereits zu früheren Zeitpunkten in näherer und weiterer Umgebung durchgeführt wurden. [29]

Zusammenfassend wird der Baugrund aus folgenden Schichten (von GOK abwärts) gebildet:

1. geringmächtige Anschüttungen und Auböden
2. sandige Fein- bis Grobkiese (vermutlich aus Zeit der Donauregulierung)
3. weichplastische Aulehme, lockere Ausande und Schotter
4. sandige Fein- bis Grobkiese
5. tertiäre Bodenschichten des Wiener Tegels

Wie in [29] vorgeschlagen, wurde eine Tiefgründung mit lastverteilernder Fundamentplatte gewählt. Ausgeführt wurden jedoch nicht wie empfohlen Bohrpfahlkästen, sondern einzelne, bis zu 23 m lange SOB-Pfähle auf einer Stahlbetonbodenplatte mit 1,5 m Dicke. In Abbildung 3.3 sind die Pfähle mit den jeweiligen Längen dargestellt. Unter den höher belasteten Innenstützen sind jeweils drei Pfähle angeordnet, unter den geringer belasteten Außenstützen jeweils zwei Pfähle.

Abbildung 3.4 zeigt die lastverteilernde Fundamentplatte mit Farben korrespondierend zur jeweiligen Dicke der entsprechenden Bereiche. Die Aufzugsschächte benötigen Unterfahrten, welche durch einen Sprung in der Oberkante der Bodenplatte hergestellt wurden. Um trotzdem eine ausreichende Fundamentdicke (1,2 m) zu erhalten, verläuft in diesen Bereichen die Unterkante ebenfalls niedriger. Die Änderung der Unterkanten verläuft linear über einen halben Meter. (Flächen mit veränderlicher Dicke in Abbildung 3.4)

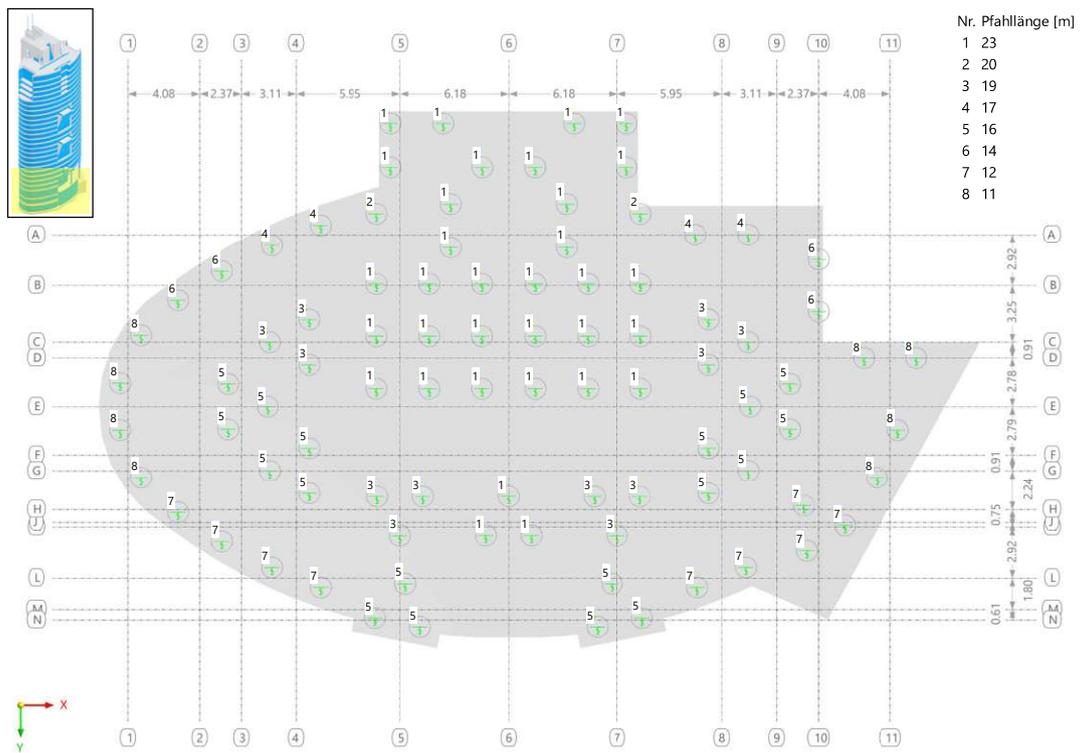


Abb. 3.3: Pfahllängen der SOB-Pfähle unter Fundamentplatte, digitales Gebäudemodell

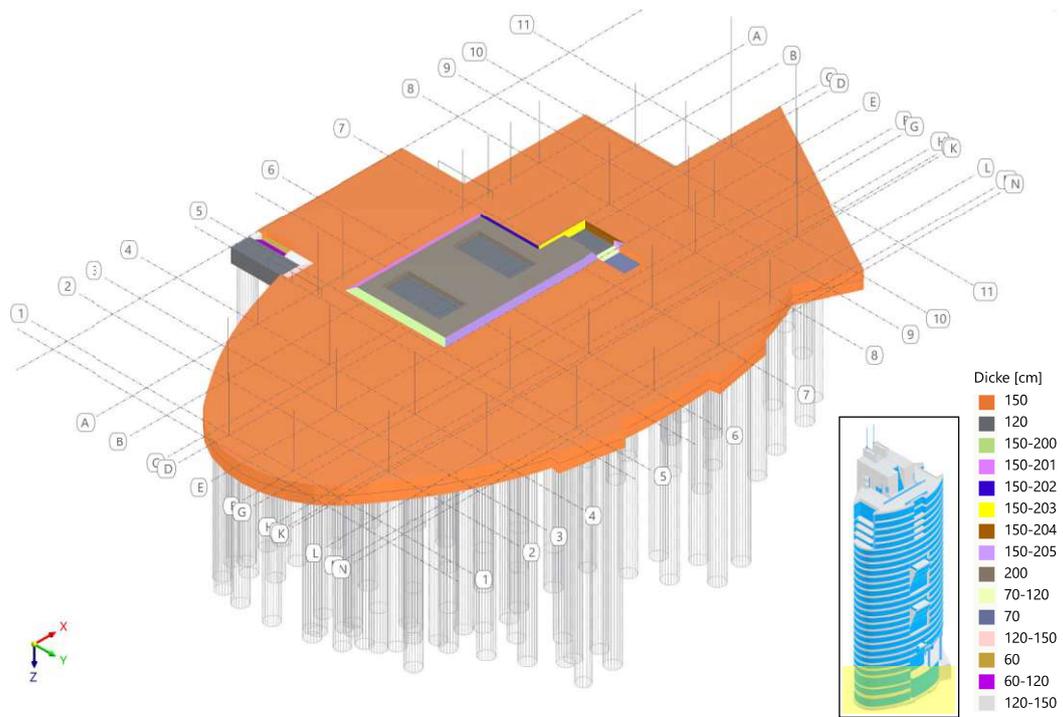


Abb. 3.4: Fundamentplatte mit Flächendicken, digitales Gebäudemodell

3.4.4 Primäre Tragstruktur

Das primäre System zur Lastabtragung besteht aus Stahlbetonflachdecken auf mehreren Stahlbeton- und Verbundstützen. Die Decken schließen an den exzentrisch angeordneten Gebäudekern in Stahlbetonbauweise an, in dem sich das Treppenhaus und Aufzugsschächte befinden. Der Gebäudekern ragt über die ovalen Regelgeschosse hinaus und ist über einen Rost aus Unter- und Überzügen mit einigen Stützen verbunden. Unter dem 3. Untergeschoss (E-3) gründet der Kern und die Stützen auf einer gemeinsamen Stahlbetonbodenplatte und darunter liegenden Pfählen, siehe Abschnitt 3.4.3. Einen ersten Überblick über die Tragstruktur bieten die Abbildungen 3.5 (Gesamtansicht Tragwerksmodell) und 3.6 (Ausschnitt eines Regelgeschosses). In den folgenden Abschnitten wird auf die eingesetzten Bauteiltypen näher eingegangen.

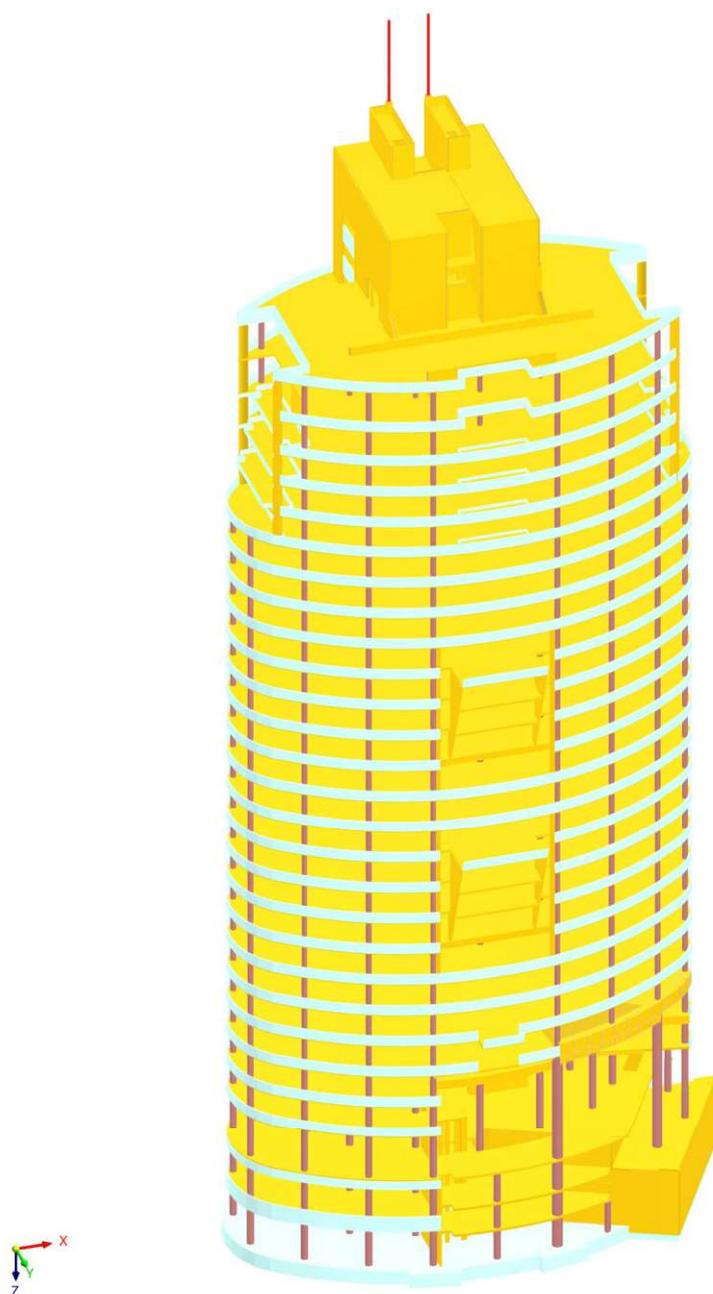


Abb. 3.5: Gesamtansicht der Tragstruktur, digitales Gebäudemodell

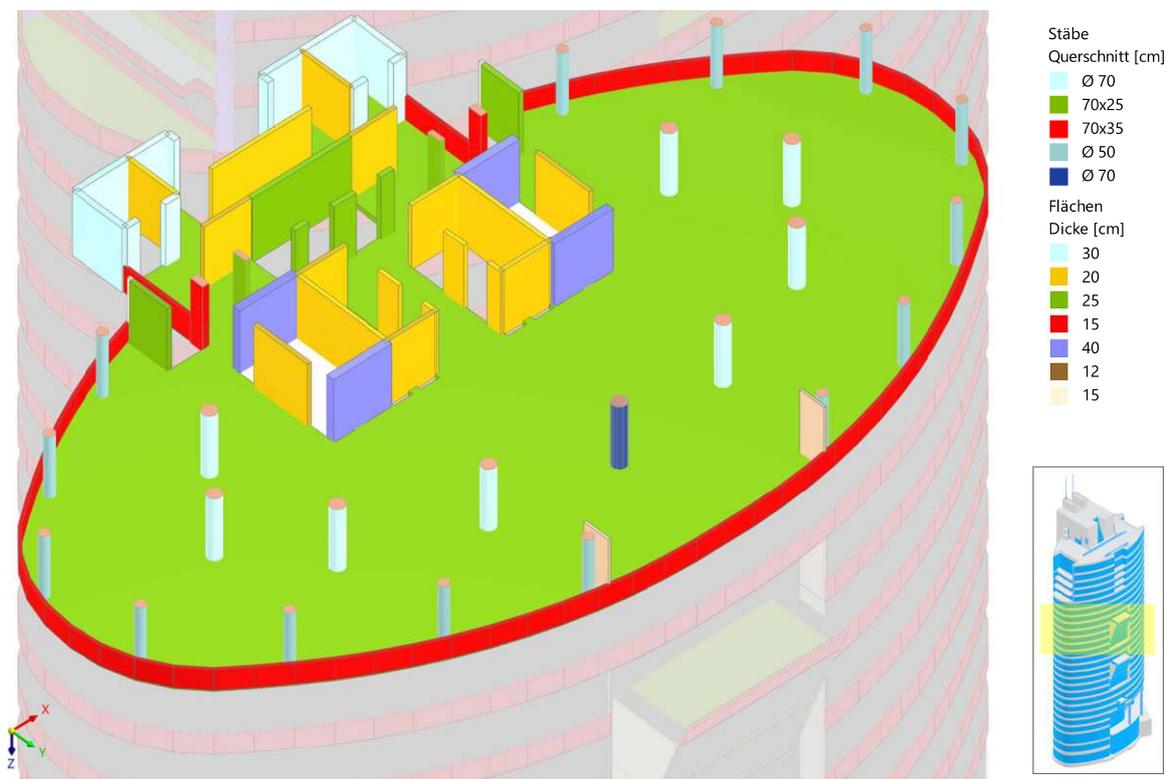


Abb. 3.6: Regelgeschoss E+11, digitales Gebäudemodell

3.4.4.1 Flachdecken

Sämtliche Flachdecken aller Geschosse bestehen aus Stahlbeton mit der Betonsorte B400 und weisen eine Dicke von 25 cm auf, wie in Abbildung 3.7 ersichtlich ist. Diese verteilen die vertikalen Lasten (Eigengewicht Fußbodenaufbau, Nutzlasten) auf die Einzelstützen und die äußeren Wände des Gebäudekerns, und die horizontalen Lasten (Wind, Erdbeben) zum aussteifenden Kern. Die Grundbewehrung beträgt durchgehend $\varnothing 12/15$ unten und $\varnothing 10/15$ oben jeweils in beide Richtungen. Zulagen befinden sich unter anderem in Feldbereichen (untere Lage) und Stützbereichen (über Stützen, obere Lage). Vereinzelt sind in den Bestandsunterlagen auch Dübelleisten als Durchstanzbewehrung angegeben. Da jedoch genauere Angaben zu Dimension und Lage fehlen, können diese nicht berücksichtigt werden. Hängt die statische Kapazitätsreserve maßgeblich von diesen Elementen ab, wird dies in Kapitel 5 behandelt.

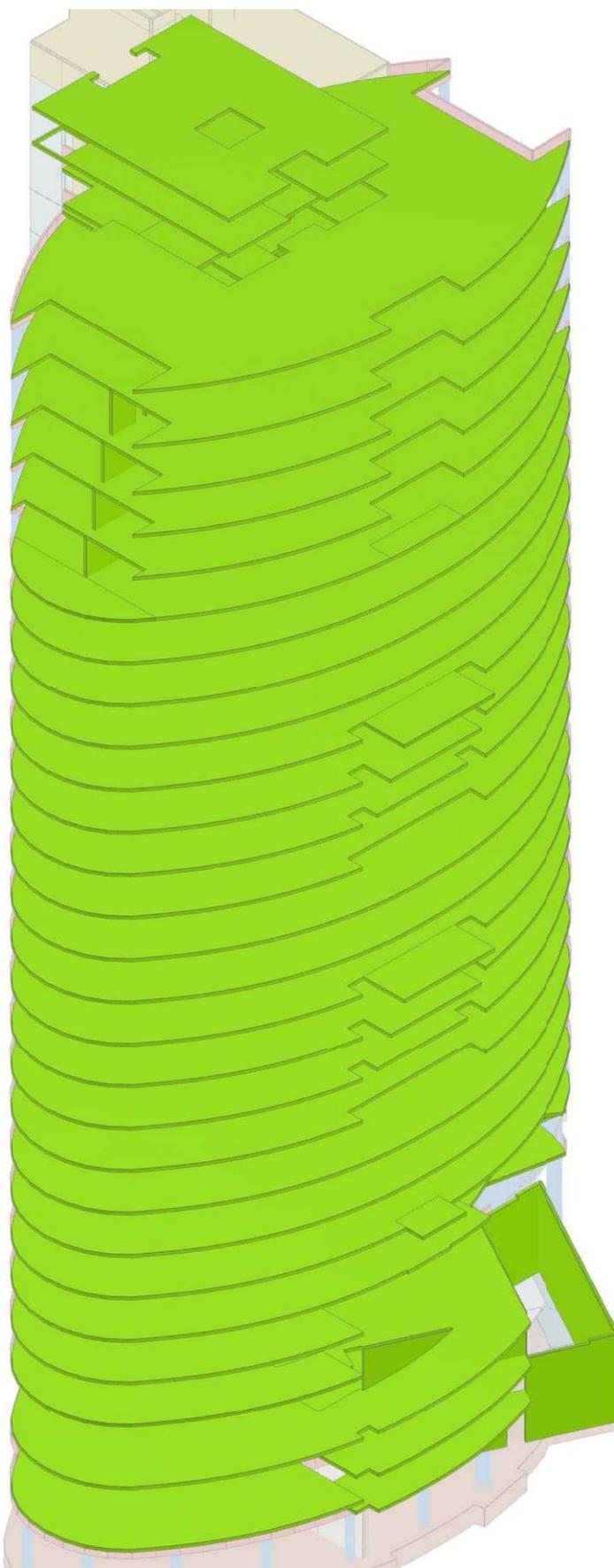
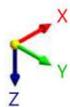


Abb. 3.7: Flächen mit 25 cm Dicke, digitales Gebäudemodell

3.4.4.2 Stützen

Die Stützen des Demonstranten bilden neben dem Gebäudekern die Hauptelemente zur Aufnahme und Weiterleitung von vertikalen Lasten. Neben vereinzelten Zusatzstützen sind insgesamt 27 Stützenzüge über die gesamte Gebäudehöhe vorhanden. Dabei kann zwischen einem äußeren und einem inneren Oval unterschieden werden, siehe Abbildung 3.8. Im äußeren Oval sind 14 Säulenstränge mit vornehmlich 50 cm Durchmesser angeordnet, im inneren Oval 9 Säulenstränge mit hauptsächlich 70 cm Durchmesser. Da die abzutragenden Normalkräfte mit der Gebäudehöhe stetig zunehmen und Größenordnungen von mehreren MN annehmen, werden auch Verbundstützenprofile eingesetzt. Dabei handelt es sich um Stahlprofile (meist HEM) mit diversen Verstärkungen in bewehrten Stahlbetonstützen. Zusätzlich befinden sich 4 Stützenstränge am Übergang zwischen ovalem Gebäudeteil und rechteckigem Gebäudekern, deren Abmessungen konstant über die Gebäudehöhe bleiben. Eine Übersicht über die eingesetzten Querschnitte bieten die Abbildungen 3.9 und 3.10.

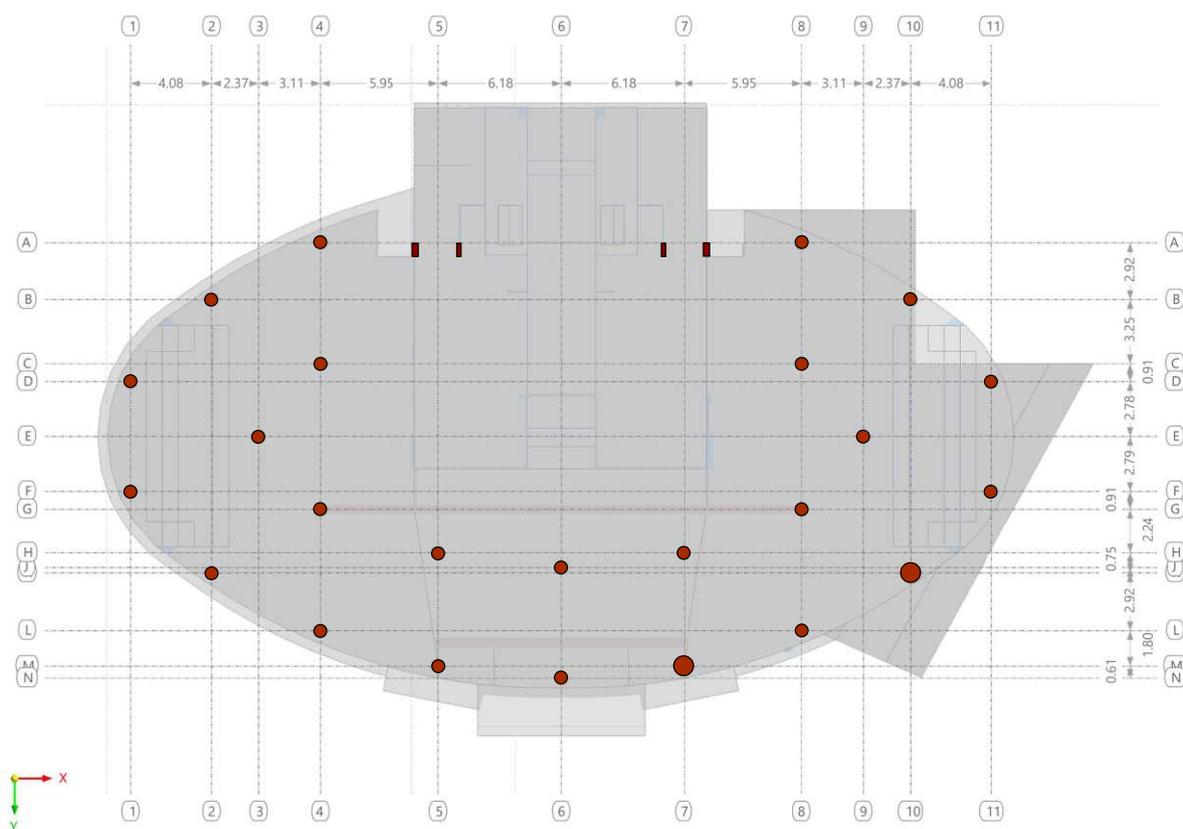


Abb. 3.8: Übersicht Stützenstränge, digitales Gebäudemodell

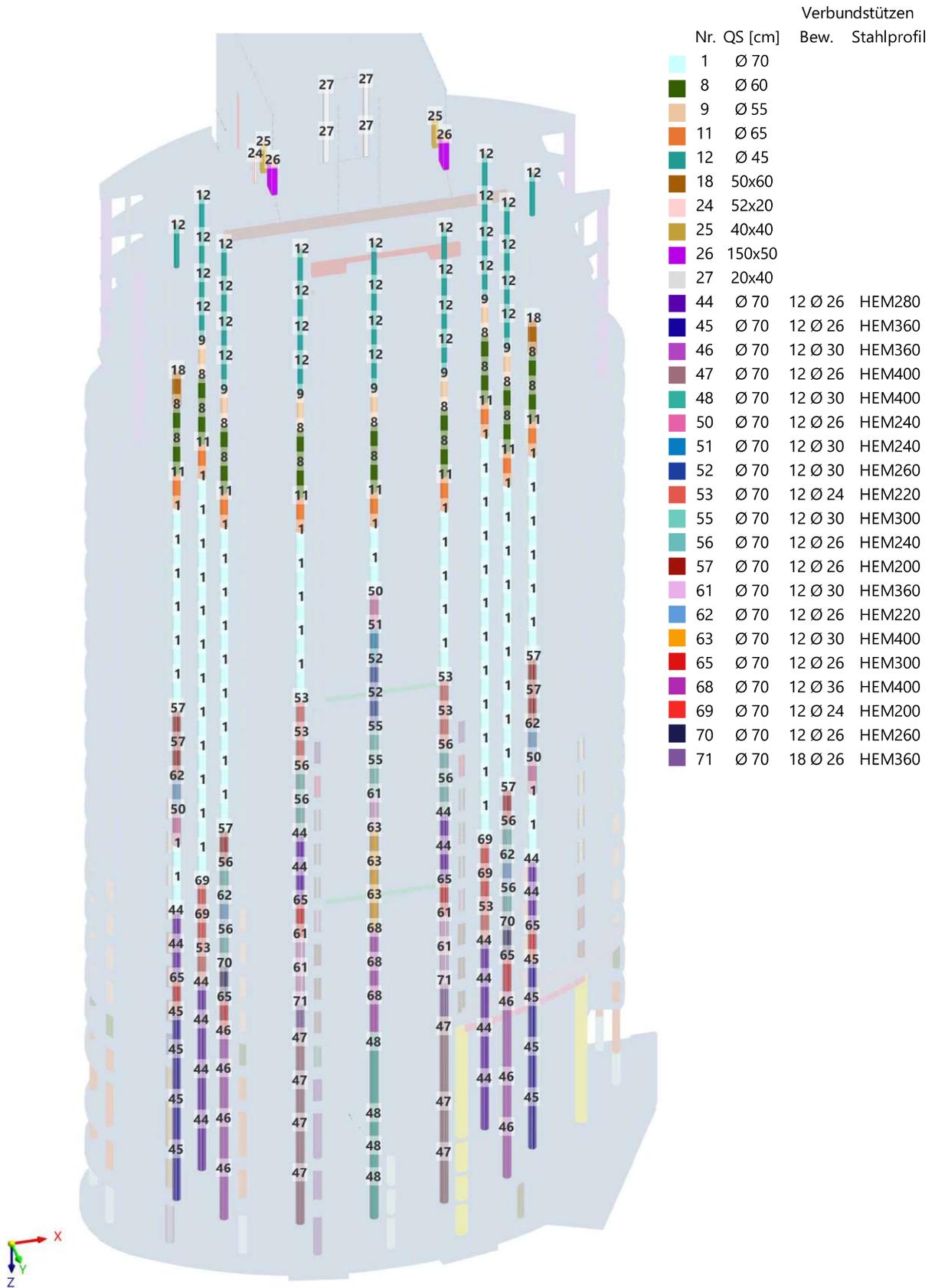


Abb. 3.9: Übersicht Stützenquerschnitte im inneren Oval, digitales Gebäudemodell

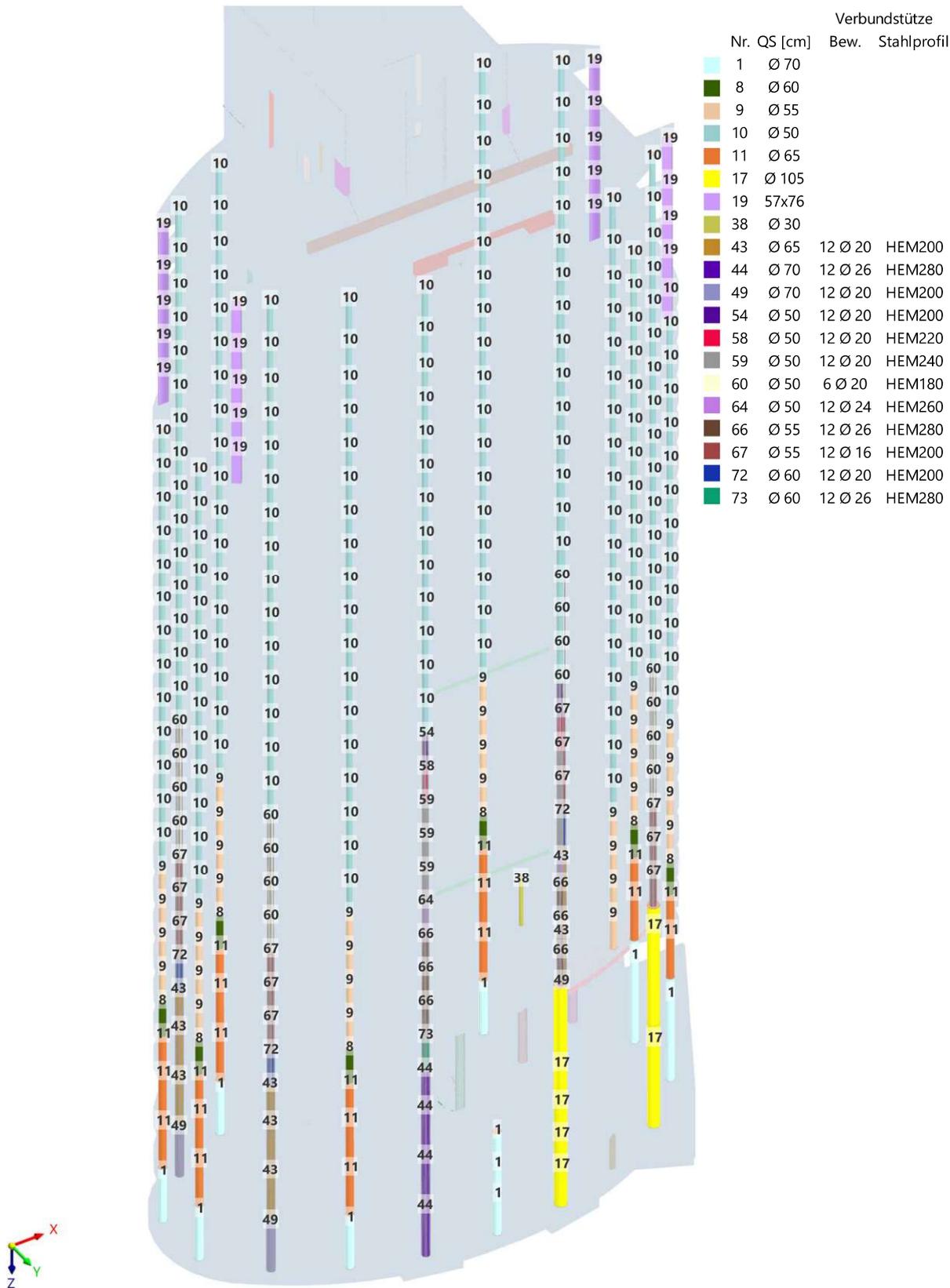


Abb. 3.10: Übersicht Stützenquerschnitte im äußeren Oval, digitales Gebäudemodell

3.4.4.3 Gebäudekern

Der Gebäudekern dient der wichtigen Funktion der Aussteifung des Gebäudes. Um die angreifenden Horizontallasten durch Wind und Erdbeben sicher in das Fundament abzuleiten, ist der Kern als massiver Stahlbetonquerschnitt ausgebildet und kann vereinfacht als eingespannter Kragarm angesehen werden. Entsprechend der Belastung durch zunehmende Vertikallasten und Biegemomente über die Höhe, sind die eingesetzten Querschnitte der kernbildenden Stahlbetonwände über die Höhe abgestuft, wie Abbildung 3.11 zeigt.

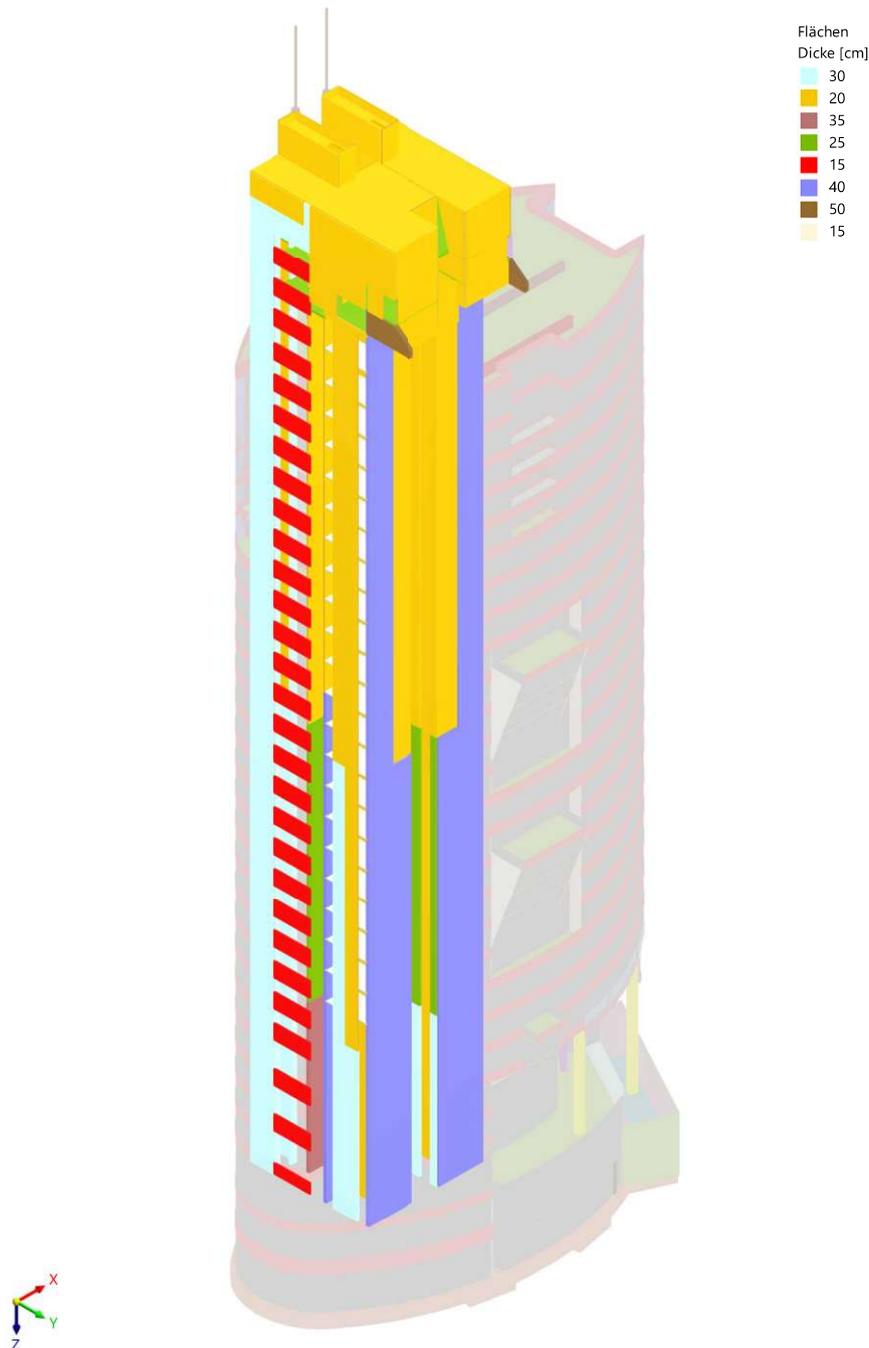


Abb. 3.11: Querschnittsübersicht Gebäudekern, digitales Gebäudemodell

3.4.4.4 Unter- und Überzüge

Das Gebäude weist an einigen Stellen Sprünge in der Tragstruktur auf, meist durch Einschnitte in die ovale Zylinderform (Eingangsbereich, herausgekippte Elemente, Balkone in den oberen Geschossen). Außerdem ist an der letzten Decke des ovalen Hauptgebäudes ein Trägerkreuz zur Verbindung von Gebäudekern und Stützen ausgebildet. Diese Elemente sind aufgrund der großen Gebäudelasten als massive Rechteckquerschnitte mit hohem Bewehrungsgrad ausgeführt. Eine Übersicht bietet Abbildung 3.12.

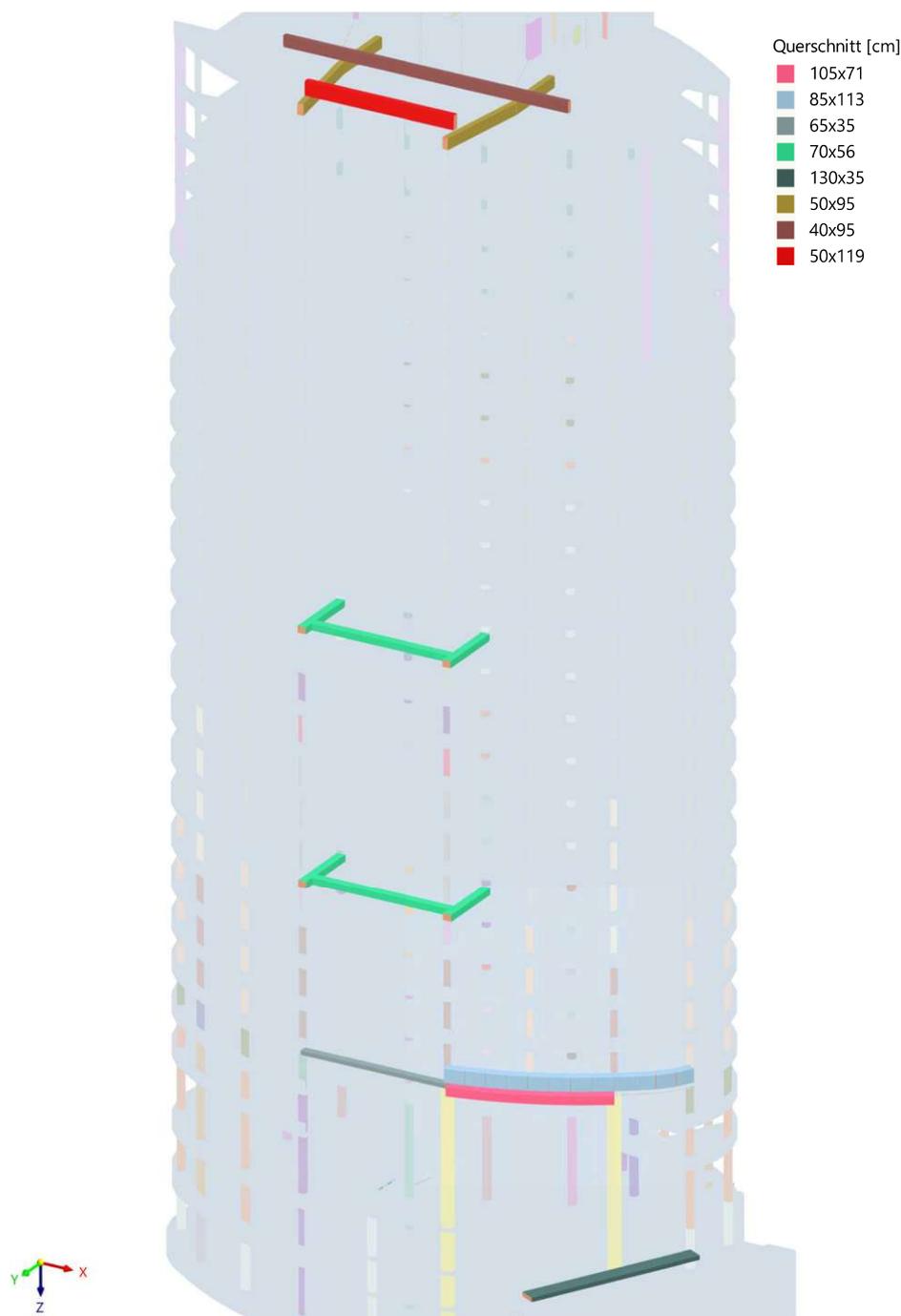


Abb. 3.12: Querschnittsübersicht Unter- und Überzüge, digitales Gebäudemodell

3.4.5 Fassadenkonstruktionen

Der Demonstrant weist zwei verschiedene Arten von Fassadenkonstruktionen auf, die sich wesentlich unterscheiden. Vor allem die Lasteinleitung und das Flächengewicht sind die zwei wichtigsten Parameter für die Globalbemessung.

3.4.5.1 Glasfassade

Die Hülle des ovalen Gebäudeteils bilden zwei Schichten. Den thermischen Abschluss bildet eine innere Schicht, bestehend aus einem ca. 1 m hohen Stahlbetonparapet, welches mit den Flachdecken über Bewehrungsanschlüsse verbunden ist, und darüber angeordneten Fensterelementen. Die äußere Schicht bildet eine Vorhangfassade aus punktgehaltenen Glasscheiben.

3.4.5.2 Ziegelfassade

Das vom ovalen Grundriss abgerückte Kernbauwerk ist, abgesehen von einem vertikalen Fensterband, vollflächig mit Ziegelformsteinen verkleidet. Diese sind über eine Unterkonstruktion aus Stahlwinkeln mit den Kernwänden verbunden.

Kapitel 4

Datenanalyse

4.1 Eingangswerte für die FE-Bemessung

4.1.1 Materialkennwerte

4.1.1.1 Beton

Gemäß Bestandsunterlagen wurden für sämtliche Betonbauteile des Demonstranten drei verschiedene Betongüten (B300, B400, B500) verwendet, welche gemäß ÖNORM B 4200-10:1983 bezeichnet und definiert sind. Die wesentlichen Unterschiede zur Definition gemäß aktuell gültiger ÖNORM EN 1992-1-1 beschreibt [19] im Anhang C.2 in den Abmessungen der Probekörper und der Definition der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} . Die charakteristische Würfeldruckfestigkeit f_{cwm} wurde in ÖNORM B 4200-10:1983 an einem Würfel mit 200 mm Kantenlänge ermittelt. Aktuell wird an Zylindern und Würfeln mit 150 mm Kantenlänge geprüft. Für die Umrechnung der Druckfestigkeiten gibt ÖNORM B 4200-10:1996 einen Faktor von 0,93 an. Später legte ÖNORM B 4700:2001 dann den Mittelwert der Betondruckfestigkeit mit $f_{ck} + 7,5 \text{ kN/m}^2$ fest, aktuell wird $8,0 \text{ kN/m}^2$ addiert. Um die charakteristische Druckfestigkeit auf eine einheitliche Basis zu stellen, gibt [19] gemäß der beschriebenen Änderungen die Gleichung 4.1 an.

$$f_{ck} = f_{cm} - 7,5 = (1/0,93) \cdot 0,8 \cdot f_{cwm} - 7,5 = 0,86 \cdot f_{cwm} - 7,5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.1)$$

In Tabelle 4.1 werden die Betongüten des Demonstranten gemäß Gleichung 4.1 umgerechnet und die jeweils zu f_{ck} korrespondierende aktuelle Betonfestigkeitsklasse angegeben.

Tab. 4.1: Umrechnung der Betondruckfestigkeiten gemäß [19] Anhang C.2

Betonfestigkeitsklasse gem. ÖNORM B 4200-10:1983	f_{cwm} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Betonfestigkeitsklasse gem. ÖNORM B 1992-1-1
B300	30	18,3	C16/20
B400	40	26,9	C25/30
B500	50	35,5	C35/45

4.1.1.2 Bewehrungsstahl

Die Bestandsunterlagen weisen für den Bewehrungsstahl des gesamten Gebäudes die Stahlsorte Bst 550 aus. Trotz ähnlich lautender Bezeichnung zur aktuell gültigen Bezeichnung B550 der ÖNORM B4707:2017-06 [20] zeigt ein Vergleich der Werkstoffangaben kleine Unterschiede. Aus dem Anhang C.3 von [19] können die in ÖNORM B4200-7:1987 definierten Werte für Streckgrenze, Zugfestigkeit und E-Modul entnommen werden. Wie in Tabelle 4.2 ersichtlich, sind die beiden Betonstahlsorten Bst 550 und B550B sehr ähnlich und es kann auf die aktuell gültige zurückgegriffen werden, um Bst 550 zu repräsentieren. Aufgrund der geringeren Zugfestigkeit liegt diese Wahl auf der sicheren Seite.

Tab. 4.2: Betonstahlkennwerte gemäß [19] Anhang C.3 und ÖNORM B 4707:2017-06 [20]

Betonstahl- sorte	Streckgrenze [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
Bst 550	550	620	206.000
B550A	550	577	200.000
B550B	550	594	200.000

4.1.1.3 Stahl

Die tragende Struktur des Demonstranten bilden Bauteile aus Stahlbeton. Neben der Bewehrung wird der Werkstoff Stahl jedoch auch in Form von einbetonierten Stahlträgern bei Verbundstützen eingesetzt, siehe Abschnitt 3.4.4.2. Laut Bestandsunterlagen wurde aufgrund der teilweise hohen Belastungen für sämtliche Stahlkerne die Sorte St510 gemäß ÖNORM B 4300-1:1994 eingesetzt. Aus Anhang C.5 der ÖNORM B 4008-1:2018-10 [19] können wieder die entsprechenden Werkstoffkennwerte entnommen und aktuellen Stahlsorten gegenübergestellt werden, siehe dazu Tabelle 4.3. Für die weitere Bemessung wird die aktuell gültige Stahlsorte S355 gewählt.

Tab. 4.3: Stahlkennwerte für $t \leq 40mm$ gemäß [19] Anhang C.5 und EN 10025-2 [21]

Stahl- sorte	Streckgrenze [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
St510	360	510	210.000
S355	355	490	210.000

4.2 Bauteiltypen

Das Modell bildet im Wesentlichen sieben Bauteiltypen ab. Wie diese im Berechnungsmodell berücksichtigt werden, wird in diesem Abschnitt erläutert.

- Tiefgründung mittels Bohrpfählen
- Bodenplatte
- Stahlbeton- und Verbundstützen
- Decken
- Wände
- Unter- und Überzüge
- Fassaden

4.2.1 Tiefgründung mittels Bohrpfähle

Die Modellierung der Tiefgründung und gleichzeitig die Lagerung des Berechnungsmodells erfolgt über Punktlager. Diese werden in der Ebene der Bodenplatte an den Stellen der Bohrpfähle platziert. Um den Effekt der unterschiedlichen Lastverteilung und Setzungen, je nach ausgeführter Pfahlänge, abzubilden, wird auf die Option *Steifigkeit mittels fiktiver Stütze* zurückgegriffen. Diese ermöglicht die automatische Berechnung von Federsteifigkeiten für das Lager anhand von Parametern einer nicht modellierten Stütze. [5] Damit wird berücksichtigt, dass die Punktlagerungen unterschiedliche Nachgiebigkeiten, abhängig der Pfahlgeometrie, besitzen.

4.2.2 Bodenplatte

Die Bodenplatte wird aus mehreren Flächen modelliert, welche verbunden und auf den Punktlagern der Pfahlgründung gelagert sind. Die Dicke der Flächen wird aus den Bestandsunterlagen entnommen. Es wird von einer reinen Pfahlgründung ausgegangen, deshalb wird den Flächen keine Flächenlagerung zugeordnet. Aufgrund der großen Dicke wird die Steifigkeit nicht gemäß Abschnitt 2.2.3.3 reduziert.

4.2.3 Stahlbeton- und Verbundstützen

Sämtliche Stützen werden als Stäbe modelliert und die jeweiligen Querschnitte und Betonsorten zugeordnet. Es wird von Pendelstützen ausgegangen, alle Stäbe erhalten an Stabanfang und -ende Stabendgelenke mit einer sehr geringen Federsteifigkeit von 10 KNm/rad, um Instabilitäten zu vermeiden.

Das Berechnungsprogramm bietet keine direkte Berücksichtigung von Verbundstützen. Jedoch besteht die Möglichkeit, über die von *Dlubal* ebenfalls angebotene und in RFEM eingebundene Software *R-Section* eigene Querschnitte zu erstellen und im Berechnungsmodell Stäben zuzuweisen. Um die Querschnittskennwerte der Verbundstützen richtig abzubilden, wurden diese nach den Angaben der Bestandsunterlagen in *R-Section* modelliert und in der Bemessung berücksichtigt.

4.2.4 Decken

Ähnlich zur Bodenplatte werden Decken als Flächen modelliert. Die Lagerung erfolgt einerseits über die jeweils darunter angeordneten Stützen (gelenkig gelagert durch Stabendgelenke) und andererseits an den Wänden des Gebäudekerns. Die Anschlüsse zwischen Decken- und Wandflächen werden dabei über Liniengelenke gelenkig modelliert, da durch die unterschiedlichen Steifigkeiten und geringen Anschlussbewehrungen meist keine Einspannungen vorliegen.

Durch die punktuelle Lagerung der Deckenflächen auf den Stützenstäben und einspringende Ecken an den Anschlüssen zu den Kernwänden, können bei der Bemessung Singularitäten auftreten, siehe dazu Kapitel 2.1. Da diese lokalen Spannungsspitzen für die weitere Bauteilbemessung nicht ausschlaggebend sind, werden an diesen Stellen Flächenergebnisanpassungen angeordnet. [31] Dabei werden zwei verschiedene Mechanismen genutzt:

1. Mittelung der Ergebnisse: In einem definierten Bereich werden die Flächenergebnisse gemittelt und so die Ergebnisspitze geglättet. Dies eignet sich für einspringende Ecken, die Fläche wird mit dem Radius der doppelten Flächendicke gewählt, d.h. 50 cm.
2. Nullsetzen der Ergebnisse: In einem definierten Bereich werden die Flächenergebnisse zu null gesetzt. Dies eignet sich für übereinander liegende Stützen oder Wände. Der Bereich wird gleich der Größe der betreffenden Bauteile gewählt.

An allen Punkten mit Stützenanschlüssen werden die Ergebnisse mit (2) angepasst, alle Ecken mit (1). Für die Bauteilbemessung wird die maßgebende Decke aus dem Gesamtsystem herausgelöst und als an den Wänden und Stützen gelenkig gelagerte Platte bemessen. Die Federsteifigkeiten der Auflager werden von RFEM automatisch aufgrund der Angabe von Querschnitt und Höhe der darunter liegenden Bauteile berechnet. Dadurch werden Einspannungen und Zwänge aus dem Gesamtsystem vermieden.

4.2.5 Wände

Wände werden wie Decken ebenfalls als Flächen modelliert. Da die Flächendicken über die Gebäudehöhe abgemindert sind und eine Wandseite meist keinen Sprung aufweist, tritt mit jeder

Dickenänderung auch ein Sprung in der Schwerachse auf. Dieser Umstand wird in der Modellierung durch Flächenexzentrizitäten berücksichtigt. So können sämtliche übereinanderliegende Flächen in einer Ebene modelliert, die Schwerachsen dann aber richtig platziert werden.

Um die Steifigkeit des Gesamtmodells nicht zu überschätzen, werden Türöffnungen nicht mittels Durchbrüchen modelliert, sondern in diesen Bereichen keine Wandflächen platziert. Die Türstürze werden über exzentrisch angeordnete Stäbe in Deckenebene berücksichtigt.

4.2.6 Unter- und Überzüge

Sämtliche Unter- und Überzüge sind als stabförmige Elemente des Typs *Rippenstab* modelliert. Dieser berücksichtigt, neben den Angaben für Balkenstäbe, die richtige Anordnung gegenüber dem anschließenden Bauteil (meist Decken) als Exzentrizität. Außerdem sind weitere Einstellungen für die anschließende Bemessung als Plattenbalken nach EC 2 möglich, wie die Definition oder automatische Berechnung der effektiven Breiten der Plattenbalkenflansche. [5]

4.2.7 Fassaden

Wie in Abschnitt 3.4.4 erläutert, sind zwei Fassadenarten zu berücksichtigen. Da es sich um nichttragende Elemente handelt, sind diese für die Tragstruktur nicht relevant, sehr wohl aber deren Eigengewicht und die darauf angreifenden Windlasten. RFEM 6 bietet dafür die sogenannten Lastübertragungsflächen an. Dabei werden Flächen ohne Steifigkeit erzeugt, die lediglich dazu genutzt werden, darauf angesetzte Flächenlasten nach voreingestellten Regeln auf die Ränder oder integrierte Objekte zu übertragen. [5]

Im Gebäudemodell werden diese an allen Stellen modelliert, an denen sich Fassadenelemente, aber keine tragenden Bauteile befinden, zum Beispiel die Fensterflächen zwischen Parapet und Decken oder das Fensterband im Gebäudekern.

4.3 Lastaufstellung und -ansatz am digitalen Gebäudemodell

Im folgenden Abschnitt werden die einzelnen Lastfälle und darin angesetzten Lasten erläutert. Außerdem erfolgt die Einteilung in die jeweiligen Einwirkungskategorien nach ÖNORM EN 1990:2013-03-15 [22] für die Bildung von Lastkombinationen.

Das Berechnungsprogramm bietet dafür Kombinationsassistenten an, mit denen aus den angelegten Lastfällen automatisch die gemäß Eurocode erforderlichen Lastkombinationen gebildet werden.

4.3.1 Lastfall 1: Ständige Lasten - Eigengewicht

Das Tragwerksmodell beinhaltet die wesentlichen tragenden Bauteile des Gebäudes, deren Eigengewicht in diesem Lastfall automatisch berücksichtigt wird. Sämtliche Lasten durch nichttragende Bauteile werden hier durch zusätzliche Einzel- und Flächenlasten berücksichtigt. Zur besseren Übersicht wird das Eigengewicht der Fassaden im zusätzlichen Lastfall 2 angesetzt. Gemäß Bestandsunterlagen werden folgende Flächenlasten übernommen und entsprechend am Modell berücksichtigt, vgl. Abbildung 4.1:

- Fußbodenaufbau: 2,5 kN/m² (auf alle Decken in Innenräumen; keine Angaben zu Aufbauten)
- Terrassenaufbau: 4,5 kN/m² (auf alle Terrassen und Flachdächer; 5 cm Belag, 5 cm Kies, 10 cm i.M. Gefällebeton)

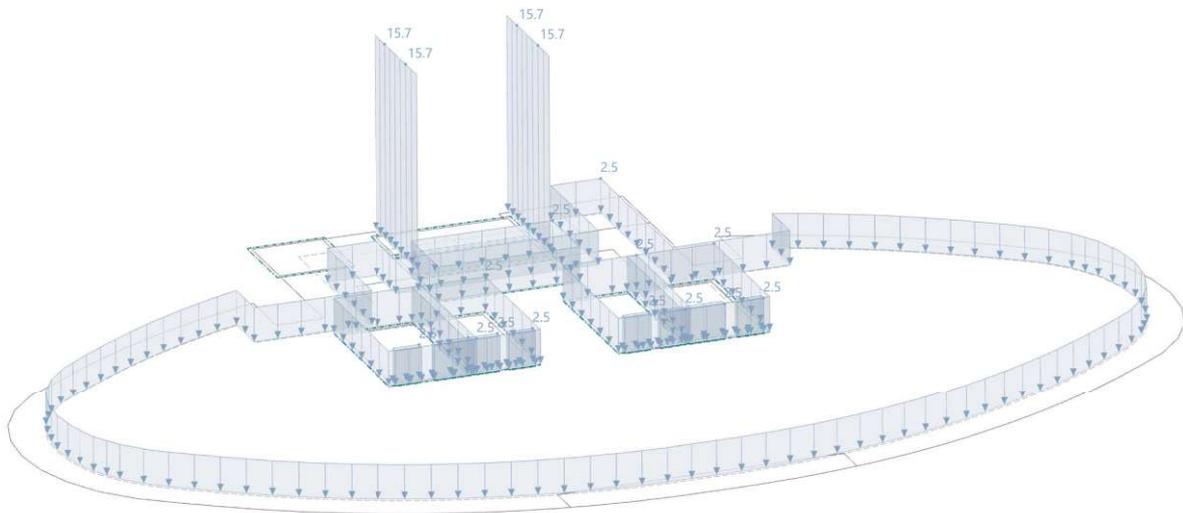


Abb. 4.1: angesetzte Lasten im Lastfall 1, Ansicht Regelgeschoss

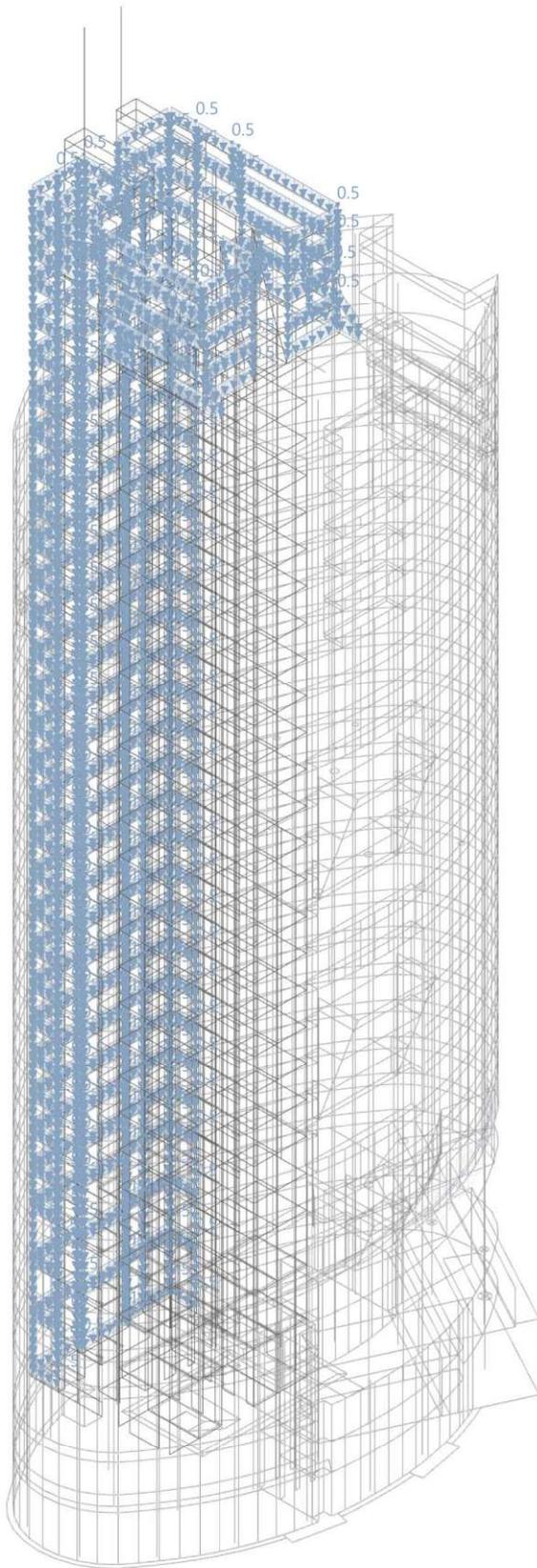
4.3.2 Lastfall 2: Ständige Lasten - Eigengewicht Fassade

Dieser Lastfall bildet einen Zusatz zu Lastfall 1, um eine bessere Übersicht über die angesetzten Flächenlasten zu gewährleisten. Lastfall 1 und 2 werden immer zusammen angesetzt. Gemäß Bestandsunterlagen gelten folgende Eigenlasten der Fassaden:

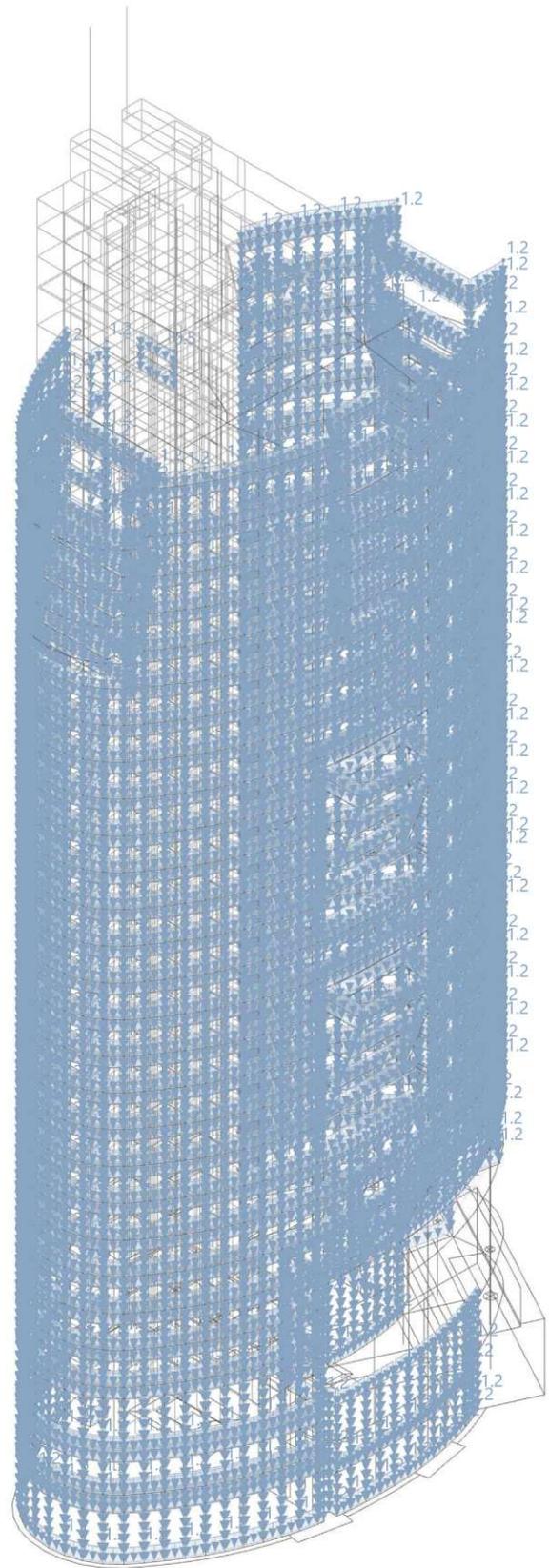
- Glasfassade: $1,2 \text{ kN/m}^2$ (auf Lastübertragungsflächen und Parapete des ovalen Gebäudeteils)
- Ziegelfassade: $0,5 \text{ kN/m}^2$ (auf alle Außenwände des Gebäudekerns)
- Fensterband*: $0,5 \text{ kN/m}^2$ (auf das vertikale Fensterband des Gebäudekerns)

*Da Angaben zum Eigengewicht des vertikalen Fensterbandes im Gebäudekern fehlen, wird eine Flächenlast angenommen und auf die entsprechenden Lastübertragungsflächen angesetzt.

Die folgende Abbildung 4.2 zeigt die Bereiche des Lastangriffs am Gesamtmodell.



(a) Lastfall 2: Eigengewicht Glasfassade



(b) Lastfall 2: Eigengewicht Ziegelfassade

Abb. 4.2: angesetzte Lasten im Lastfall 2

4.3.3 Lastfall 3: Nutzlasten Kategorie B: Büroflächen (Volllast)

In diesem Lastfall werden sämtliche Lasten der Nutzungskategorie B2: Büroflächen in Bürogebäuden gemäß nationalem Anwendungsdokument des EC1 [14] angesetzt. Die Tabelle 3 in Abschnitt 8.2.1.2 gibt dafür eine charakteristische Flächenlast von $3,0 \text{ kN/m}^2$ vor. Zusätzlich ist die Fußnote a zu beachten, in der Lasterhöhungsfaktoren Δq_k für Balkone ($2,0 \text{ kN/m}^2$) und Loggien ($1,0 \text{ kN/m}^2$) vorgeschrieben werden.

Im digitalen Gebäudemodell sind lediglich tragende Elemente abgebildet. Nichttragende Innenwände müssen daher als zusätzliche Lasten berücksichtigt werden. Beträgt das Eigengewicht dieser Trennwände bis zu 3 kN/m und ist eine Querverteilung der Lasten durch die Decke möglich, kann das zusätzliche Gewicht gemäß Grunddokument des EC1 [23] Punkt 6.3.1.2(8) als gleichförmig verteilte Flächenlast der Nutzlast zugeschlagen werden (in Österreich häufig *Zwischenwandzuschlag* genannt). Diese ist abhängig vom möglichen Bereich des Eigengewichts der eingesetzten Trennwände und wird für die vorliegende Arbeit mit $1,0 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Die Abbildung 4.3 zeigt die angesetzten Flächenlasten für das Regelgeschoss am digitalen Gebäudemodell.

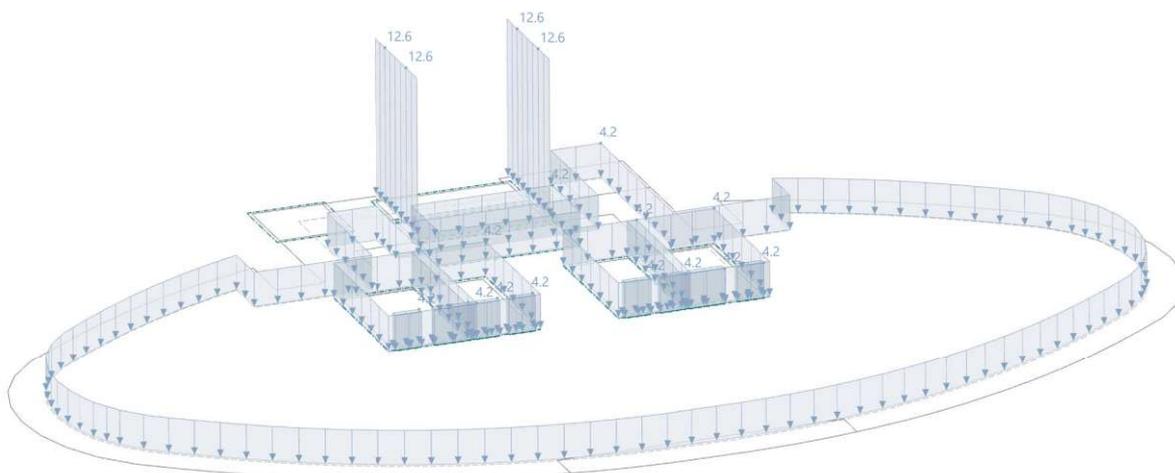


Abb. 4.3: angesetzte Lasten im Lastfall 3, Ansicht Regelgeschoss

4.3.4 Lastfall 4: Nutzlasten Kategorie B: Büroflächen (abgemindert gem. EC 1)

Der Lastfall 4 stellt den Lastfall 3 mit teilweise abgeminderten Flächenlasten dar. Gemäß ÖNORM EN/B 1991-1-1 [14] Punkt 6.3.1.2(11) dürfen Lasten der Nutzungskategorie A bis D für die Bemessung von Stützen und Wänden abgemindert werden, wenn diese in mehreren Stockwerken vorkommen. Dafür wird ein Abminderungsbeiwert α_n berechnet und damit die angesetzte NL verringert (Gleichung (4.2)).

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad (4.2)$$

In Gleichung (4.2) beschreibt n die Anzahl der Stockwerke oberhalb der belasteten Stützen und Wände mit der gleichen Nutzungskategorie ($n > 2$) und ψ_0 einen Kombinationsbeiwert nach ÖNORM EN 1990 [22], Anhang A.1, Tabelle A.1.1., welcher für die Nutzungskategorie B mit $0,7$ festgelegt wird.

Für den vorliegenden Demonstranten bedeutet Gleichung (4.2) eine Abminderung der Nutzlasten Büroflächen (Kategorie B) in den Geschossen E+1 bis E+24 um den Faktor $0,726$ für die Belastung der Stützen und Wände in den Geschossen unter E+1, siehe Gleichung 4.3.

$$\alpha_{n=24} = \frac{2 + (24 - 2) \cdot 0,7}{24} = 0,726 \quad (4.3)$$

$$NL_{LF4} = NL_{LF3} \cdot \alpha_{n=24} = 3,0 \cdot 0,726 = 2,18 \text{ kN/m}^2 \quad (4.4)$$

Die gemäß Gleichung 4.4 abgeminderten NL werden dann wieder, entsprechend ihrer jeweiligen Lage, mit den Lasterhöhungsfaktoren Δq_k für Balkone und Loggien, sowie dem Trennwandzuschlag beaufschlagt.

4.3.5 Lastfall 5: Nutzlasten Technik

In den relevanten Normen für Lastannahmen in Österreich, speziell in EC 1, sind keine Nutzlastwerte für Technikräume vorgeschrieben. Diese müssen frühzeitig im Planungsprozess eines Projektes individuell definiert werden. Für die vorliegende Arbeit werden die angesetzten Lasten der Technikbereiche aus der Bestandsstatik des Demonstranten übernommen. Diese sieht eine pauschale Flächenlast von 5 kN/m² vor. Die Abbildung 4.4 zeigt das digitale Gebäudemodell mit den Lastbereichen der Regelgeschosse des Lastfalls 5.

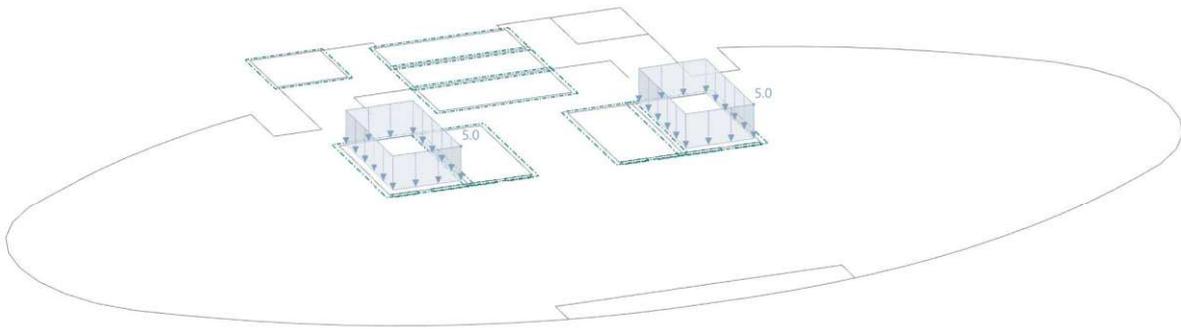


Abb. 4.4: angesetzte Lasten im Lastfall 5, Ansicht Regelfgeschoss

4.3.6 Lastfall 6: Nutzlasten Kategorie H: Flachdächer

Sowohl der ovale Gebäudeteil, als auch der etwas höhere Gebäudekern schließen mit einem Flachdach ab. Diese können zu Wartungszwecken betreten werden, stellen jedoch keine frei zugänglichen Dachterrassen dar. Damit fallen diese Flächen gemäß EC1 [23] in die Nutzlastkategorie H (Nicht zugängliche Dächer außer für übliche Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen). Der nationale Anhang [14] schreibt dafür in Abschnitt 8.2.4 eine Flächenlast von 1,0 kN/m² vor, welche auf eine maximale Fläche von 18 m² in ungünstigster Position angesetzt werden soll.

Da am Flachdach des ovalen Gebäudeteils ein Fassadenreinigungsgerät auf Schienen betrieben wird, diese Lasten jedoch nicht gesondert berücksichtigt werden, wird die gesamte Dachfläche mit der oben angegebenen Flächenlast beaufschlagt. Abbildung 4.5 zeigt den Lastfall 6 am digitalen Gebäudemodell.

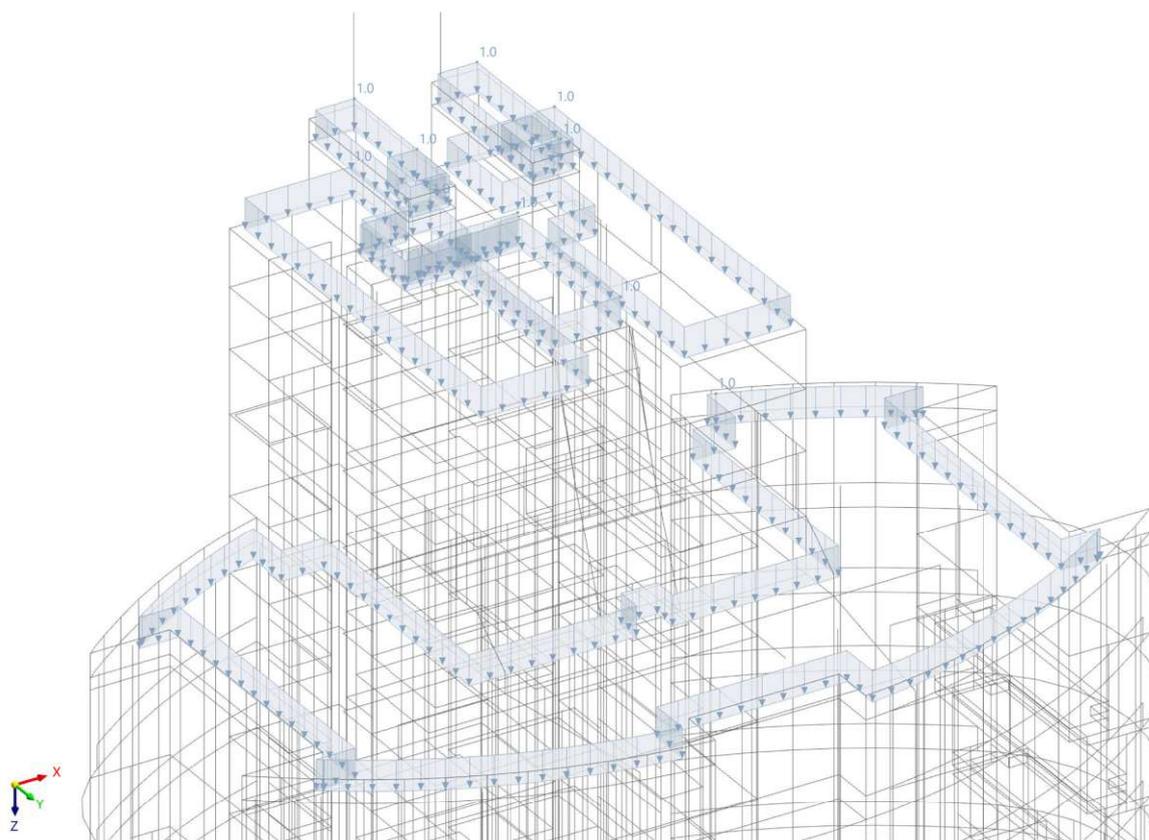


Abb. 4.5: angesetzte Lasten im Lastfall 6

4.3.7 Lastfall 7: Schneelasten

Auf allen horizontalen Flächen im bewitterten Außenbereich sind Schneelasten gemäß ÖNORM EN 1991-1-3:2016-01 [24] anzusetzen. Diese sind einerseits von der vorhandenen Dachflächenform und andererseits vom Standort des Gebäudes abhängig. Grundlage für die zu berechnende Last am Dach ist die charakteristische Schneelast am Boden s_k . Zahlenwerte dafür sind in der Datenbank HORA des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft für jeden Ort in Österreich online abrufbar. Für den Standort des Demonstranten beträgt $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$.

Um die anzusetzende Schneelast am Dach zu ermitteln, schreibt [24] in Punkt 5.2(3) die Berücksichtigung folgender drei Faktoren vor, mit denen s_k multipliziert werden muss:

- Formbeiwert μ_i zur Berücksichtigung der Dachform
- Umgebungskoeffizient C_e zur Berücksichtigung unterschiedlicher Geländegegebenheiten
- Temperaturkoeffizient C_t zur Berücksichtigung von Schneeschmelzen auf Dächern mit hohem Wärmedurchgang (z.B. Glasdächern)

Das nationale Anwendungsdokument ÖNORM B 1991-1-3:2022-05 [15] definiert C_e und C_t pauschal mit 1,0 (ausgen. Kulturgewächshäuser und fliegende Bauten). Die Formbeiwerte für Österreich sind, abhängig vom Neigungswinkel der Dachfläche, in Abschnitt 9.2.1.2 Tabelle 2 geregelt.

Bei allen betroffenen Dachflächen des Demonstranten handelt es sich um Flachdächer. Darum wird der Formbeiwert gemäß [15] mit 0,8 gewählt. Die anzusetzende Schneelast ergibt sich somit gemäß Gleichung 4.5 zu $0,56 \text{ kN/m}^2$.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

In Abbildung 4.6 ist das digitale Gebäudemodell mit den angesetzten Schneelastbereichen dargestellt.

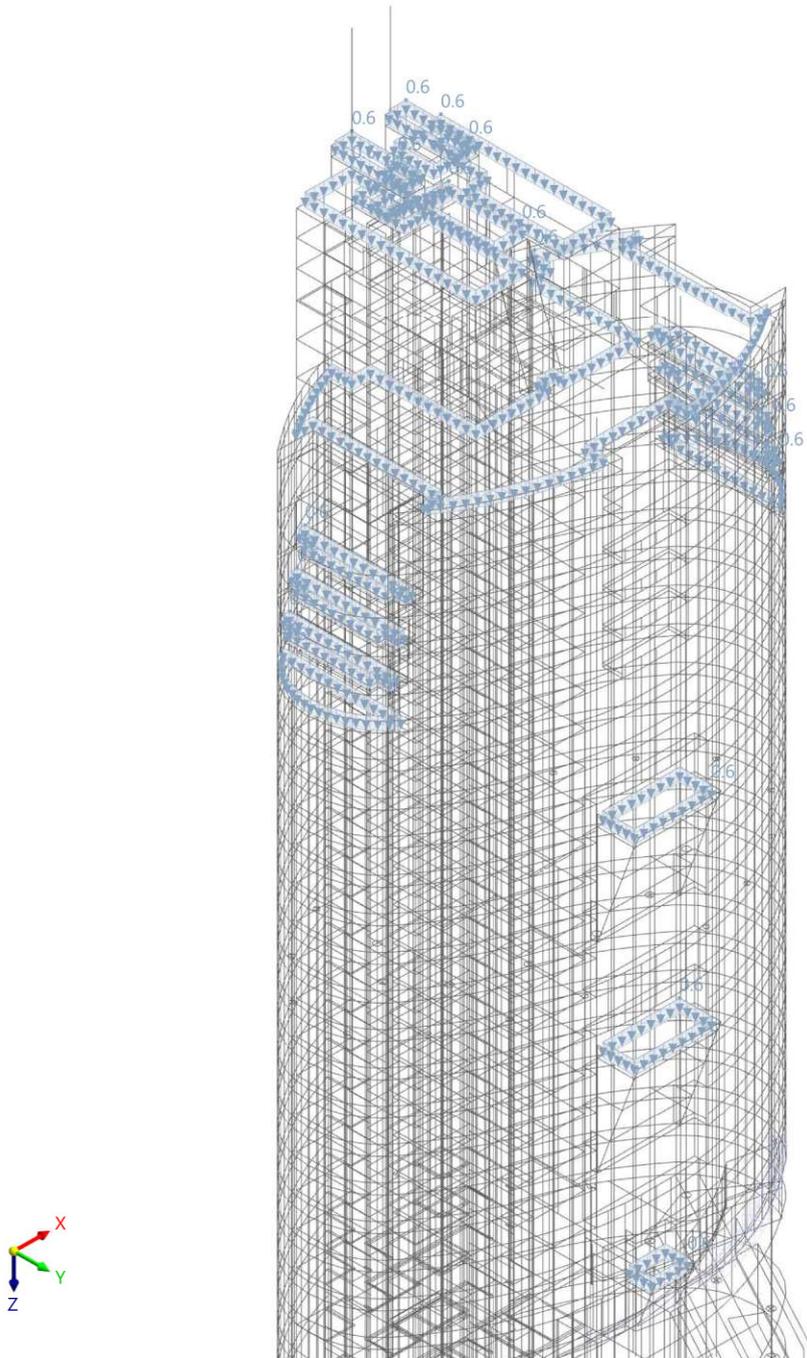


Abb. 4.6: angesetzte Lasten im Lastfall 7

4.3.8 Lastfall 8 & 9: Windlasten in +X (Querseite) und +Y (Längsseite)

Wie bereits in Abschnitt 2.2 beschrieben, weist die ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [25] für den gegebenen Grundriss kein Modell zur Ermittlung der Windlasten auf, und es muss sich mit weiteren Annahmen (für Lastfall 8 der Bestandsstatik folgend) oder experimentellen Untersuchungen (Windlastsimulation für den Lastfall 9) geholfen werden.

4.3.8.1 Ermittlung der Windbelastung am Standort

Eine Abfrage der Windbelastung am Projektstandort von HORA ergab einen Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit v_{b0} von 27,0 m/s und einen Referenzwert des Geschwindigkeitsdruckes q_{b0} von 0,46 m/s. Die Geländekategorie wird mit GK II gewählt, was der Geländeform I gemäß ÖNORM B 4014-1, der zum Planungszeitpunkt des Demonstranten gültigen Norm, entspricht.

Die Basisgeschwindigkeit v_b berechnet sich mit Gleichung (4.1) in [25] durch Multiplikation zweier Faktoren. Diese sind gemäß nationalem Anhang [16] mit 1,0 festgelegt, womit $v_b = v_{b0}$ gilt. Abschnitt 6.3.2.1 von [16] gibt die Berechnung des Spitzengeschwindigkeitsdruckes für die Geländekategorie II an. Dieser wird gemäß Gleichung 4.6, abhängig von der Bezugshöhe z_e ermittelt und gilt dann konstant für bestimmte Höhenabschnitte, welche gemäß Bild 7.4 des Grunddokuments [25] abhängig von h und b definiert werden.

$$q_p = 2,1 \cdot \frac{z_e}{10} \cdot 0,24 \cdot q_{b0} \quad (4.6)$$

Die maßgebenden Außenwinddrücke w_e (es wird von einer geschlossenen Gebäudehülle ausgegangen) ergeben sich für jeden Abschnitt mit den jeweiligen Außendruckbeiwerten $c_{pe,10}$ zu

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} \quad (4.7)$$

4.3.8.2 Lastfall 8: Windlasten in +X (Querseite)

Die angeströmte Schmalseite des Demonstranten wird mit den Berechnungsannahmen der Bestandsstatik ermittelt. Darin wird eingangs angenommen, dass *"[...] der Gesamtfaktor c nicht größer als der dem Gebäude umschriebenen Rechtecks sein kann, sich jedoch die resultierende Windlast sich Richtung Stiegenhaus verschiebt."* Der Staudruck des Treppenhauses wird mit dem Faktor 1,5 erhöht, auf der anderen Seite entsprechend verringert und die ovale Form berücksichtigt.

Gemäß Tabelle 5 des nationalen Anhangs [16] ergibt sich c mit $h/b = 1,98$ und $d/b = 0,65$ zu $c_{lww} = 0,8$ für die Luvseite und $c_{lee} = -0,45$ für die Leeseite. Für die Treppenhausbreite von 5 m wird c jeweils mit 1,5 multipliziert, es berechnen sich $c_{lww,TH} = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2$ und $c_{lee,TH} = -0,45 \cdot 1,5 = -0,675$. Der rechte Ovalabschnitt wird entsprechend verringert. Um die günstige Form der Ovalseite auf die Druckbeiwerte zu berücksichtigen, kann diese vereinfachend als Kreiszyylinderseite betrachtet werden und mit der Vorgangsweise in Abschnitt 2.2.3.5 ein Abminderungsbeiwert von 0,67 berechnet werden. Somit ergeben sich die Druckbeiwerte der Ovalseite nach Gleichung 4.8 und 4.9.

$$\begin{aligned} c_{lww,oval} &= 0,64 \cdot \frac{b \cdot c_{lww} - b_{TH} \cdot c_{lww,TH} - (b - b_{TH} - b_{oval}) \cdot c_{lww}}{b_{oval}} \\ &= 0,64 \cdot \frac{30 \cdot 0,8 - 5 \cdot 1,2 - (30 - 5 - 12,5) \cdot 0,8}{12,5} = 0,41 \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned}
c_{lee,oval} &= 0,64 \cdot \frac{b \cdot c_{lee} - b_{TH} \cdot c_{lee,TH} - (b - b_{TH} - b_{oval}) \cdot c_{lee}}{b_{oval}} \\
&= 0,64 \cdot \frac{30 \cdot -0,45 - 5 \cdot -0,675 - (30 - 5 - 12,5) \cdot -0,45}{12,5} = -0,23
\end{aligned} \tag{4.9}$$

Die zu betrachtenden Höhenabschnitte für diese Seite ergeben sich mit $h > 2b$ und Bild 7.4 des Grunddokuments [25] zu vier Teile. Der erste und letzte Abschnitt ist jeweils mit b zu wählen, dazwischen ist beliebig aufzuteilen.

Die anzusetzenden Winddrücke für das statische Modell können nun mit Gleichung 4.7 berechnet werden und sind in den Tabellen 4.4 und 4.5 angegeben. Die Abbildung 4.7 zeigt das digitale Gebäudemodell als Grundriss eines Regelgeschosses im Lastfall 8. Aus Symmetriegründen wird die Gegenrichtung nicht angesetzt.

Tab. 4.4: Zusammenstellung der luvseitigen Windlasten $w_{luv,i}$ im Lastfall 8

Abschnitt	Höhe [m]	z_e [m]	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	w_i		
				$c_{luv,TH} = 1,20$ [kN/m ²]	$c_{luv} = 0,80$ [kN/m ²]	$c_{luv,oval} = 0,64$ [kN/m ²]
1	0-25	25	0,58	0,70	0,46	0,37
2	25-45	45	1,04	1,25	0,83	0,67
3	45-66	66	1,53	1,84	1,22	0,98
4	66-91	91	2,11	2,53	1,69	1,35

Tab. 4.5: Zusammenstellung der leeseitigen Windlasten $w_{lee,i}$ im Lastfall 8

Abschnitt	Höhe [m]	z_e [m]	$q_p(z_e)$ [kN/m ²]	w_i		
				$c_{lee,TH} = -0,675$ [kN/m ²]	$c_{lee} = -0,45$ [kN/m ²]	$c_{lee,oval} = -0,36$ [kN/m ²]
1	0-25	25	0,58	-0,25	-0,17	-0,13
2	25-45	45	1,04	-0,45	-0,30	-0,24
3	45-66	66	1,53	-0,66	-0,44	-0,35
4	66-91	91	2,11	-0,91	-0,61	-0,49

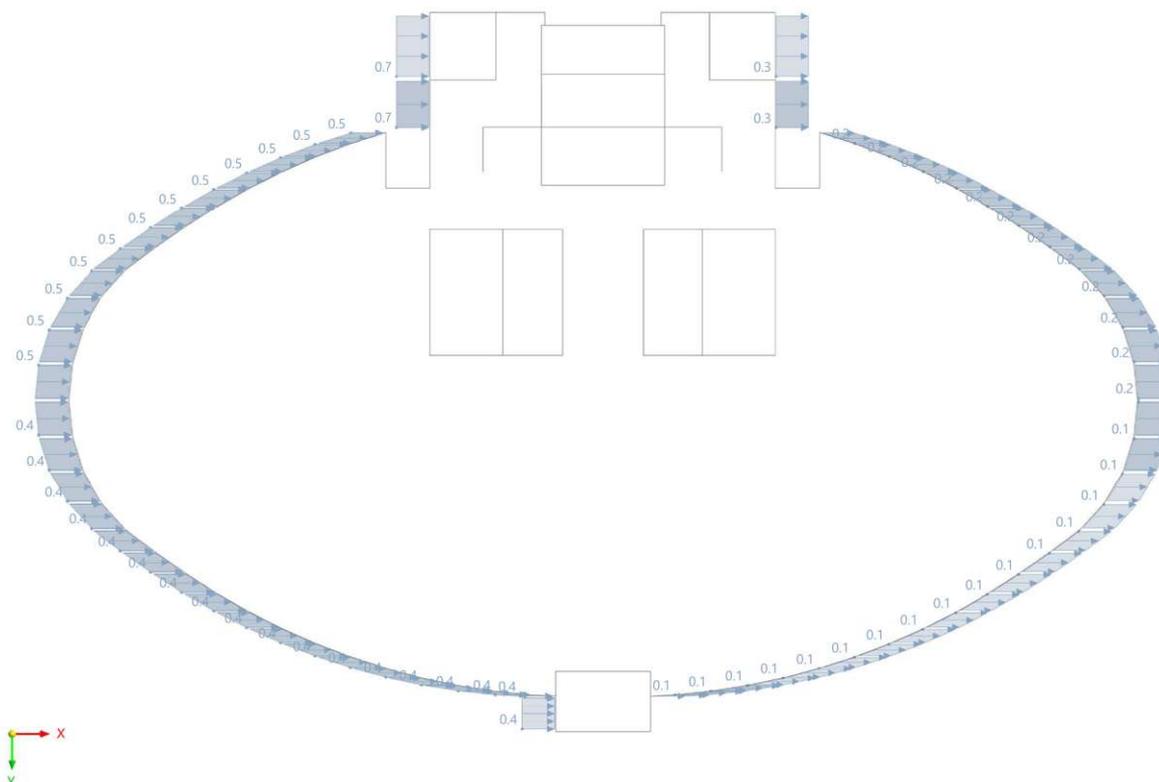


Abb. 4.7: angesetzte Lasten im Lastfall 8, Grundriss Regelgeschoss

4.3.8.3 Lastfall 9: Windlasten in +Y (Längsseite)

Die angeströmte Längsseite des Demonstranten weist durch die größere Breite b und der vornehmlich flachen Winkel der Flächen zur Anströmebene eine deutlich größere Exposition auf, als die Querseite. Darum sollte dieser Lastfall sorgfältig untersucht werden. Die Bestandsstatik teilt den gegebenen Grundriss in zwei Bereiche auf und weist diesen zu den vorhandenen Krümmungen ähnliche Kreiszyylinder zu. Damit werden dann Druckbeiwerte analog zur Vorgangsweise in 2.2.3.5 ermittelt. Durch Multiplikation mit $\cos(\alpha)$ werden nur die Anteile in Windrichtung berücksichtigt.

Für die vorliegende Arbeit wird, wie in Kapitel 2.2 beschrieben, eine Windsimulation durchgeführt und deren Ergebnisse für diesen Lastfall verwendet. Das Gebäudemodell wird vereinfacht, das Windprofil für den gegebenen Standort nach EC 1-4 [25] definiert, die Simulation durchgeführt, als Ergebnis die c_p -Koeffizienten eines Gebäudeschnittes ausgelesen und damit die resultierenden Außenwinddrücke für die jeweiligen Höhenabschnitte berechnet. Abbildung 4.8 zeigt das definierte Windgeschwindigkeitsprofil (ansteigende Windgeschwindigkeit über die Gebäudehöhe) und das Turbulenzintensitätsprofil (abnehmende Turbulenzintensität mit der Höhe über Boden) gemäß ÖNORM EN/B 1991-1-4 für den vorliegenden Standort.

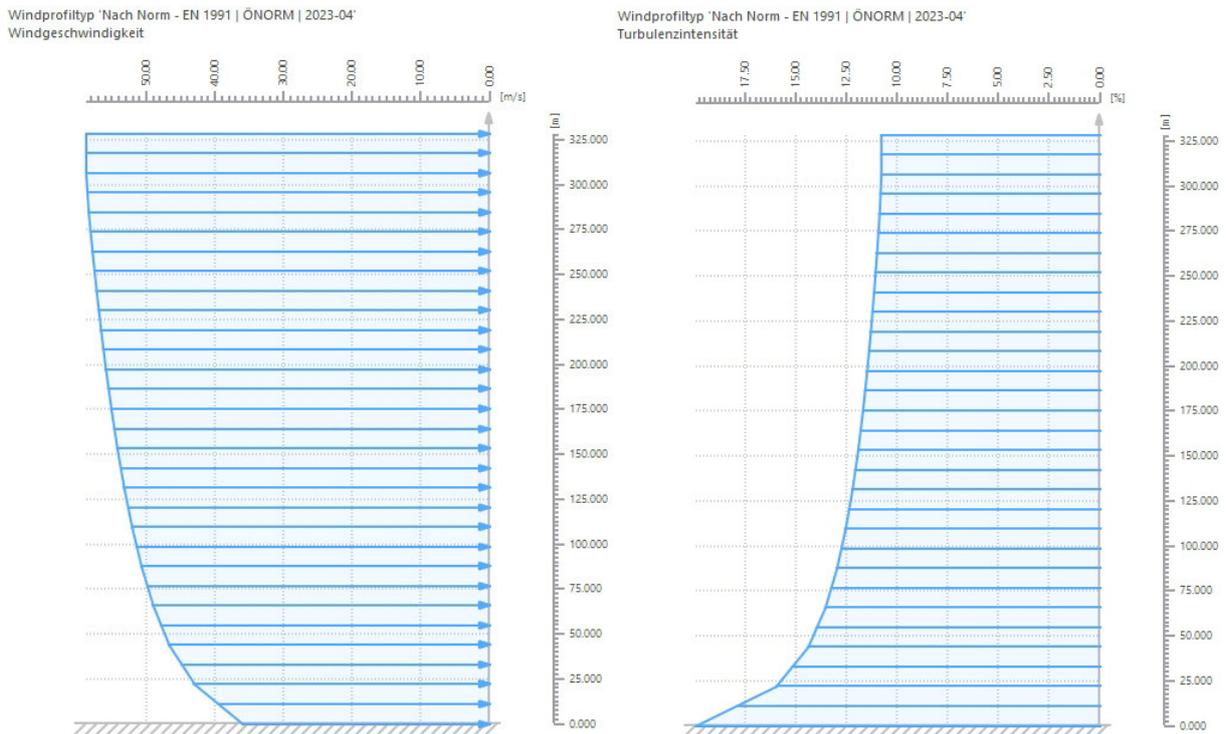


Abb. 4.8: definiertes Windgeschwindigkeitsprofil und Turbulenzintensitätsprofil gemäß ÖNORM EN/B 1991-1-4 für die Windsimulation

Mit den gegebenen Randbedingungen wird die Windsimulation in *RWIND* durchgeführt. Abbildung 4.9 zeigt das sich einstellende Strömungsfeld um das Gebäude, Abbildung 4.10 die daraus resultierenden c_p -Koeffizienten an der Gebäudehülle, die das Verhältnis von Staudruck zu vorhandenem Druck beschreiben. In der Mitte des Gebäudes am Anströmpunkt ist $c_p = 1,0$, negative Werte stellen Sogkräfte dar. In Tabelle 4.6 sind die ausgelesenen c_p -Koeffizienten und die dazugehörigen Winddrücke je Fassadensegment dargestellt. Zum besseren Handling werden in den stetigeren Bereichen Mittelwerte gebildet. Die Höhenverteilung wird wieder über Abschnitte vorgenommen. Für diese Seite ergeben sich mit $b < h \leq 2b$ und Bild 7.4 des Grunddokuments [25] zwei Teile, der erste Abschnitt ist mit b zu wählen. Abbildung 4.11 zeigt das digitale Gebäudemodell als Grundriss eines Regelgeschosses im Lastfall 9.

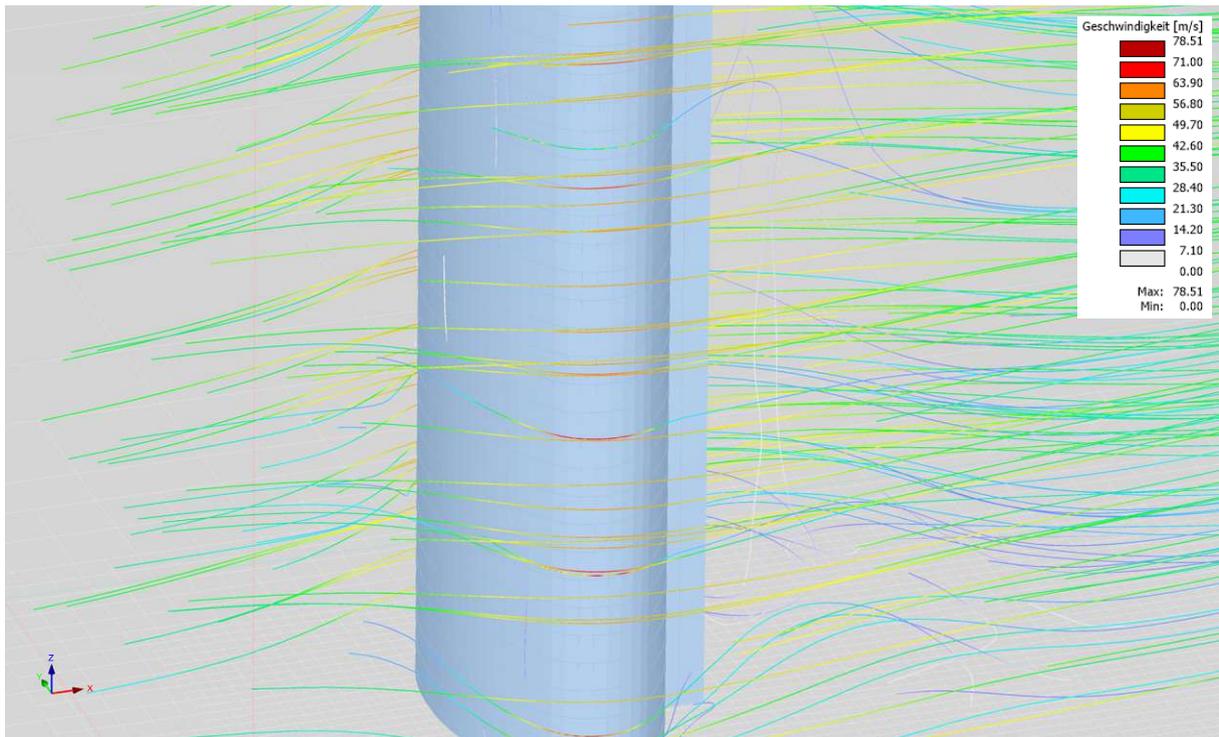


Abb. 4.9: Strömungsfeld um das vereinfachte Gebäudemodell im digitalen Windkanal

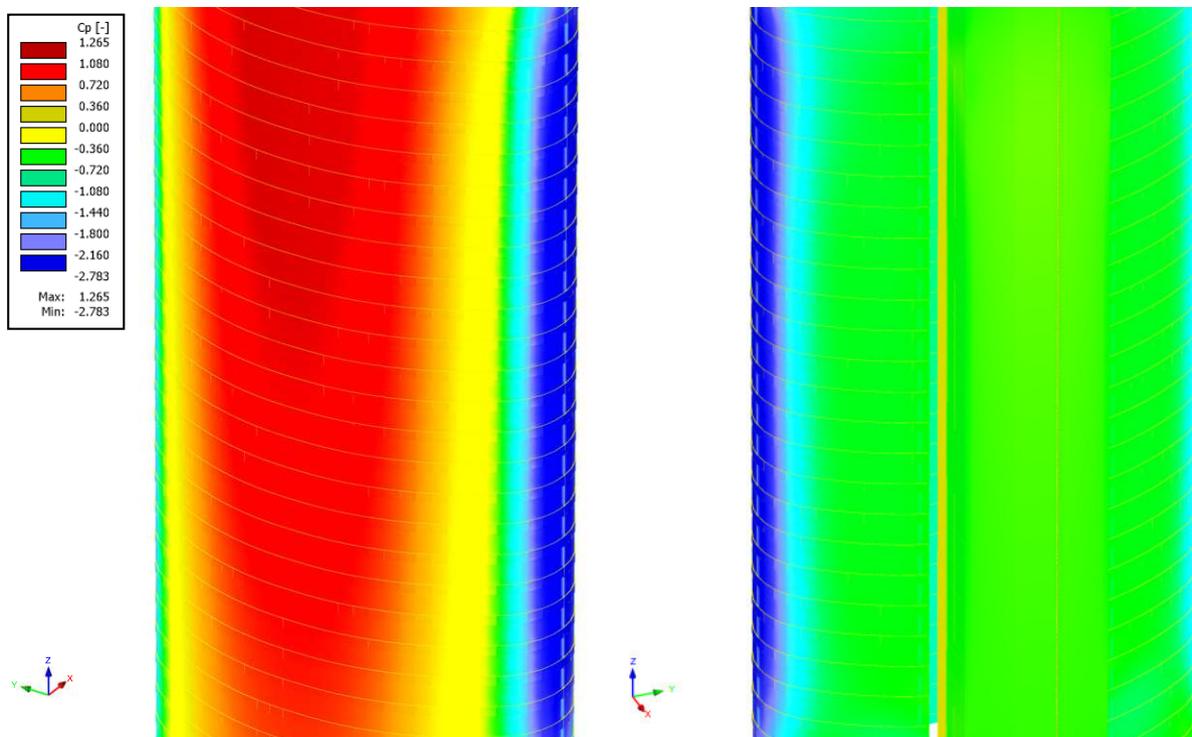


Abb. 4.10: Ergebnis der Windsimulation, c_p -Koeffizienten an der luvseitigen (links) und leeseitigen (rechts) Gebäudefront

Tab. 4.6: Ermittlung Winddrücke w_i über c_p -Koeffizienten der Windsimulation

		Abschnitt		1	2
		Höhe	[m]	0-46	46-91
		z_e	[m]	46	91
		$q_p(z_e)$	[kN/m ²]	1,07	2,11
	Segment	c_p	$c_{p,m}$	w_i	
0°		[-]	[-]	[kN/m ²]	
	1	1,03			
	2	1,02	1,01	1,09	2,14
	3	0,99			
	4	0,95			
	5	0,90	0,89	0,96	1,89
	6	0,83			
	7	0,74			
	8	0,63	0,63	0,67	1,33
	9	0,51			
	10	0,35			
	11	0,17	0,17	0,19	0,36
	12	-0,01			
	13	-0,27	-0,54	-0,58	-1,13
	14	-0,80			
	15	-1,51	-1,51	-1,62	-3,19
	16	-2,14	-2,14	-2,29	-4,52
	17	-2,51	-2,51	-2,68	-5,30
90°	18	-2,64	-2,64	-2,82	-5,57
	19	-2,57	-2,57	-2,75	-5,43
	20	-2,26	-2,26	-2,42	-4,77
	21	-1,87	-1,87	-2	-3,95
	22	-1,33	-1,33	-1,42	-2,81
	23	-0,94			
	24	-0,70	-0,82	-0,88	-1,73
	25	-0,60			
	26	-0,59	-0,59	-0,64	-1,26
	27	-0,59			
	28	-0,59			
	29	-0,58	-0,58	-0,62	-1,22
180°	30	-0,56			

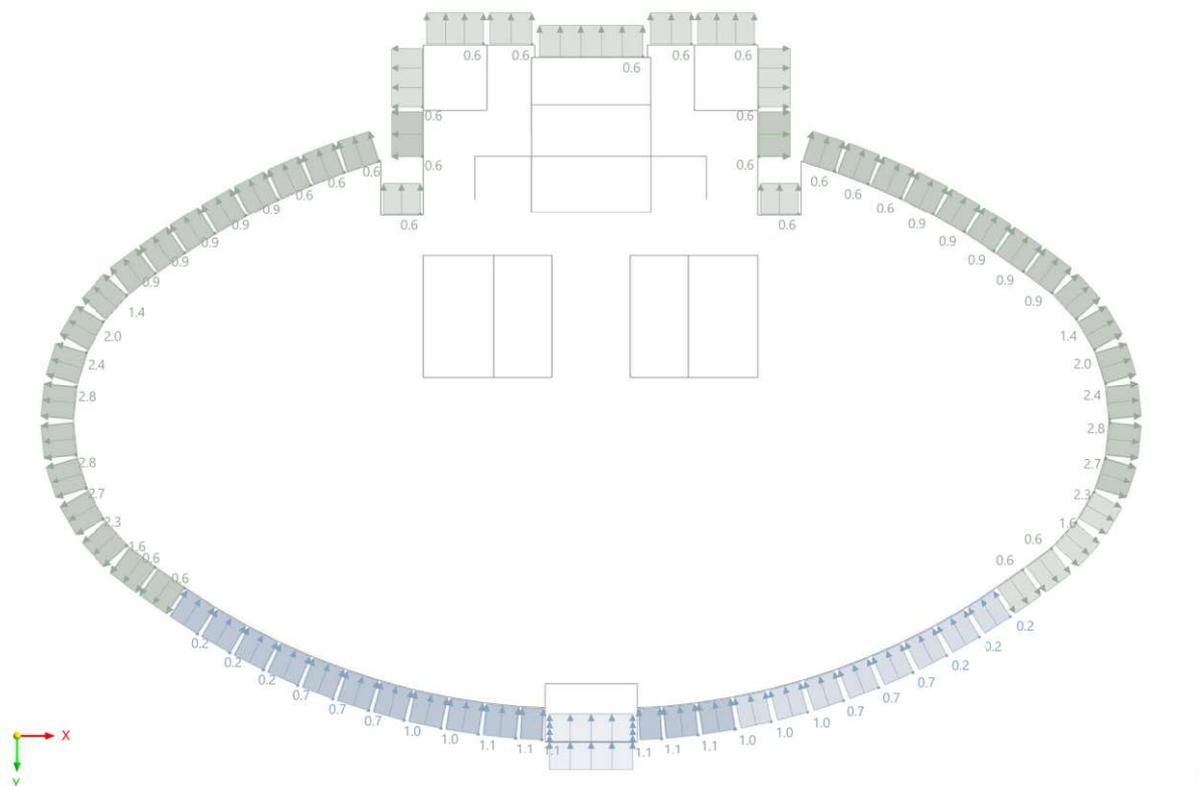


Abb. 4.11: angesetzte Lasten im Lastfall 9, Ansicht Regelgeschoss

4.3.9 Lastfall 10 & 11: Erdbebenlasten: Modalanalyse und Antwortspektrenverfahren

Neben den Windlasten stellen Erdbebenlasten die wesentlichen horizontalen Einwirkungen auf das Gebäude dar. Einer der großen Vorteile der digitalen Abbildung der Gesamtstruktur ist die annähernd automatisierte Durchführung des gesamten Berechnungsablaufs zur Ermittlung normgemäßer Erdbebenlasten und deren Auswirkung auf die Bauteile. Für den Demonstrant wurde die im Abschnitt 2.2.3.6 beschriebene Vorgangsweise durchgeführt, um eine Ergebniskombination für die Bauteilnachweise zu erhalten. Im diesem Abschnitt werden die getätigten Einstellungen in Form von Screenshots der jeweiligen Programmoberflächen dargestellt.

Ausgangspunkt ist, wie bei den Schneelasten, die Datenbank HORA, aus der die für den Projektstandort maßgebende Erdbebenzone (Zone 2) und horizontale Referenz-Bodenbeschleunigung ($a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$) gemäß ÖNORM EN/B 1998-1 abgefragt werden.

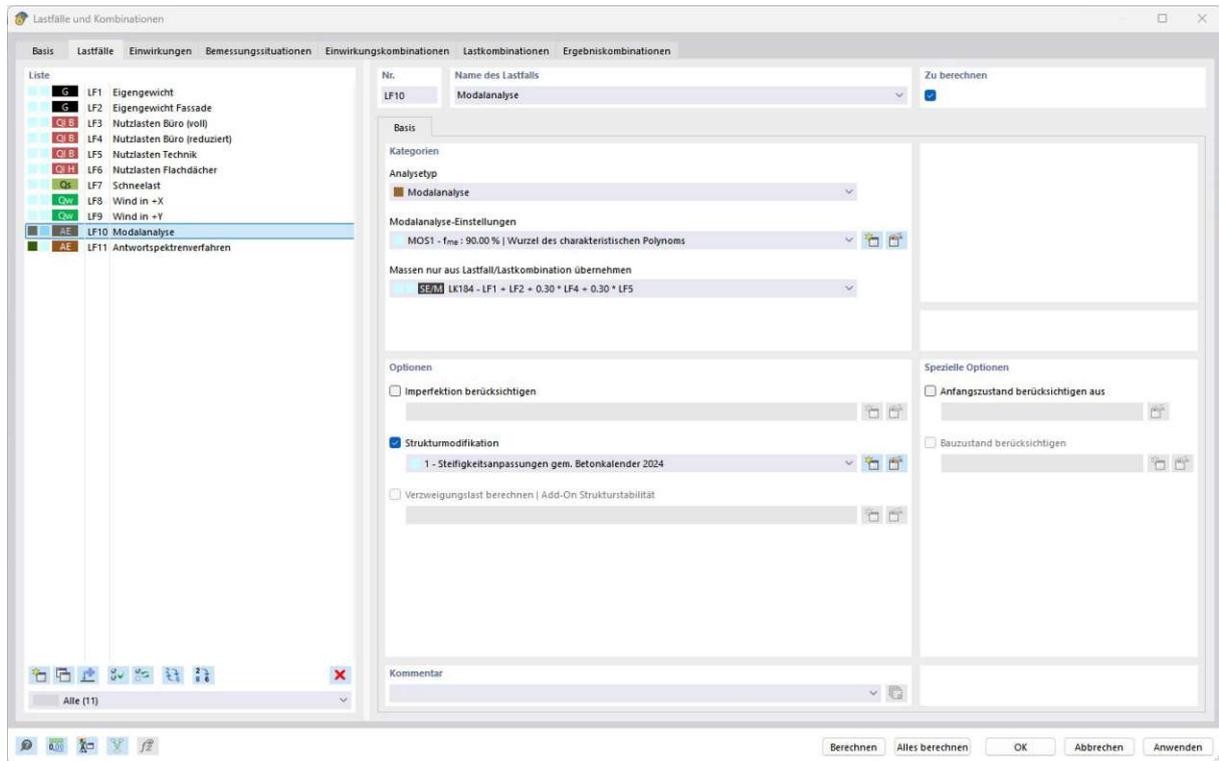


Abb. 4.12: Einstellungen im Lastfall Modalanalyse, Screenshot aus *RFEM 6*

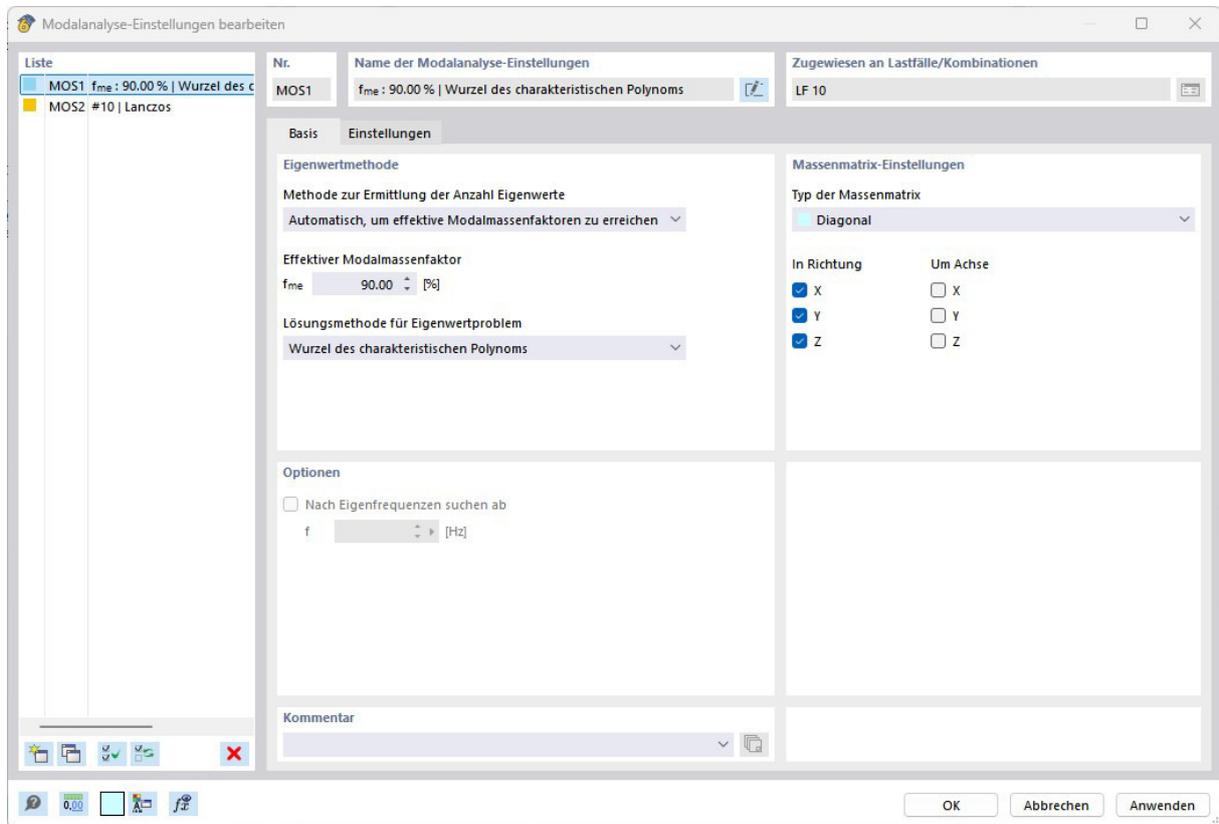


Abb. 4.13: Modalanalyse-Einstellungen, Screenshot aus *RFEM 6*

ad Abb. 4.13: Richtungskomponenten der Erdbebenwirkung

Es werden die horizontalen Richtungen x und y, und zusätzlich die vertikale Richtung z untersucht. Gemäß Abschnitt 6.2.5 in [18] ist die Vertikalkomponente in Österreich durch den im Grunddokument [27] enthaltenen Grenzwert nicht relevant, jedoch erwähnt Abschnitt 6.2.8 des nationalen Anhangs [18] explizit, dass diese bei unregelmäßigen Bauwerken unter bestimmten Voraussetzungen relevant sein kann, beispielsweise wenn lastabtragende Elemente in vertikaler Richtung nicht vom Dach bis zum Fundament durchgehen. [18] Beim vorliegenden Gebäude befindet sich im Eingangsbereich auf Ebene E+2 eine Abfangung eines Stützenstranges durch mehrere Balken. Daher wird auch die Vertikalkomponente der Erdbebenwirkung berücksichtigt. Wie in [18] Abschnitt 6.2.9 angegeben, wird die vertikale Beschleunigung mit $a_{vg} = 2/3 \cdot a_{gR} = 0,54 \text{ m/s}^2$ gewählt.

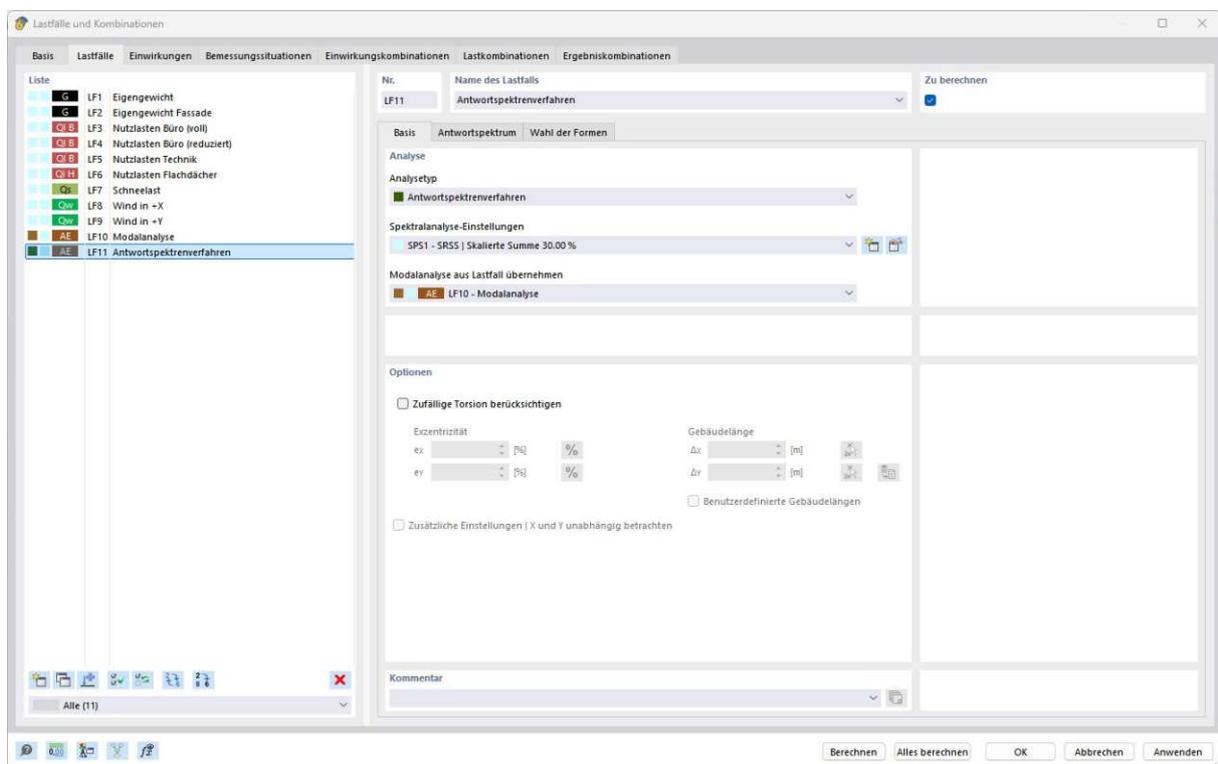


Abb. 4.14: Einstellungen im Lastfall Antwortspektrenverfahren, Screenshot aus *RFEM 6*

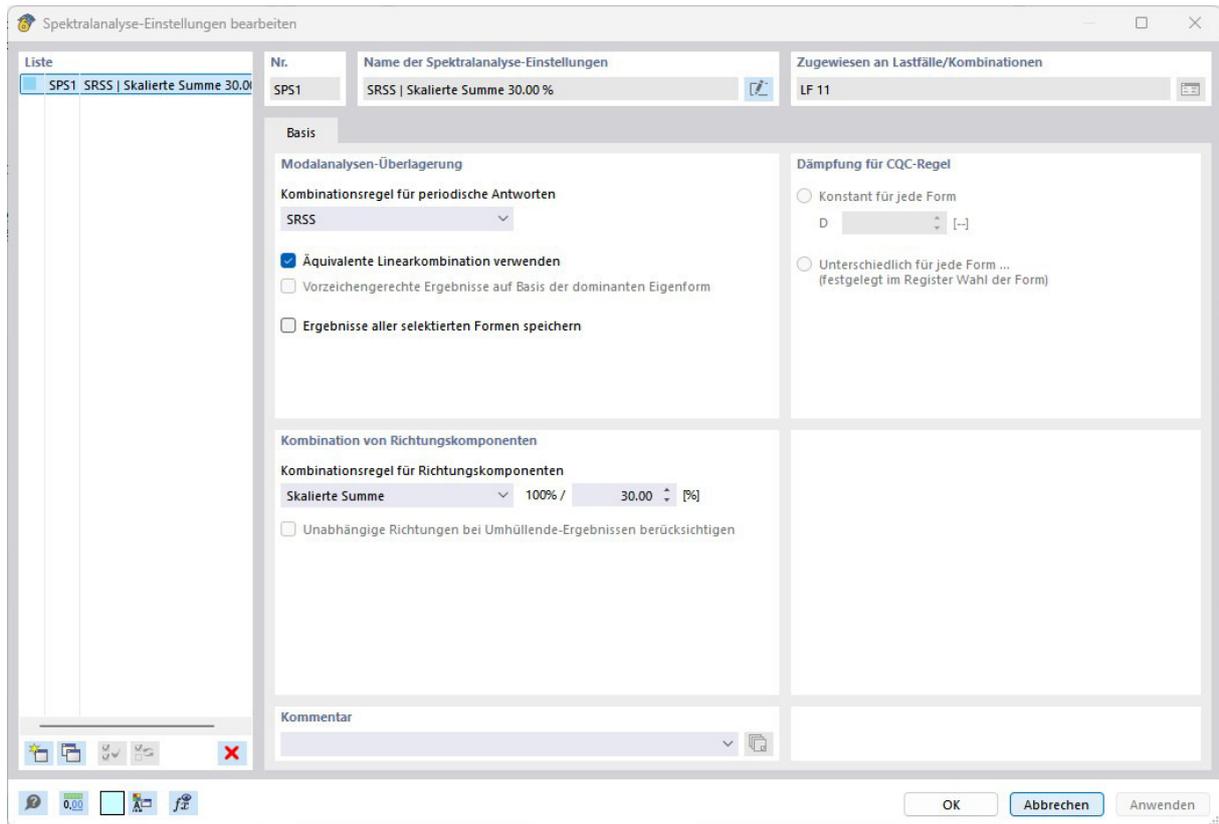


Abb. 4.15: Spektralanalyse-Einstellungen, Screenshot aus *RFEM 6*

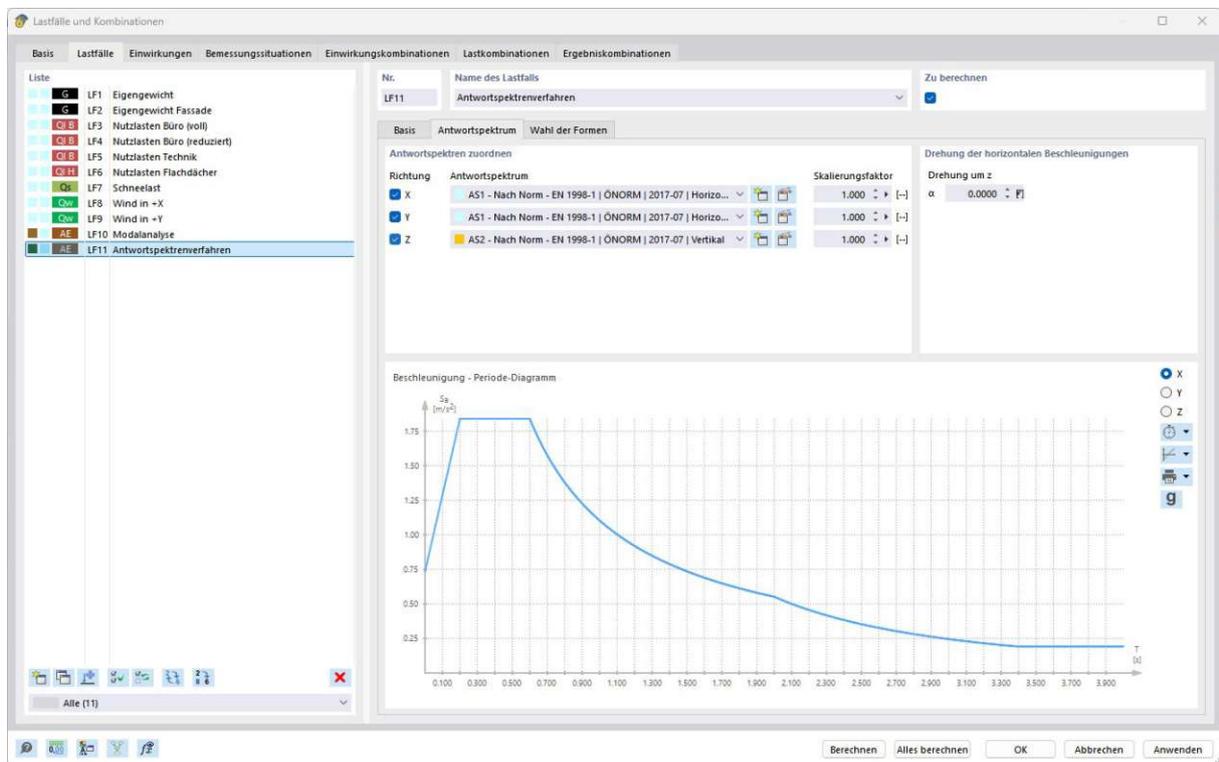


Abb. 4.16: Zuordnung der Antwortspektren, Screenshot aus *RFEM 6*

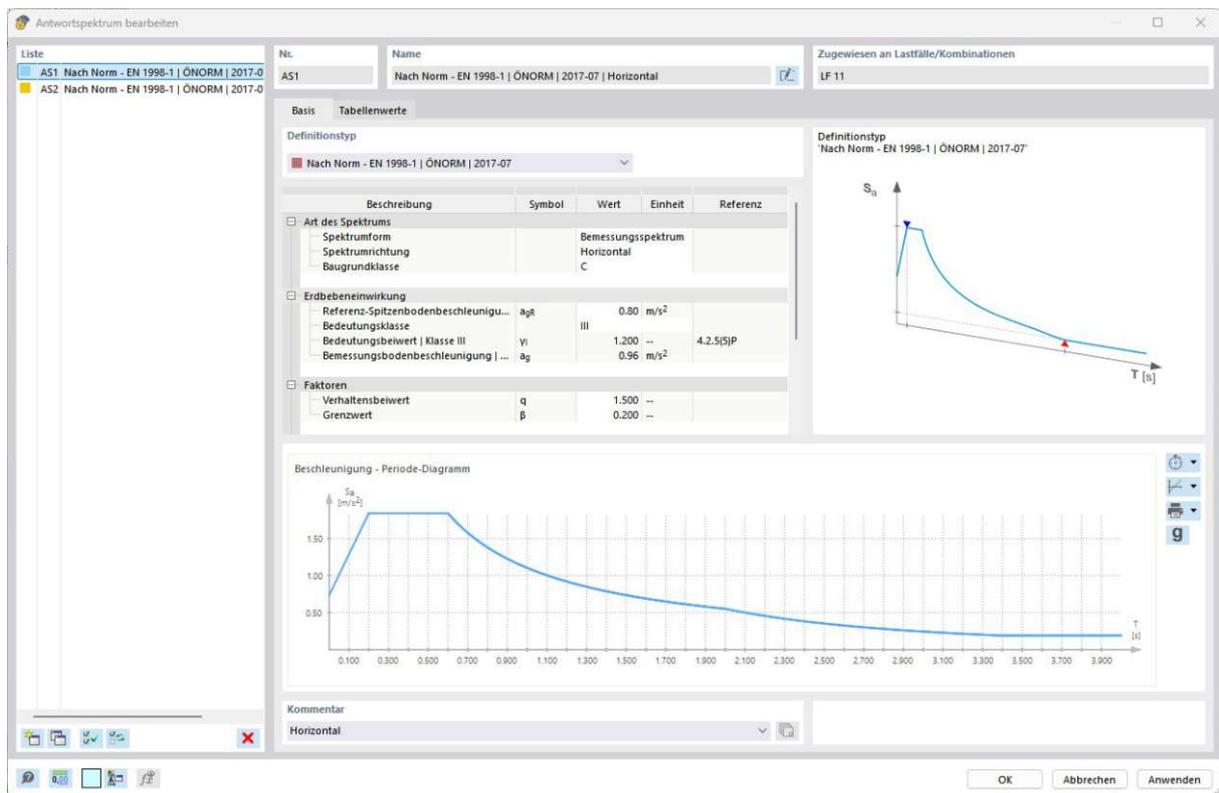


Abb. 4.17: Antwortspektrum für Horizontalkomponenten, Screenshot aus *RFEM 6*

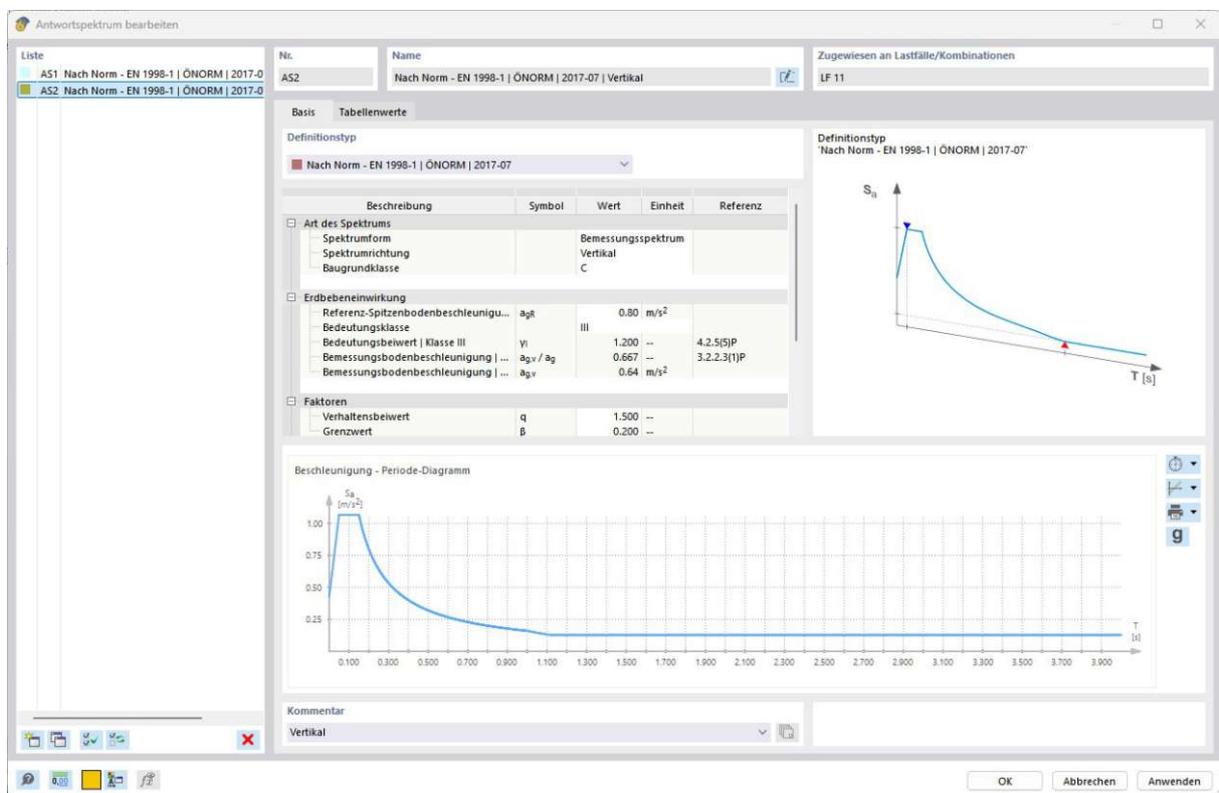


Abb. 4.18: Antwortspektrum für Vertikalkomponente, Screenshot aus *RFEM 6*

ad Abb. 4.17 und Abb. 4.18: Duktilität - Verhaltensbeiwert q

Der Verhaltensbeiwert q wird gemäß [18] Abschnitt 6.2.5 mit 1,5 gewählt, da keine genauere Analyse der Struktur bezüglich vorhandener Duktilität durchgeführt und ein niedrig-dissipatives Tragwerk (DCL) angenommen wird.

4.4 Identifikation maßgebender Lastkombinationen

Die im vorherigen Abschnitt 4.3 beschriebenen Lastfälle werden gemäß ÖNORM EN 1990:2013-03-15 [22] kombiniert. RFEM 6 führt diese Kombination automatisiert durch und bildet alle nach Norm zu berücksichtigenden LK. Insgesamt werden für die elf angelegten Lastfälle 182 Lastkombinationen für den GZT, 91 für den GZG und zwei als Erdbebenmassenkombination gebildet. Zu beachten sind dabei die erhöhten Teilsicherheitsbeiwerte in den Lastkombinationen des GZTs, da gemäß ÖNORM B 1990-1:2013 [13] Gebäude mit mehr als 16 oberirdische Geschoße der Schadensfolgeklasse CC3 zuzuordnen sind.

Mit jeder zu untersuchenden LK steigt der Rechenaufwand an. Da jedoch nur die maximalen Schnittgrößen bzw. ungünstigsten Schnittgrößenkombinationen maßgebend für die Bauteilnachweise sind, sollten diese identifiziert werden. Der Rechenaufwand der ohnehin nicht maßgebenden Lastkombinationen kann so entfallen.

Zu diesem Zwecke wurden nach Fertigstellung des Modells einmal alle Lastkombinationen berechnet. Der Berechnungsaufwand lag bei ca. 25 Stunden mit einem i7-8565U Prozessor (vier Kerne mit acht Threads) und 16 GB Arbeitsspeicher, die Dateigröße mit Ergebnissen betrug ca. 5,3 GB. Danach wurden die maximalen Schnittgrößen einzelner Bauteile und die zugehörigen Lastkombinationen herausgefiltert. So konnte auf acht maßgebende LK für den GZT und sechs für den GZG reduziert werden. Mit den zwei benötigten Massenkombinationen entspricht dies ca. 6% ($16/275 = 0,06$) der zu berechnenden Kombinationen. Die maßgebenden LK sind in Tabelle 4.7 dargestellt.

Tab. 4.7: maßgebende Lastkombinationen für die Ermittlung der statischen Kapazität

LK	Kombinationsformel	BS
LK29	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.65 \cdot LF3 + 1.65 \cdot LF5 + 1.65 \cdot LF6 + 0.99 \cdot LF8$	GZT
LK30	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.65 \cdot LF3 + 1.65 \cdot LF5 + 1.65 \cdot LF6 + 0.99 \cdot LF9$	GZT
LK33	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.65 \cdot LF4 + 1.65 \cdot LF5 + 1.65 \cdot LF6 + 0.99 \cdot LF8$	GZT
LK34	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.65 \cdot LF4 + 1.65 \cdot LF5 + 1.65 \cdot LF6 + 0.99 \cdot LF9$	GZT
LK82	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.16 \cdot LF3 + 1.16 \cdot LF5 + 0.83 \cdot LF7 + 1.65 \cdot LF8$	GZT
LK83	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.16 \cdot LF3 + 1.16 \cdot LF5 + 0.83 \cdot LF7 + 1.65 \cdot LF9$	GZT
LK86	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.16 \cdot LF4 + 1.16 \cdot LF5 + 0.83 \cdot LF7 + 1.65 \cdot LF8$	GZT
LK87	$1.49 \cdot LF1 + 1.49 \cdot LF2 + 1.16 \cdot LF4 + 1.16 \cdot LF5 + 0.83 \cdot LF7 + 1.65 \cdot LF9$	GZT
LK213	$LF1 + LF2 + LF3 + LF5 + LF6 + 0.60 \cdot LF8$	GZG
LK214	$LF1 + LF2 + LF3 + LF5 + LF6 + 0.60 \cdot LF9$	GZG
LK252	$LF1 + LF2 + LF8$	GZG
LK253	$LF1 + LF2 + LF9$	GZG
LK266	$LF1 + LF2 + 0.70 \cdot LF3 + 0.70 \cdot LF5 + 0.50 \cdot LF7 + LF8$	GZG
LK267	$LF1 + LF2 + 0.70 \cdot LF3 + 0.70 \cdot LF5 + 0.50 \cdot LF7 + LF9$	GZG

4.5 Statische Analyse des Gesamtmodells

Bevor mit den berechneten Größen der statischen Analyse Bauteilnachweise durchgeführt werden können, müssen die Ergebnisse auf Plausibilität geprüft und die maßgebenden Bauteile identifiziert werden. Die Plausibilitätsprüfung erfolgt im Rahmen dieser Arbeit durch die Überprüfung der Globalverformungen und der Kontrolle einzelner Schnittgrößenverläufe.

4.5.1 Globalverformungen

In Abbildung 4.19 sind die größten charakteristischen Verformungen des Demonstranten je Richtung dargestellt. Der maximale Wert wird in Richtung X an der Gebäudespitze mit rund 319 mm erreicht.

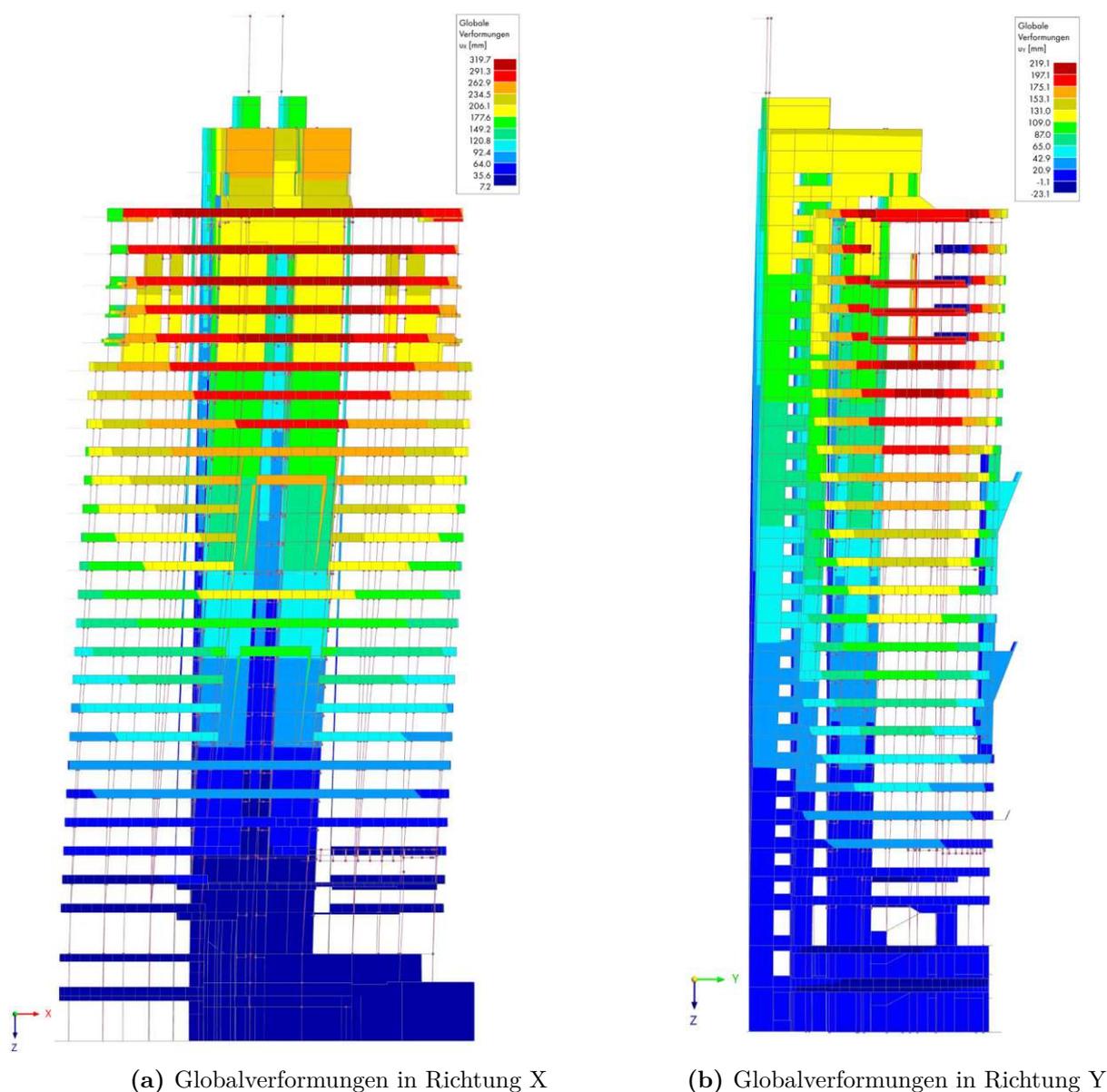


Abb. 4.19: Globalverformungen in Richtung X und Y, Bemessungssituation GZG

Die Überprüfung der Begrenzung von horizontalen Verschiebungen des Gesamtgebäudes in Gleichung 4.10 und der Stockwerke in Gleichung 4.11 gemäß ÖNORM B 1990-1:2013 Abschnitt 8.3 [13] zeigen, dass die Verformungen keine zu hohen Werte annehmen und als plausibel betrachtet werden können.

$$u_{max,vorh} = 0,319 \text{ m} < 0,750 \text{ m} = \frac{112,5}{150} = \frac{H}{150} = u_{max} \quad (4.10)$$

$$u_{i,vorh} = \frac{u_{max,vorh}}{n} = \frac{0,319}{33} = 0,0097 \text{ m} < 0,0115 \text{ m} = \frac{3,44}{300} = \frac{H_i}{300} = u_{i,max} \quad (4.11)$$

4.5.2 Schnittgrößenverläufe

Die einfach zu lesende Tragstruktur des Demonstranten mit lastverteilenden Flachdecken, Stützen und massivem Gebäudekern lässt eine Plausibilitätsprüfung über die Betrachtung der Schnittgrößenverläufe zu. Aufgrund der durchgehenden Stützenstränge müssen die Normalkräfte über die Gebäudehöhe nach unten stetig zunehmen. Sprünge im Verlauf können auf Modellierungsfehler hindeuten. In Abbildung 4.20 ist beispielhaft der Stützenstrang Achse 1/F dargestellt. Dieser weist keine Unstetigkeiten auf und kann als plausibel betrachtet werden.



Abb. 4.20: Normalkraftverlauf Stützenstrang Achse 1/F von E-3 (links) bis E+25 (rechts)

4.5.3 Auswahl der maßgebenden Bauteile für die Nachbemessung

Um die statische Kapazitätsreserve des Gebäudes zu ermitteln, müssen im nächsten Schritt Bauteilnachweise geführt werden. Dafür werden jene Bauteile aus der Tragstruktur gewählt, die aufgrund der vorhandenen Belastung, Geometrie oder Schnittgrößen als maßgebend betrachtet werden können.

4.5.3.1 Decken

Sämtliche Regelgeschossdecken weisen eine Dicke von 25 cm auf und unterscheiden sich in den Abmessungen lediglich durch Einschnitte aufgrund der heraus gekippten Fassadenteile oder Balkone. Die zu betrachtenden Nutzlasten der Kategorie Büroflächen finden sich außerdem auf diesen Bauteilen. Repräsentativ für sämtliche Regelgeschossdecken wird die Decke über E+10 als maßgebendes Bauteil nachbemessen.

4.5.3.2 Stützen

Aufgrund der durchgehenden Stränge des Gebäudes weisen die Stützen im untersten Geschoss E-3 die höchsten Normalkräfte auf. Die Stahlbetonstützen ohne einbetonierte Stahlprofile im äußeren Oval weisen teilweise ähnlich hohe Druckkräfte auf, wie die deutlich tragfähigeren Verbundstützen. Daher werden nur die Stahlbetonstützen untersucht.

Wie in Abbildung 3.8 zu erkennen, sind die Stützen zwischen E-2 und E-3 im linken Gebäudeteil im äußeren Oval abgestuft. Da die Normalkraft zwischen den Geschossen weniger stark variiert, als die Tragfähigkeit zwischen den abgestuften Querschnitten, werden hier die Stützen aus E-2 nachgewiesen. Bei Stäben mit gleichen Querschnitten, Längen und Bewehrungsmengen werden nur jene mit den größten Schnittgrößen als maßgebend untersucht.

Nach den angegebenen Randbedingungen bleiben die Stützen gemäß Abbildung 4.21 als maßgebende Bauteile für die Nachbemessung.

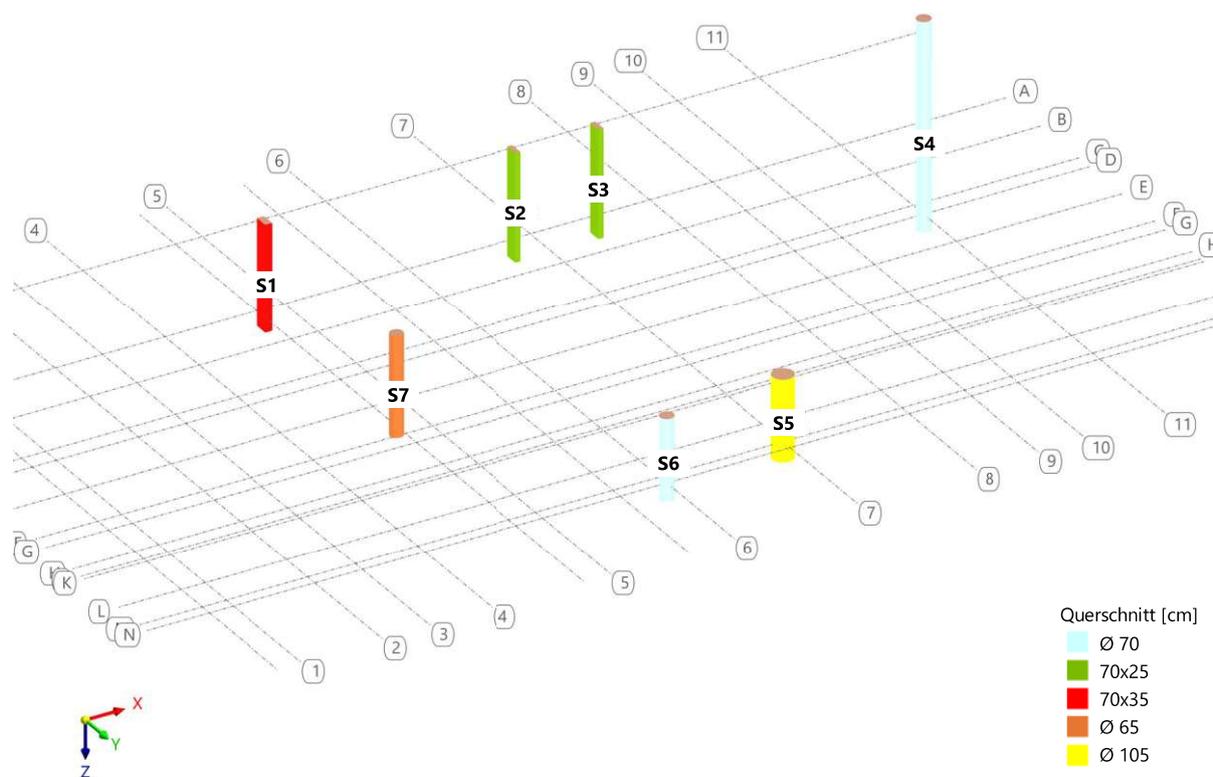


Abb. 4.21: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht zu bemessender Stützen

4.5.3.3 Balken

In den Geschossen E+0 bis E+2 wird die ovale Prismenform des Gebäudes aufgeschnitten, um den Eingangsbereich zu bilden. Dadurch wird ein Stützenstrang im äußeren Oval durchtrennt, von drei Balken abgefangen und auf benachbarte Stützen verteilt. Dies sind somit hoch belastete Bauteile und werden als maßgebend nachbemessen. Die folgende Abbildung 4.22 zeigt die zu bemessenden Stäbe.



Abb. 4.22: Balken in Decke über E+2, Übersicht zu bemessender Stäbe

4.5.3.4 Wände

Die Betrachtung der Stahlbetonwände des Gebäudekerns weisen nach Betrachtung der statischen Analyse lediglich Schnittgrößen auf, die von den großzügig bemessenen Bauteilen ohne Probleme aufgenommen werden können. Aufgrund der Kerngeometrie führt eine Steigerung der Nutzlasten zu deutlich kleineren Schnittgrößenerhöhungen im Vergleich zu den vorher beschriebenen Bauteilen. Daher werden die Wände in den weiteren Untersuchungen als nicht maßgebend betrachtet.

Kapitel 5

Nachbemessung maßgebender Bauteile

Zur Beurteilung der vorhandenen statischen Kapazitätsreserve des Demonstranten werden folgende Bauteile herangezogen und die erforderlichen Nachweise ausgewertet:

- Regelgeschossdecke über E+10
- Stützen in E-2 und E-3
- Balken in Decke über E+2

Die Bemessungen werden von RFEM 6 mit den berechneten Spannungen bzw. Schnittgrößen (Einwirkungen) und den angegebenen Bauteilinformationen (Widerstände) durchgeführt. Diese beschränken sich auf die Querschnitts- und Stabilitätsnachweise im GZT und GZG der ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [26] und des nationalen Anhanges ÖNORM B 1992-1-1:2018-01 [17]. Zusätzlich zu diesen Nachweisen schreibt der Eurocode Konstruktionsregeln vor, um Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu gewährleisten, schlagartiges Versagen und breite Risse zu vermeiden und die Aufnahme von Zwangsschnittgrößen zu ermöglichen. [26] Aufgrund des Gebäudealters von rund 30 Jahren wird davon ausgegangen, dass die Anforderungen dieser Aspekte als erfüllt betrachtet werden können, auch wenn einzelne Konstruktionsregeln nicht eingehalten werden. Dies deckt sich auch mit der ÖNORM B 4008-1:2018-10 Abschnitt 5.3.2.3. [19, S. 15]

Das Kapitel gliedert sich in die Nachbemessung unter Bestandslast und unter stufenweise gesteigerter Nutzlast. Abschließend werden die dargestellten Ergebnisse diskutiert.

5.1 Nachbemessung maßgebender Bauteile unter Bestandslast

5.1.1 Regelgeschossdecke über E+10

5.1.1.1 Eingangswerte: Bewehrungsangaben

Die Grundbewehrung beträgt durchgehend $\varnothing 12/15$ unten und $\varnothing 10/15$ oben jeweils in beide Richtungen. Zulagen befinden sich unter anderem in Feldbereichen (untere Lage) und Stützbereichen (über Stützen, obere Lage). Die folgenden Abbildungen 5.1 bis 5.8 stellen die jeweils vorhandenen Zulagen und die gesamte Bewehrungsmenge je Richtung und Lage dar.

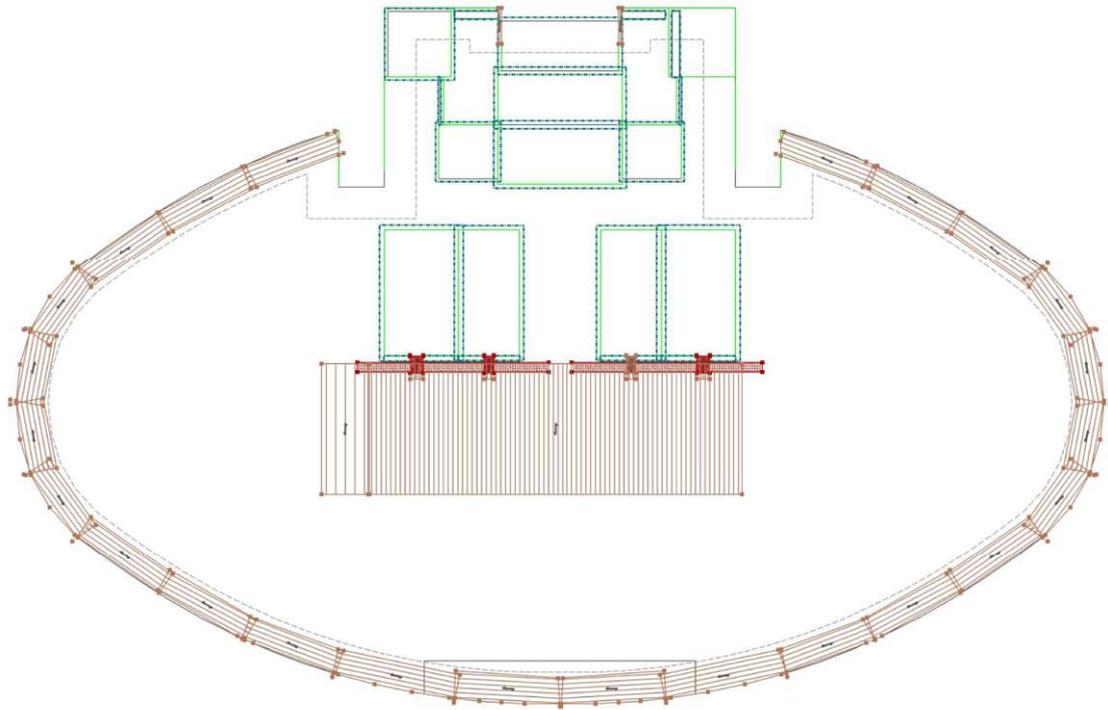


Abb. 5.1: Decke über E+10, Zulagen untere Bewehrungslage in Richtung Y

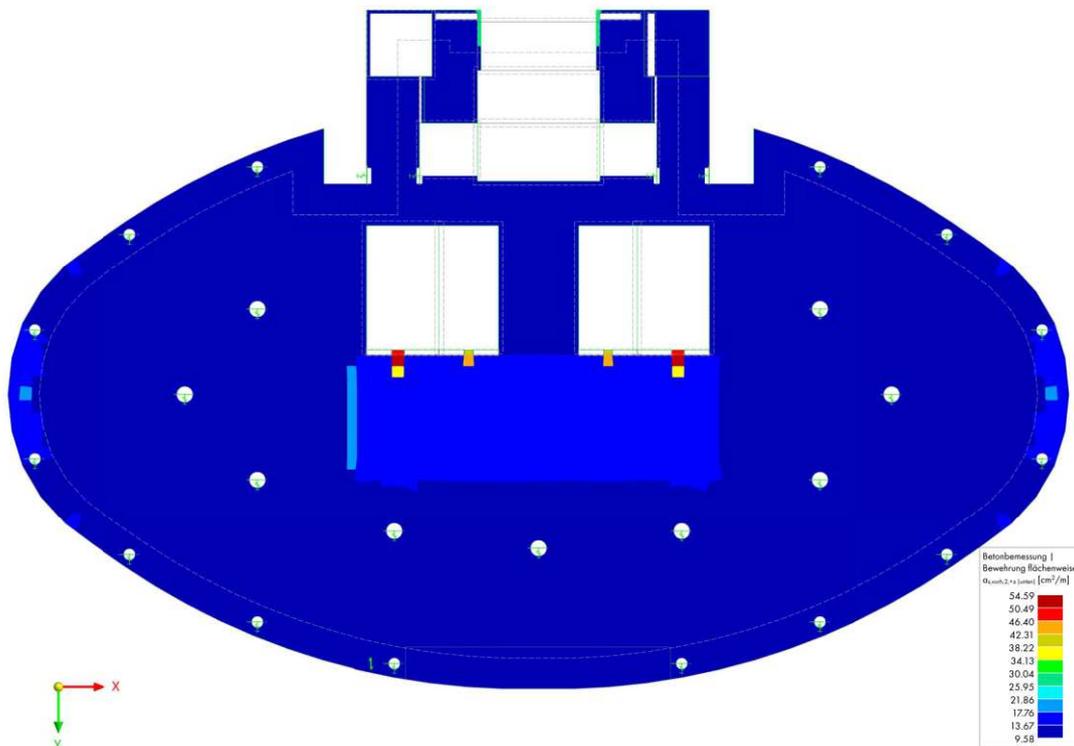


Abb. 5.2: Decke über E+10, Bewehrungsmenge untere Lage in Richtung Y

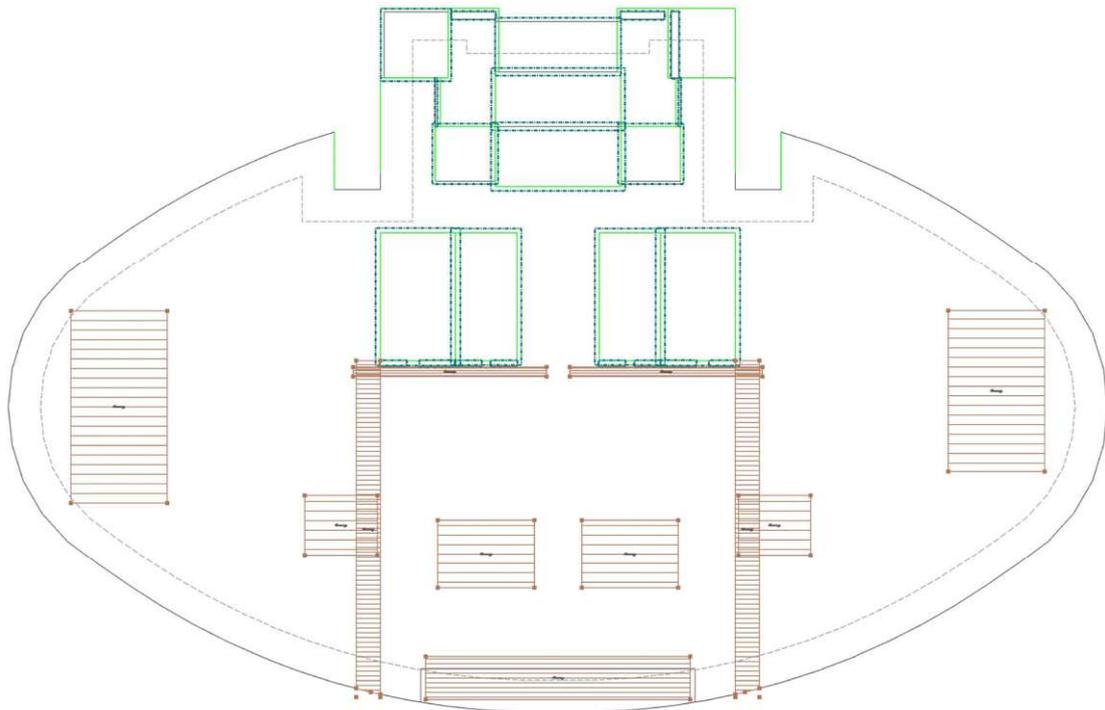


Abb. 5.3: Decke über E+10, Zulagen untere Bewehrungslage in Richtung X

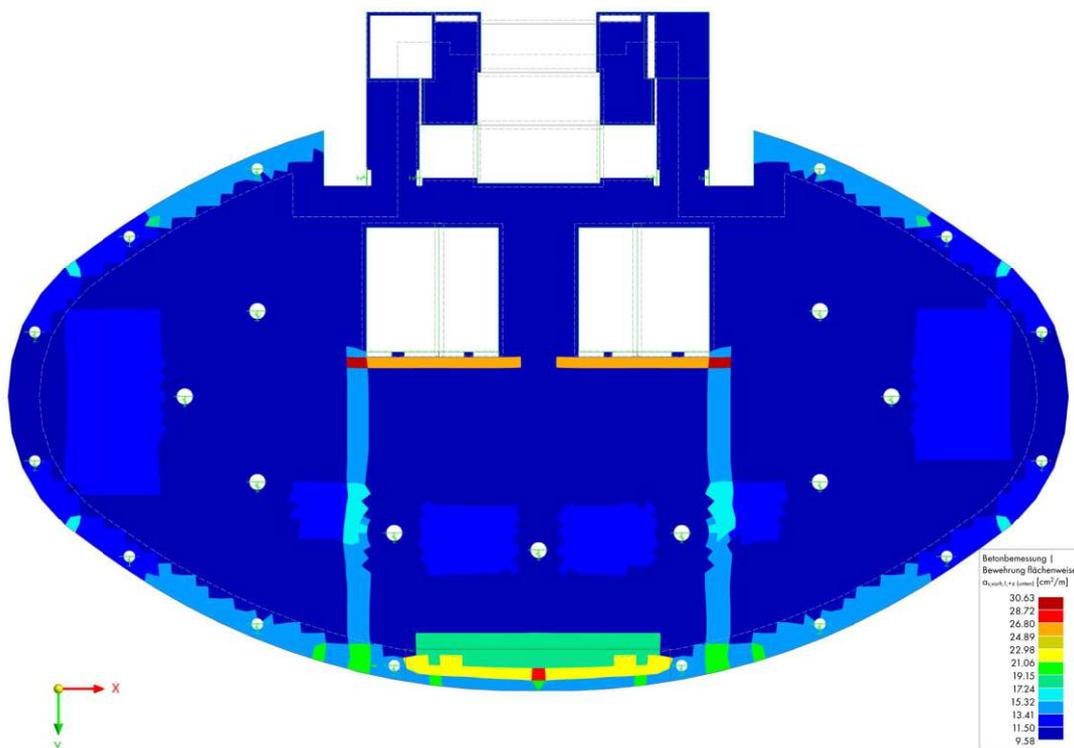


Abb. 5.4: Decke über E+10, Bewehrungsmenge untere Lage in Richtung X

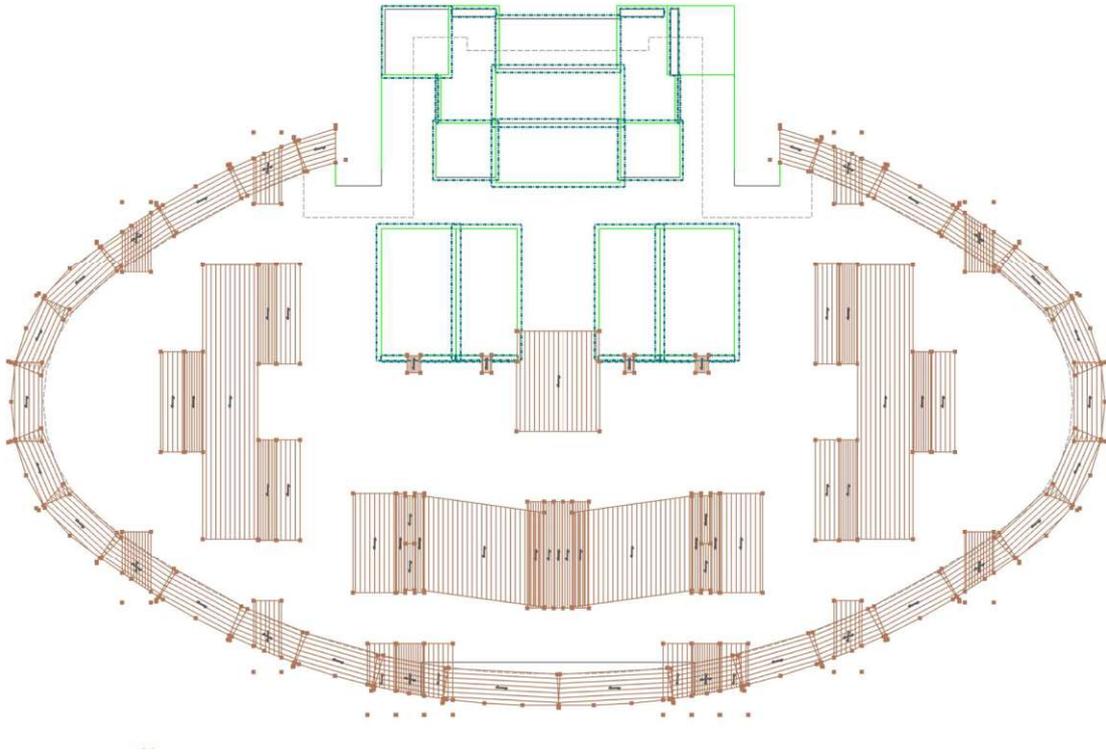


Abb. 5.5: Decke über E+10, Zulagen obere Bewehrungslage in Richtung Y

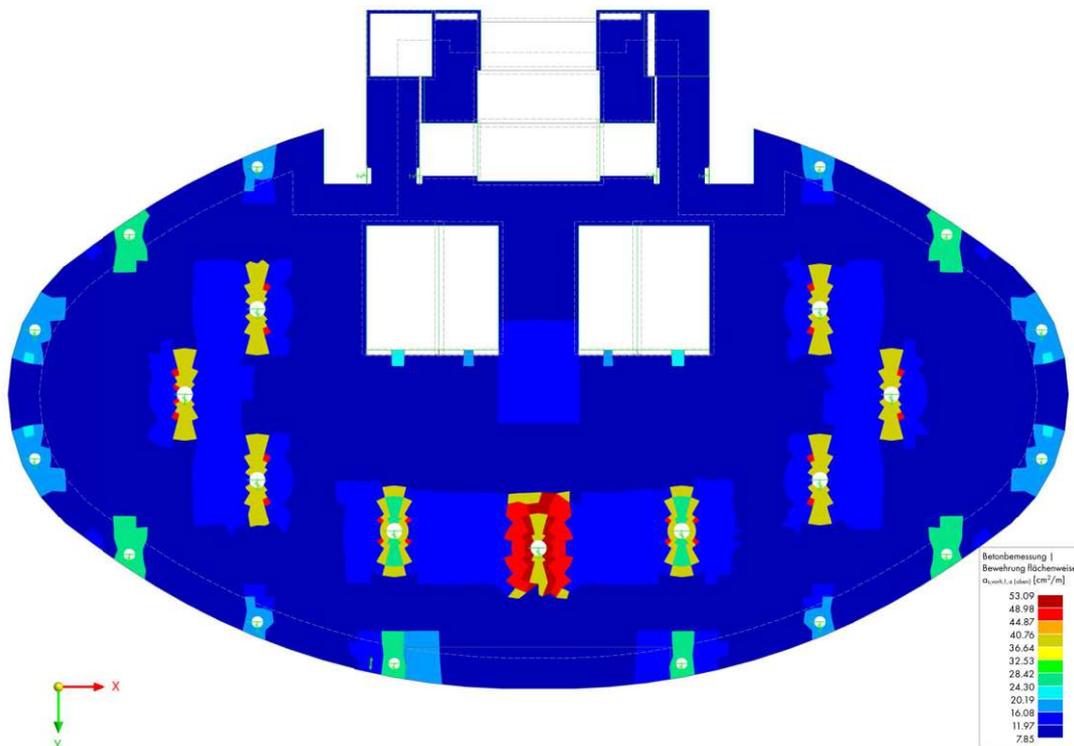


Abb. 5.6: Decke über E+10, Bewehrungsmenge obere Lage in Richtung Y

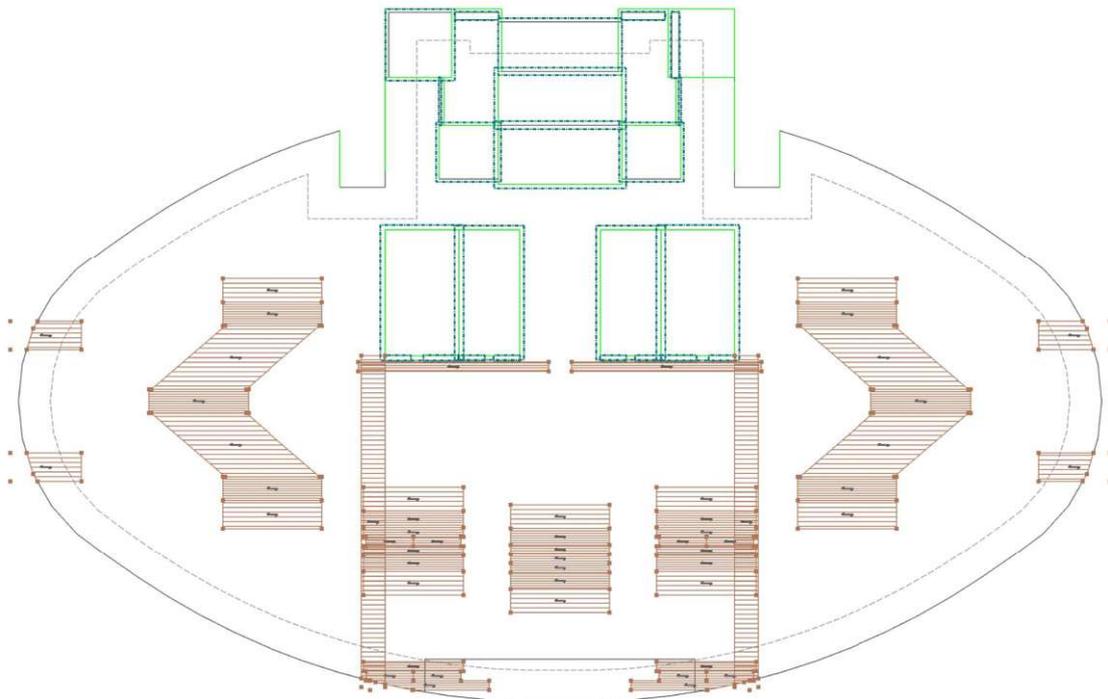


Abb. 5.7: Decke über E+10, Zulagen obere Bewehrungslage in Richtung X

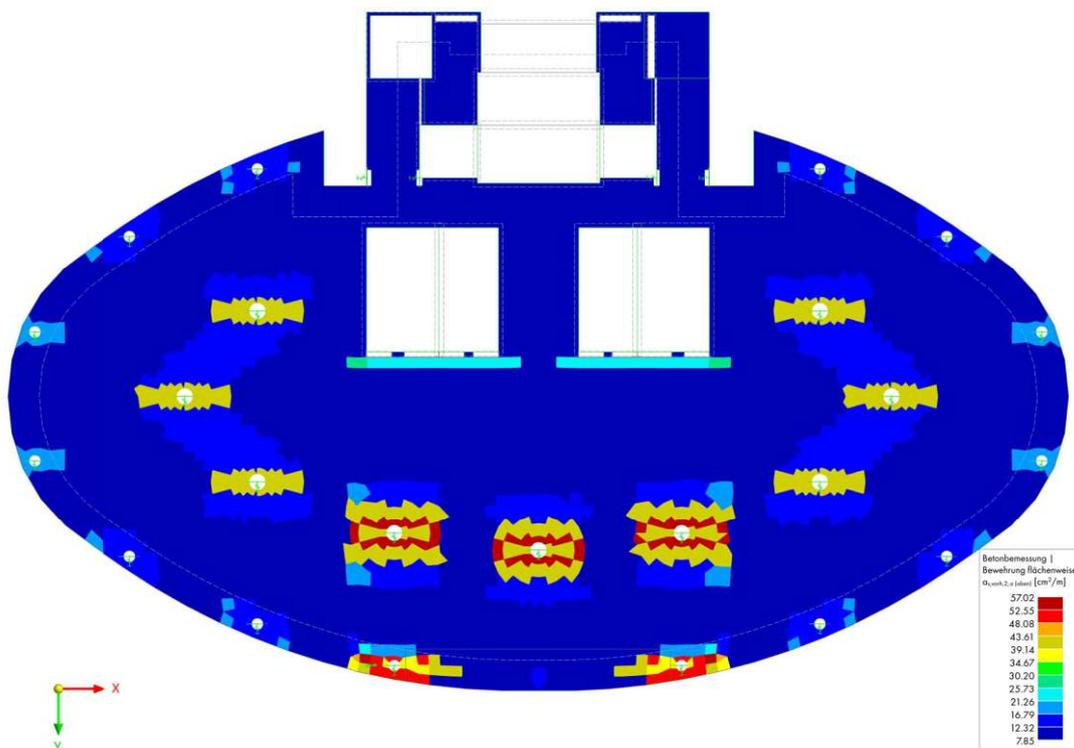


Abb. 5.8: Decke über E+10, Bewehrungsmenge obere Lage in Richtung X

5.1.1.2 Ergebnisse der Nachbemessung unter Bestandslast

Die Bemessung mit RFEM 6 gibt als Ergebnis die erforderliche Bewehrungsmenge für jeden Punkt der Decke aus, um die vorhandenen Schnittgrößen aufnehmen zu können. Ein Vergleich der benötigten mit der vorhandenen Bewehrungsmenge ergibt die Auslastungen für jede Bewehrungslage an jedem Punkt. Zusätzlich werden die charakteristischen Verformungen berechnet und mit den maximal zulässigen Durchbiegungen gemäß EC verglichen.

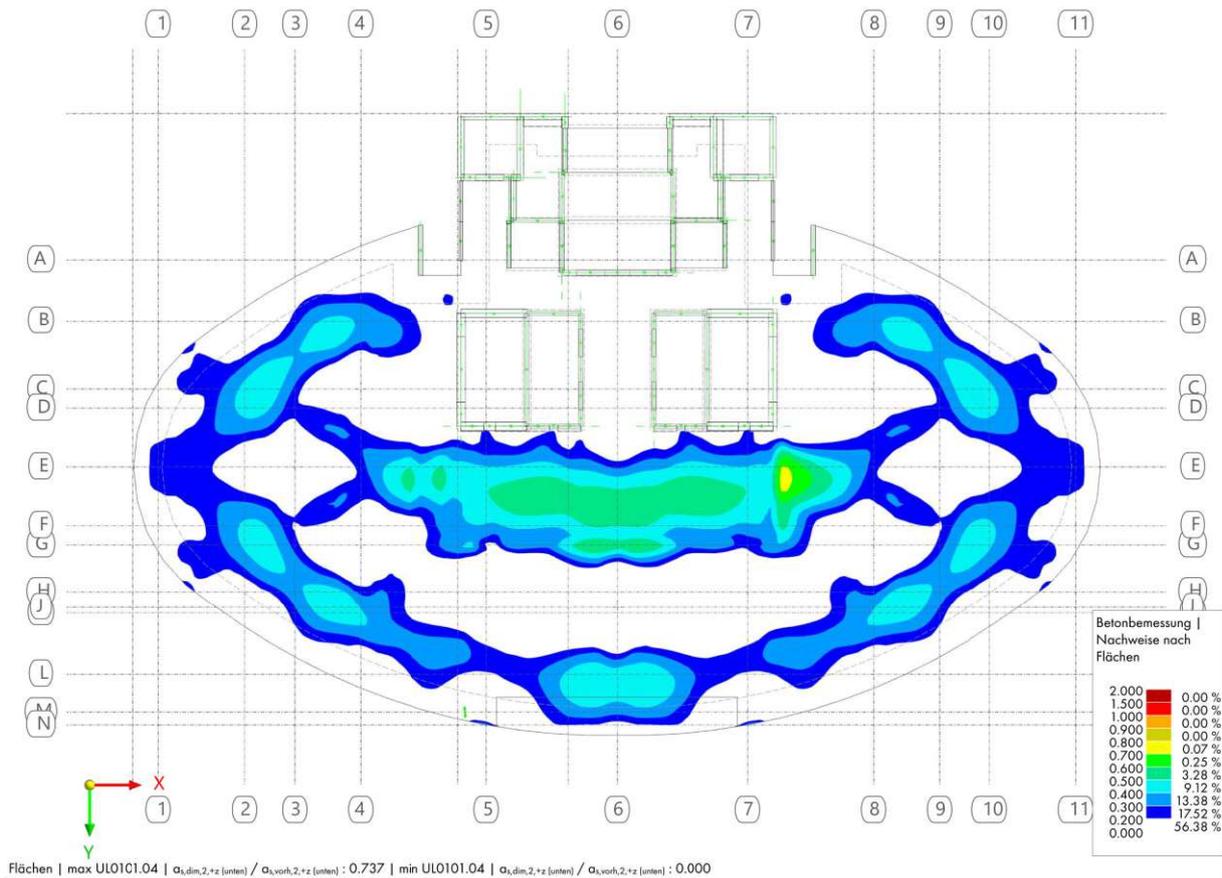


Abb. 5.9: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)

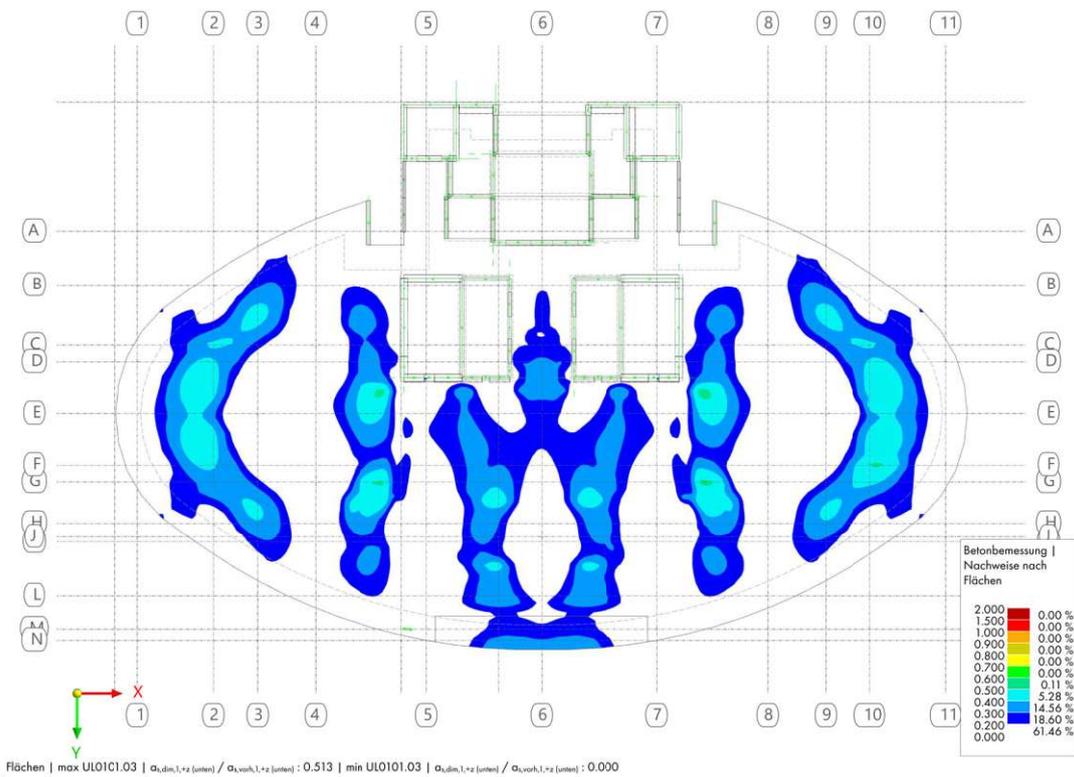


Abb. 5.10: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)

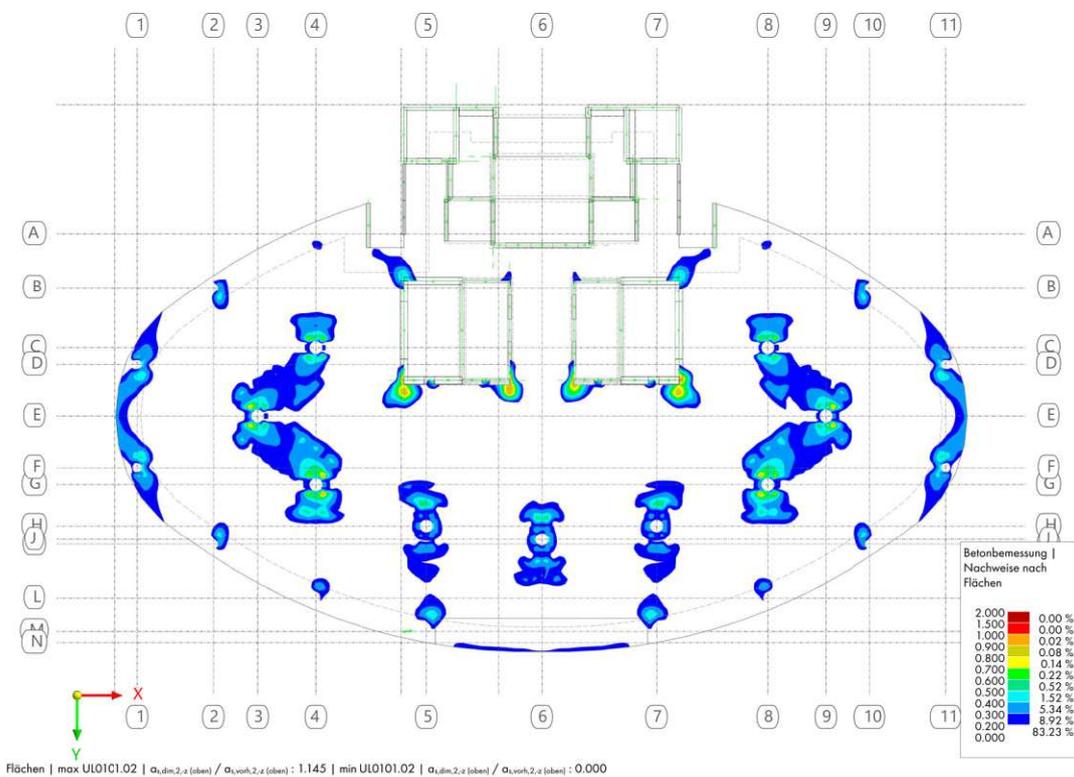


Abb. 5.11: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)

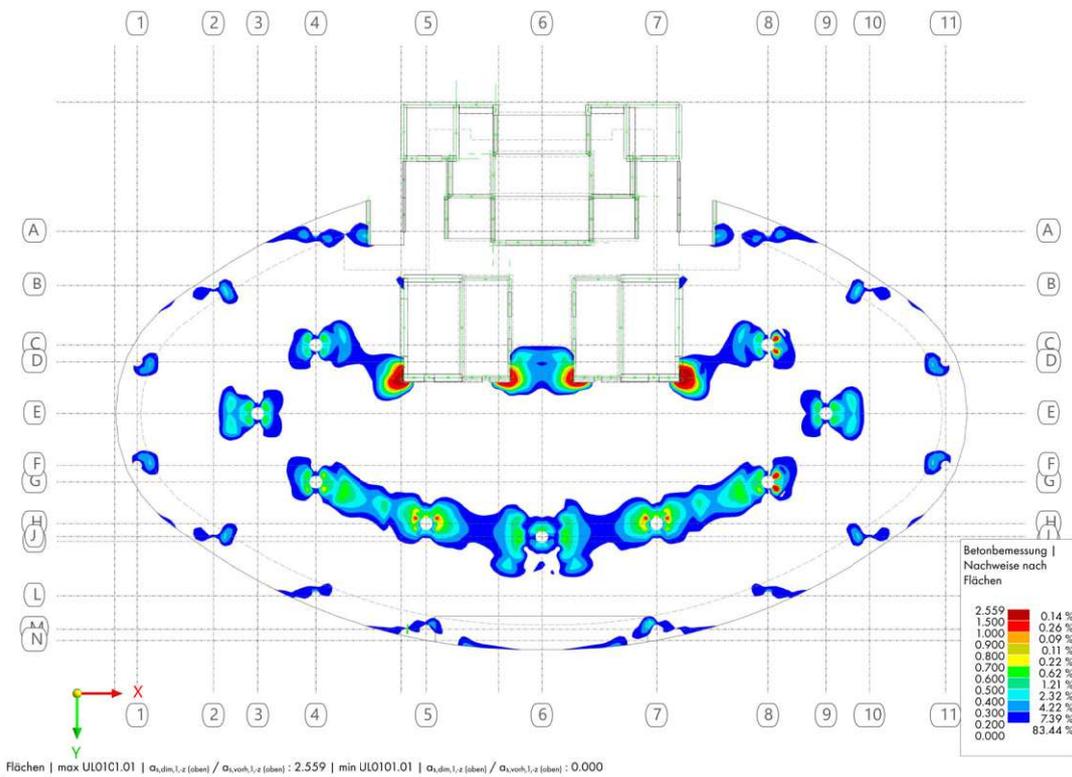


Abb. 5.12: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)

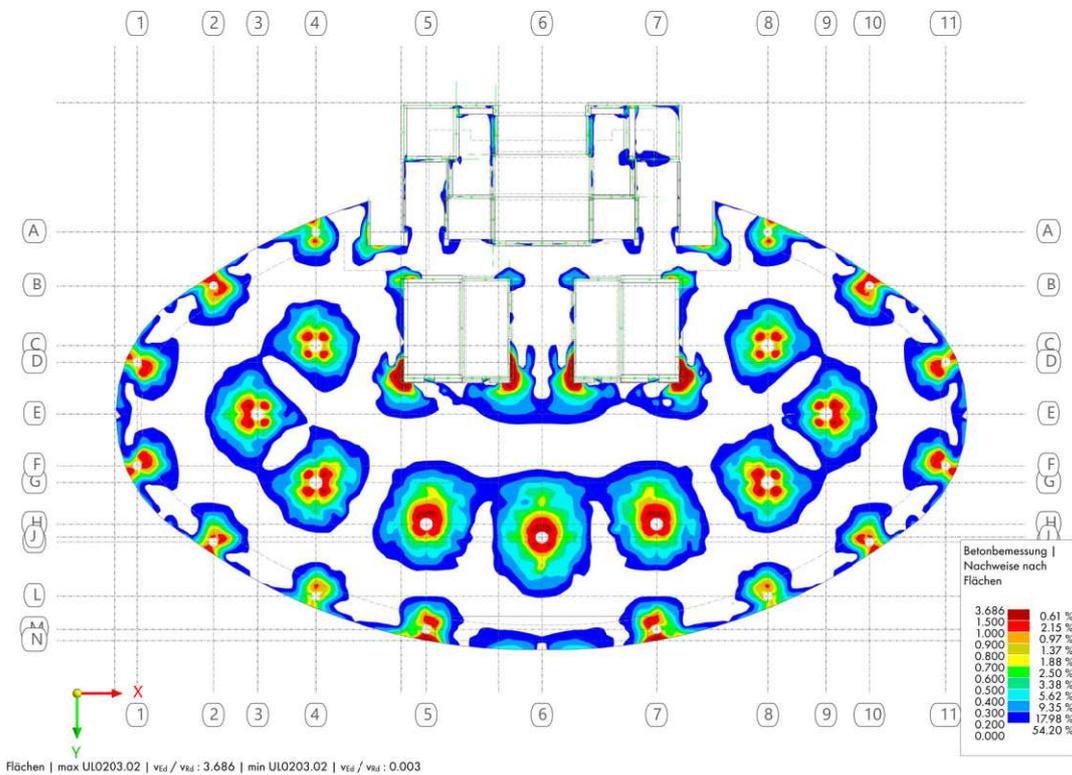


Abb. 5.13: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)

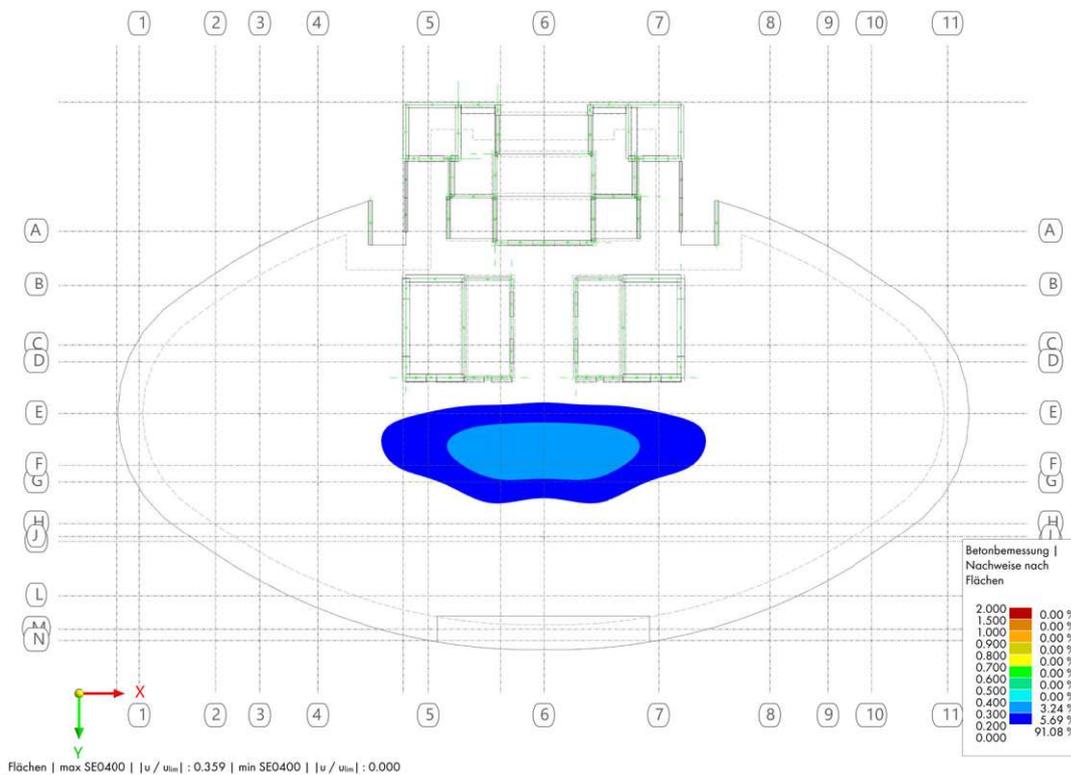
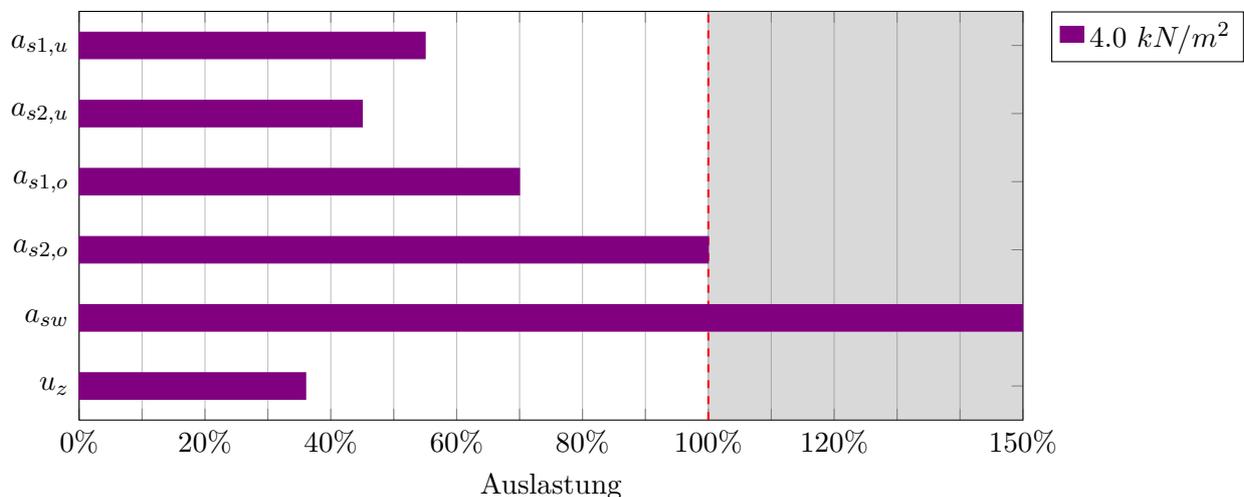


Abb. 5.14: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)



$a_{s1,u}$...untere Bewehrung in X-Richtung , $a_{s2,u}$...untere Bewehrung in Y-Richtung
 $a_{s1,o}$...obere Bewehrung in Y-Richtung , $a_{s2,o}$...obere Bewehrung in X-Richtung
 a_{sw} ...Schubbewehrung , u_z ...Durchbiegung in Z-Richtung

Abb. 5.15: Übersicht der Auslastung der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$

Die Bemessungsergebnisse der Regelgeschossdecke zeigen deutliche statische Reserven der unteren Bewehrungslagen, wie in den Abbildungen 5.9 und 5.10 erkennbar. Die obere Bewehrung ist im Bereich der Stützen bereits fast ausgelastet, im Anschlussbereich zu den Kernwänden in Achse D zeigen sich bereits voll ausgenutzte Bereiche, siehe Abbildungen 5.11 und 5.12. Die

Bereiche über 100% können aufgrund der Eckausbildung (Singularitätspunkte) und der kleinen Flächenausdehnung vernachlässigt werden. Die Abbildung 5.13 zeigt jedoch bereits Ausnutzungen über 100% über den Stützen. Hier liegen Durchstanzprobleme vor, die mit zusätzlicher Bewehrung (Bügel oder Dübelleisten) verstärkt werden müssten. Die Bestandsunterlagen geben jedoch nur vereinzelt Dübelleisten über den Stützen in Achse J/6, M/5 und M/7 an. Da diese in ihrer Art und Größe nicht genauer dokumentiert sind und sich die maximale Auslastung des Bauteils aufgrund überlasteter Stellen ohne Dübelleisten nicht ändert, werden diese vernachlässigt. Die maximale Durchbiegung weißt trotz Berücksichtigung abgeminderter Steifigkeiten noch große statische Reserven auf.

5.1.2 Stützen in E-2 und E-3

5.1.2.1 Eingangswerte: Bewehrungsangaben und Schnittgrößen

Die Tabelle 5.1 zeigt die vorhandene Längs- und Bügelbewehrungen der zu bemessenden Stützen, Abbildung 5.16 die maßgebenden Normalkräfte. Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [26] Punkt 6.1(4) sind zusätzlich Biegemomente aus Exzentrizität der Normalkraft zu berücksichtigen. Der nationale Anhang gibt dafür das Maximum aus Mindestexzentrizität ($h/30$, aber mindestens 2 cm) und Gesamtexzentrizität (aus Imperfektionen und Einflüsse der Theorie II. Ordnung) an. Diese Zusatzmomente werden vom Berechnungsprogramm automatisch ermittelt und sind in den Abbildungen 5.17 und 5.18 dargestellt.

Tab. 5.1: Stützen in E-2 und E-3, vorhandene Bewehrung

Stab Nr.	Bewehrung		$A_{s,vorh}$ [cm ²]	$a_{sw,vorh}$ [cm ² /m]
	längs	quer		
S1	12 Ø 20	BÜ Ø 8 / 20	37,7	5,03
S2	6 Ø 20	BÜ Ø 8 / 20	18,85	5,03
S3	6 Ø 16	BÜ Ø 8 / 20	12,06	5,03
S4	13 Ø 30	BÜ Ø 8 / 20	98,96	5,03
S5	9 Ø 20	BÜ Ø 8 / 20	28,27	5,03
S6	16 Ø 26	BÜ Ø 8 / 20	84,95	5,03
S7	11 Ø 16	BÜ Ø 8 / 10	22,12	10,06

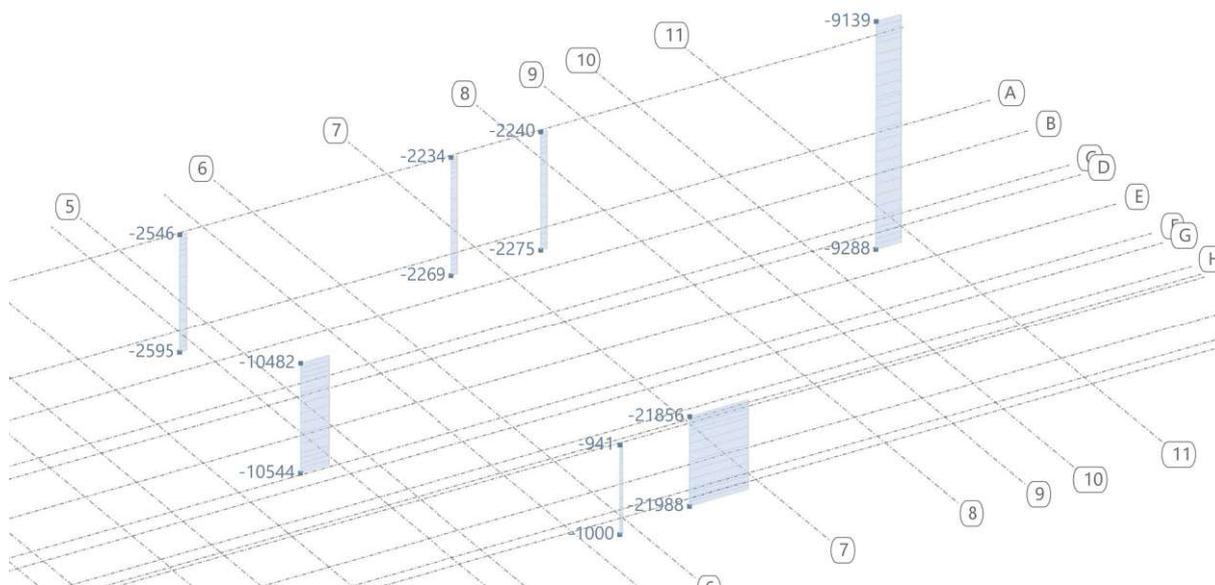


Abb. 5.16: Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte

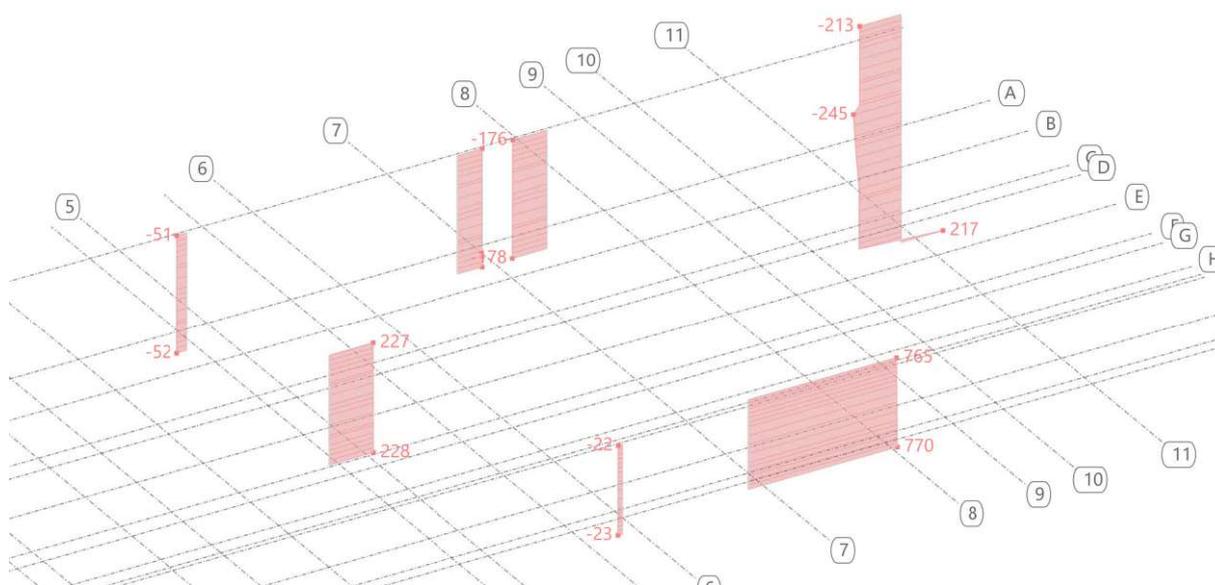


Abb. 5.17: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y

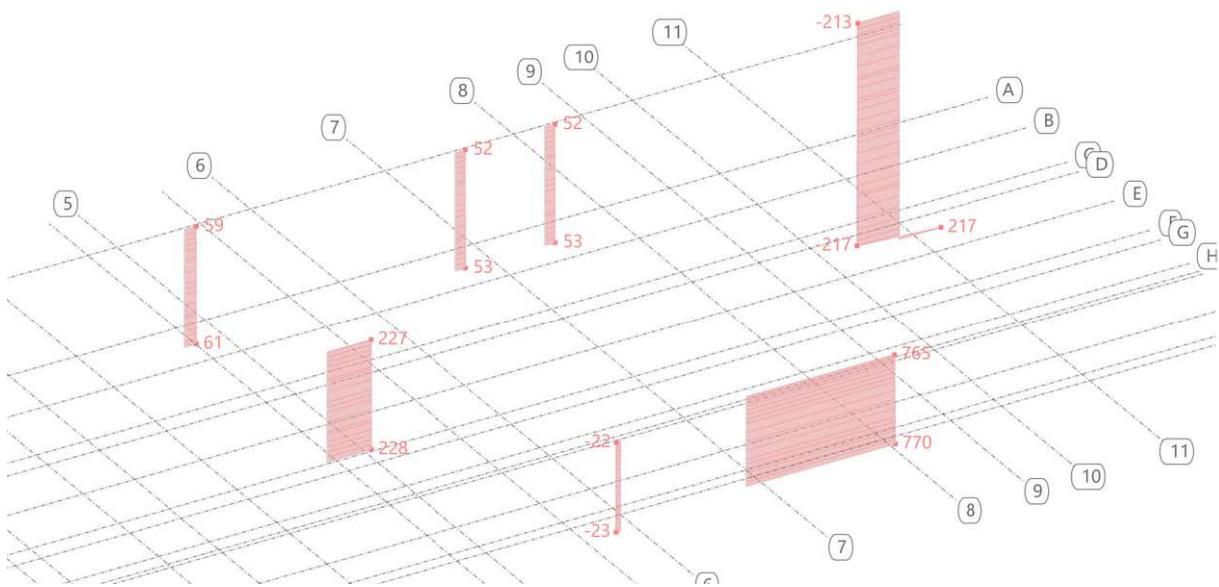


Abb. 5.18: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z

5.1.2.2 Ergebnisse der Nachbemessung unter Bestandslast

Die Bemessung der Stäbe erfolgt mit den oben dargestellten maßgebenden Schnittgrößen. Das jeweilige Maximum der Auslastung von Querschnitts-, Stabilitäts- und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen ergibt die jeweilige Gesamtauslastung pro Stütze.

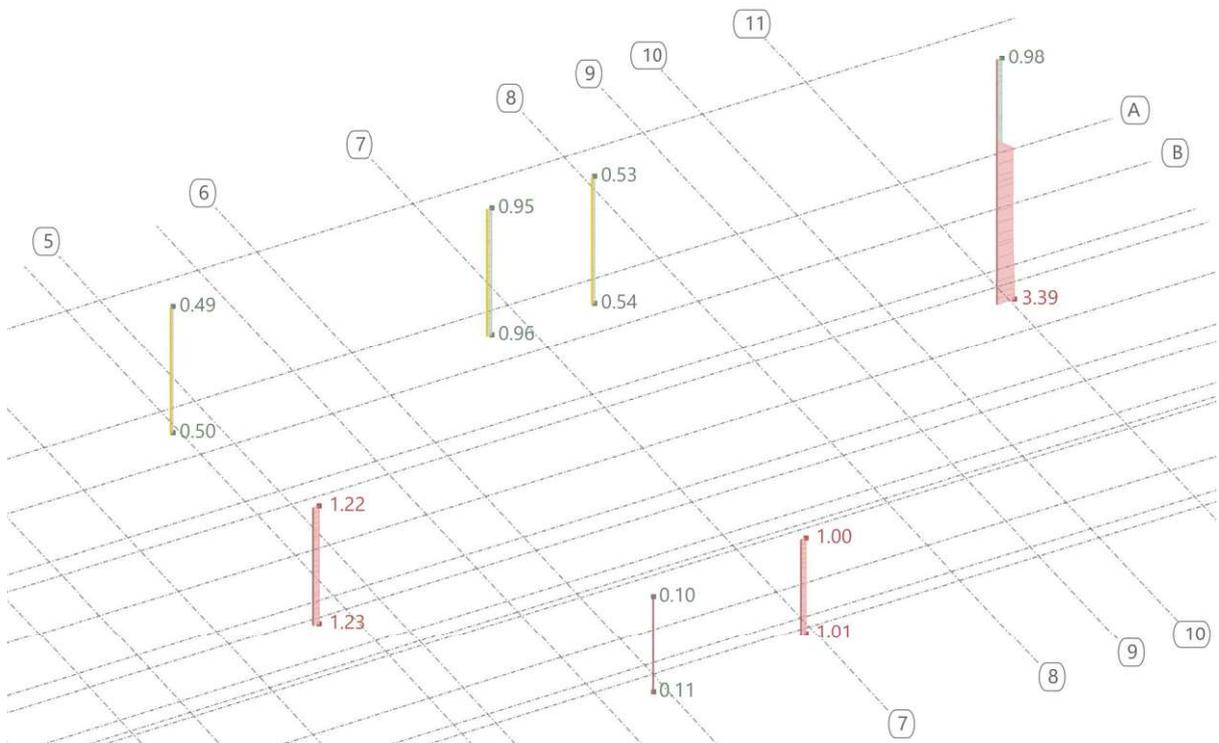


Abb. 5.19: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen

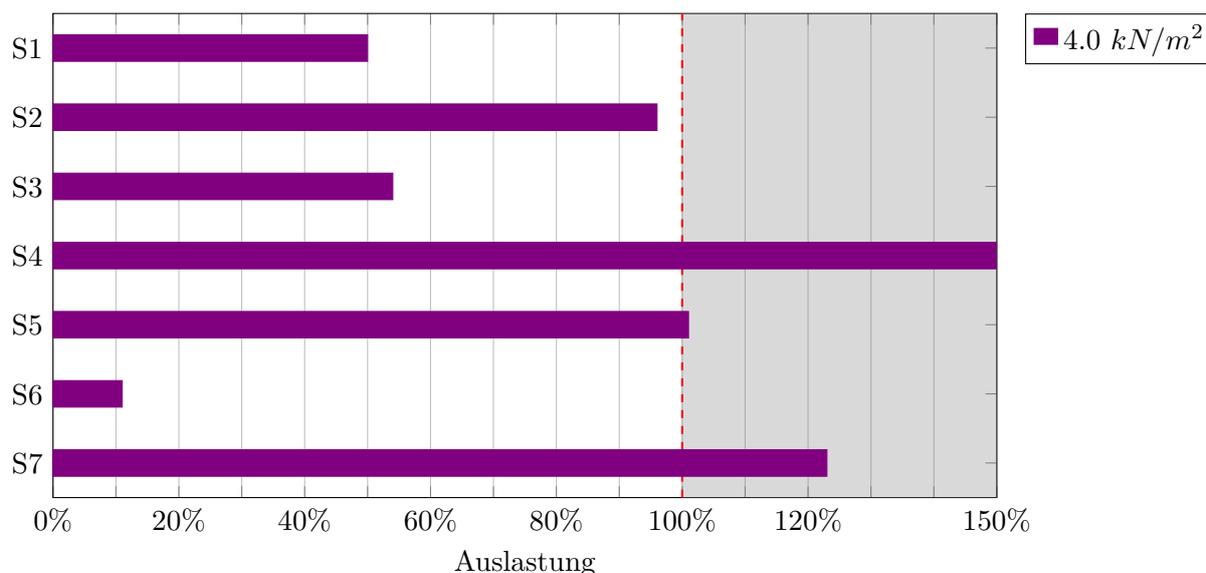


Abb. 5.20: Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$, Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21

Die Abbildungen 5.19 und 5.20 zeigen, dass die Stützen in Kernnähe deutlich größere statische Reserven zeigen. Die Stützen S4 und S7 weisen bereits bei der vorliegenden Bestandslaststufe Auslastungen deutlich über 100%. Dies lässt sich mit den gemäß EC2 anzusetzenden Momenten aus Exzentrizität erklären, welche in der vorliegenden Bestandsstatik noch keine Anwendung fanden. Hier war der Knicknachweis das maßgebende Kriterium für die Wahl der Bewehrung. Außerdem erfolgte die Ermittlung der Schnittgrößen in der vorliegenden Bestandsstatik aus einer Kombination aus Handrechnungen und FEM-Teilsystemen, für die vorliegende Arbeit wurde ein Gesamtmodell erstellt. Dadurch unterscheidet sich die Verteilung der Lasten innerhalb der Tragstruktur und somit die maßgebenden Normalkräfte der Stützen.

5.1.3 Balken in Decke über E+2

5.1.3.1 Eingangswerte: Bewehrungsangaben und Schnittgrößen

Die folgenden Abbildungen 5.21 bis 5.24 zeigen die vorhandene Stabstahl- und Bügelbewehrung der Balken. Abbildung 5.25 bis 5.29 stellen die maßgebenden Schnittgrößen für die Bauteilnachweise dar.

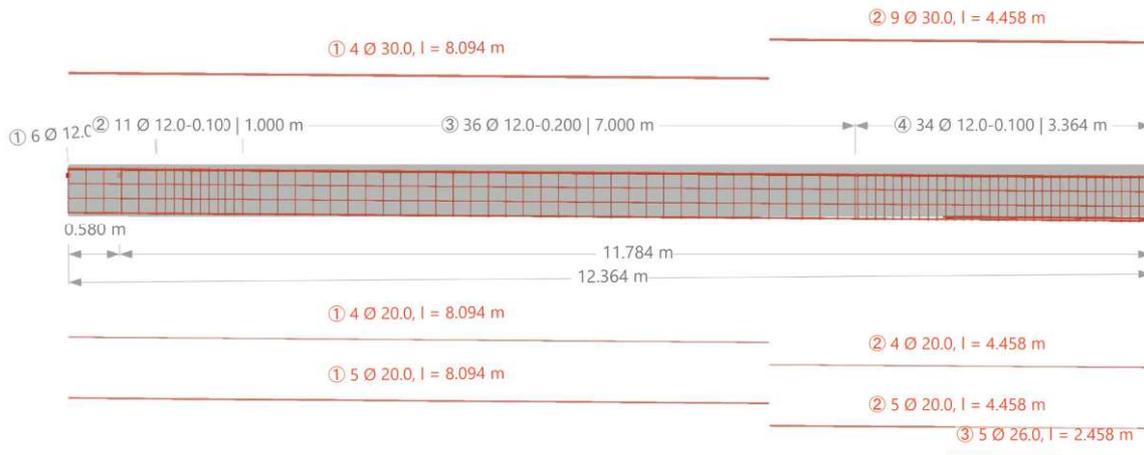


Abb. 5.21: Balken 1, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung

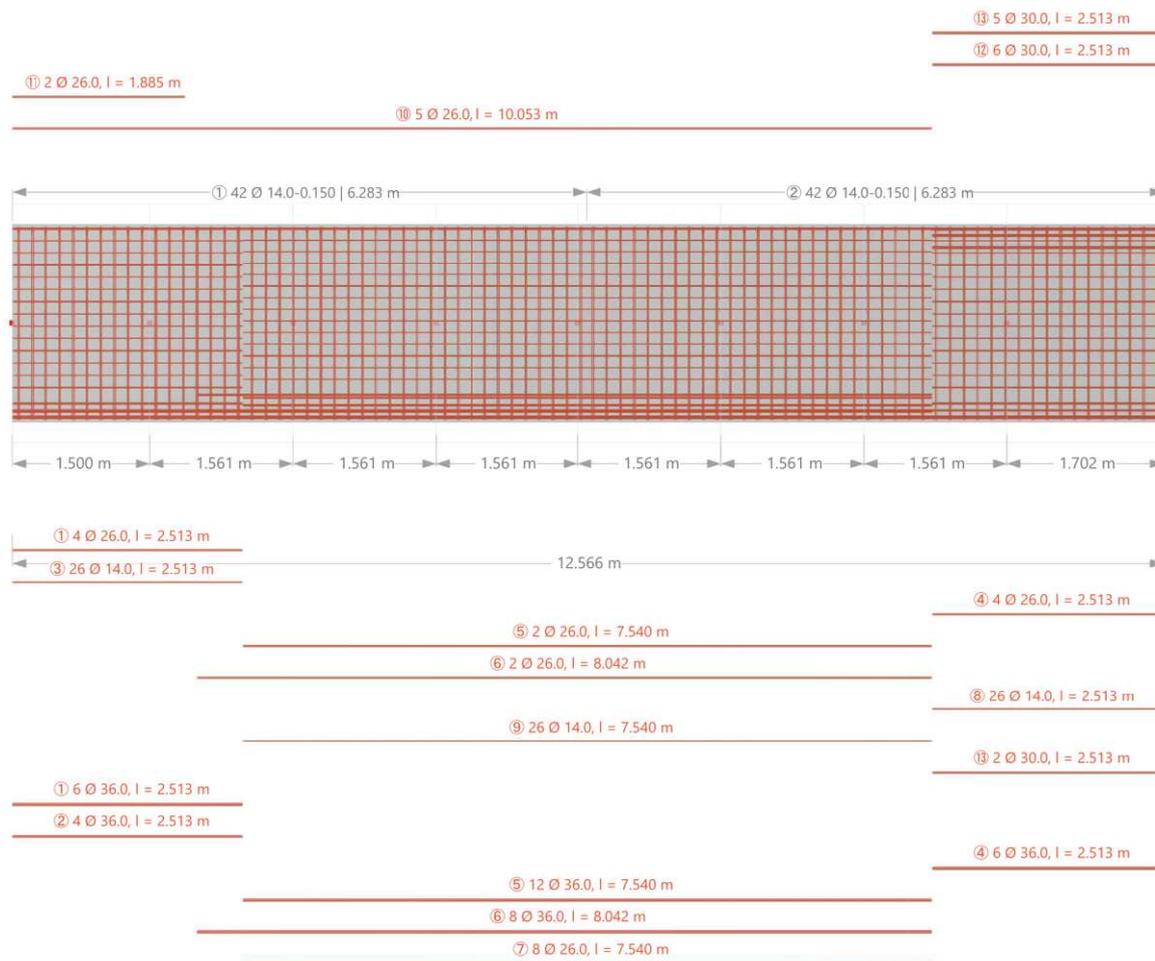


Abb. 5.22: Balken 2, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung

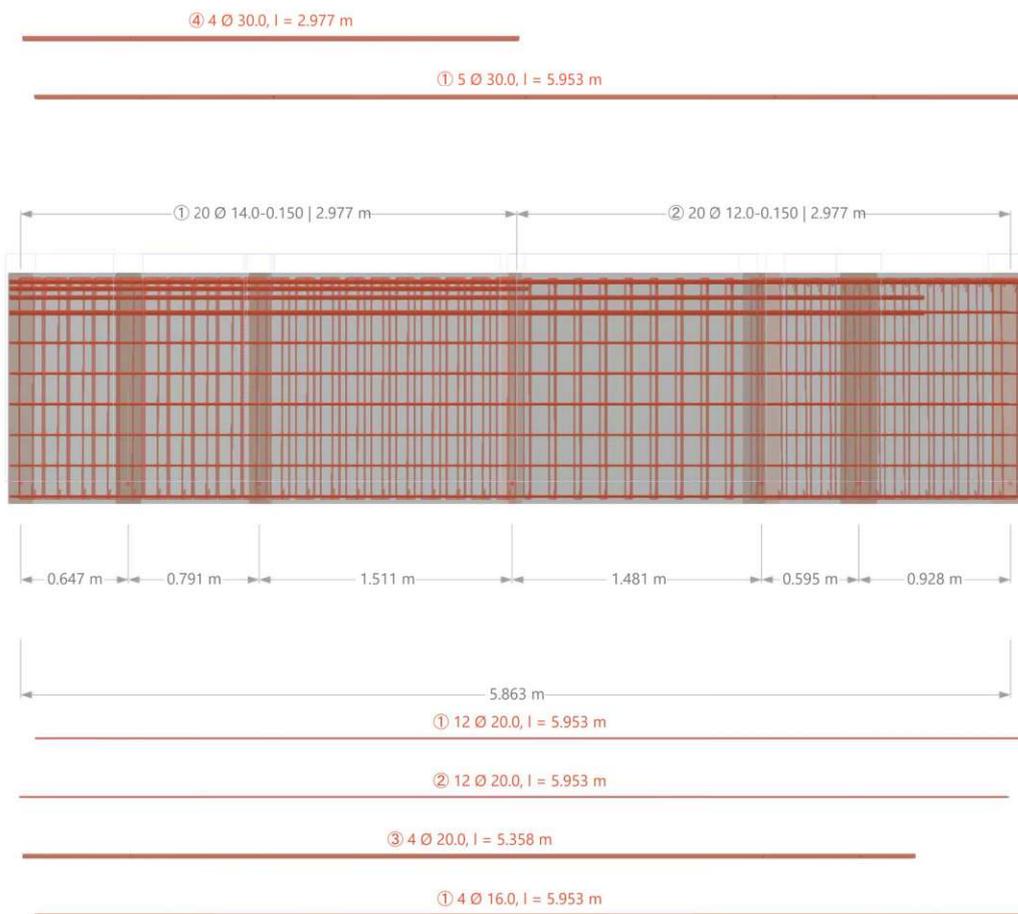


Abb. 5.23: Balken 3, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung

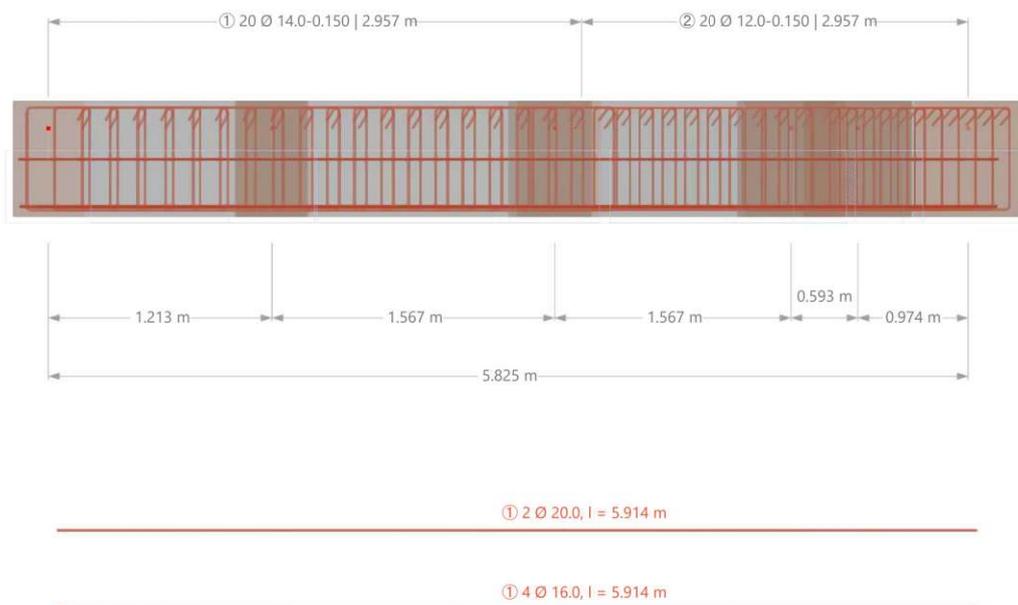


Abb. 5.24: Balken 4, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung

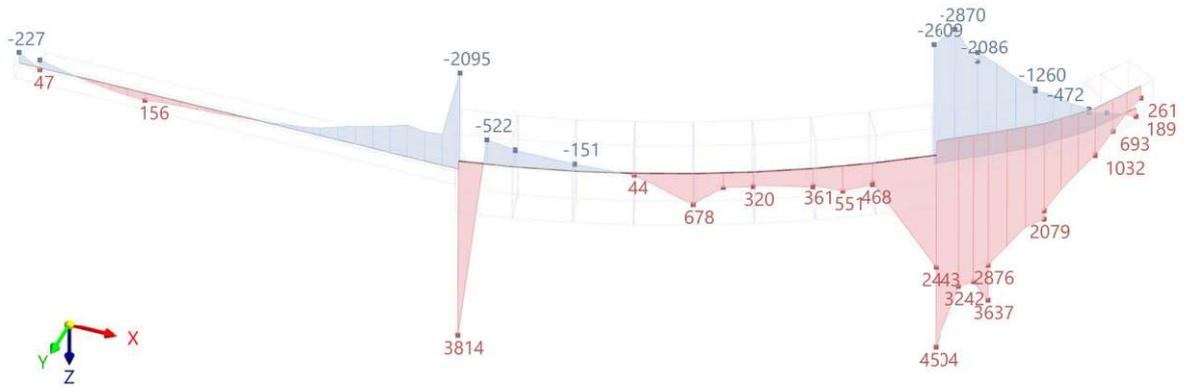


Abb. 5.25: Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N

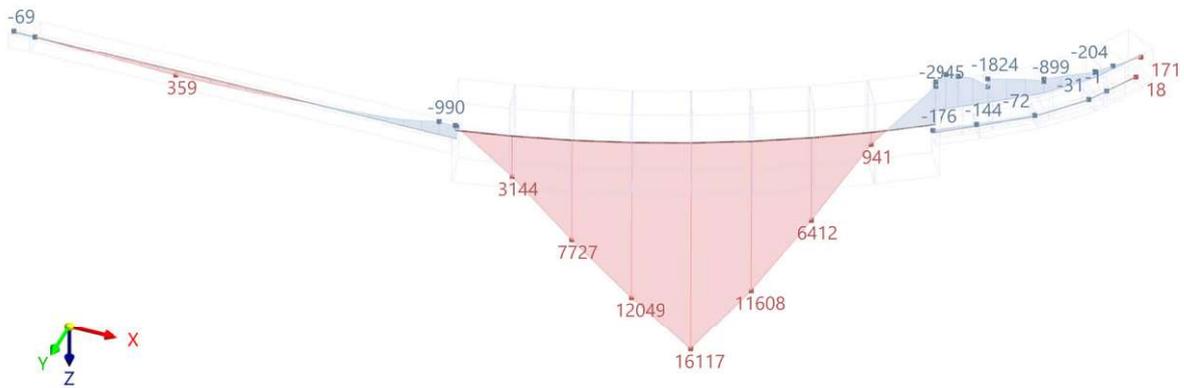


Abb. 5.26: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y

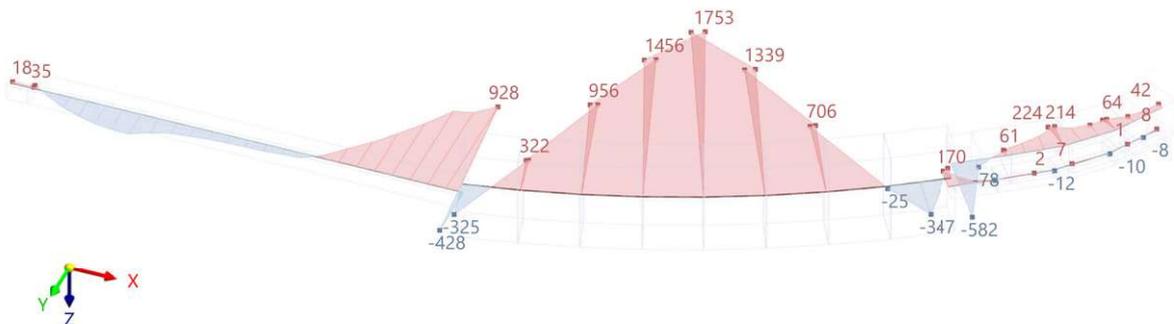


Abb. 5.27: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z

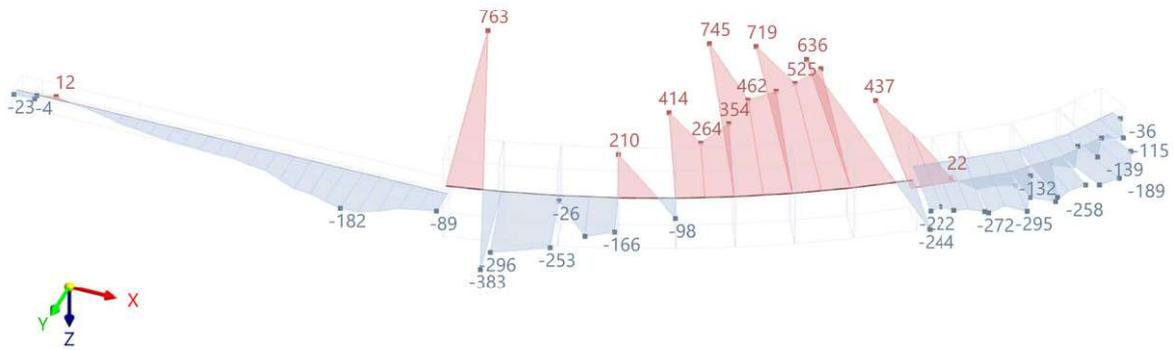


Abb. 5.28: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y

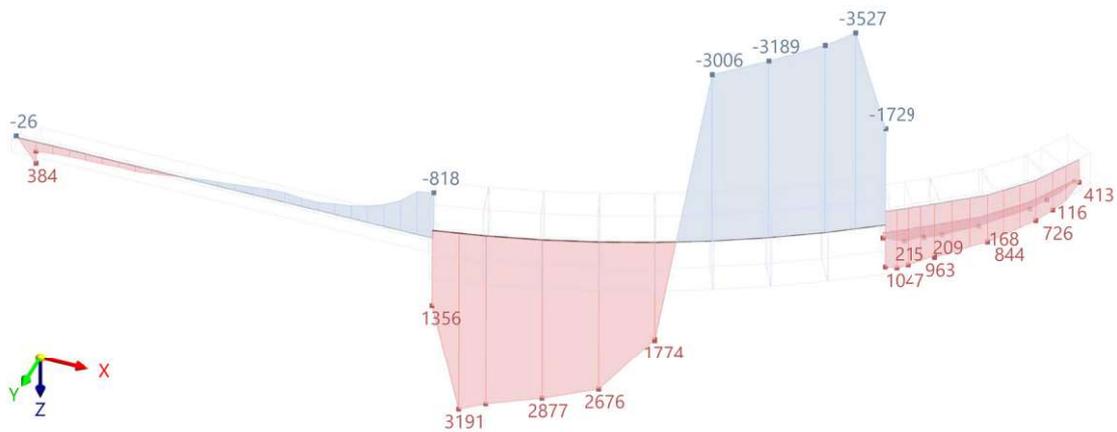


Abb. 5.29: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z

5.1.3.2 Ergebnisse der Nachbemessung unter Bestandslast

Die Bemessung der Balken erfolgt mit den oben dargestellten maßgebenden Schnittgrößen. Das jeweilige Maximum der Auslastung von Querschnitts- und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen ergibt die jeweilige Gesamtauslastung pro Balken.

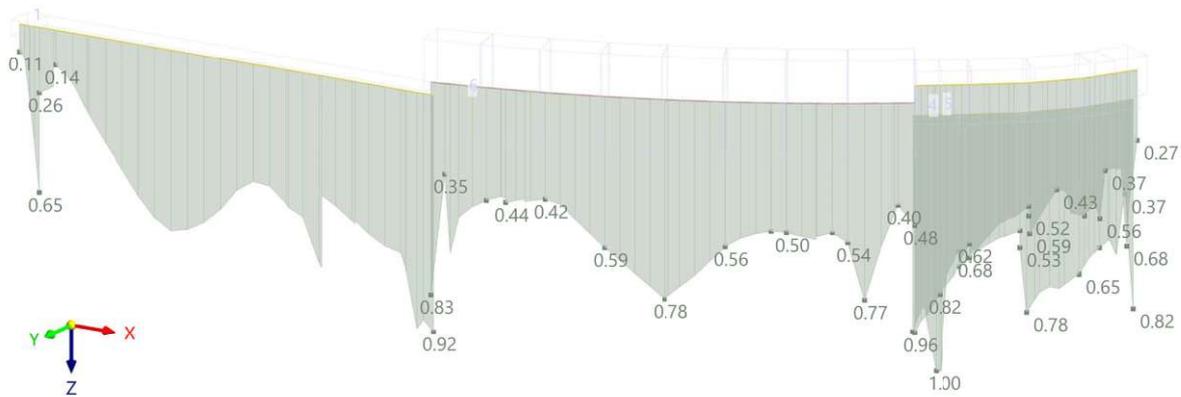


Abb. 5.30: maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2

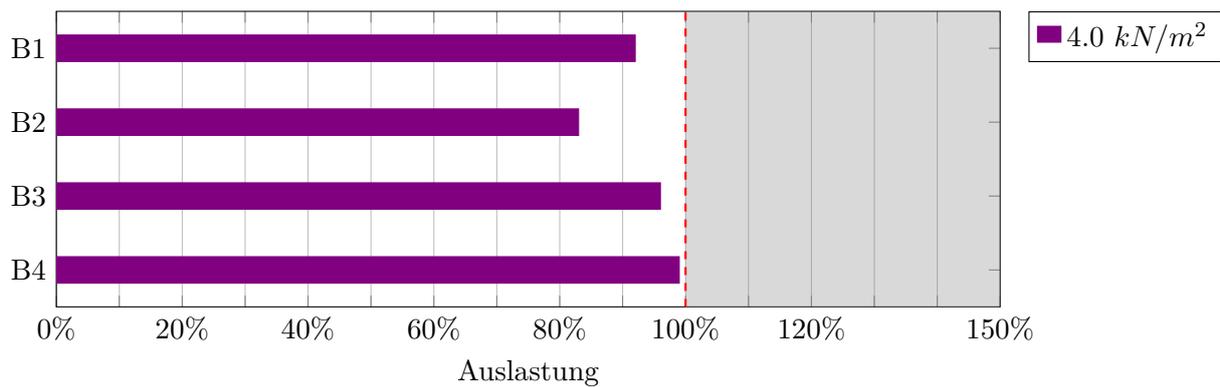


Abb. 5.31: Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$, Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22

Die Abbildungen 5.30 und 5.31 zeigen, dass alle Balken unter 100% ausgelastet sind. Maßgebend sind bei den Balken B1, B2 und B4 die Auflagerbereiche, bei Balken B2 der Feldbereich. Bei Erhöhung der Nutzlasten wird vor allem der Balken B2 durch die Abfangung des Stützenstranges deutlich höher belastet. Dieser ist jedoch entsprechend groß ausgebildet und zeigt deutlich höhere statische Kapazitätsreserven.

5.2 Nutzlaststeigerung und erneute Nachbemessung maßgebender Bauteile

Da in der ersten Bemessung mit der Bestandsnutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ ($3,0 \text{ Grundwert} + 1,0 \text{ Trennwandzuschlag}$) teilweise noch keine Auslastungen von 100% erreicht wurden, wird die aufgebrachte Nutzlast in Stufen von $0,5 \text{ kN/m}^2$ soweit gesteigert, bis der Maximalwert der zu berücksichtigenden Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ ($5,0 \text{ Grundwert} + 1,0 \text{ Trennwandzuschlag}$) gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] erreicht wird. Die Tabelle 5.2 zeigt die gesteigerten Lastansätze der betroffenen Lastfälle 4 und 5 für die untersuchten Laststufen.

Tab. 5.2: angesetzte Flächenlasten je Laststufe für die Nutzlastfälle 3 und 4

Laststufe	Lastfall	Grundwert	Trennwände	Loggien	Balkone
			+1,0	+1,0	+2,0
0 (Bestand)	LF 3 (voll)	3,0	4,0	4,0	5,0
	LF 4 (reduziert)	2,2	3,2	3,2	4,2
1	LF 3 (voll)	3,5	4,5	4,5	5,5
	LF 4 (reduziert)	2,5	3,5	3,5	4,5
2	LF 3 (voll)	4,0	5,0	5,0	6,0
	LF 4 (reduziert)	2,9	3,9	3,9	4,9
3	LF 3 (voll)	4,5	5,5	5,5	6,5*
	LF 4 (reduziert)	3,27	4,3	4,3	5,3
4	LF 3 (voll)	5,0	6,0	6,0	7,0*
	LF 4 (reduziert)	3,6	4,6	4,6	5,6

*Gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] wird der maximale Nutzlastwert von $6,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt analog zur Bestandslaststufe, in kompakterer Form. Die verkleinerten Abbildungen sollen einen Überblick über die Entwicklung der Schnittgrößen und Auslastungen geben. Im Anhang sind diese in vergrößerter Form zusammengestellt. Die Balkendiagramme zeigen die Entwicklung der Auslastungen aufgrund der Laststeigerungen. Diese werden im darauf folgenden Abschnitt zusammengefasst und diskutiert.

5.2.1 Laststufe 1: Steigerung auf Nutzlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$ (+ $0,5 \text{ kN/m}^2$)

Die erste Steigerung der Nutzlast beträgt $0,5 \text{ kN/m}^2$, womit sich der Grundwert auf $3,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht. Inklusive Trennwandzuschlag ergibt sich damit eine angesetzte Flächenlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$ in den Regelgeschossen.

Analog zur Bestandslaststufe deckt der erhöhte Nutzlastwert die Nutzungskategorien A und B, sowie C1 ab. Damit sind gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] die Nutzungsmerkmale Wohnflächen (A) und Büroflächen (B) abgedeckt. Außerdem sind Flächen mit Personenansammlungen möglich, wenn es sich um Flächen mit Tischen und dergleichen handelt. Die Norm gibt dafür die Beispiele Cafes, Restaurants, Speisesäle, Lesezimmer, Empfangsräume und Unterrichtsräume von Schulen an. Dabei ist die Fußnote f zu beachten, die eine erhöhte Nutzlast empfiehlt, wenn Veranstaltungen bei Entfernung der Tische möglich sind. Es folgt die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Auslastungen der maßgebenden Bauteile in kompakter Form, vergrößerte Abbildungen sind im Anhang dargestellt.

5.2.1.1 Regelgeschossdecke über E+10

Die folgende Zusammenstellung in 5.32 zeigt die maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer angesetzten Nutzlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$. In Abbildung 5.33 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

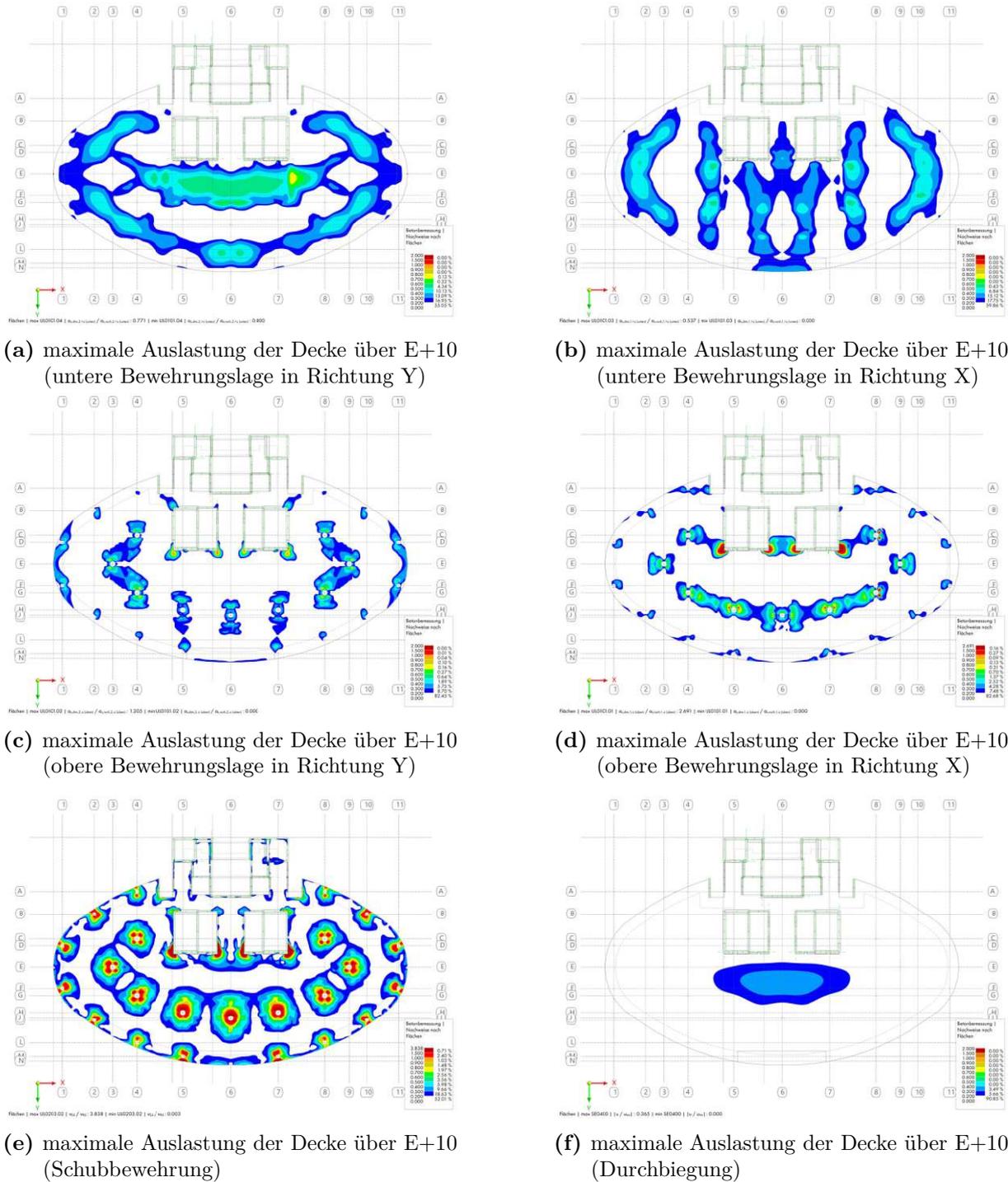
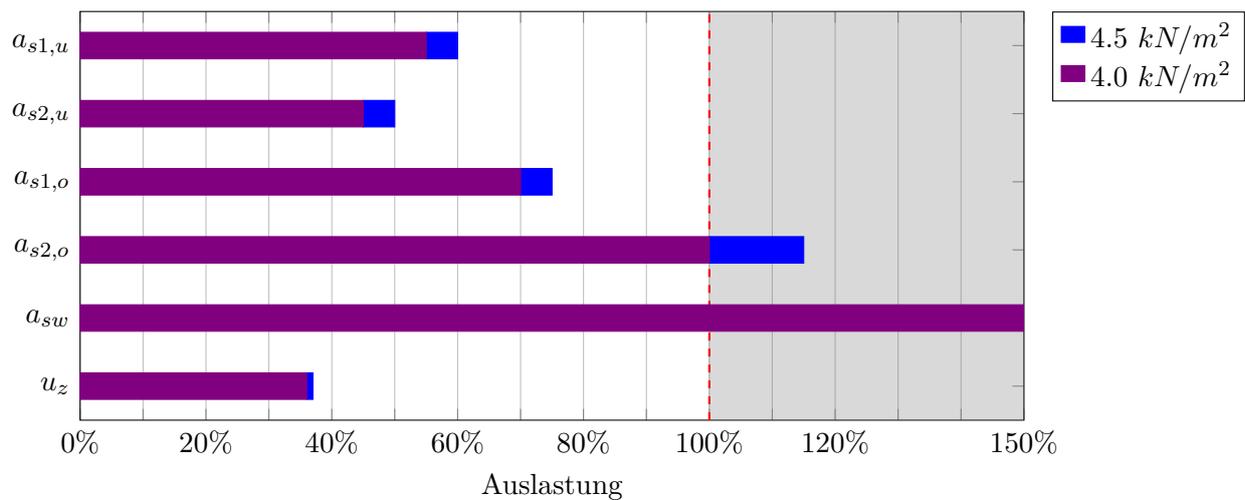


Abb. 5.32: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$ (Bestand + $0,5 \text{ kN/m}^2$)



$a_{s1,u}$...untere Bewehrung in X-Richtung , $a_{s2,u}$...untere Bewehrung in Y-Richtung
 $a_{s1,o}$...obere Bewehrung in Y-Richtung , $a_{s2,o}$...obere Bewehrung in X-Richtung
 a_{sw} ...Schubbewehrung , u_z ...Durchbiegung in Z-Richtung

Abb. 5.33: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² und 4,5 kN/m²

5.2.1.2 Stützen in E-2 und E-3

Die folgende Zusammenstellung in Abbildung 5.34 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der maßgebenden Stützen in E-2 und E-3 bei einer angesetzten Nutzlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$. In Abbildung 5.35 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

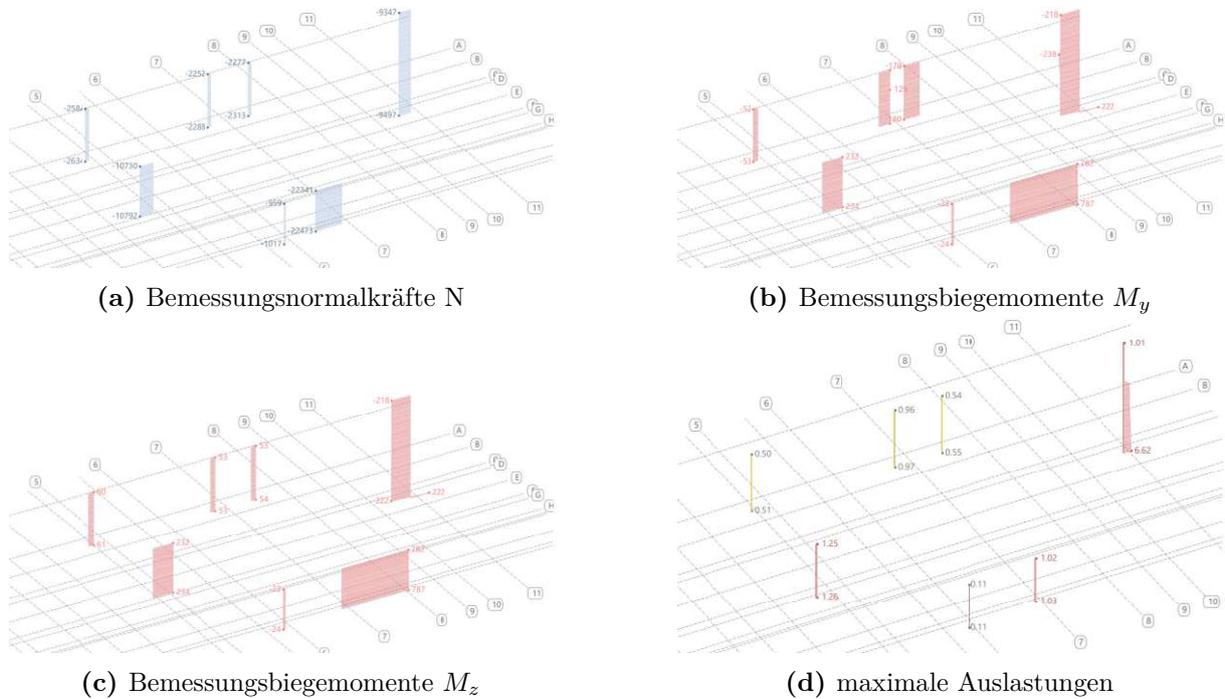


Abb. 5.34: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von $4,5 \text{ kN/m}^2$ (Bestand + $0,5 \text{ kN/m}^2$)

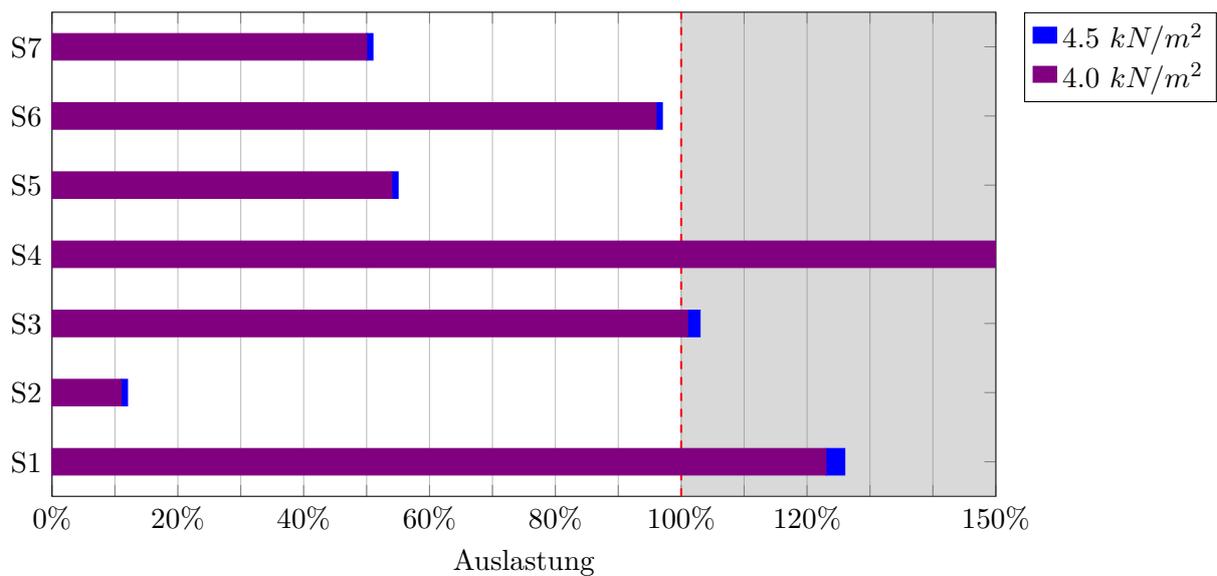


Abb. 5.35: Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ und $4,5 \text{ kN/m}^2$, Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21

5.2.1.3 Balken in Decke über E+2

Die folgende Zusammenstellung in 5.36 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der Balken in der Decke über E+2 bei einer angesetzten Nutzlast von 4,5 kN/m². In Abbildung 5.37 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

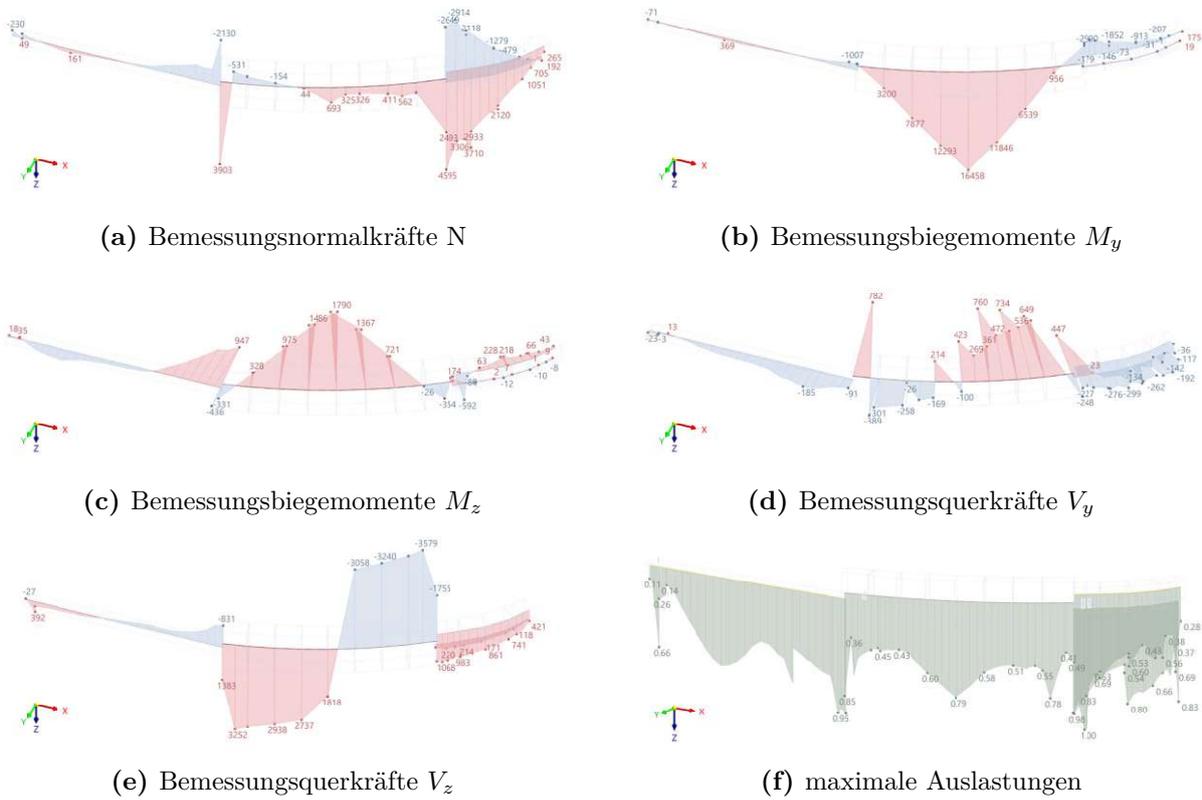


Abb. 5.36: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 4,5 kN/m² (Bestand + 0,5 kN/m²)

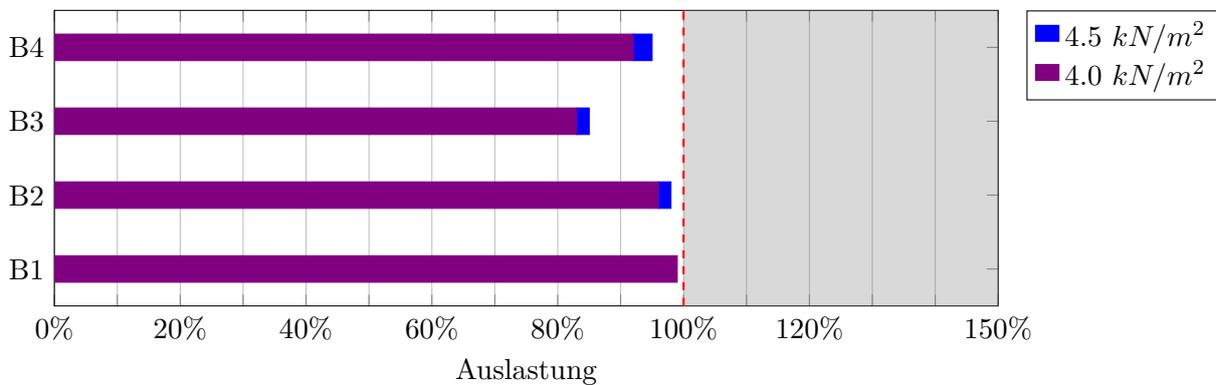


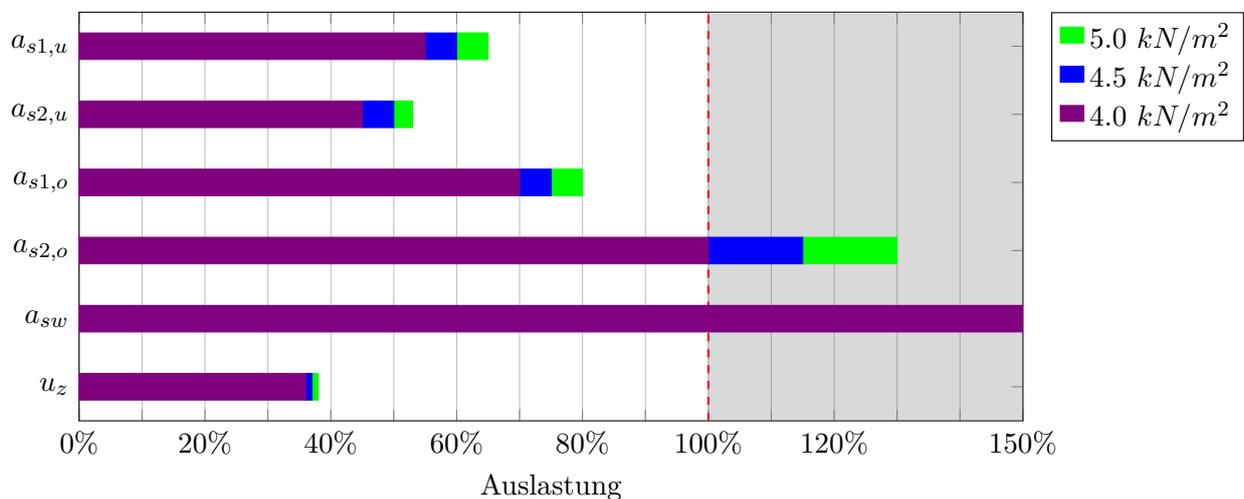
Abb. 5.37: Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² und 4,5 kN/m², Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22

5.2.2 Laststufe 2: Steigerung auf Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ (+ $1,0 \text{ kN/m}^2$)

Die zweite Steigerung der Nutzlast beträgt $1,0 \text{ kN/m}^2$, womit sich der Grundwert auf $4,0 \text{ kN/m}^2$ erhöht. Inklusive Trennwandzuschlag ergibt sich damit eine angesetzte Flächenlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ in den Regelgeschossen.

Gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] werden mit dem erhöhten Grundwert zusätzliche Nutzungen der Kategorie C: Flächen mit Personenansammlungen möglich. Die Kategorie C2 erlaubt Flächen mit fester Bestuhlung, als Beispiele werden Kirchen, Theater, Kinos, Konferenzräume, Vorlesungssäle, Versammlungshallen und Wartezimmer genannt. Die Kategorie C3.1 ermöglicht Flächen mit mäßiger Personenfrequenz ohne Hindernisse für die Beweglichkeit von Personen, als Beispiele werden Museen, Ausstellungsflächen und dgl. angeführt. Außerdem ist das Nutzungsmerkmal Verkaufsflächen in der Kategorie D1: Flächen in Einzelhandelsgeschäften möglich.

Es folgt die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Auslastungen der maßgebenden Bauteile in kompakter Form, vergrößerte Abbildungen sind im Anhang dargestellt.



$a_{s1,u}$...untere Bewehrung in X-Richtung , $a_{s2,u}$...untere Bewehrung in Y-Richtung
 $a_{s1,o}$...obere Bewehrung in Y-Richtung , $a_{s2,o}$...obere Bewehrung in X-Richtung
 a_{sw} ...Schubbewehrung , u_z ...Durchbiegung in Z-Richtung

Abb. 5.38: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ bis $5,0 \text{ kN/m}^2$

5.2.2.1 Regelgeschossdecke über E+10

Die folgende Zusammenstellung in 5.39 zeigt die maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer angesetzten Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$. In Abbildung 5.38 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

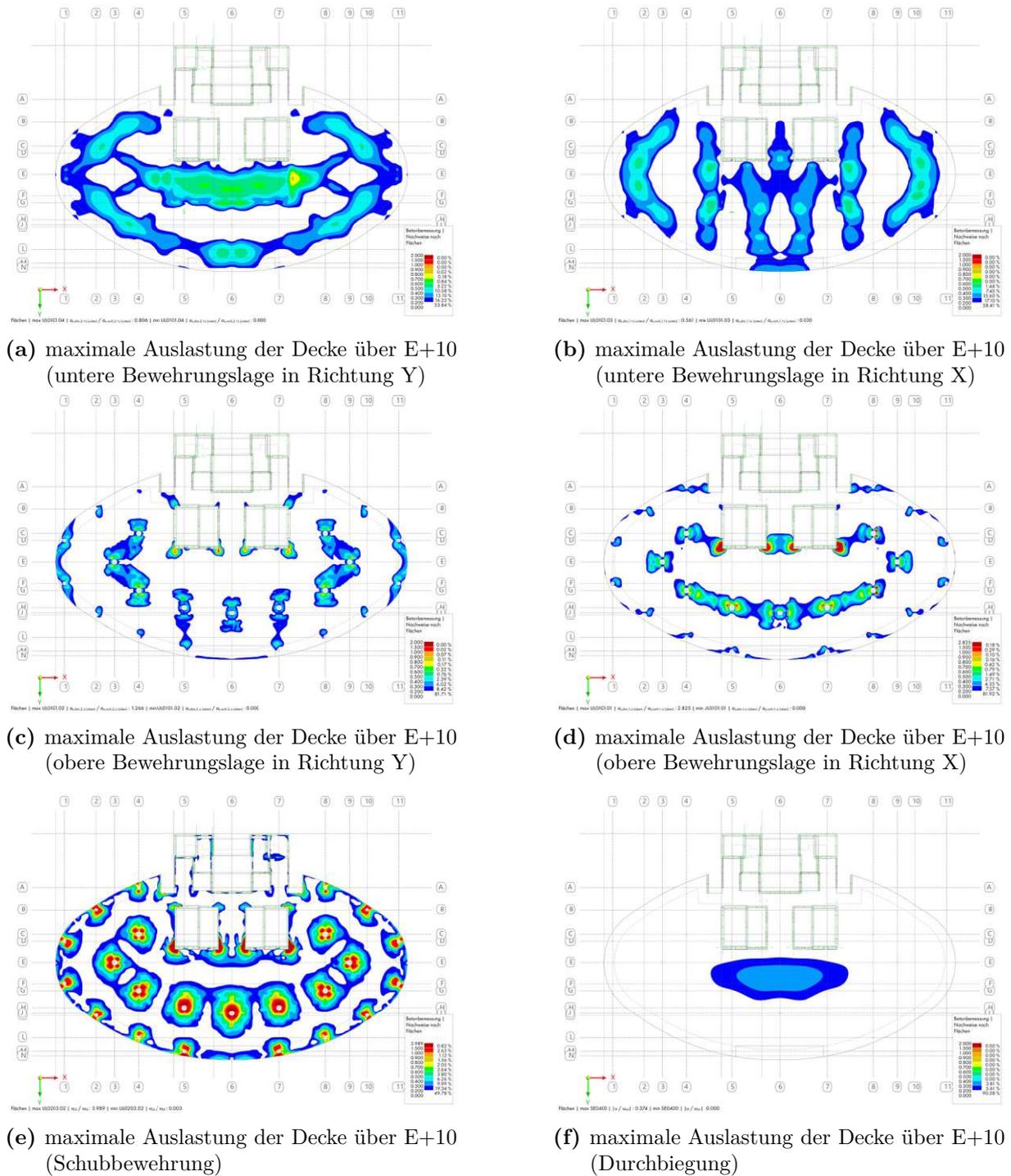


Abb. 5.39: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ (Bestand + $1,0 \text{ kN/m}^2$)

5.2.2.2 Stützen in E-2 und E-3

Die folgende Zusammenstellung in 5.40 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der maßgebenden Stützen in E-2 und E-3 bei einer angesetzten Nutzlast von 5,0 kN/m². In Abbildung 5.41 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

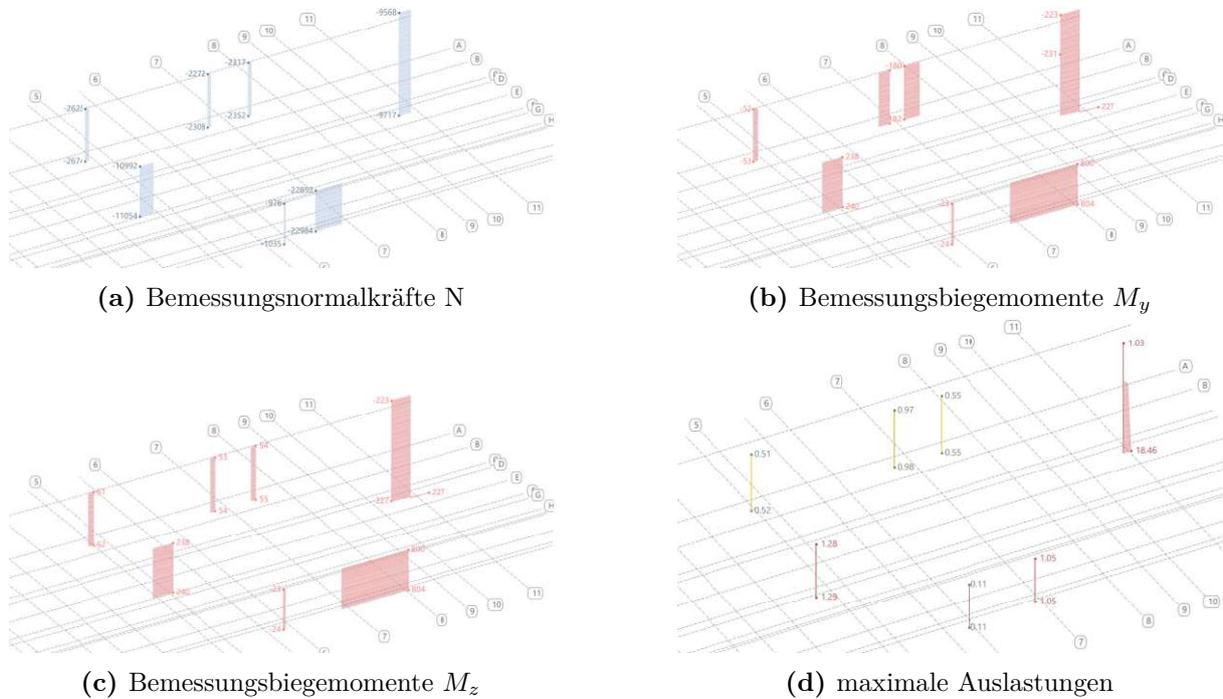


Abb. 5.40: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 5,0 kN/m² (Bestand + 1,0 kN/m²)

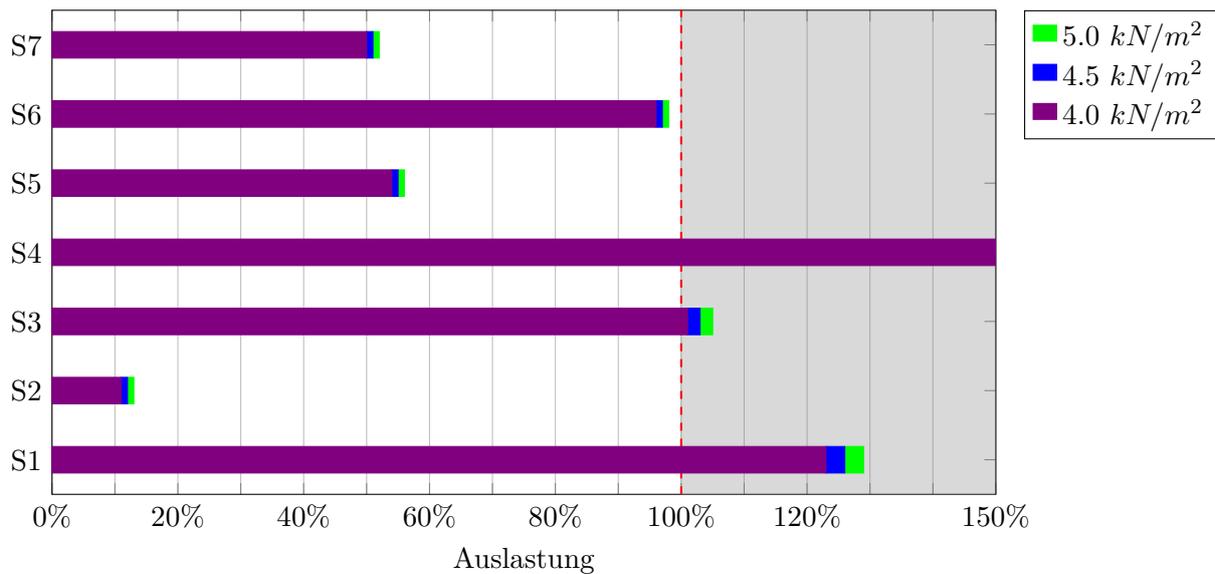


Abb. 5.41: Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 5,0 kN/m², Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21

5.2.2.3 Balken in Decke über E+2

Die folgende Zusammenstellung in 5.42 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der Balken in der Decke über E+2 bei einer angesetzten Nutzlast von 5,0 kN/m². In Abbildung 5.43 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

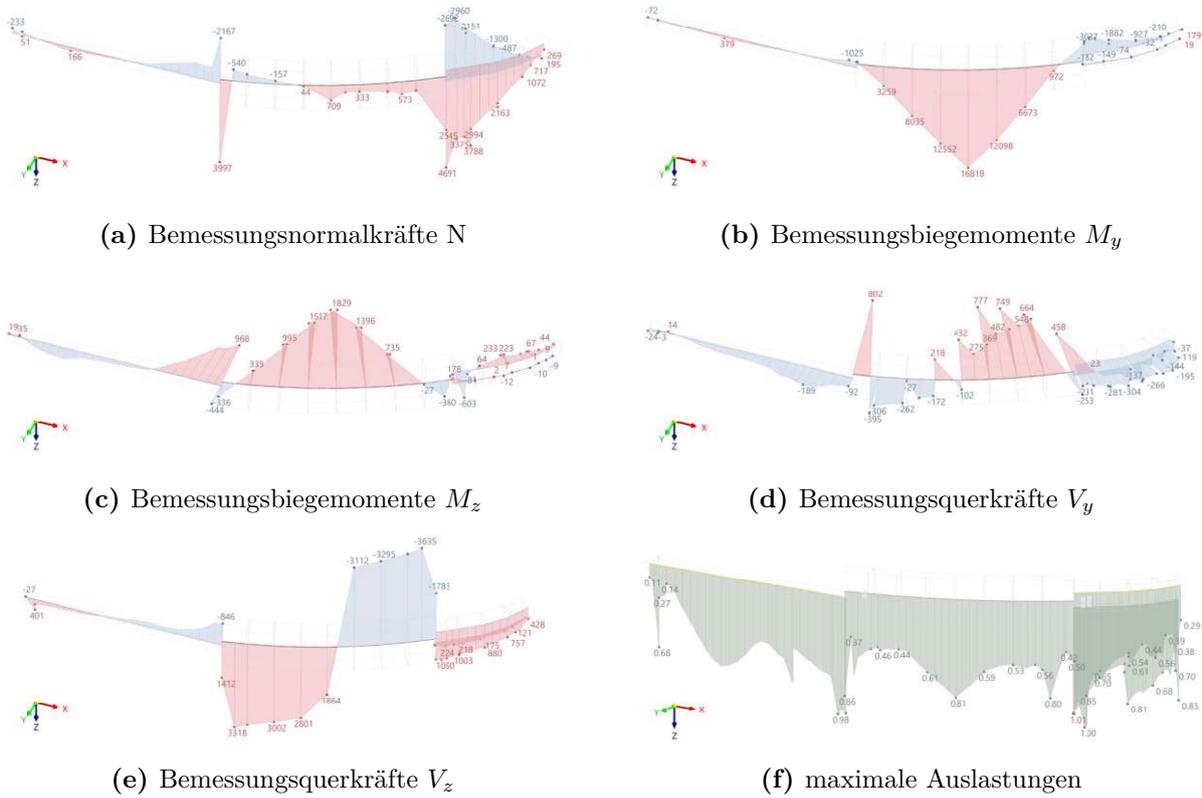


Abb. 5.42: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 5,0 kN/m² (Bestand + 1,0 kN/m²)

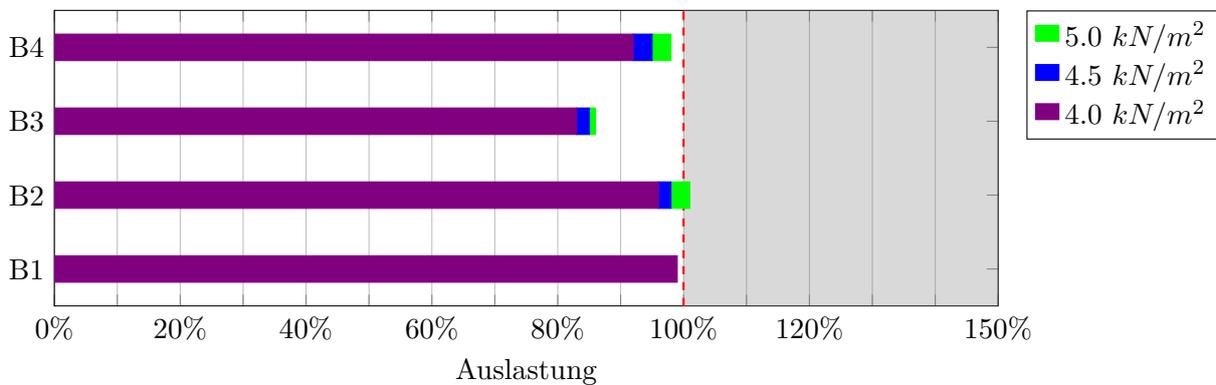


Abb. 5.43: Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 5,0 kN/m², Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22

5.2.3 Laststufe 3: Steigerung auf Nutzlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$ (+ $1,5 \text{ kN/m}^2$)

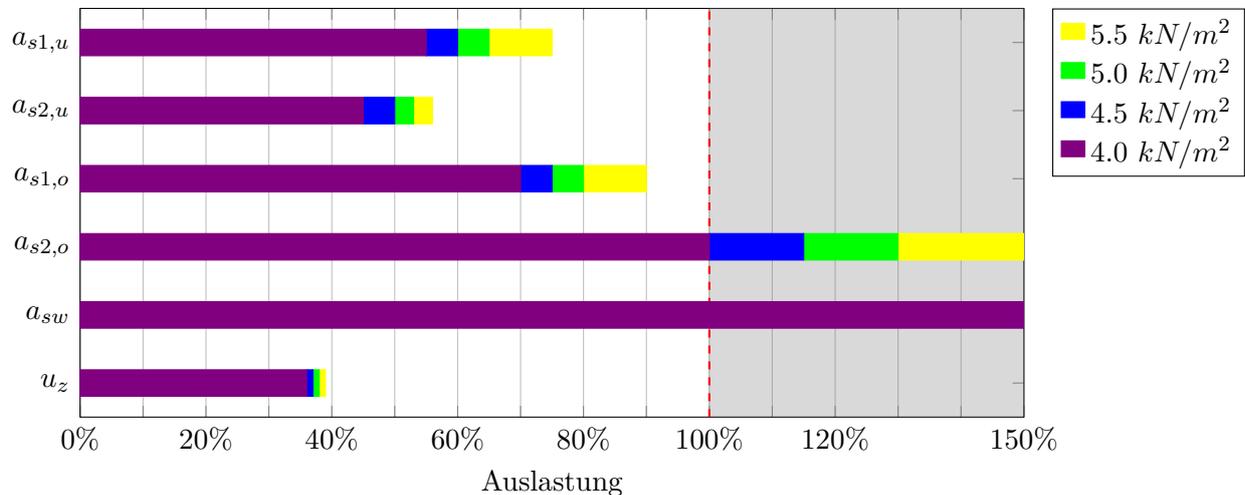
Die dritte Steigerung der Nutzlast beträgt $1,5 \text{ kN/m}^2$, womit sich der Grundwert auf $4,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht. Inklusive Trennwandzuschlag ergibt sich damit eine angesetzte Flächenlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$ in den Regelgeschossen.

Mit diesem Lasterhöhungsschritt werden keine weiteren Nutzungsmöglichkeiten möglich, die vorher genannten bleiben aber weiter gültig.

Es folgt die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Auslastungen der maßgebenden Bauteile in kompakter Form, vergrößerte Abbildungen sind im Anhang dargestellt.

5.2.3.1 Regelgeschossdecke über E+10

Die folgende Zusammenstellung in 5.45 zeigt die maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer angesetzten Nutzlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$. In Abbildung 5.44 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.



$a_{s1,u}$...untere Bewehrung in X-Richtung , $a_{s2,u}$...untere Bewehrung in Y-Richtung
 $a_{s1,o}$...obere Bewehrung in Y-Richtung , $a_{s2,o}$...obere Bewehrung in X-Richtung
 a_{sw} ...Schubbewehrung , u_z ...Durchbiegung in Z-Richtung

Abb. 5.44: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ bis $5,5 \text{ kN/m}^2$

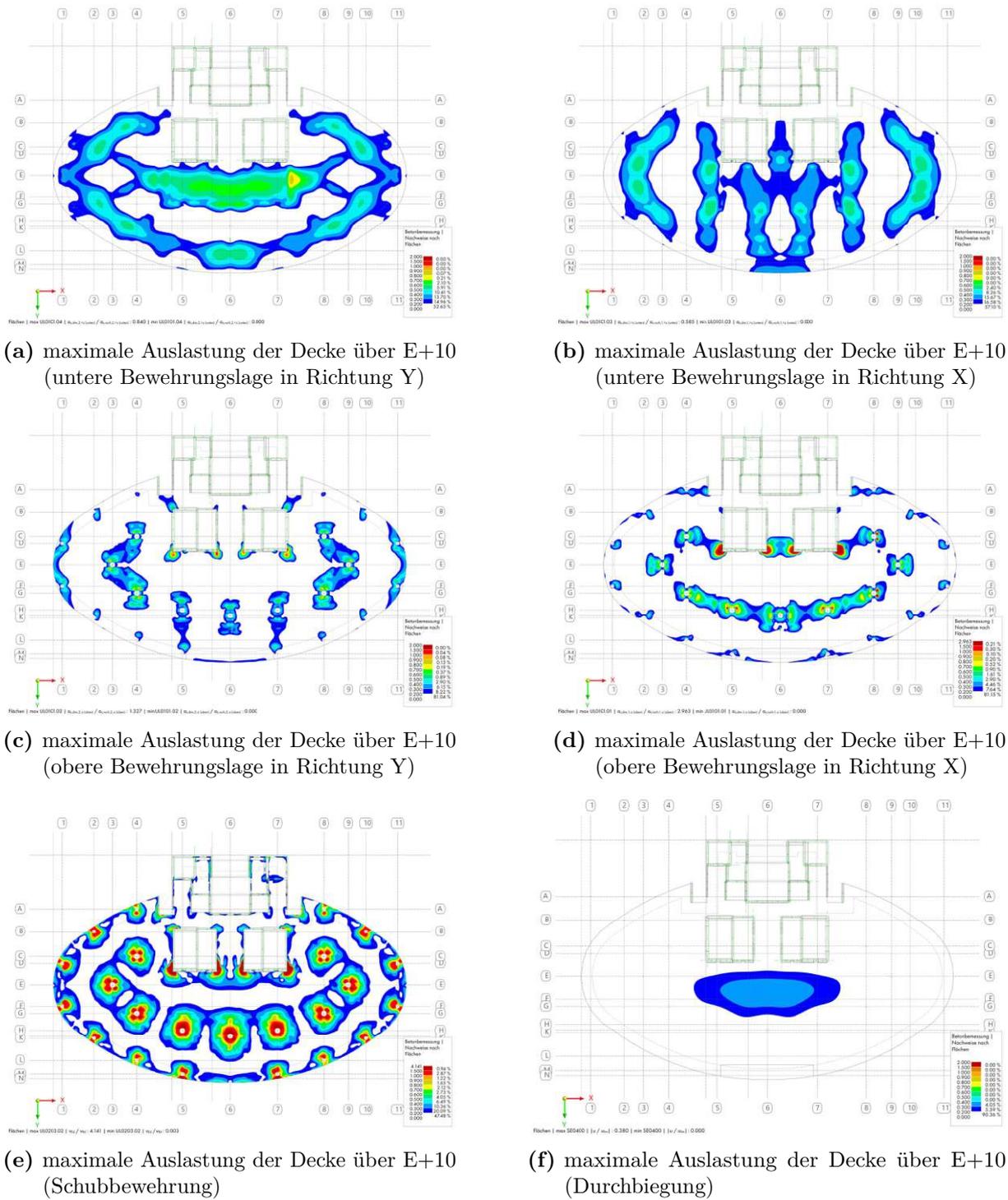


Abb. 5.45: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$ (Bestand + $1,5 \text{ kN/m}^2$)

5.2.3.2 Stützen in E-2 und E-3

Die folgende Zusammenstellung in 5.46 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der maßgebenden Stützen in E-2 und E-3 bei einer angesetzten Nutzlast von 5,5 kN/m². In Abbildung 5.47 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

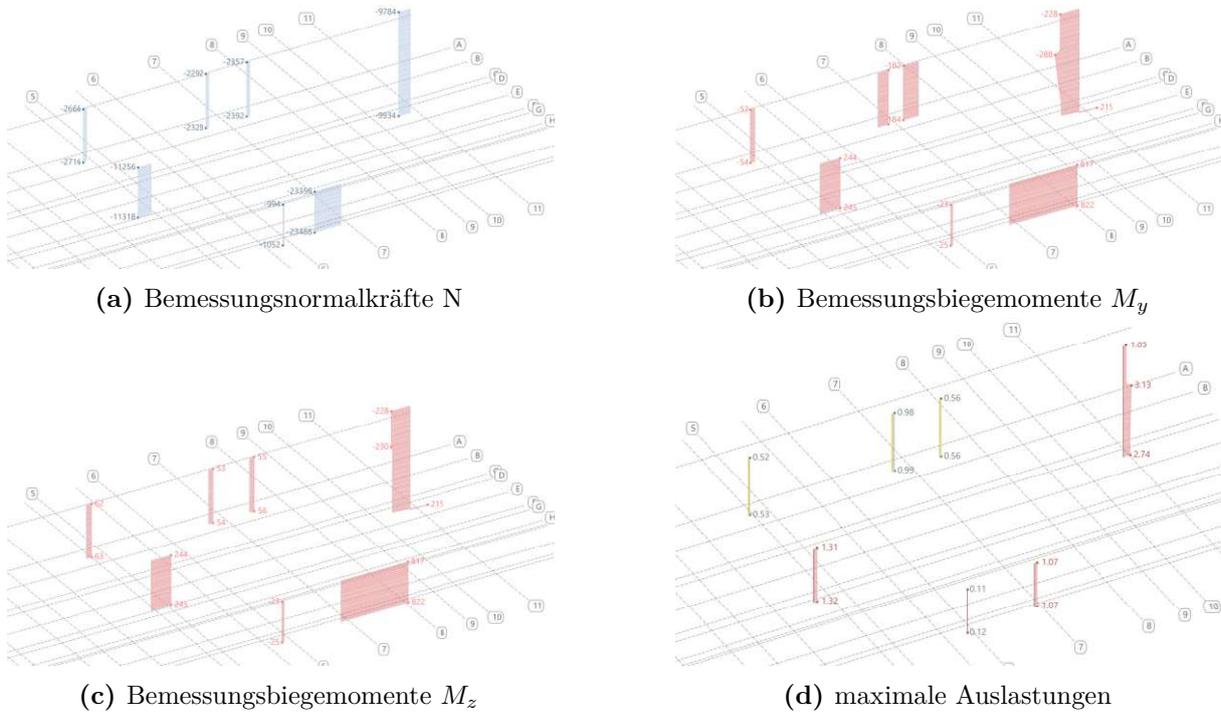


Abb. 5.46: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 5,5 kN/m² (Bestand + 1,5 kN/m²)

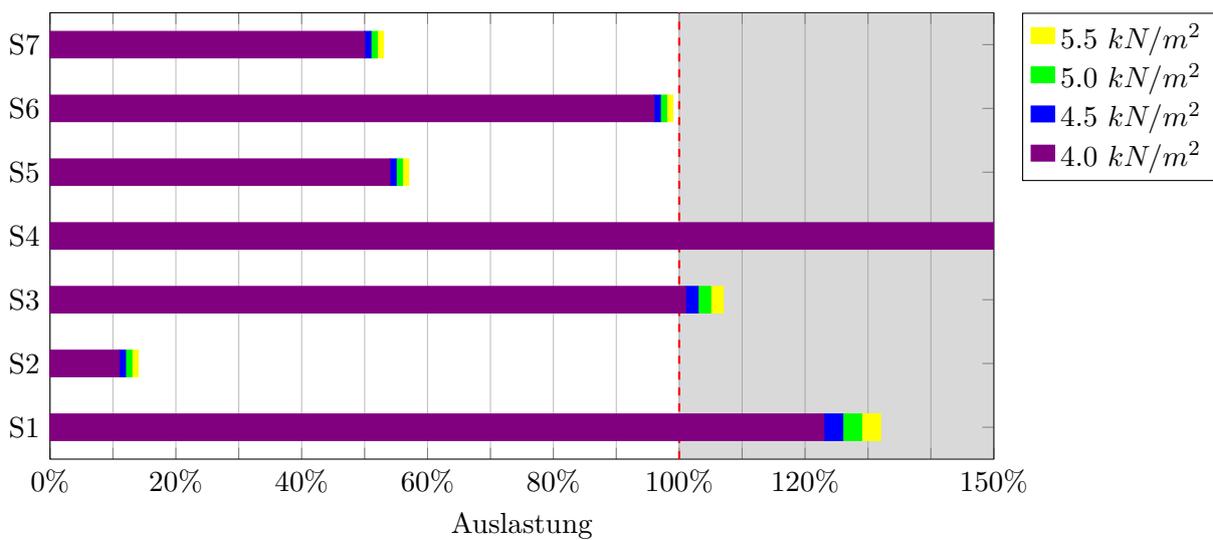


Abb. 5.47: Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 5,5 kN/m², Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21

5.2.3.3 Balken in Decke über E+2

Die folgende Zusammenstellung in 5.48 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der Balken in der Decke über E+2 bei einer angesetzten Nutzlast von 5,5 kN/m². In Abbildung 5.49 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

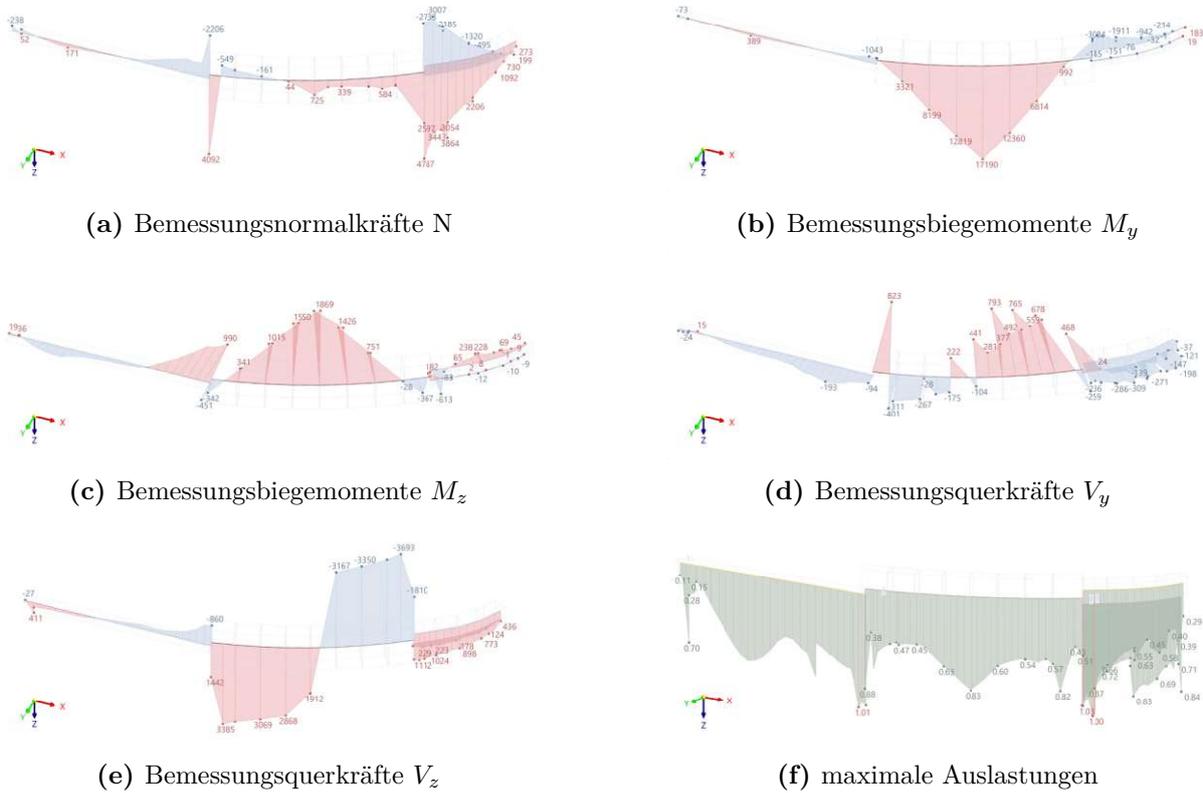


Abb. 5.48: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 5,5 kN/m² (Bestand + 1,5 kN/m²)

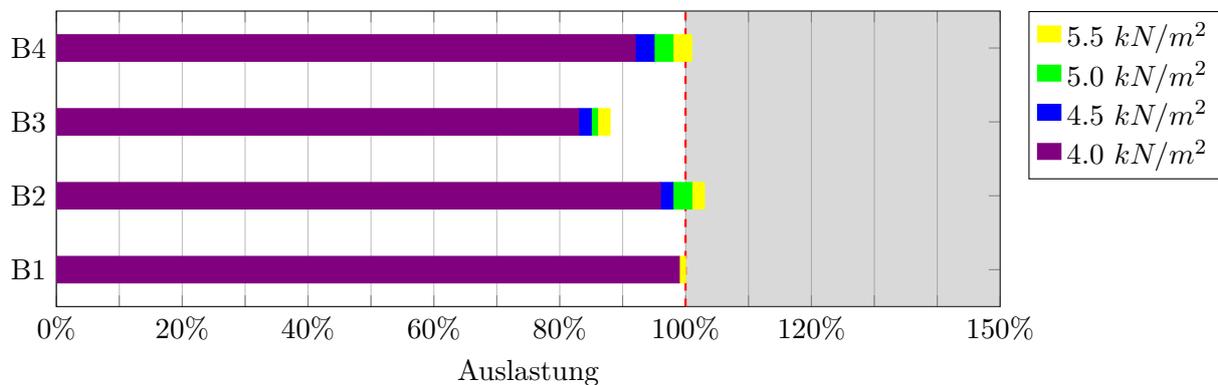


Abb. 5.49: Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 5,5 kN/m², Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22

5.2.4 Laststufe 4: Steigerung auf Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ (+ $2,0 \text{ kN/m}^2$)

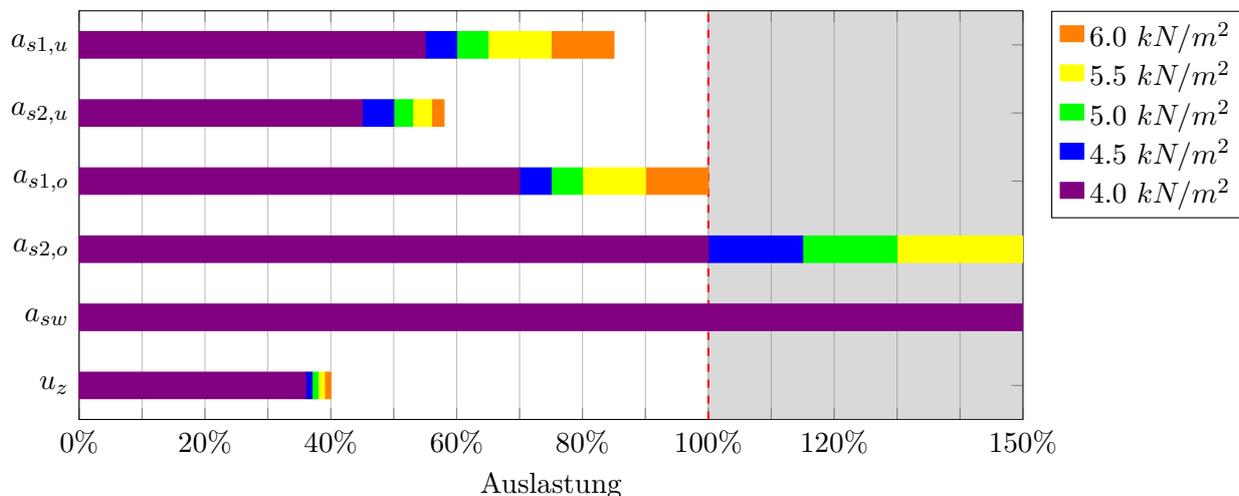
Die vierte und letzte Steigerung der Nutzlast beträgt $2,0 \text{ kN/m}^2$, womit sich der Grundwert auf $5,0 \text{ kN/m}^2$ erhöht. Inklusive Trennwandzuschlag ergibt sich damit eine angesetzte Flächenlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ in den Regelgeschossen, was dem Maximum der anzusetzenden Nutzlast gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] entspricht.

Gemäß ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 [14] werden mit dem erhöhten Grundwert zusätzliche Nutzungen der Kategorie C: Flächen mit Personenansammlungen möglich. Die Kategorie C3.2 erlaubt Flächen mit möglicher hoher Personenfrequenz ohne Hindernisse für die Beweglichkeit von Personen, als Beispiele werden Zugangsflächen in öffentlichen Gebäuden, Schulen und Verwaltungsgebäuden, Hotels und Krankenhäusern angeführt. Die Kategorie C4 ermöglicht Flächen mit möglichen körperlichen Aktivitäten, wie in Tanzsälen, Turnsälen oder Bühnen. Mit der Kategorie C5: Flächen mit möglichem Menschengedränge kann das Gebäude auch für öffentliche Veranstaltungen (Konzertsaal, Sporthalle) genutzt werden. Und auch die letzte Nutzungskategorie D2: Flächen in Kaufhäusern ist nun möglich.

Es folgt die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Auslastungen der maßgebenden Bauteile in kompakter Form, vergrößerte Abbildungen sind im Anhang dargestellt.

5.2.4.1 Regelgeschossdecke über E+10

Die folgende Zusammenstellung in 5.51 zeigt die maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer angesetzten Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$. In Abbildung 5.50 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.



$a_{s1,u}$...untere Bewehrung in X-Richtung , $a_{s2,u}$...untere Bewehrung in Y-Richtung

$a_{s1,o}$...obere Bewehrung in Y-Richtung , $a_{s2,o}$...obere Bewehrung in X-Richtung

a_{sw} ...Schubbewehrung , u_z ...Durchbiegung in Z-Richtung

Abb. 5.50: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ bis $6,0 \text{ kN/m}^2$

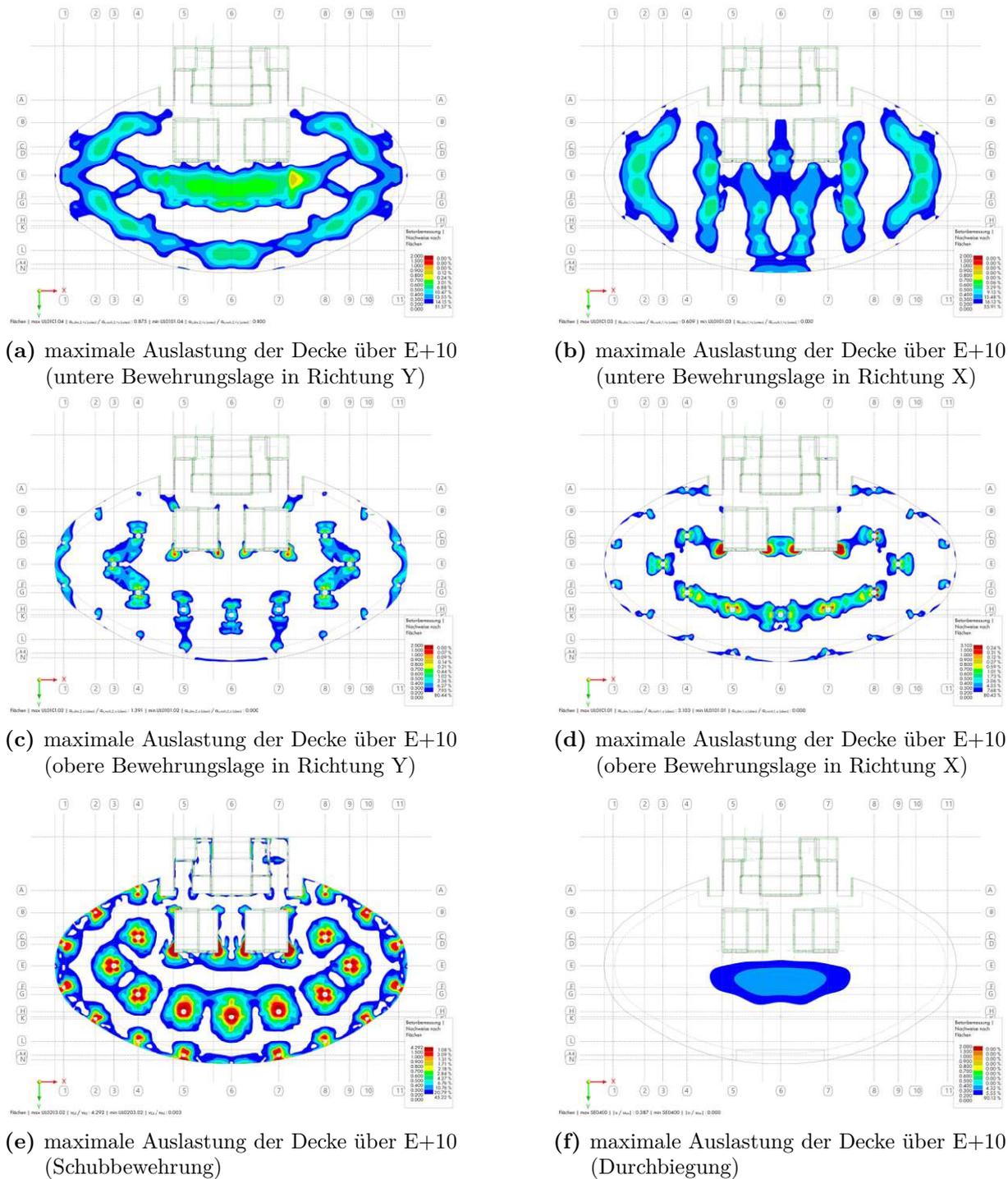


Abb. 5.51: Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ (Bestand + $2,0 \text{ kN/m}^2$)

5.2.4.2 Stützen in E-2 und E-3

Die folgende Zusammenstellung in 5.52 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der maßgebenden Stützen in E-2 und E-3 bei einer angesetzten Nutzlast von 6,0 kN/m². In Abbildung 5.53 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

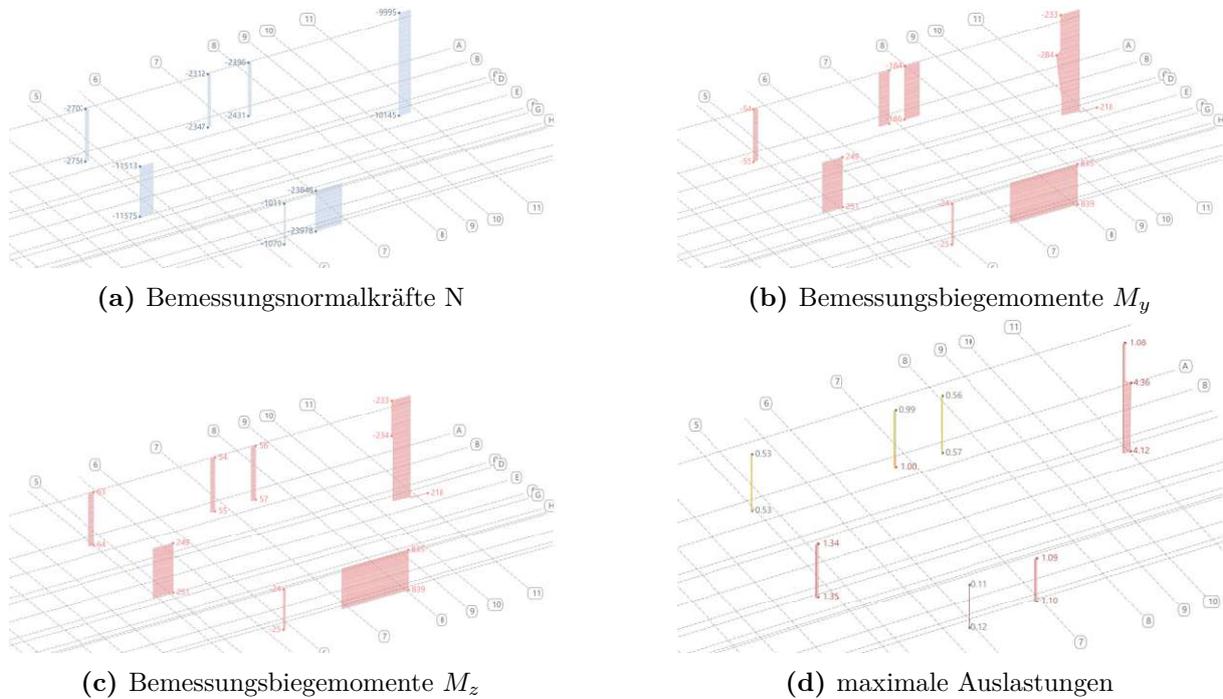


Abb. 5.52: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 6,0 kN/m² (Bestand + 2,0 kN/m²)

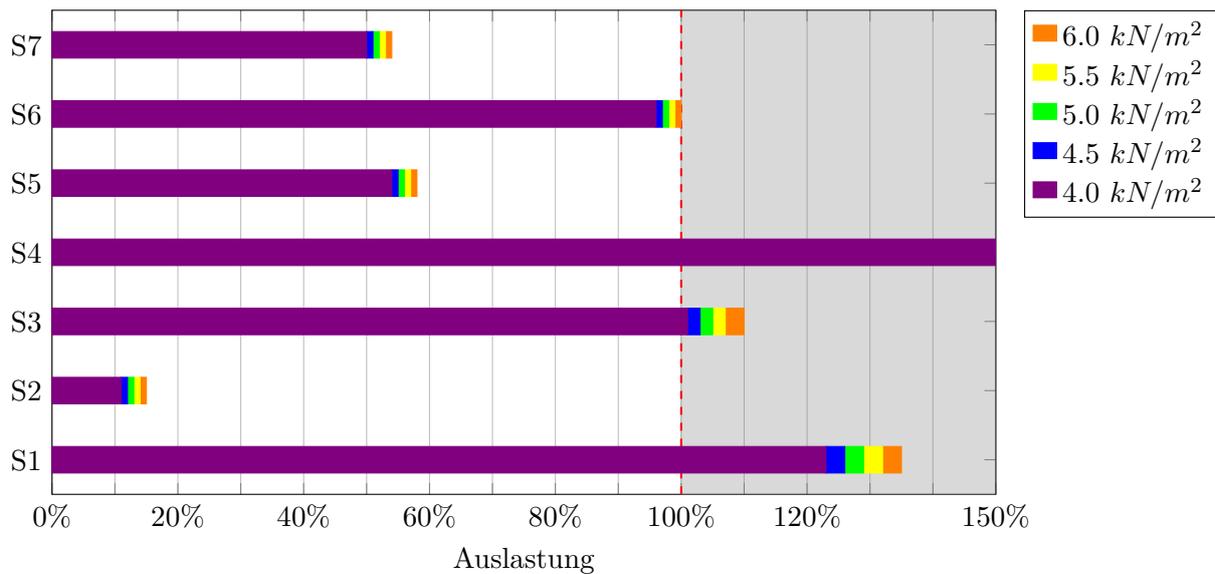


Abb. 5.53: Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 6,0 kN/m², Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21

5.2.4.3 Balken in Decke über E+2

Die folgende Zusammenstellung in 5.54 zeigt die Bemessungsschnittgrößen und maximalen Auslastungen der Balken in der Decke über E+2 bei einer angesetzten Nutzlast von 6,0 kN/m². In Abbildung 5.55 sind die Ergebnisse zusammengefasst und werden mit vorherigen Laststufen verglichen.

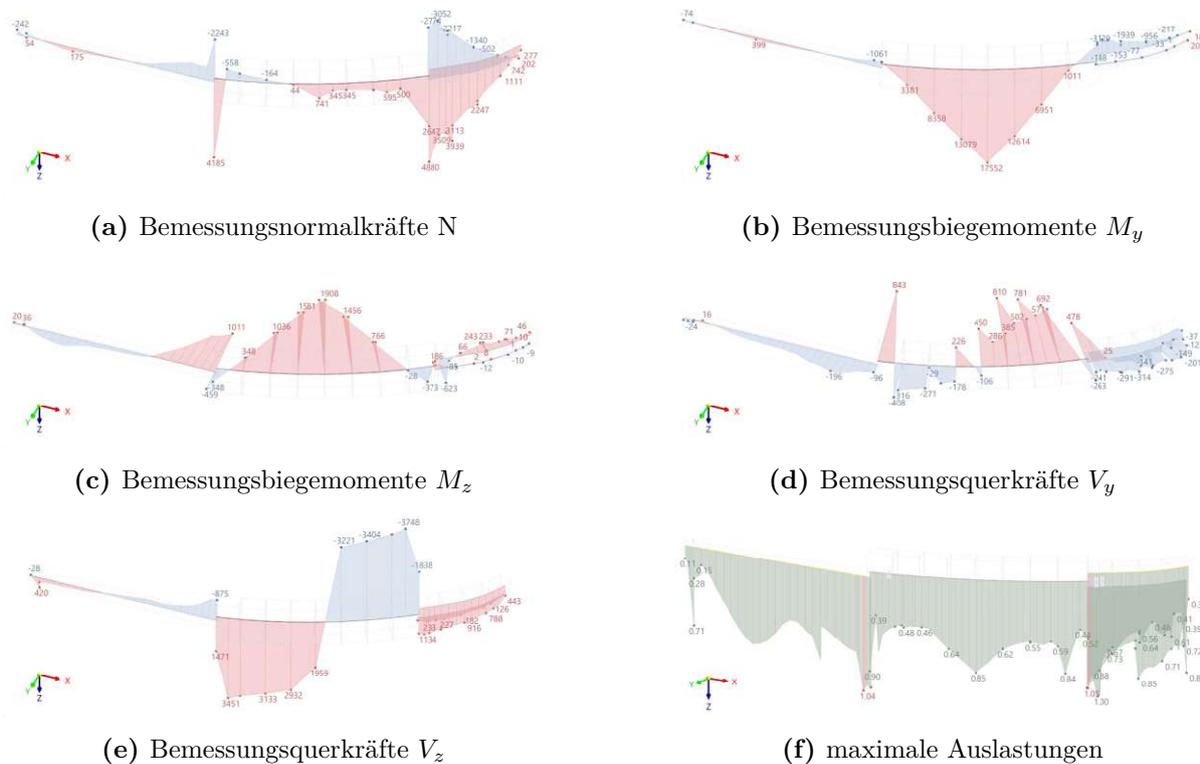


Abb. 5.54: Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 6,0 kN/m² (Bestand + 2,0 kN/m²)

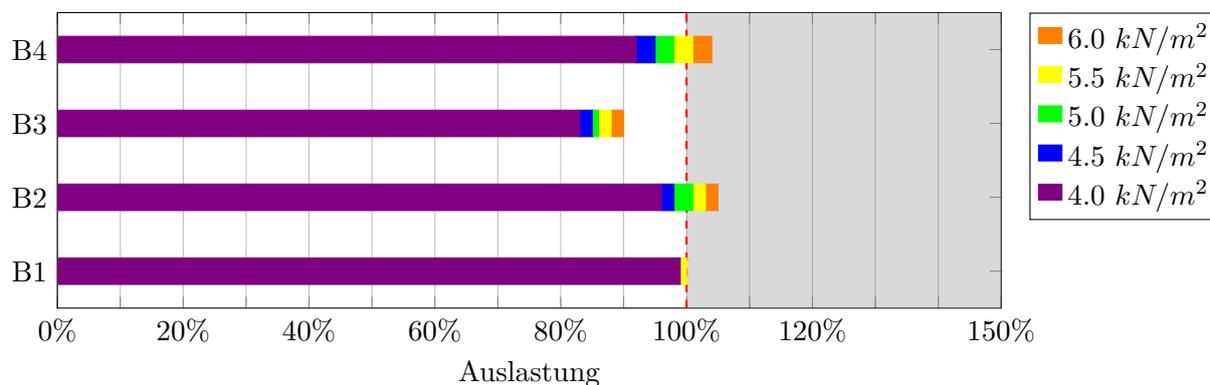


Abb. 5.55: Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 6,0 kN/m², Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22

5.3 Statische Kapazitätsreserve des Demonstranten

Die Ergebnisse der Auslastungen der maßgebenden Bauteile unter den untersuchten Laststufen werden in Abbildung 5.56 zusammengefasst. Es zeigt sich, dass die statische Kapazität des Gebäudes vor allem von der Schubtragfähigkeit der Decken und den hochbelasteten Stützen ohne Stahlverstärkung in den Untergeschossen bestimmt wird. Aufgrund der dargestellten Ergebnisse ist nach der Untersuchung mit den Methoden und Ansätze der vorliegenden Arbeit **keine statische Kapazitätsreserve** für den Demonstranten vorhanden. Bereits mit Ansatz der vorhandenen, nicht erhöhten Nutzlasten und Bemessung nach aktuellem Normenstand sind maßgebende Bauteile voll ausgelastet oder überlastet.

Die Untersuchung der Bauteile unter den beschriebenen Lastszenarien zeigt vorhandene Problemstellen auf, die durch Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen jedoch gelöst werden und dadurch die vorhandenen Reserven nicht überlasteter Bauteile genutzt werden können. Dies soll in der abschließenden Diskussion umrissen werden.

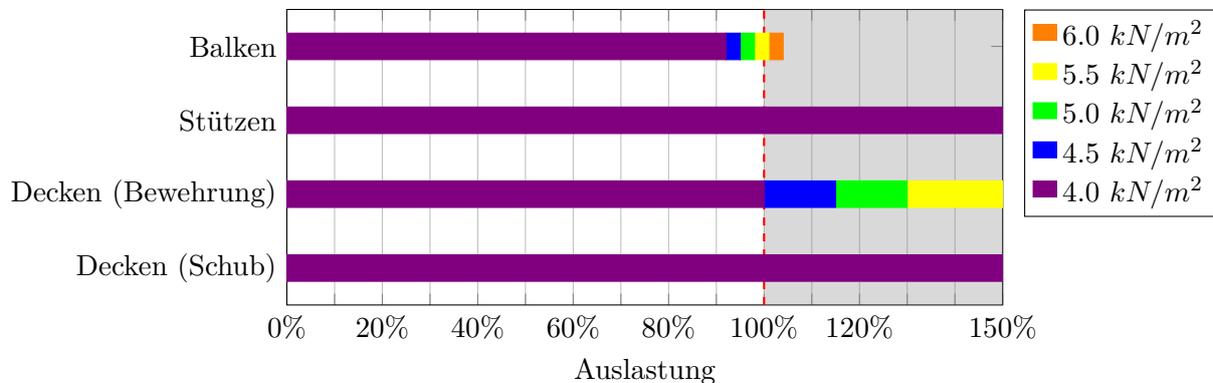


Abb. 5.56: Übersicht der maximalen Auslastungen der maßgebenden Bauteile bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m² bis 6,0 kN/m²

5.4 Diskussion

Die statische Kapazitätsanalyse des Hochhauses zeigt die Stärken und Schwächen der Tragstruktur im Rahmen der globalen Bemessung nach aktuellem Normenstand unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM). Unter der derzeitigen Nutzungsbelastung weisen die maßgebenden Bauteile grundsätzlich noch statische Reserven auf, die jedoch durch einzelne Problemstellen limitiert werden. Die Decken verfügen über eine ausreichende Flächenbewehrung, allerdings fehlt es an Schubbewehrung in den Kernanschlüssen und über den Stützen. Bei einer Erhöhung der Last zeigen auch die oberen Bewehrungslagen im Kernanschluss erste Überschreitungen der Ausnutzung von 100 %.

Eine mögliche Verstärkung der überbeanspruchten Schubbereiche könnte durch die Verdübelung mit Stahlankern erfolgen. Diese werden analog zu Dübelleisten in den Durchstanzbereichen angeordnet und den Querkraftwiderstand erhöhen. [7] Zusätzlich könnten die überbeanspruchten oberen Bewehrungslagen verstärkt werden, beispielsweise durch das Anbringen von CFK-Lamellen am oberen Plattenrand. [9] Dadurch wäre aus Sicht der Regelgeschossdecken eine Nutzlasterhöhung auf das maximale Niveau von 6 kN/m² realisierbar.

Die Analyse der maßgebenden Stützen in den untersten Geschossen zeigt, dass die meisten Bauteile unter der Bestandslast sowie bis zur maximalen Nutzlasterhöhung noch ausreichende Kapazitätsreserven aufweisen. Einzelne Stützen sind jedoch aufgrund der normgemäß zusätzlich

berücksichtigten Momente bereits unter Bestandslast überbeansprucht. Dies bedeutet, dass im Falle einer Nutzungsänderung bereits Verstärkungsmaßnahmen erforderlich sind. Als mögliche Maßnahmen bieten sich eine Umschnürung mit CFK-Lamellen [10] oder eine Vergrößerung der Querschnitte durch eine Stahlbeton- oder Stahlmantelung (Jacketing) an. Saim Raza et. al. bieten in ihrem review paper [30] einen umfangreichen Überblick über die zahlreichen Möglichkeiten der Verstärkung von Stahlbetonstützen mittels Jacketing. Da es sich nur um einzelne Stützen handelt, können die vorhandenen statischen Kapazitätsreserven der restlichen Tragstruktur so effizient genutzt werden.

Im Eingangsbereich des Gebäudes wurden zusätzlich die Balken als weitere kritische Bauteile untersucht. Die Nachbemessung zeigt statische Reserven von wenigen Prozent. Da die Einwirkungen bei einer Nutzlasthöhung nur geringfügig steigen (durch die Auswechslung lediglich eines Stützenstranges), können Lastszenarien bis $5,0 \text{ kN/m}^2$ problemlos aufgenommen werden. Eine weitere Erhöhung führt zu punktuellen Überschreitungen von wenigen Prozentpunkten im Auflagerbereich. Diese Problemstellen können durch eine genauere Modellierung oder die Nutzung von Traglastreserven mittels nichtlinearer Berechnungen voraussichtlich ohne zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen gelöst werden.

Die Nachbemessung des Demonstranten kann durch weitergehende Untersuchungen noch präziser erfolgen, um zusätzliche statische Kapazitätsreserven zu identifizieren. Eine Berücksichtigung der Nacherhärtung des Betons könnte die Tragfähigkeit sämtlicher Betonbauteile weiter steigern, wie in Abschnitt 2.2.3.2 dargestellt. Allerdings setzt der Nachweis mit erhöhten Festigkeitsklassen umfangreiche Untersuchungen des Bestandsgebäudes voraus, insbesondere durch Probenahmen und Festigkeitsmessungen gemäß ÖNORM B 4008-1:2018-10 [19]. Die Modellierung und Berechnung mittels nichtlinearer FEM bietet zwar die Möglichkeit, vorhandene Traglastreserven detaillierter zu erfassen, die große Komplexität liegt jedoch in der Wahl der zum Problem passenden Material- und Strukturmodellierung, wie Marius Weber in seinem Beitrag der ETH Zürich beschreibt. [35]

Literatur

- [1] C. Barth und W. Rustler. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis: mit vielen Anwendungsbeispielen*. 2., überarbeitete und erweiterte Auflage. Bauwerk. Berlin Wien Zürich: Beuth Verlag GmbH, 2013. 1 S. ISBN: 978-3-410-23451-7.
- [2] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. *Beton-Kalender 2024 : Hochbau, digitales Planen und Baurobotik*. 113. Jahrgang. Beton-Kalender. Publication Title: Beton-Kalender 2024 : Hochbau, digitales Planen und Baurobotik. Berlin, Germany: Ernst & Sohn, 2024. ISBN: 3-433-61150-5. URL: [10.1002/9783433611494](https://doi.org/10.1002/9783433611494).
- [3] R. W. Clough und E. L. Wilson. *Early Finite Element Research at Berkeley, University of California*. Berkeley, University of California, 1960.
- [4] R. Courant. *Variational Methods for Solution of Equilibrium and Vibration*. Vol. 49. 1943.
- [5] Dlubal Software GmbH. *Online-Handbücher RFEM 6*. dlubal.com. 22. Jan. 2024. URL: <https://www.dlubal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-6/000040> (Zugriff am 03.01.2025).
- [6] Dlubal Software GmbH. *RWIND Simulation - Erzeugung windinduzierter Lasten auf allgemeinen Modellen*. Juni 2021. URL: <https://www.dlubal.com/de/webfile/003292/3727565/rwind-simulation-handbuch-de.pdf?hash=8772e6aede2e8cf11080eaed87fa50ebc59cf4c1> (Zugriff am 13.02.2025).
- [7] J. Feix, J. Lechner, M. Spiegl und R. Walkner. „Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben“. In: *Beton Kalender 2021*. Weinheim, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2021, S. 953–1005. ISBN: 3-433-03301-3.
- [8] K. Holschemacher, Y. Klug und E. Widjaja. *Lastannahmen im Bauwesen : Grundlagen, Erläuterungen, Praxisbeispiele : Sicherheitskonzept, Einwirkungen auf Tragwerke nach Eurocode 1 und 8: Eigen- und Nutzlasten, Wind- und Schneelasten, Erdbebenlasten*. 2., vollständig überarbeitete Auflage. Bauwerk. Publication Title: Lastannahmen im Bauwesen : Grundlagen, Erläuterungen, Praxisbeispiele : Sicherheitskonzept, Einwirkungen auf Tragwerke nach Eurocode 1 und 8: Eigen- und Nutzlasten, Wind- und Schneelasten, Erdbebenlasten. Berlin Wien Zürich: Beuth Verlag GmbH, 2016. ISBN: 3-410-21732-0.
- [9] F. Jesse und F. Kaplan. „Verfahren für Biegeverstärkungen an Stahlbetonbauteilen“. In: *Die Bautechnik* 88.7 (2011). Place: Berlin Publisher: WILEY-VCH Verlag, S. 433–442. ISSN: 0932-8351.
- [10] S. Käseberg, K. Holschemacher und M. Curbach. „Zum Tragverhalten CFK-umschnürter Stahlbetonstützen mit Kreisquerschnitt“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113.7 (2018). [_eprint: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/best.201800008](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/best.201800008), S. 505–514. DOI: <https://doi.org/10.1002/best.201800008>. URL: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/best.201800008>.
- [11] S. Krause, A. Trumpp, T. Dichtl, S. Kiese und A. Rutsch. *Neue Arbeitswelt, neue Arbeitsorte: Auswirkungen von Homeoffice auf den Büroimmobilienmarkt*. ifo, 13. März 2024. URL: <https://www.ifo.de/publikationen/2024/aufsatz-zeitschrift/neue-arbeitswelt-neue-arbeitsorte> (Zugriff am 30.12.2024).

- [12] F. Leonhardt und E. Mönning. *Vorlesungen über Massivbau : 1. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau / F. Leonhardt und E. Mönning*. Publication Title: Vorlesungen über Massivbau : 1. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau / F. Leonhardt und E. Mönning. Berlin [u.a.]: Springer, 1973. ISBN: 3-540-05733-1.
- [13] *ÖNORM B 1990-1:2013 Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 1: Hochbau Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*. 15. März 2013.
- [14] *ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*. 12. Jan. 2020.
- [15] *ÖNORM B 1991-1-3:2022-05 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*. 5. Jan. 2022.
- [16] *ÖNORM B 1991-1-4:2023-04 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. 4. Jan. 2023.
- [17] *ÖNORM B 1992-1-1:2018-01 Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. 1. Jan. 2018.
- [18] *ÖNORM B 1998-1:2017-07 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. 7. Jan. 2017.
- [19] *ÖNORM B 4008-1:2018-10 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 1: Hochbau*. 15. Okt. 2018.
- [20] *ÖNORM B 4707:2017-06 Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung*. 6. Jan. 2017.
- [21] *ÖNORM EN 10025-2:2019 (D) Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*. 15. Sep. 2019.
- [22] *ÖNORM EN 1990:2013-03-15 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. 15. März 2013.
- [23] *ÖNORM EN 1991-1-1:2010-12 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*. 12. Jan. 2010.
- [24] *ÖNORM EN 1991-1-3:2016-01 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*. 1. Jan. 2016.
- [25] *ÖNORM EN 1991-1-4:2011 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. 5. Jan. 2011.
- [26] *ÖNORM EN 1992-1-1:2015 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 15. Feb. 2015.
- [27] *ÖNORM EN 1998-1:2013 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. 15. Juni 2013.

- [28] W. Potucek, G. Kidery und R. Fritze. *Stahlbetonbau : [zum Unterrichtsgebrauch an höheren technischen und gewerblichen Lehranstalten, Fachrichtung Bautechnik-Hochbau und Bautechnik-Tiefbau, IV. und V. Jahrgang]. 1. Grundlagen und Beispiele auf Basis des Eurocodes 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 und nationaler Anhang ÖNORM B 1992-1-1)*. 13., überarb. Aufl. Publication Title: Stahlbetonbau : [zum Unterrichtsgebrauch an höheren technischen und gewerblichen Lehranstalten, Fachrichtung Bautechnik-Hochbau und Bautechnik-Tiefbau, IV. und V. Jahrgang]. 1. Grundlagen und Beispiele auf Basis des Eurocodes 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 und nationaler Anhang ÖNORM B 1992-1-1). Wien: Manz Verl. Schulbuch, 2012. ISBN: 3-7068-4304-8.
- [29] Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Erik Würger. *Geotechnisches Gutachten*. 24. Feb. 1995.
- [30] S. Raza, M. K. I. Khan, S. J. Menegon, H.-H. Tsang und J. L. Wilson. „Strengthening and repair of reinforced concrete columns by jacketing: State-of-the-art review“. In: *Sustainability* 11.11 (2019). Place: BASEL Publisher: Mdpi, S. 3208. ISSN: 2071-1050.
- [31] D. Software. *Flächenergebnisanpassungen*. Dlubal Software. 15. Dez. 2021. URL: <https://www.dlubal.com/de/loesungen/online-dienste/statik-wiki/000382> (Zugriff am 26.04.2025).
- [32] D. Surek und S. Stempin. *Technische Strömungsmechanik : Für Studium, Examen und Praxis*. 3. Aufl. 2017. Publication Title: Technische Strömungsmechanik : Für Studium, Examen und Praxis. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden Imprint: Springer Vieweg, 2017. ISBN: 3-658-18757-3. URL: 10.1007/978-3-658-18757-6.
- [33] M. Turner, R. W. Clough, H. C. Martin und L. J. Topp. *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*. 1956.
- [34] K. Walz. „Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren“. In: (1976).
- [35] M. Weber. *Die Finite-Elemente-Methode im konstruktiven Ingenieurbau*. Concrete E-Learning Platform | IBK, ETH Zürich. 14. Sep. 2022. URL: <https://concrete.ethz.ch/blog/die-finite-elemente-methode-im-konstruktiven-ingenieurbau/> (Zugriff am 27.04.2025).
- [36] H. Werkle. *Finite Elemente in der Baustatik : Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke*. 3., aktualisierte und erweiterte Auflage. Publication Title: Finite Elemente in der Baustatik : Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke. Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlag | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2008. ISBN: 3-8348-9447-8. URL: 10.1007/978-3-8348-9447-2.

Abbildungsverzeichnis

3.1	Gesamtansicht des Demonstranten, digitales Gebäudemodell	25
3.2	Seitenansicht mit Geschosshöhen, digitales Gebäudemodell	27
3.3	Pfahllängen der SOB-Pfähle unter Fundamentplatte, digitales Gebäudemodell . .	29
3.4	Fundamentplatte mit Flächendicken, digitales Gebäudemodell	29
3.5	Gesamtansicht der Tragstruktur, digitales Gebäudemodell	30
3.6	Regelgeschoss E+11, digitales Gebäudemodell	31
3.7	Flächen mit 25 cm Dicke, digitales Gebäudemodell	32
3.8	Übersicht Stützenstränge, digitales Gebäudemodell	33
3.9	Übersicht Stützenquerschnitte im inneren Oval, digitales Gebäudemodell	34
3.10	Übersicht Stützenquerschnitte im äußeren Oval, digitales Gebäudemodell	35
3.11	Querschnittsübersicht Gebäudekern, digitales Gebäudemodell	36
3.12	Querschnittsübersicht Unter- und Überzüge, digitales Gebäudemodell	37
4.1	angesetzte Lasten im Lastfall 1, Ansicht Regelgeschoss	43
4.2	angesetzte Lasten im Lastfall 2	44
a	Lastfall 2: Eigengewicht Glasfassade	44
b	Lastfall 2: Eigengewicht Ziegelfassade	44
4.3	angesetzte Lasten im Lastfall 3, Ansicht Regelgeschoss	45
4.4	angesetzte Lasten im Lastfall 5, Ansicht Regelgeschoss	46
4.5	angesetzte Lasten im Lastfall 6	47
4.6	angesetzte Lasten im Lastfall 7	48
4.7	angesetzte Lasten im Lastfall 8, Grundriss Regelgeschoss	51
4.8	definiertes Windgeschwindigkeitsprofil und Turbulenzintensitätsprofil gemäß ÖNORM EN/B 1991-1-4 für die Windsimulation	52
4.9	Strömungsfeld um das vereinfachte Gebäudemodell im digitalen Windkanal	53
4.10	Ergebnis der Windsimulation, c_p -Koeffizienten an der luvseitigen (links) und leeseitigen (rechts) Gebäudefront	53
4.11	angesetzte Lasten im Lastfall 9, Ansicht Regelgeschoss	55
4.12	Einstellungen im Lastfall Modalanalyse, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	56
4.13	Modalanalyse-Einstellungen, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	56
4.14	Einstellungen im Lastfall Antwortspektrenverfahren, Screenshot aus <i>RFEM 6</i> . .	57
4.15	Spektralanalyse-Einstellungen, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	58
4.16	Zuordnung der Antwortspektren, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	58
4.17	Antwortspektrum für Horizontalkomponenten, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	59
4.18	Antwortspektrum für Vertikalkomponente, Screenshot aus <i>RFEM 6</i>	59
4.19	Globalverformungen in Richtung X und Y, Bemessungssituation GZG	61
a	Globalverformungen in Richtung X	61
b	Globalverformungen in Richtung Y	61
4.20	Normalkraftverlauf Stützenstrang Achse 1/F von E-3 (links) bis E+25 (rechts) .	62
4.21	Stützen in E-2 und E-3, Übersicht zu bemessender Stützen	63
4.22	Balken in Decke über E+2, Übersicht zu bemessender Stäbe	64

5.1	Decke über E+10, Zulagen untere Bewehrungslage in Richtung Y	66
5.2	Decke über E+10, Bewehrungsmenge untere Lage in Richtung Y	66
5.3	Decke über E+10, Zulagen untere Bewehrungslage in Richtung X	67
5.4	Decke über E+10, Bewehrungsmenge untere Lage in Richtung X	67
5.5	Decke über E+10, Zulagen obere Bewehrungslage in Richtung Y	68
5.6	Decke über E+10, Bewehrungsmenge obere Lage in Richtung Y	68
5.7	Decke über E+10, Zulagen obere Bewehrungslage in Richtung X	69
5.8	Decke über E+10, Bewehrungsmenge obere Lage in Richtung X	69
5.9	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)	70
5.10	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)	71
5.11	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)	71
5.12	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)	72
5.13	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	72
5.14	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	73
5.15	Übersicht der Auslastung der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ²	73
5.16	Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte	75
5.17	Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y	75
5.18	Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z	76
5.19	Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen	76
5.20	Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² , Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21	77
5.21	Balken 1, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung	78
5.22	Balken 2, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung	78
5.23	Balken 3, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung	79
5.24	Balken 4, Decke über E+2, vorhandene Bewehrung	79
5.25	Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N	80
5.26	Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y	80
5.27	Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z	80
5.28	Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y	81
5.29	Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z	81
5.30	maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2	82
5.31	Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² , Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22	82
5.32	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von 4,5 kN/m ² (Bestand + 0,5 kN/m ²)	84
a	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)	84
b	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)	84
c	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)	84
d	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)	84
e	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	84
f	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	84
5.33	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² und 4,5 kN/m ²	85

5.34	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 4,5 kN/m ² (Bestand + 0,5 kN/m ²)	86
a	Bemessungsnormalkräfte N	86
b	Bemessungsbiegemomente M_y	86
c	Bemessungsbiegemomente M_z	86
d	maximale Auslastungen	86
5.35	Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² und 4,5 kN/m ² , Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21	86
5.36	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 4,5 kN/m ² (Bestand + 0,5 kN/m ²)	87
a	Bemessungsnormalkräfte N	87
b	Bemessungsbiegemomente M_y	87
c	Bemessungsbiegemomente M_z	87
d	Bemessungsquerkräfte V_y	87
e	Bemessungsquerkräfte V_z	87
f	maximale Auslastungen	87
5.37	Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² und 4,5 kN/m ² , Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22 . . .	87
5.38	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,0 kN/m ²	88
5.39	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von 5,0 kN/m ² (Bestand + 1,0 kN/m ²)	89
a	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)	89
b	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)	89
c	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)	89
d	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)	89
e	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	89
f	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	89
5.40	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 5,0 kN/m ² (Bestand + 1,0 kN/m ²)	90
a	Bemessungsnormalkräfte N	90
b	Bemessungsbiegemomente M_y	90
c	Bemessungsbiegemomente M_z	90
d	maximale Auslastungen	90
5.41	Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,0 kN/m ² , Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21	90
5.42	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 5,0 kN/m ² (Bestand + 1,0 kN/m ²)	91
a	Bemessungsnormalkräfte N	91
b	Bemessungsbiegemomente M_y	91
c	Bemessungsbiegemomente M_z	91
d	Bemessungsquerkräfte V_y	91
e	Bemessungsquerkräfte V_z	91
f	maximale Auslastungen	91

5.43	Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,0 kN/m ² , Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22	91
5.44	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,5 kN/m ²	92
5.45	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von 5,5 kN/m ² (Bestand + 1,5 kN/m ²)	93
a	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)	93
b	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)	93
c	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)	93
d	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)	93
e	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	93
f	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	93
5.46	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 5,5 kN/m ² (Bestand + 1,5 kN/m ²)	94
a	Bemessungsnormalkräfte N	94
b	Bemessungsbiegemomente M_y	94
c	Bemessungsbiegemomente M_z	94
d	maximale Auslastungen	94
5.47	Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,5 kN/m ² , Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21	94
5.48	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 5,5 kN/m ² (Bestand + 1,5 kN/m ²)	95
a	Bemessungsnormalkräfte N	95
b	Bemessungsbiegemomente M_y	95
c	Bemessungsbiegemomente M_z	95
d	Bemessungsquerkräfte V_y	95
e	Bemessungsquerkräfte V_z	95
f	maximale Auslastungen	95
5.49	Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 5,5 kN/m ² , Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22	95
5.50	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 6,0 kN/m ²	96
5.51	Übersicht der maximalen Auslastungen der Decke über E+10 für eine Nutzlast von 6,0 kN/m ² (Bestand + 2,0 kN/m ²)	97
a	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung Y)	97
b	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrungslage in Richtung X)	97
c	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung Y)	97
d	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrungslage in Richtung X)	97
e	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	97
f	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	97

5.52	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 für eine Nutzlast von 6,0 kN/m ² (Bestand + 2,0 kN/m ²)	98
a	Bemessungsnormalkräfte N	98
b	Bemessungsbiegemomente M_y	98
c	Bemessungsbiegemomente M_z	98
d	maximale Auslastungen	98
5.53	Übersicht der maximalen Auslastungen der Stützen in E-2 und E-3 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 6,0 kN/m ² , Stützenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.21	98
5.54	Übersicht der Bemessungsschnittgrößen und der maximalen Auslastungen der Balken in Decke über E+2 für eine Nutzlast von 6,0 kN/m ² (Bestand + 2,0 kN/m ²)	99
a	Bemessungsnormalkräfte N	99
b	Bemessungsbiegemomente M_y	99
c	Bemessungsbiegemomente M_z	99
d	Bemessungsquerkräfte V_y	99
e	Bemessungsquerkräfte V_z	99
f	maximale Auslastungen	99
5.55	Übersicht der maximalen Auslastungen der Balken über E+2 bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 6,0 kN/m ² , Balkenbezeichnungen gemäß Abbildung 4.22 . . .	99
5.56	Übersicht der maximalen Auslastungen der maßgebenden Bauteile bei einer Nutzlast von 4,0 kN/m ² bis 6,0 kN/m ²	100
A.1	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y) .	112
A.2	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X) .	113
A.3	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y) . .	113
A.4	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X) . .	114
A.5	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	114
A.6	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	115
A.7	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y) .	115
A.8	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X) .	116
A.9	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y) . .	116
A.10	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X) . .	117
A.11	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	117
A.12	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	118
A.13	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y) .	118
A.14	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X) .	119
A.15	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y) . .	119
A.16	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X) . .	120
A.17	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	120
A.18	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	121
A.19	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y) .	121
A.20	maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X) .	122
A.21	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y) . .	122
A.22	maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X) . .	123
A.23	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)	123
A.24	maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)	124
A.25	Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte	124
A.26	Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y	125
A.27	Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z	125
A.28	Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen	126

A.29 Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte	126
A.30 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y	127
A.31 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z	127
A.32 Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen	128
A.33 Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte	128
A.34 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y	129
A.35 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z	129
A.36 Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen	130
A.37 Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte	130
A.38 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y	131
A.39 Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z	131
A.40 Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen	132
A.41 Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N	132
A.42 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y	133
A.43 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z	133
A.44 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y	133
A.45 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z	134
A.46 maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2	134
A.47 Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N	134
A.48 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y	135
A.49 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z	135
A.50 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y	135
A.51 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z	136
A.52 maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2	136
A.53 Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N	136
A.54 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y	137
A.55 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z	137
A.56 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y	137
A.57 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z	138
A.58 maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2	138
A.59 Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N	139
A.60 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y	139
A.61 Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z	139
A.62 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y	140
A.63 Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z	140
A.64 maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2	140

Tabellenverzeichnis

2.1	Faktoren zur Steifigkeitsreduktion von Stahlbetonelementen in FE-Berechnung nach [2] (Auswahl)	18
2.2	Übersicht von Berechnungstheorien in der Baustatik, eigene Darstellung nach [36]	19
3.1	FBOOKs und Geschosshöhen	26
4.1	Umrechnung der Betondruckfestigkeiten gemäß [19] Anhang C.2	39
4.2	Betonstahlkennwerte gemäß [19] Anhang C.3 und ÖNORM B 4707:2017-06 [20] .	40
4.3	Stahlkennwerte für $t < 40mm$ gemäß [19] Anhang C.5 und EN 10025-2 [21] . . .	40
4.4	Zusammenstellung der luvseitigen Windlasten $w_{luv,i}$ im Lastfall 8	50
4.5	Zusammenstellung der leeseitigen Windlasten $w_{lee,i}$ im Lastfall 8	50
4.6	Ermittlung Winddrücke w_i über c_p -Koeffizienten der Windsimulation	54
4.7	maßgebende Lastkombinationen für die Ermittlung der statischen Kapazität . . .	60
5.1	Stützen in E-2 und E-3, vorhandene Bewehrung	74
5.2	angesetzte Flächenlasten je Laststufe für die Nutzlastfälle 3 und 4	83

Anhang A

Ergebnisse der Nachbemessung maßgebender Bauteile

A.1 Regelgeschossdecke über E+10

A.1.1 Laststufe 1: Steigerung auf Nutzlast von 4,5 kN/m² (+ 0,5 kN/m²)

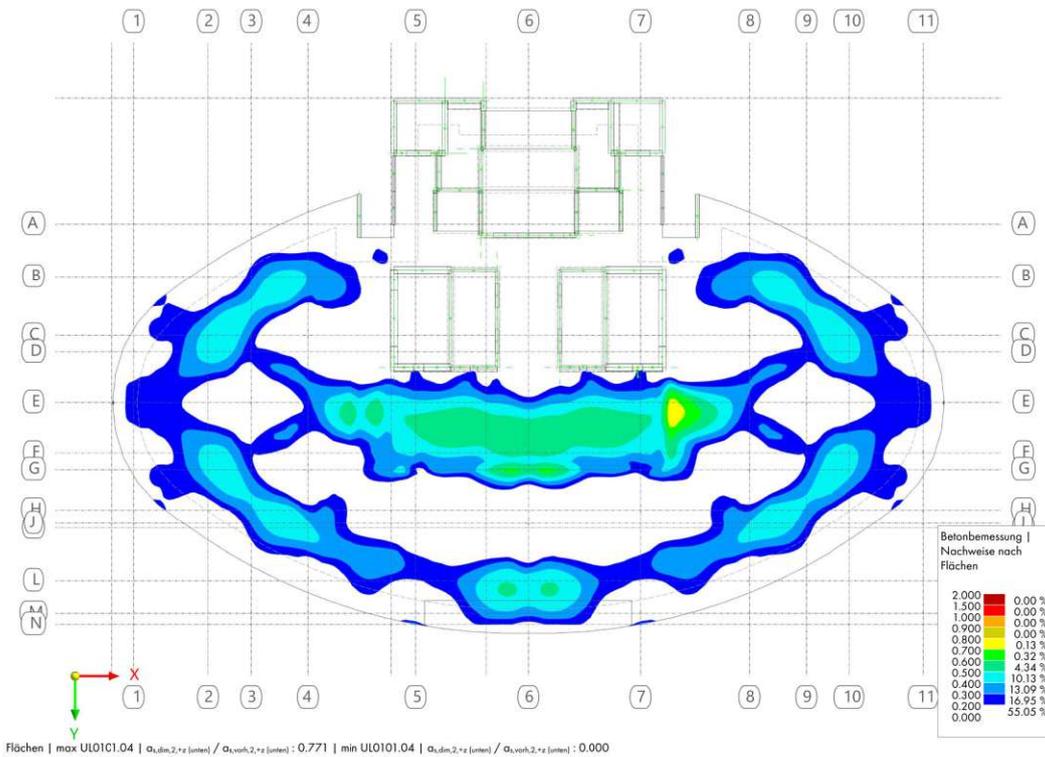


Abb. A.1: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y)

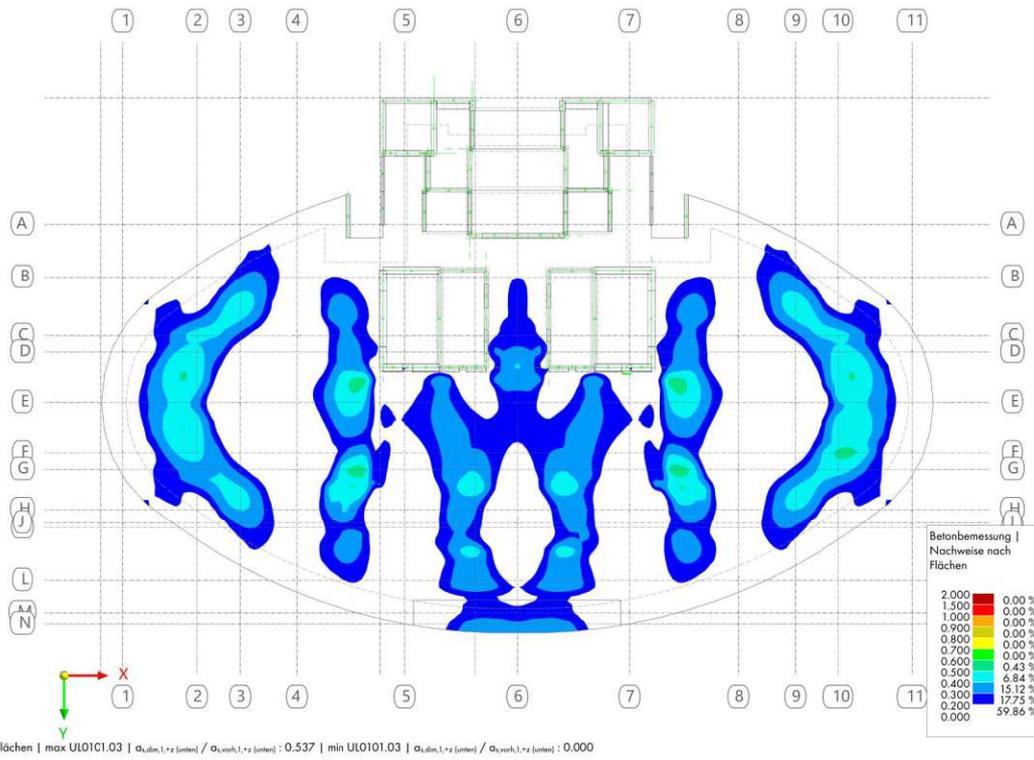


Abb. A.2: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X)

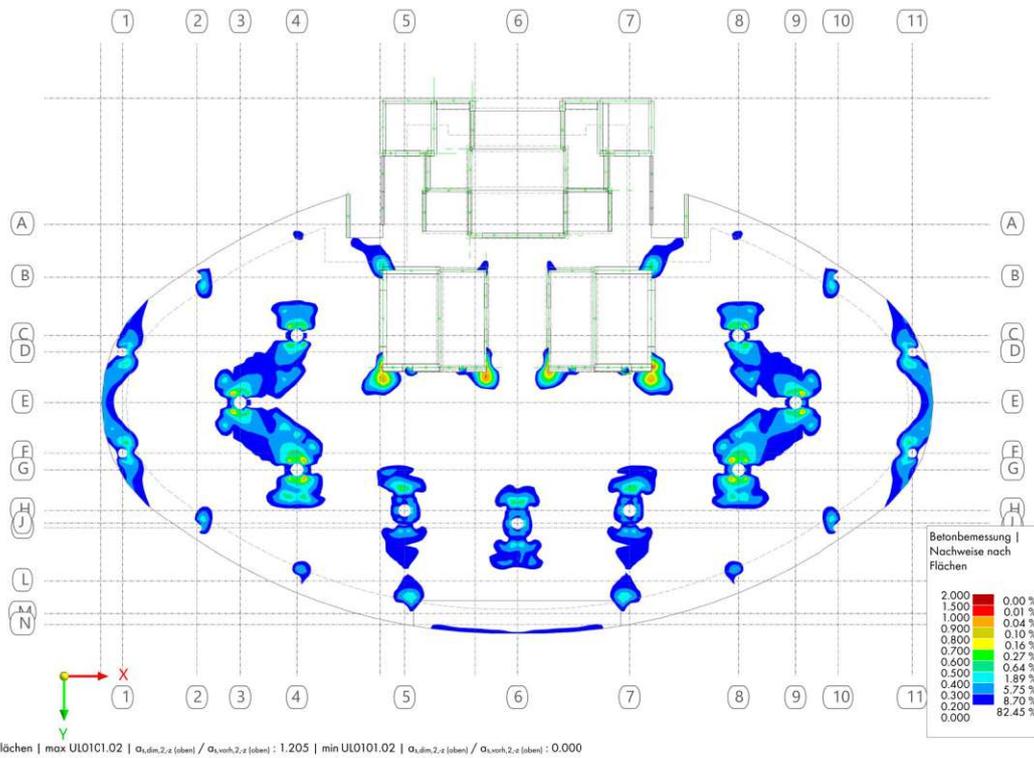


Abb. A.3: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y)

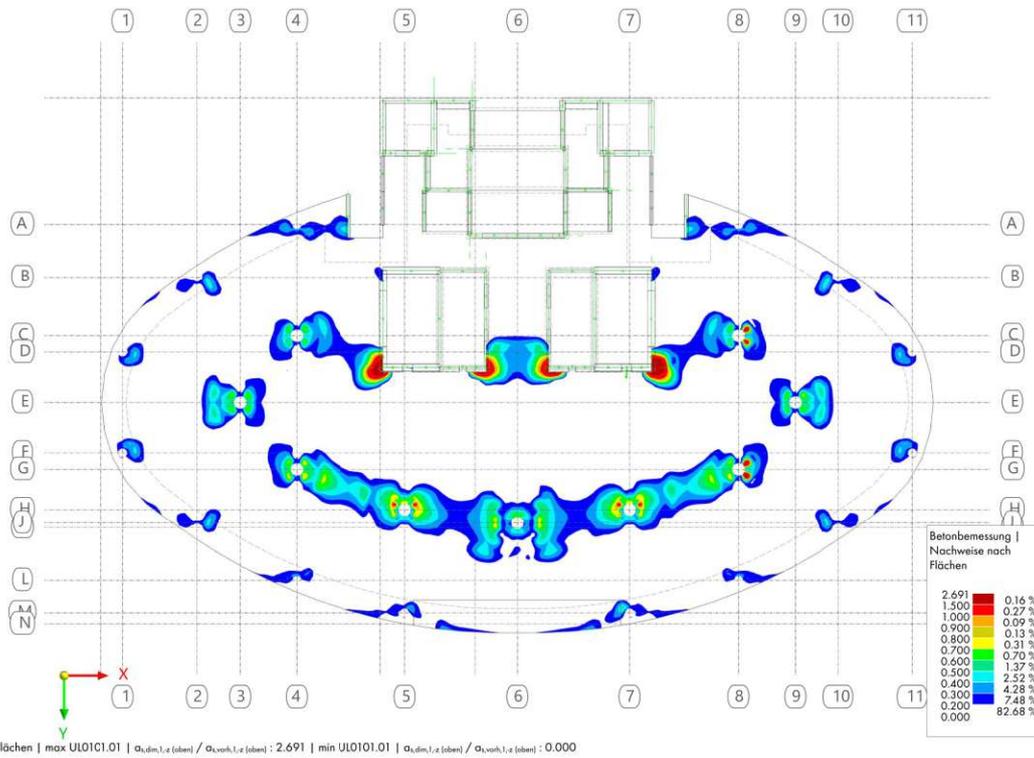


Abb. A.4: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X)

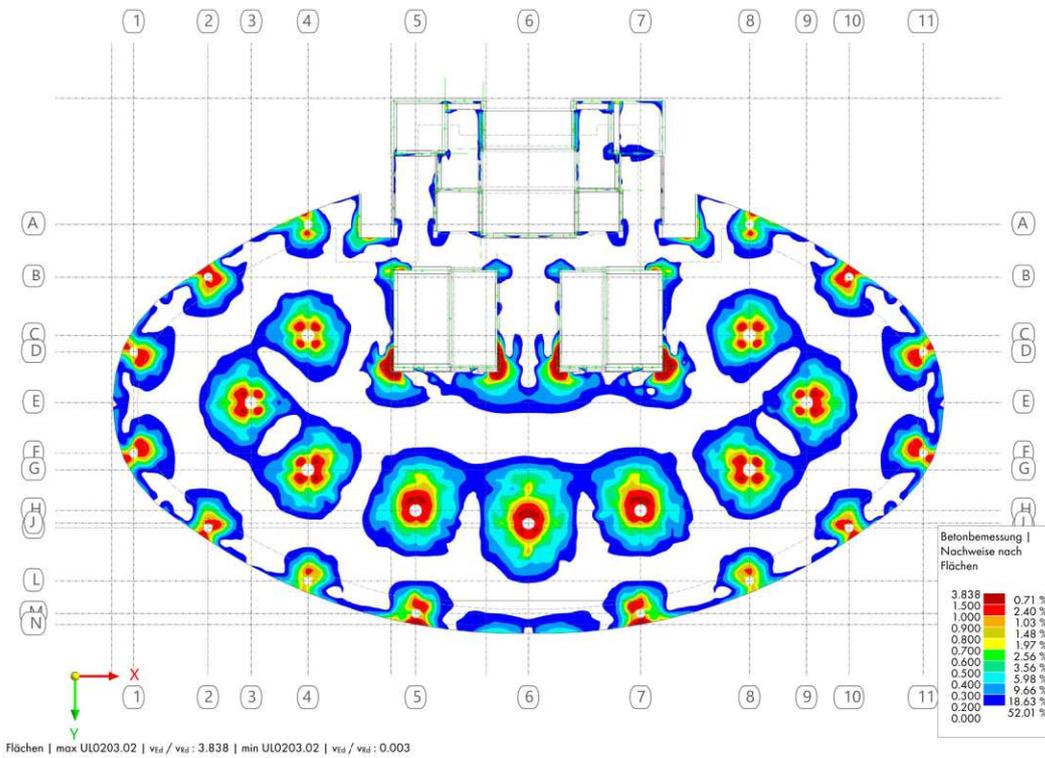


Abb. A.5: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)

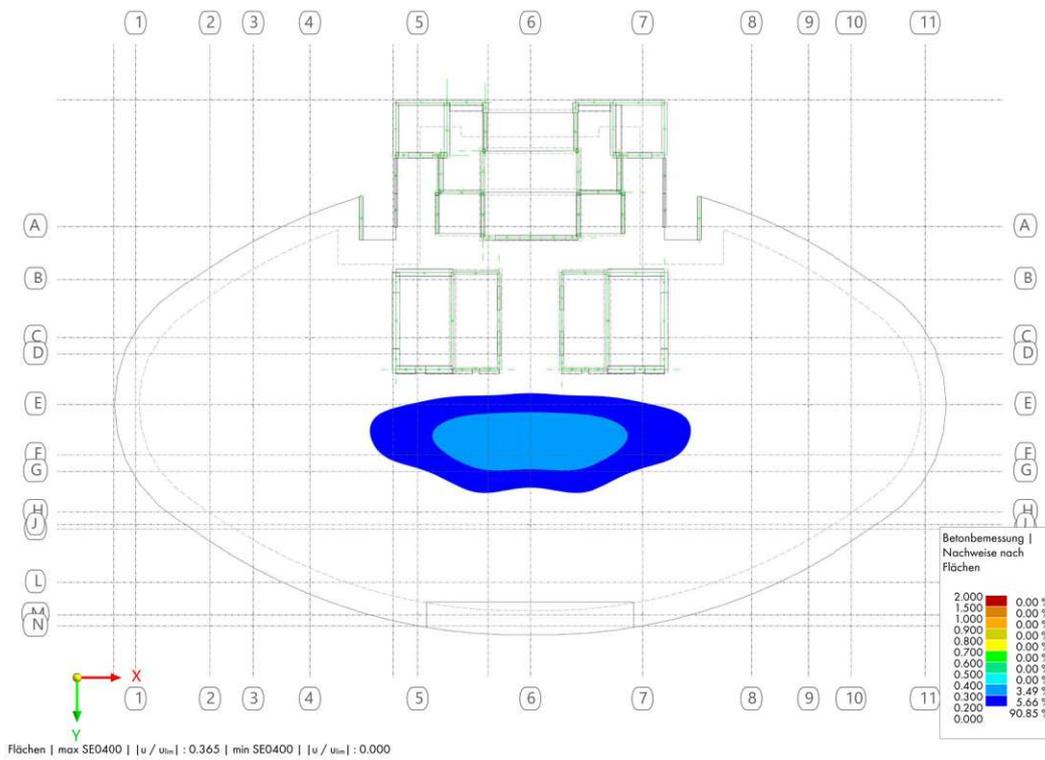


Abb. A.6: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)

A.1.2 Laststufe 2: Steigerung auf Nutzlast von 5,0 kN/m² (+ 1,0 kN/m²)

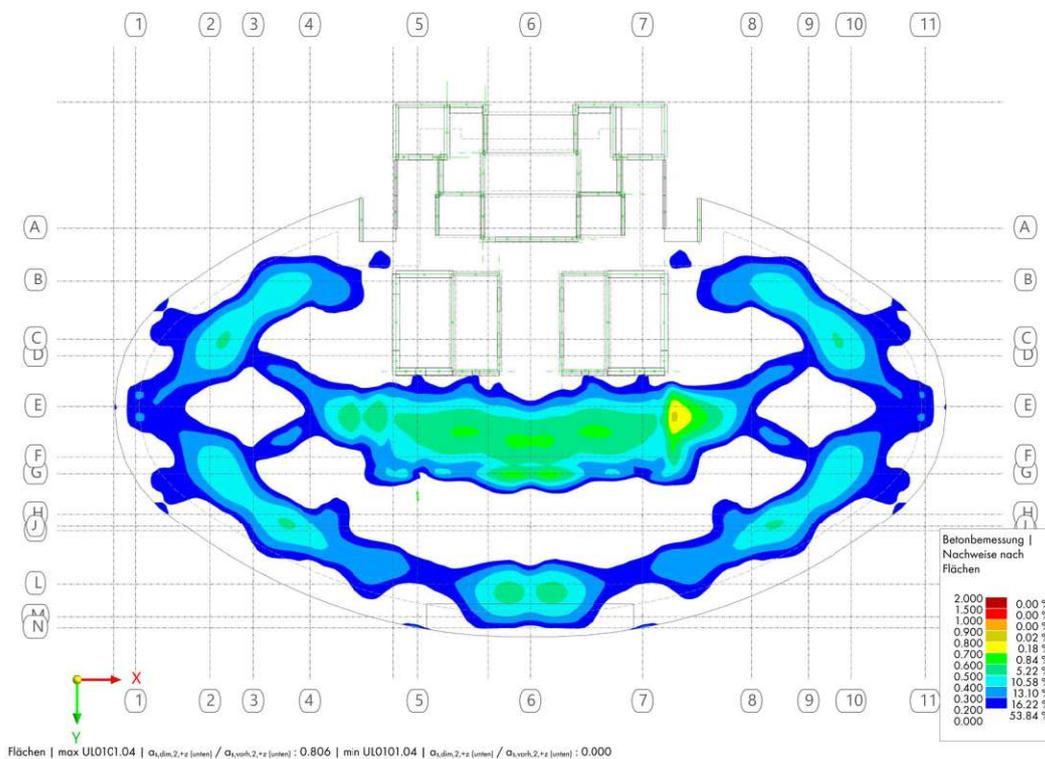


Abb. A.7: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y)

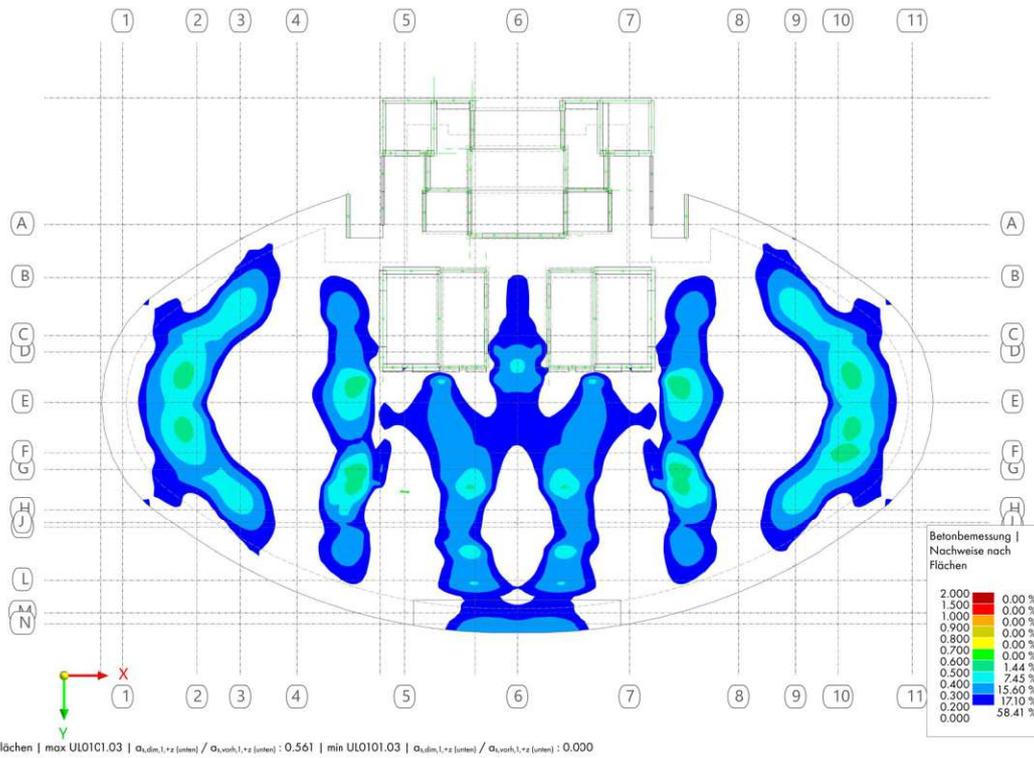


Abb. A.8: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X)

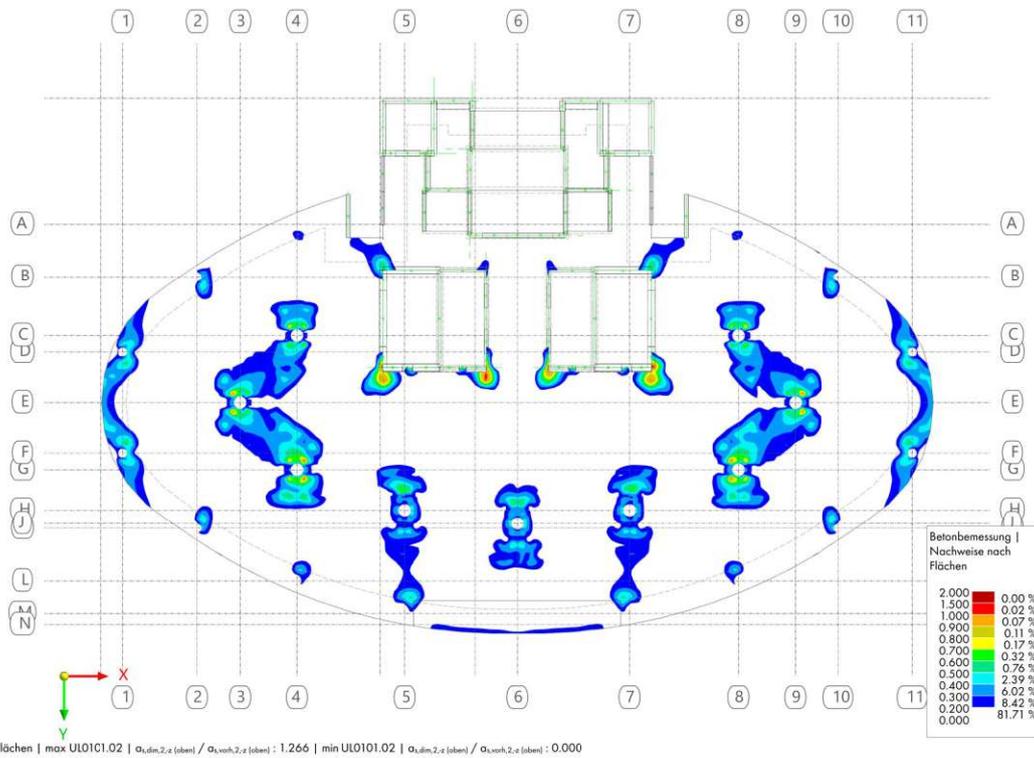


Abb. A.9: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y)

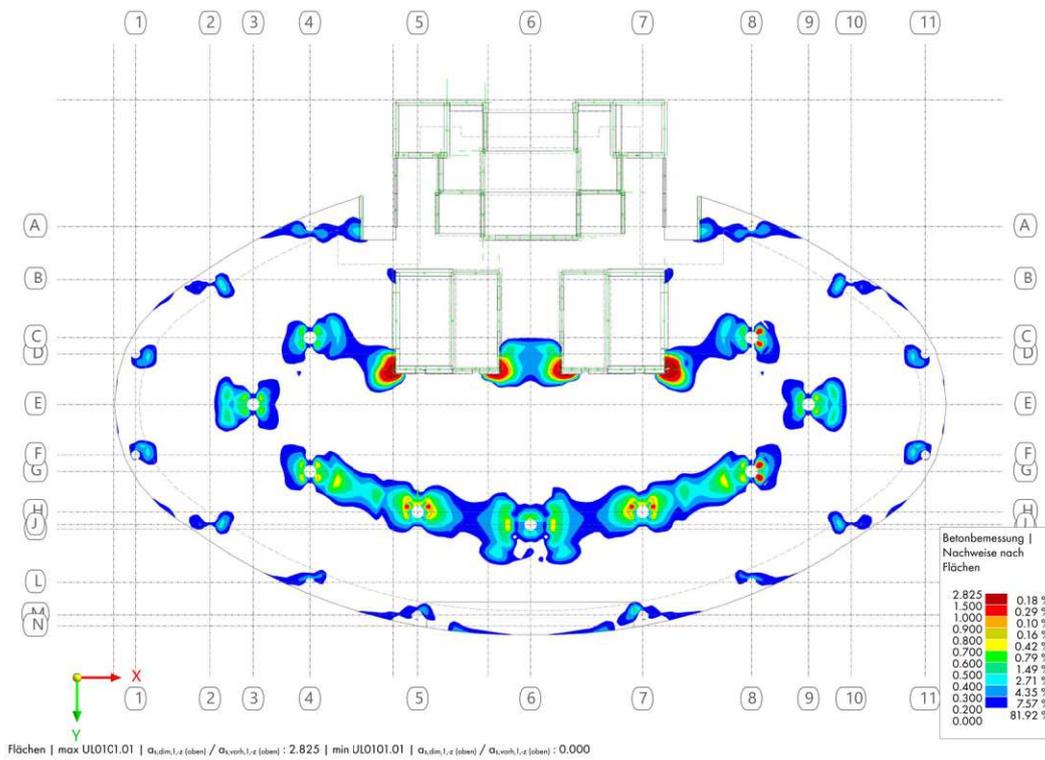


Abb. A.10: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X)

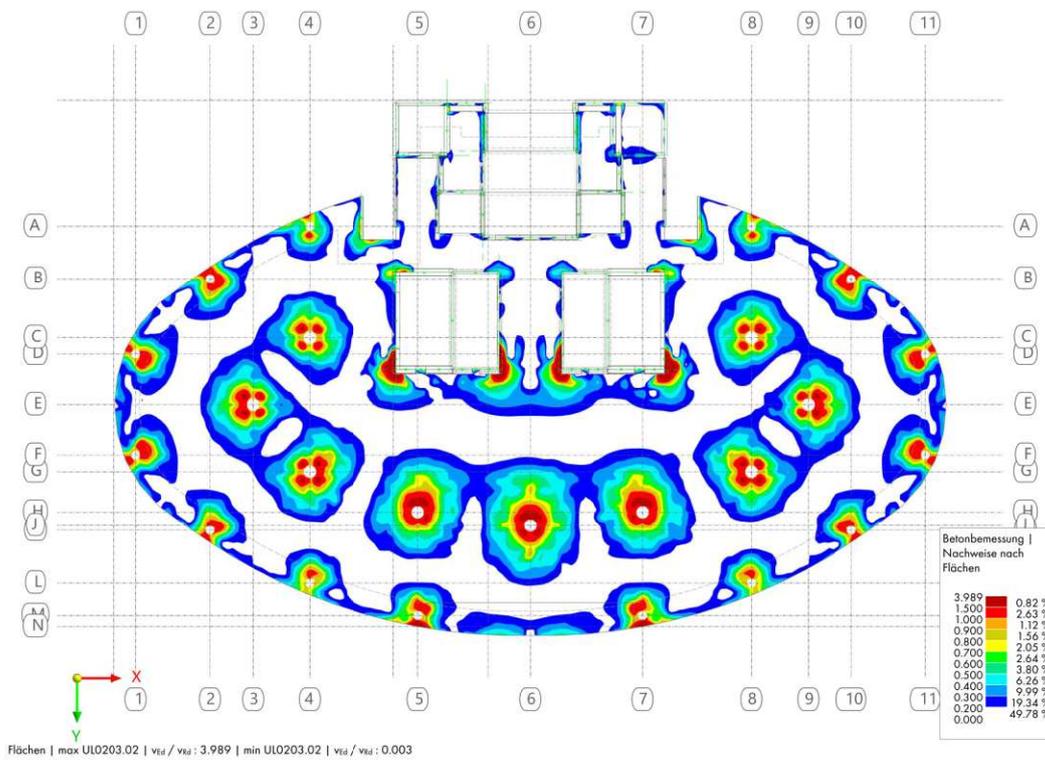


Abb. A.11: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)

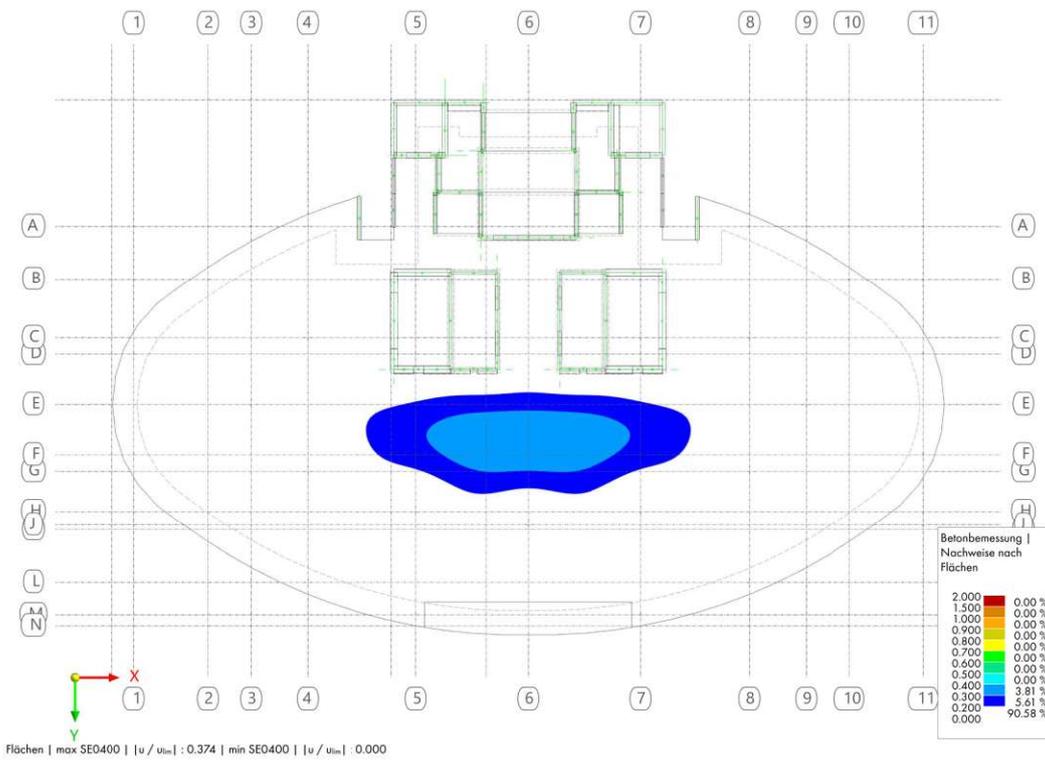


Abb. A.12: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)

A.1.3 Laststufe 3: Steigerung auf Nutzlast von 5,5 kN/m² (+ 1,5 kN/m²)

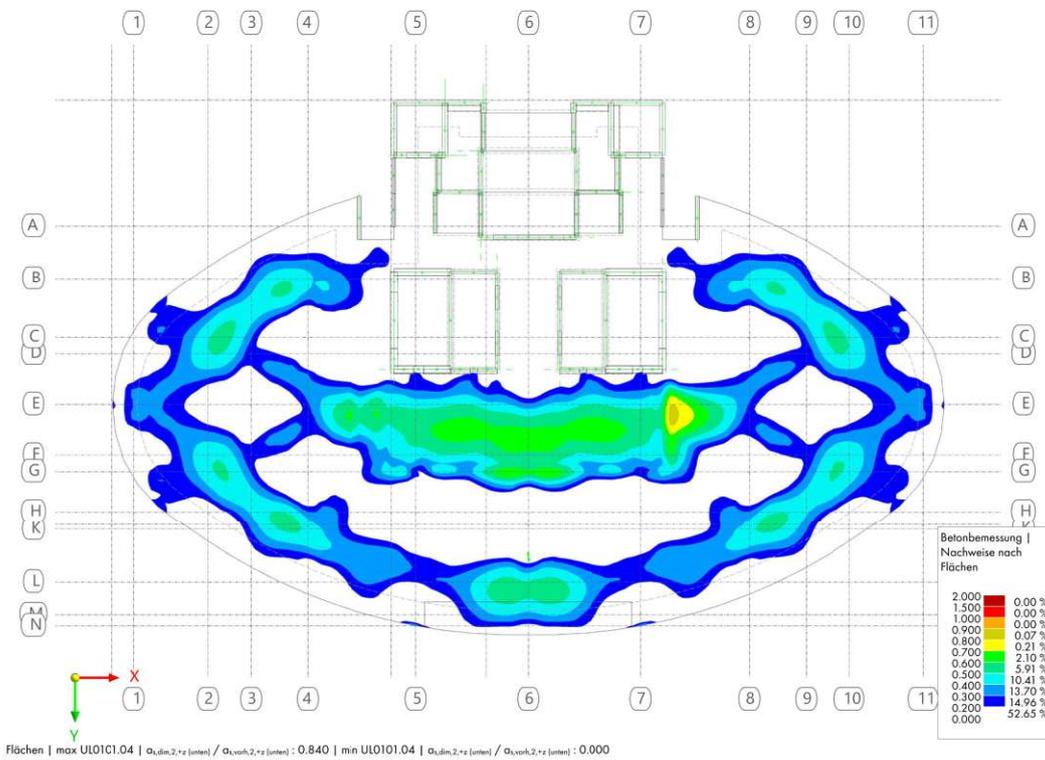


Abb. A.13: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y)

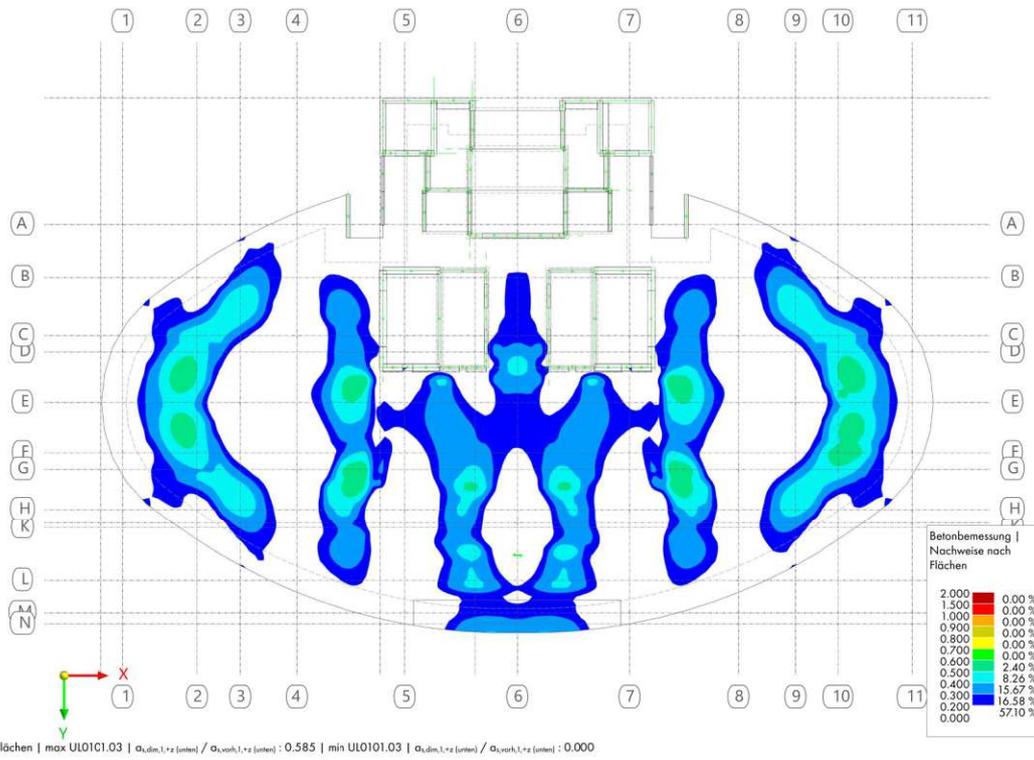


Abb. A.14: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X)

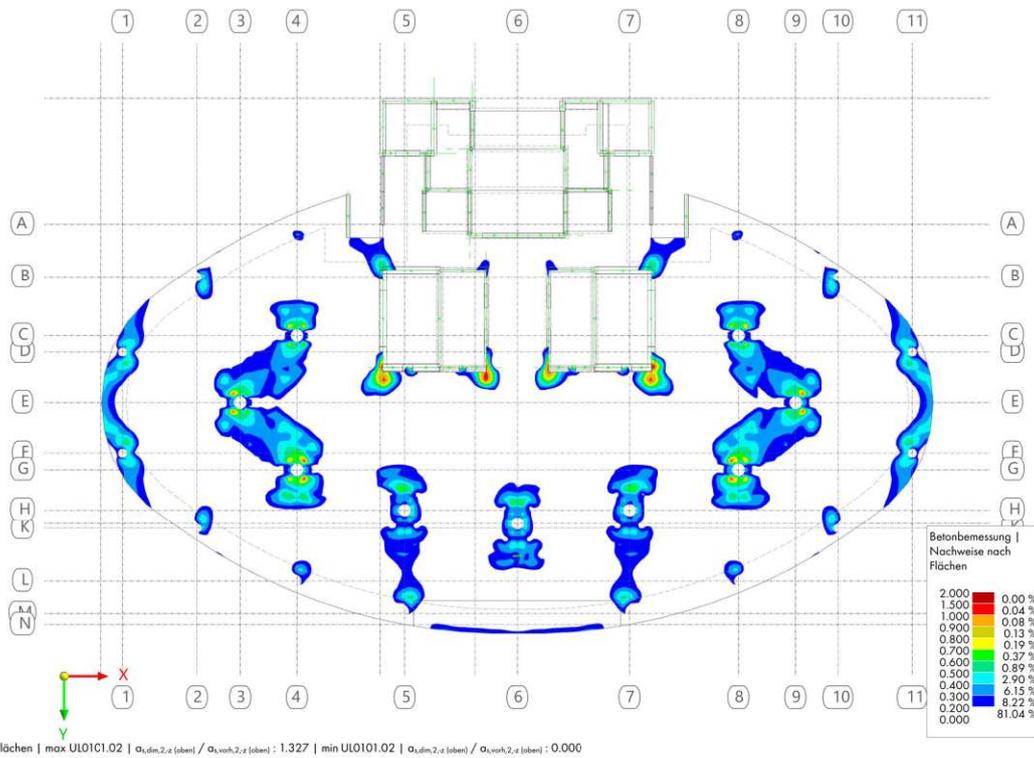


Abb. A.15: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y)

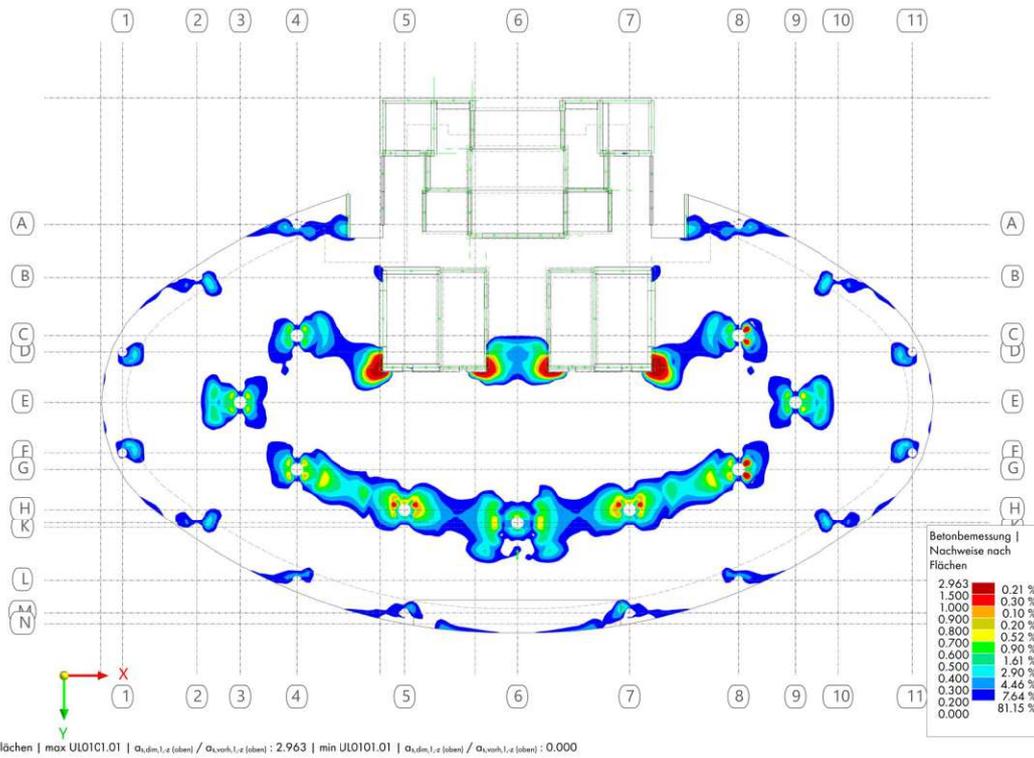


Abb. A.16: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X)

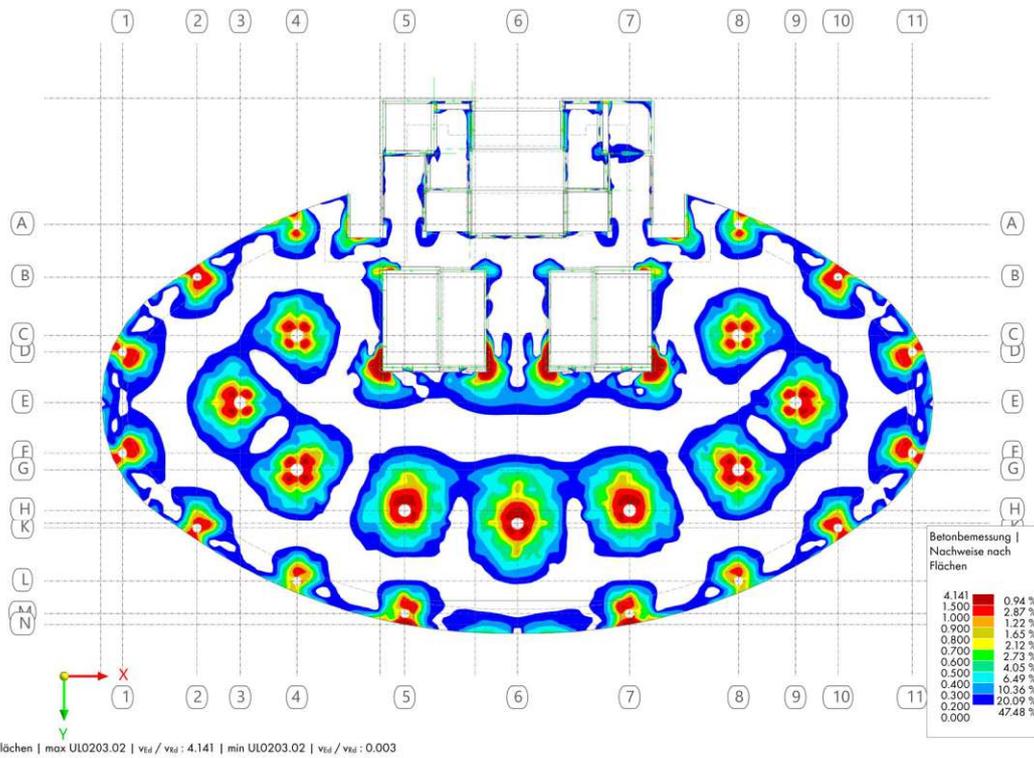


Abb. A.17: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)

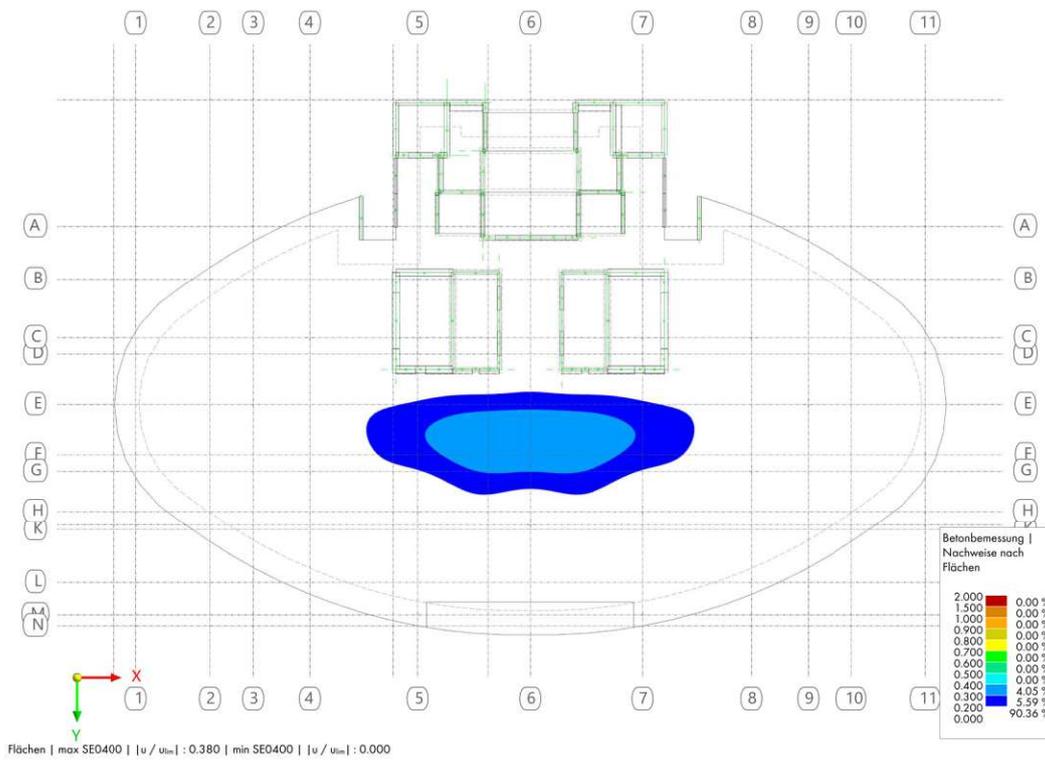


Abb. A.18: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)

A.1.4 Laststufe 4: Steigerung auf Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ (+ $2,0 \text{ kN/m}^2$)

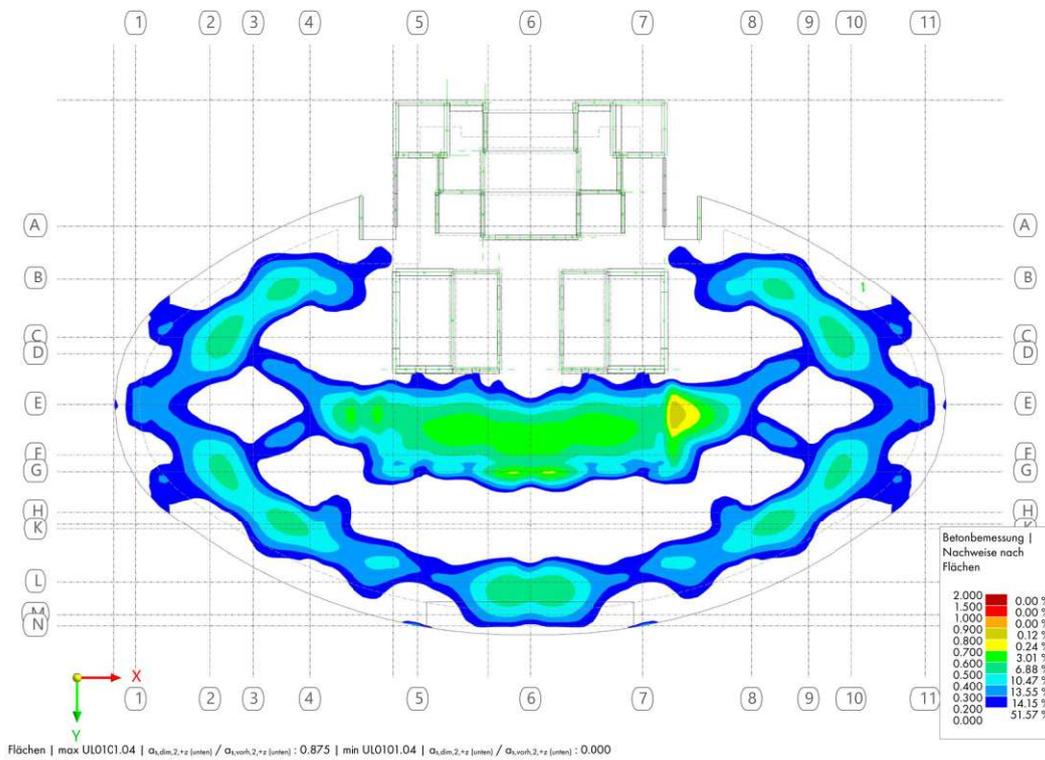


Abb. A.19: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung Y)

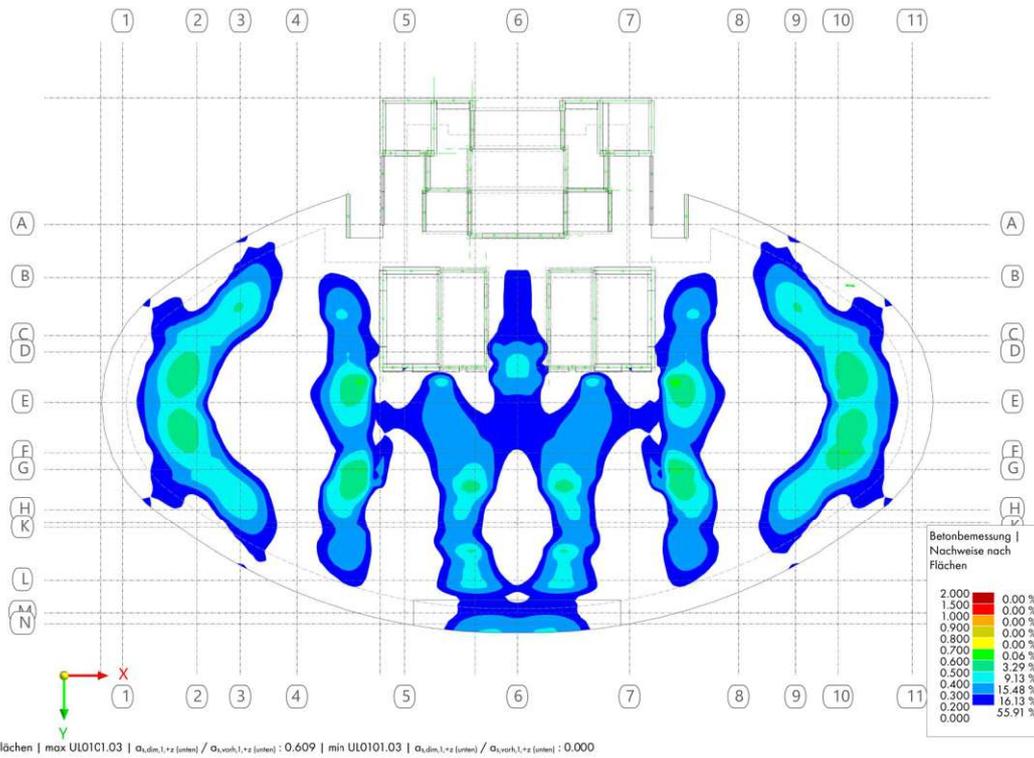


Abb. A.20: maximale Auslastung der Decke über E+10 (untere Bewehrung in Richtung X)

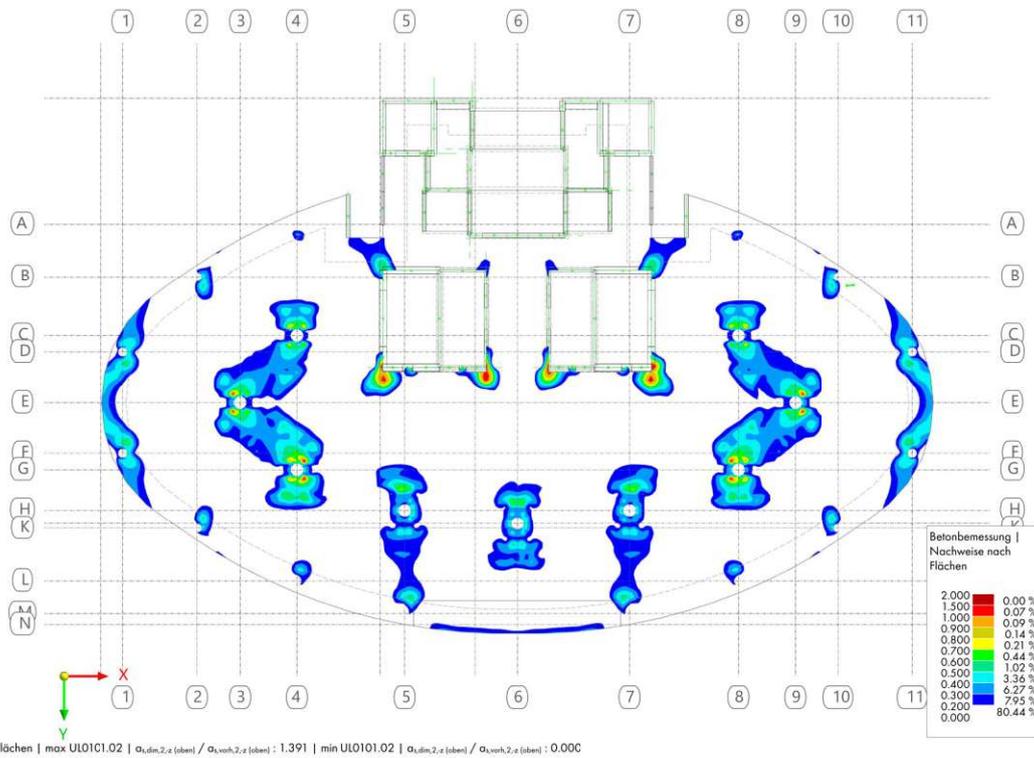


Abb. A.21: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung Y)

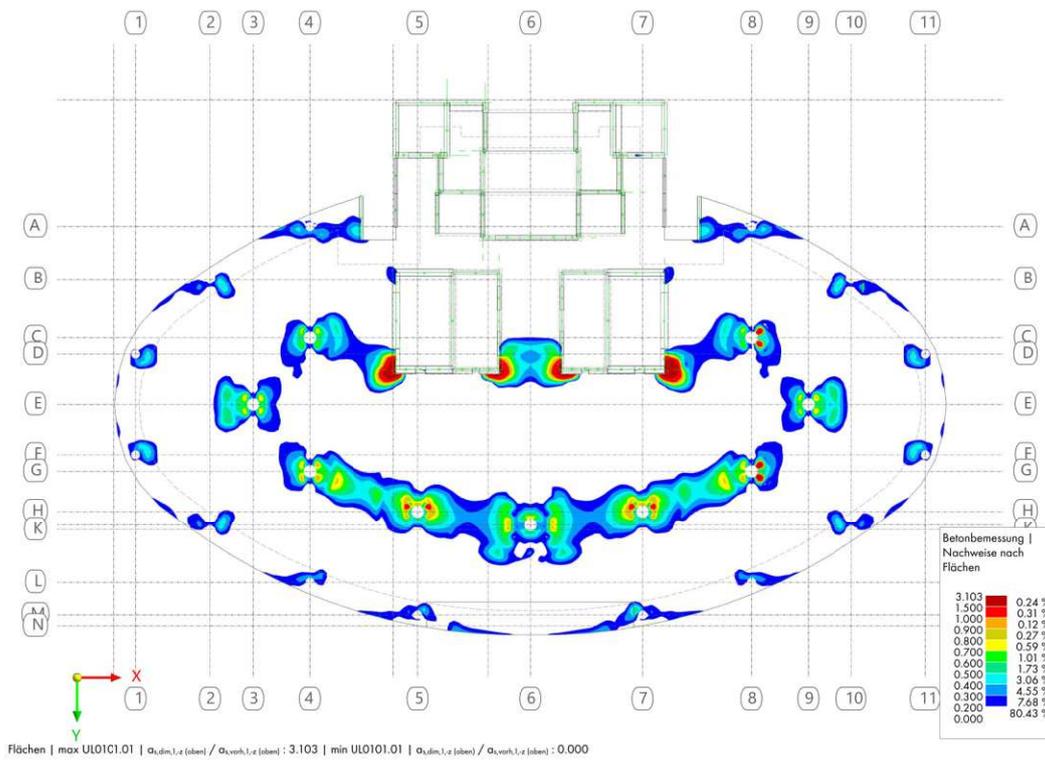


Abb. A.22: maximale Auslastung der Decke über E+10 (obere Bewehrung in Richtung X)

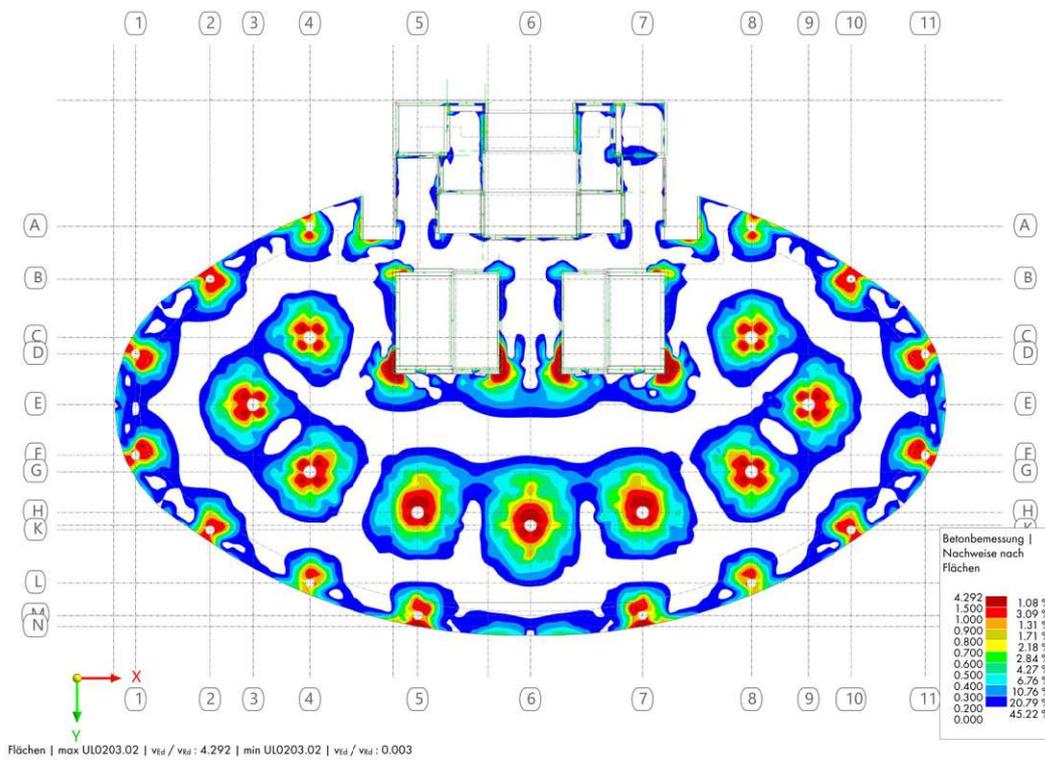


Abb. A.23: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Schubbewehrung)

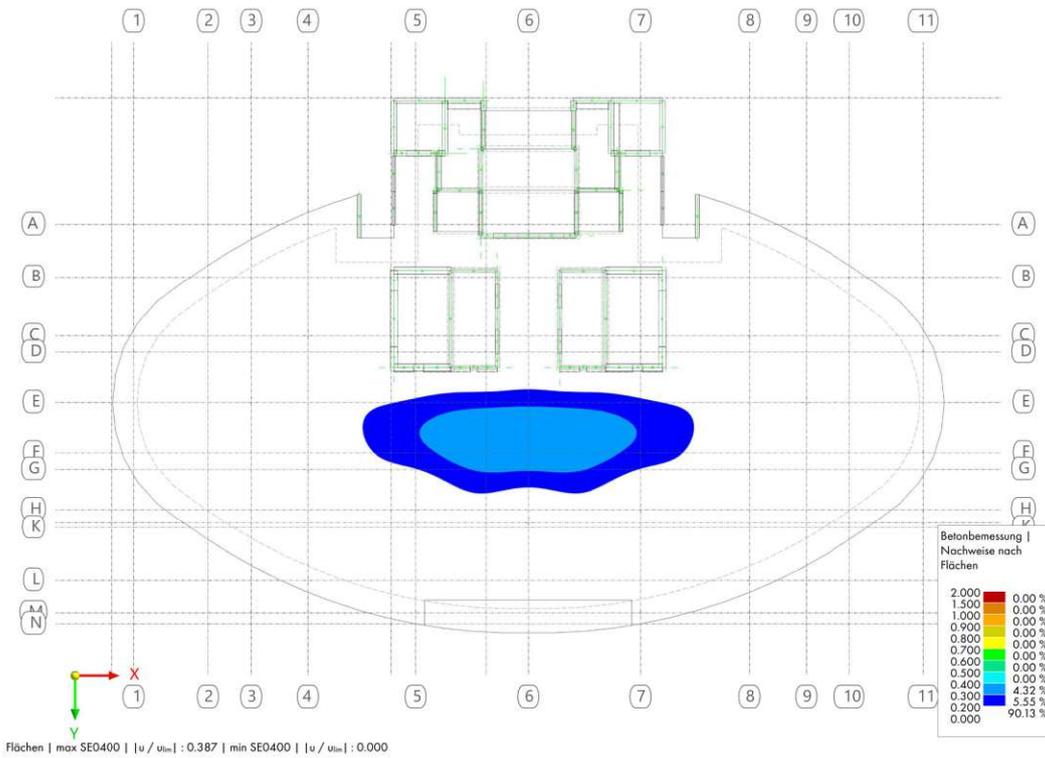


Abb. A.24: maximale Auslastung der Decke über E+10 (Durchbiegung)

A.2 Stützen in E-2 und E-3

A.2.1 Laststufe 1: Steigerung auf Nutzlast von 4,5 kN/m² (+ 0,5 kN/m²)

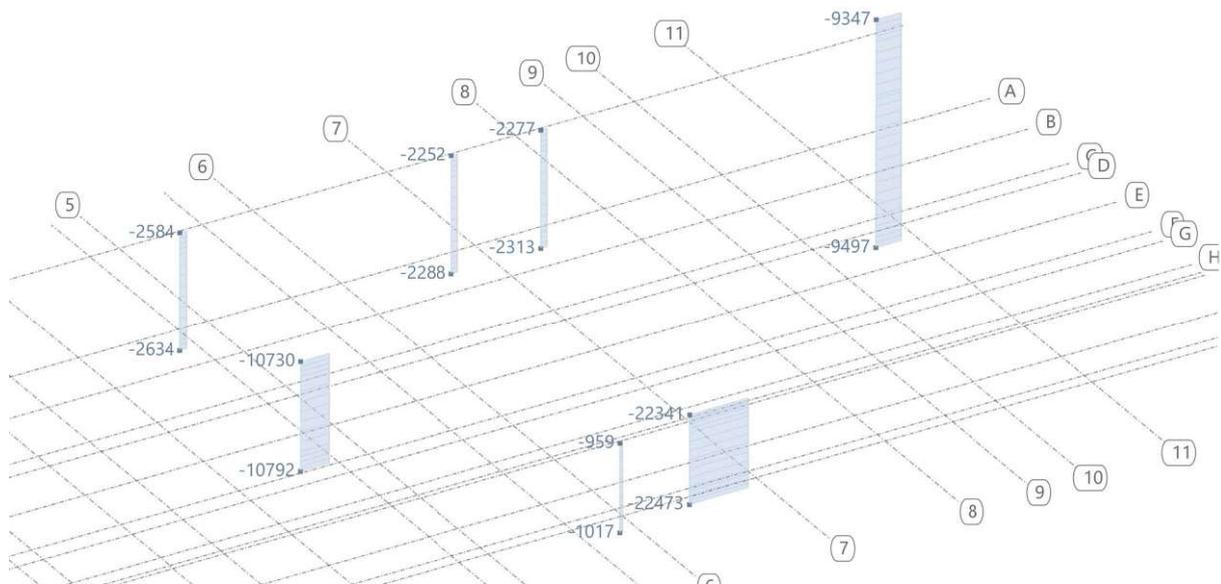


Abb. A.25: Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte

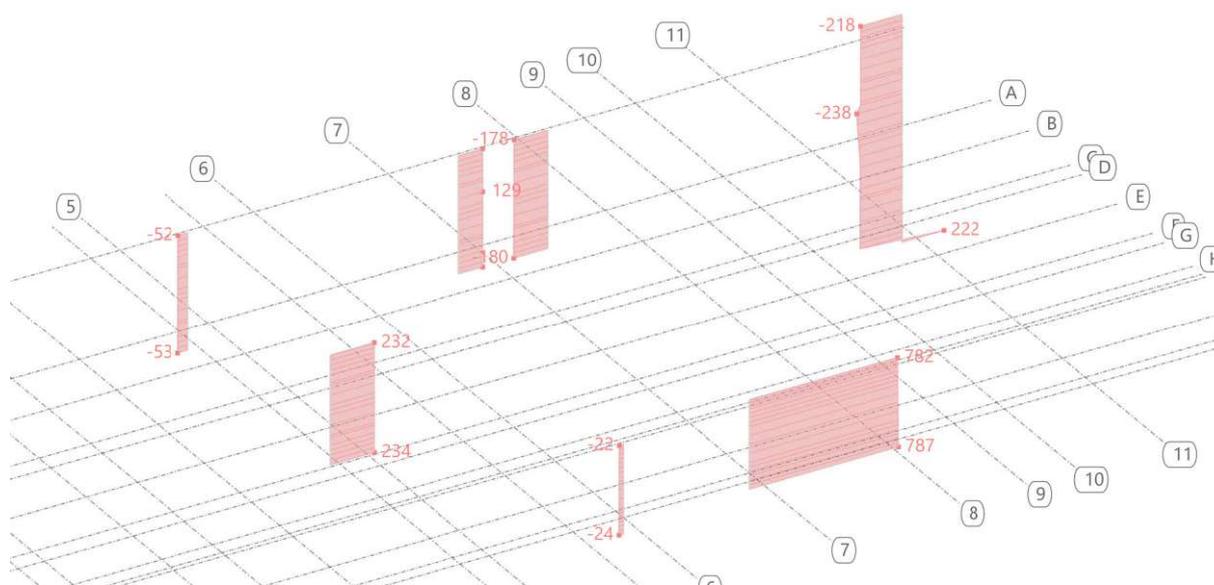


Abb. A.26: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y

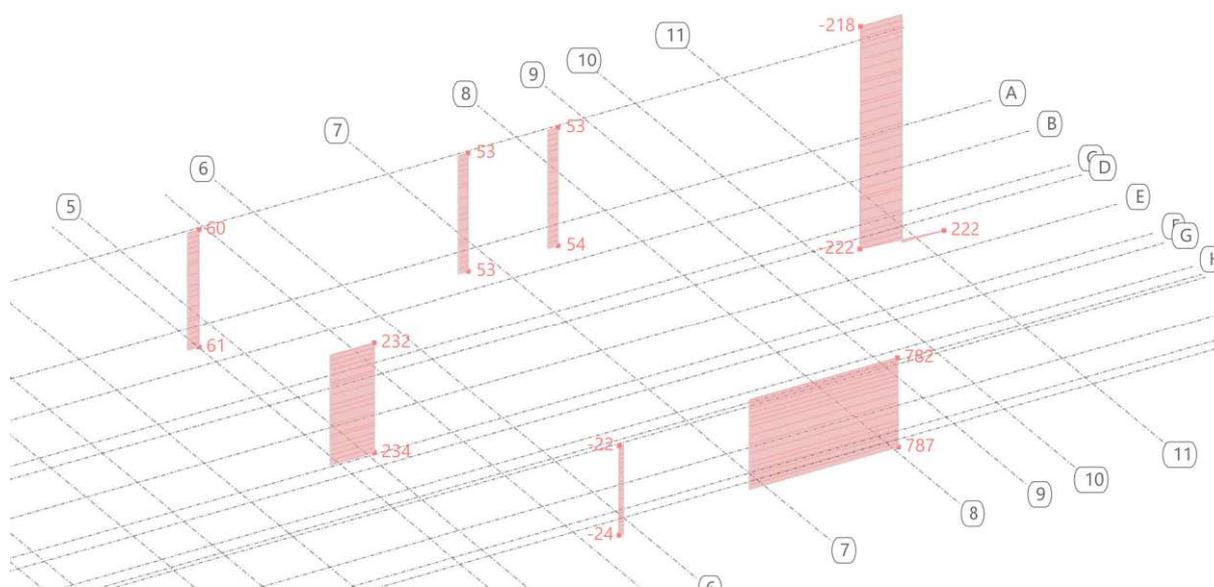


Abb. A.27: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z

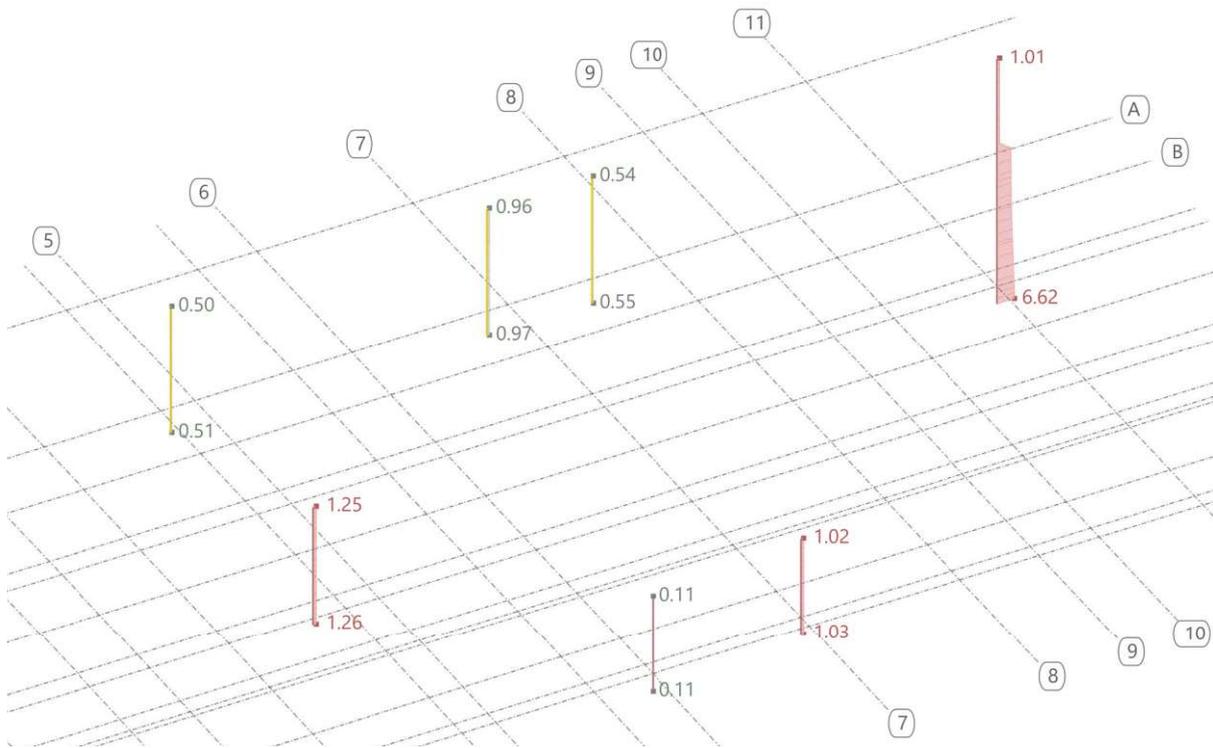


Abb. A.28: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen

A.2.2 Laststufe 2: Steigerung auf Nutzlast von 5,0 kN/m² (+ 1,0 kN/m²)

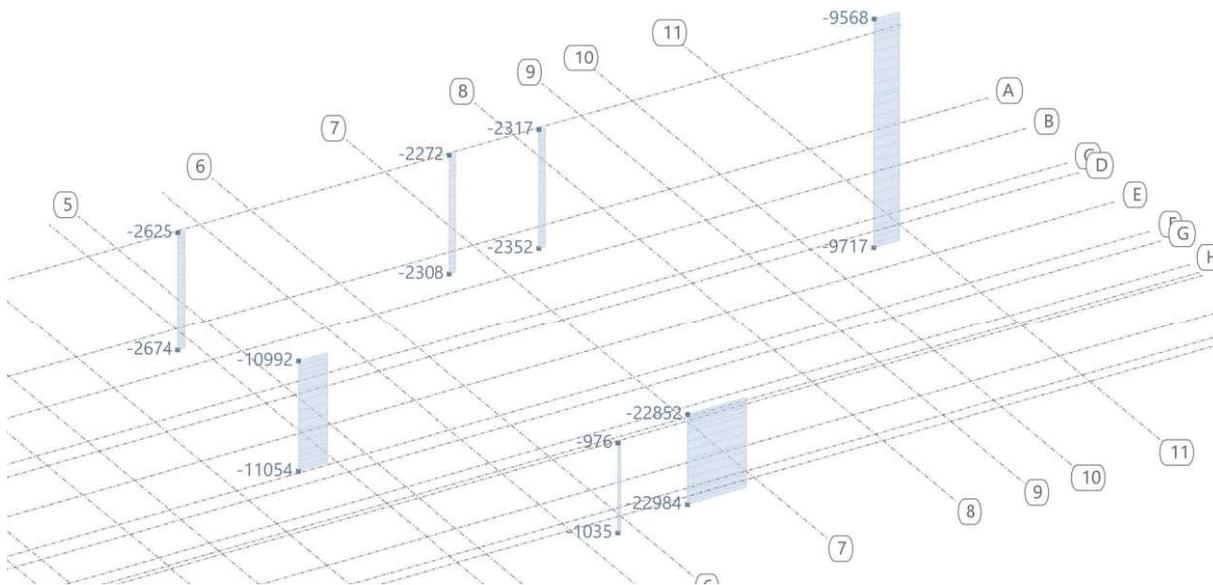


Abb. A.29: Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte

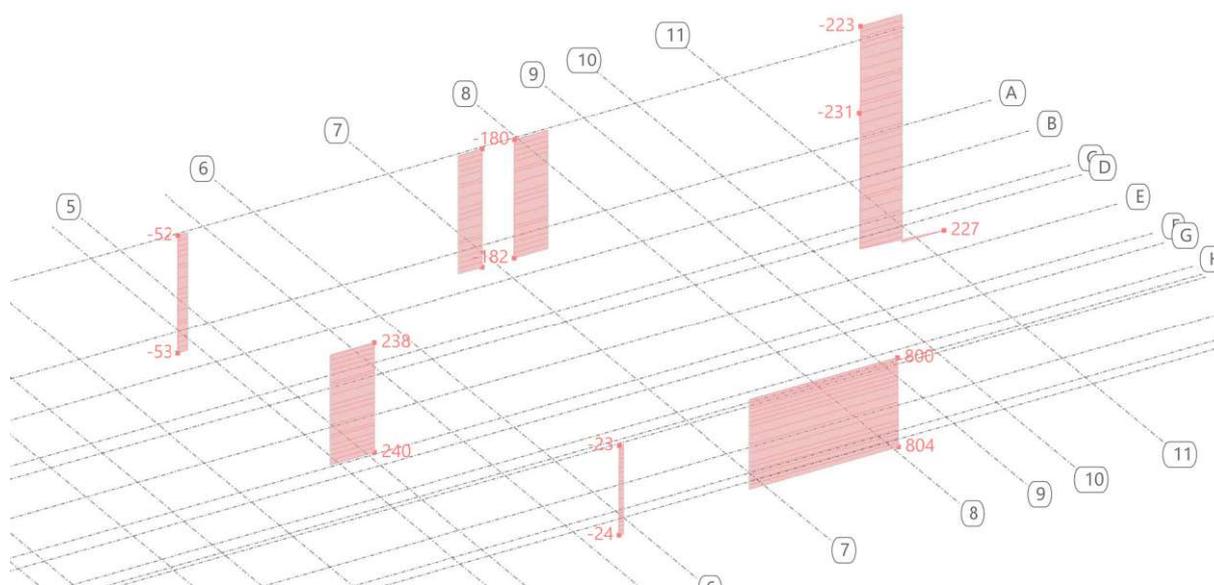


Abb. A.30: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y

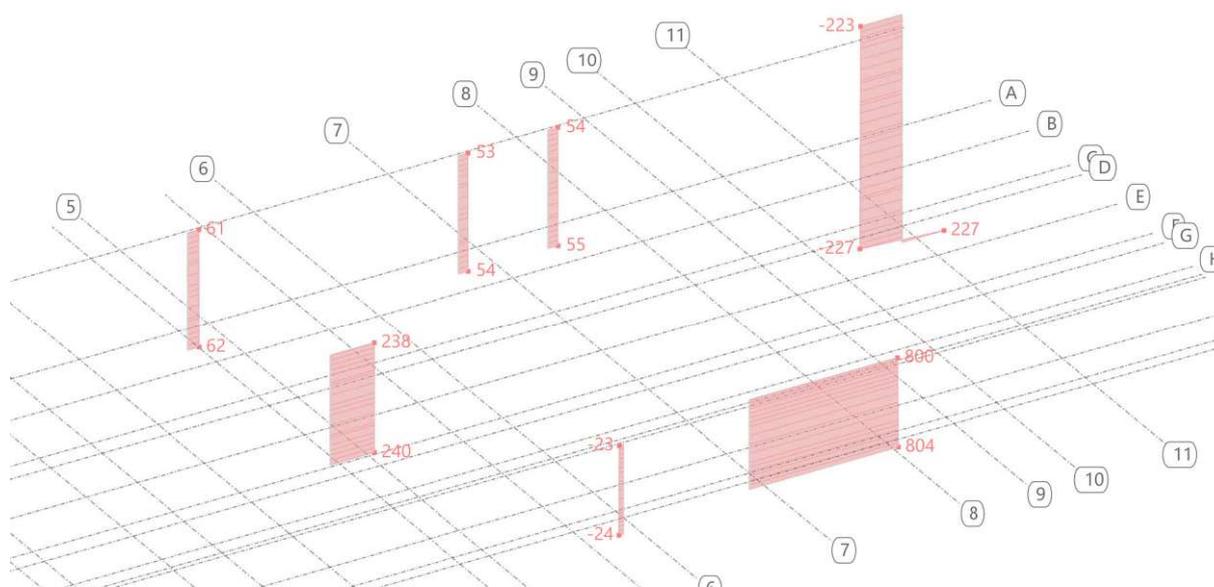


Abb. A.31: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z

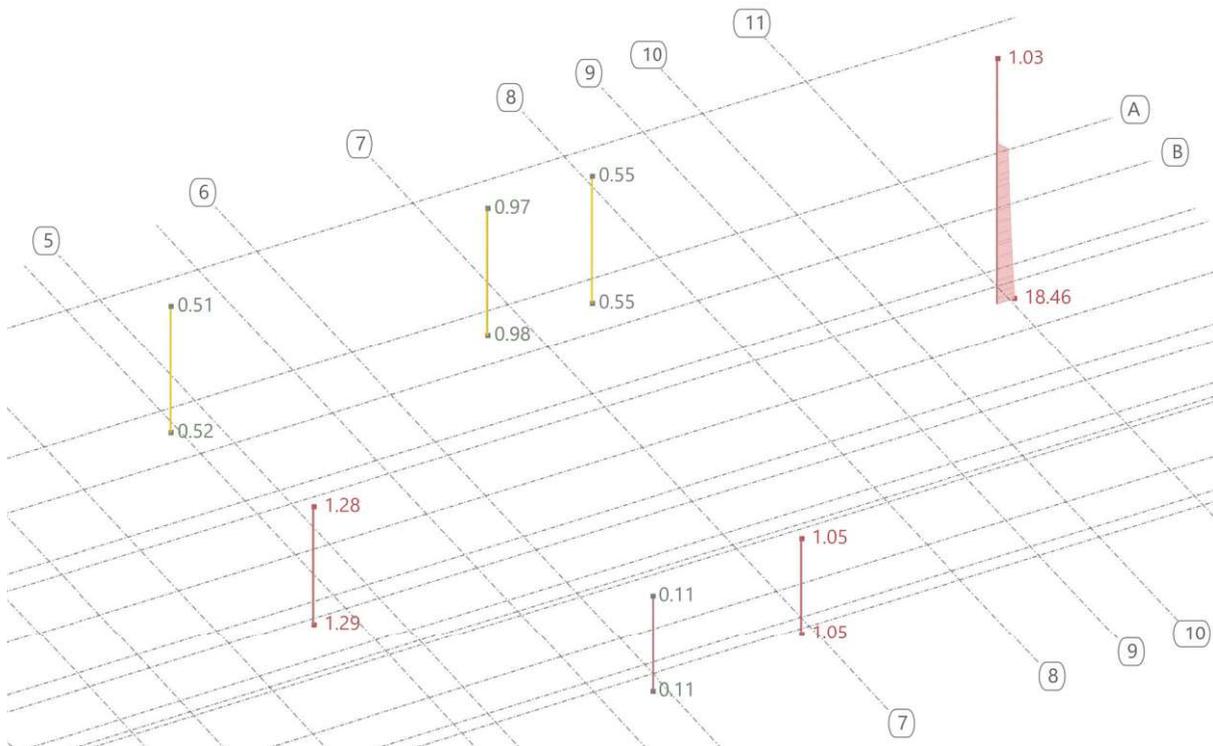


Abb. A.32: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen

A.2.3 Laststufe 3: Steigerung auf Nutzlast von $5,5 \text{ kN/m}^2$ (+ $1,5 \text{ kN/m}^2$)

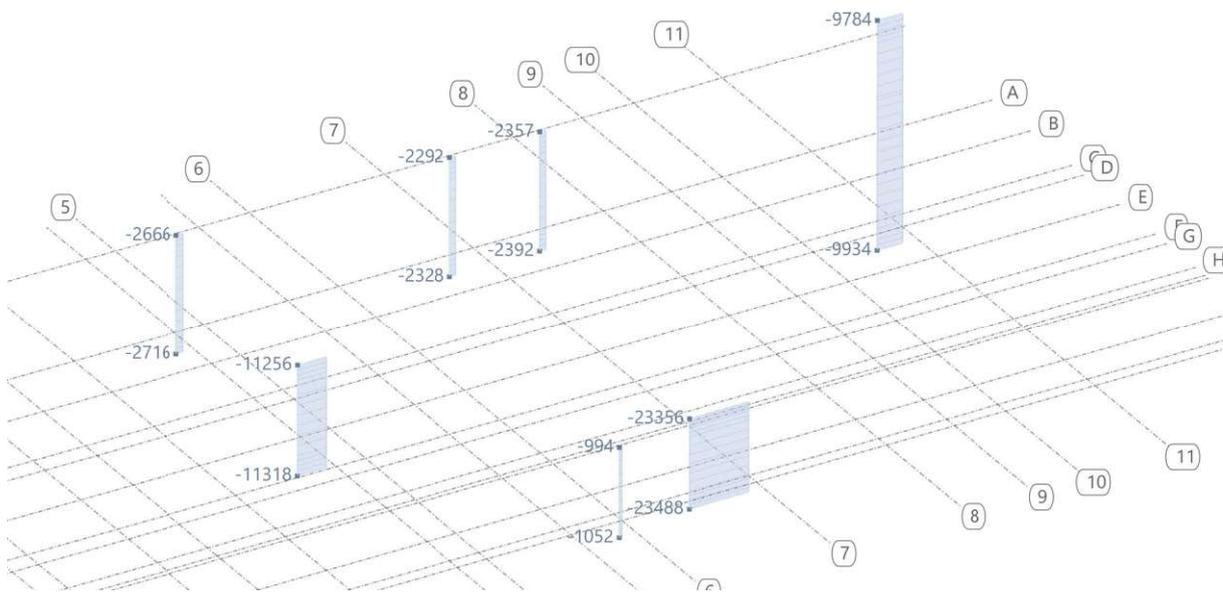


Abb. A.33: Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte

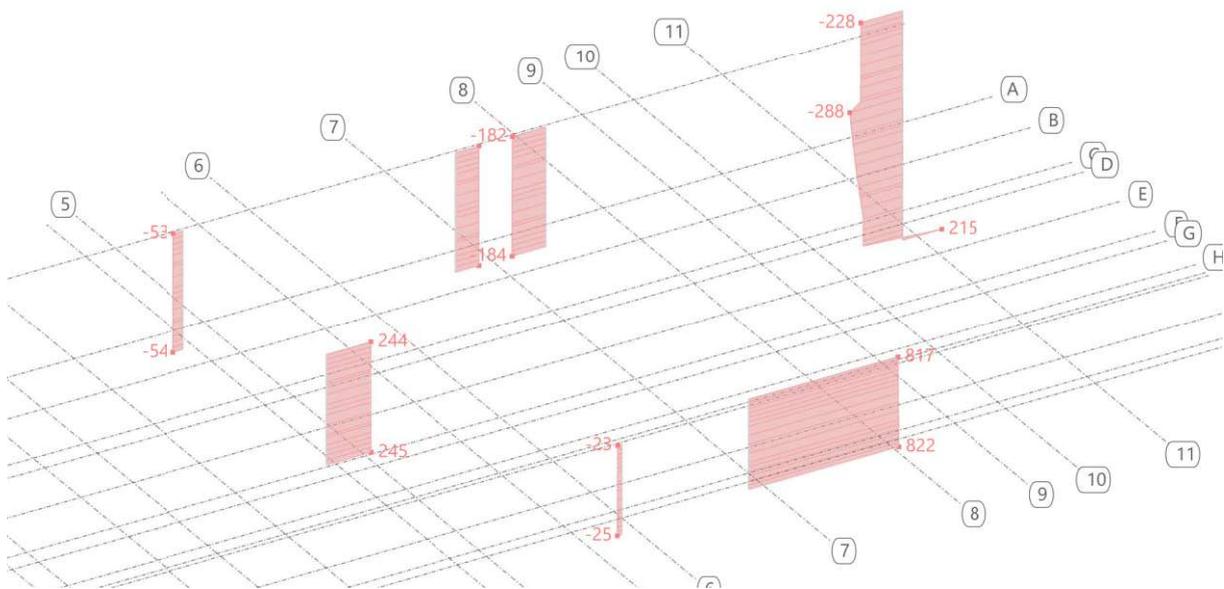


Abb. A.34: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y

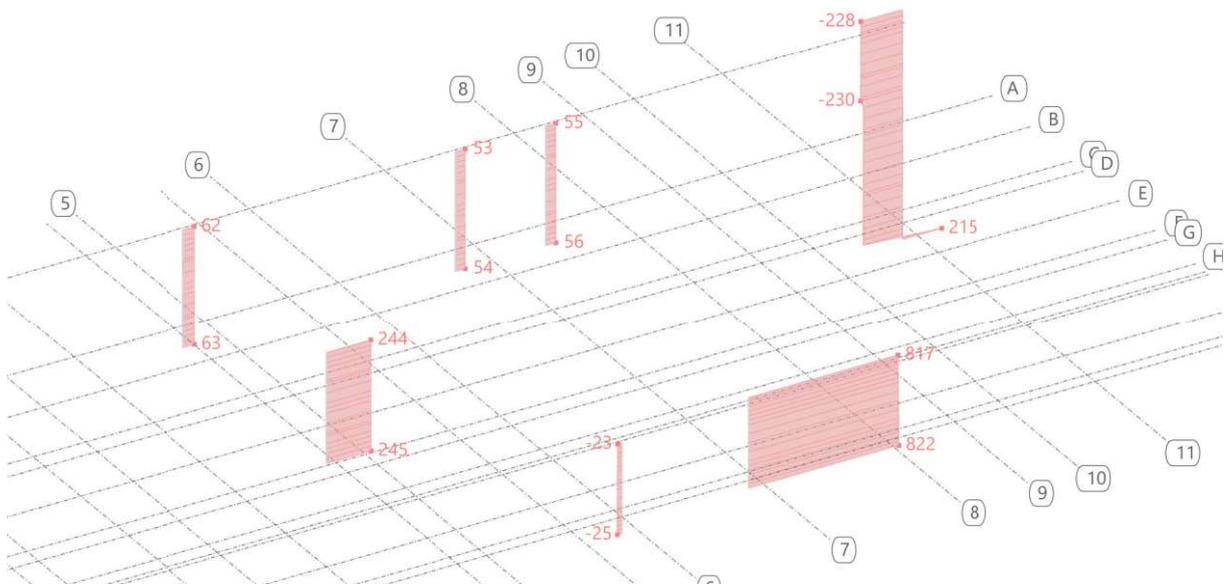


Abb. A.35: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z

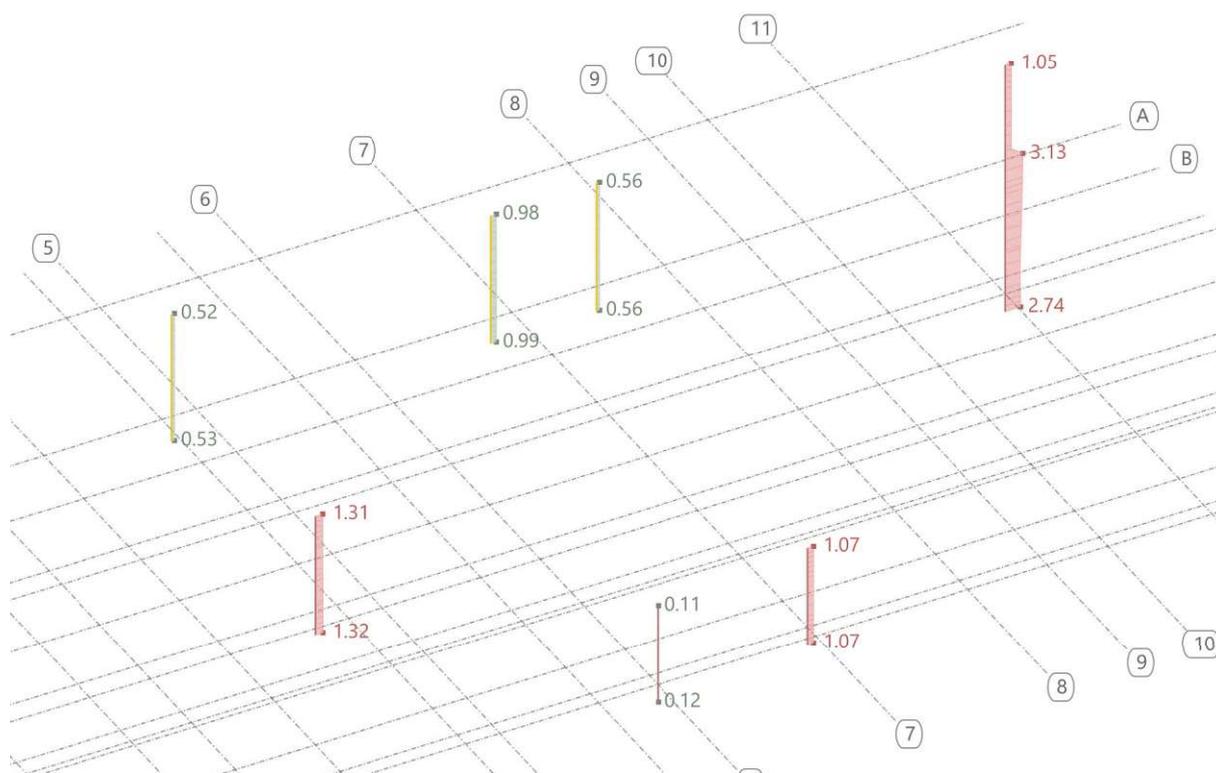


Abb. A.36: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen

A.2.4 Laststufe 4: Steigerung auf Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ (+ $2,0 \text{ kN/m}^2$)

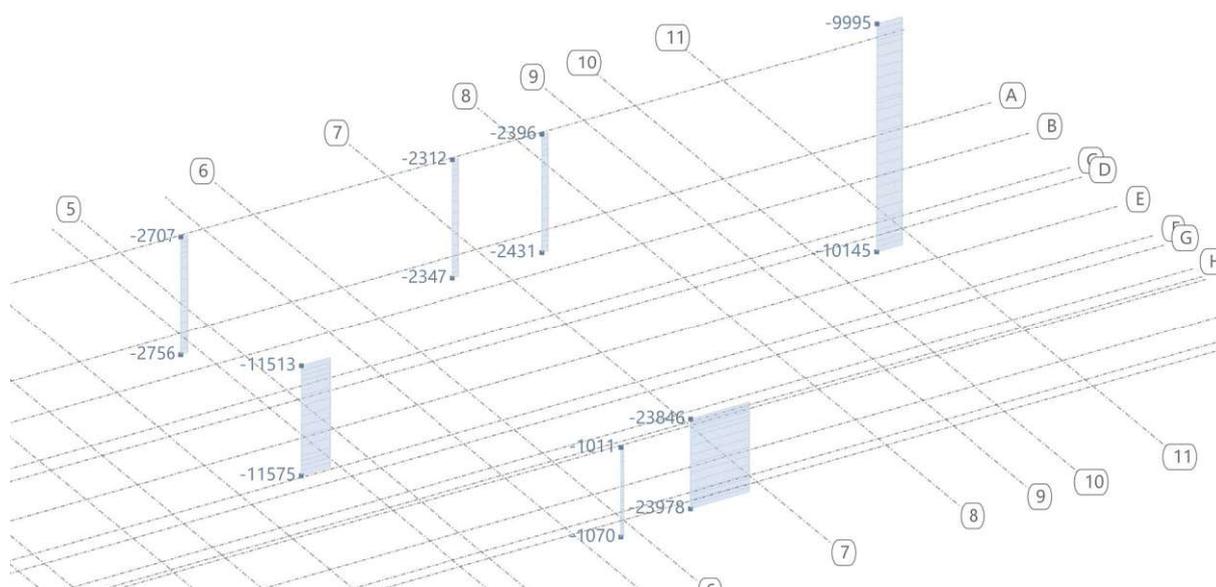


Abb. A.37: Stützen in E-2 und E-3, maßgebende Normalkräfte

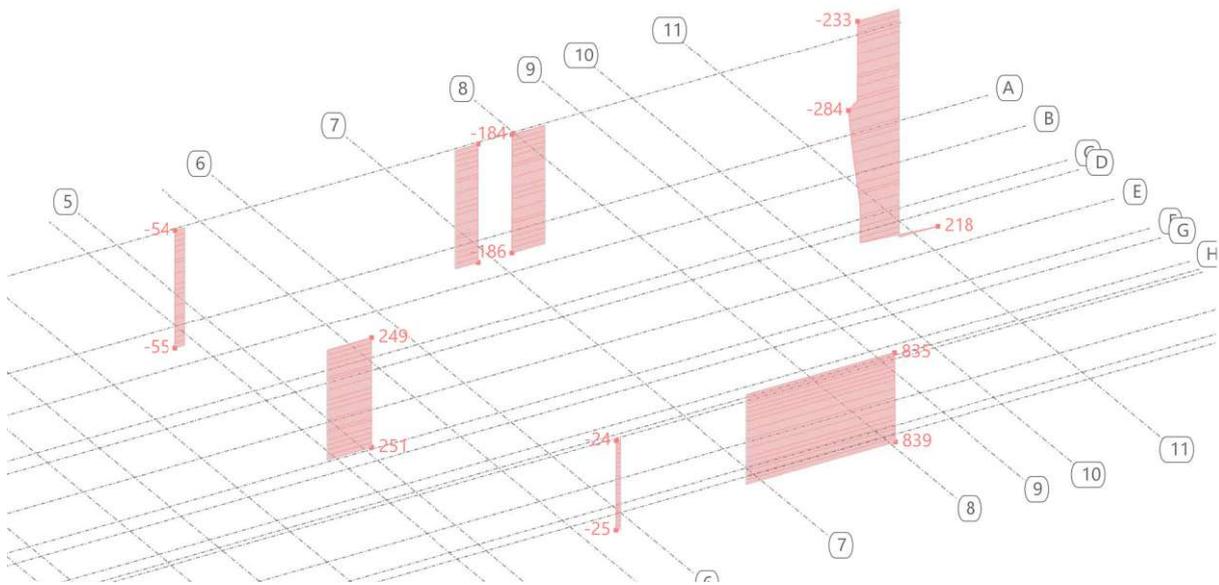


Abb. A.38: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_y

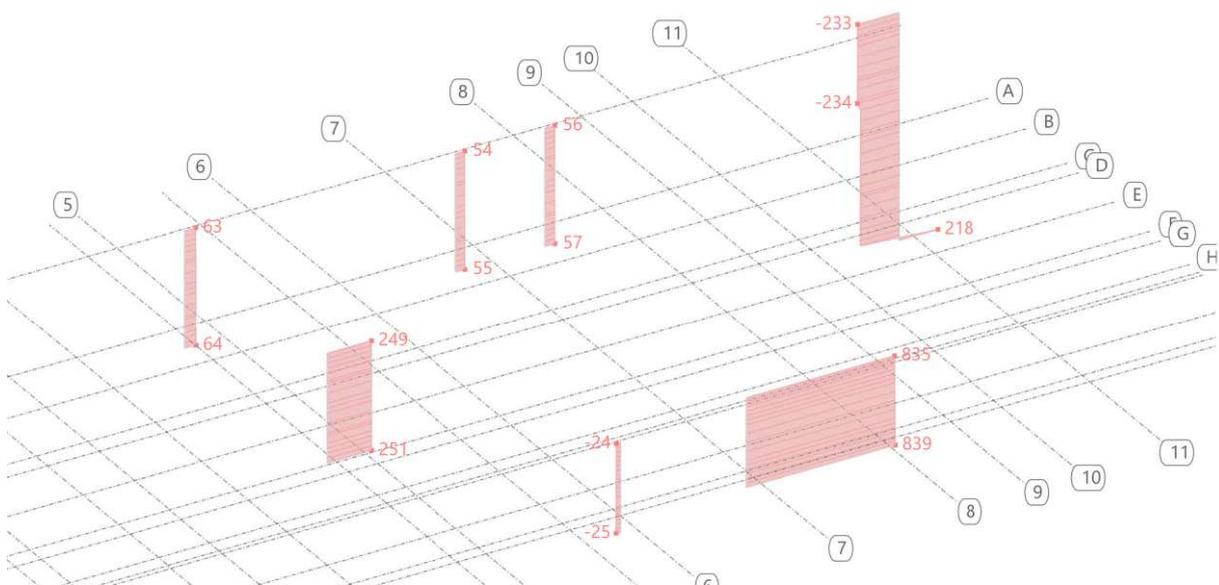


Abb. A.39: Stützen in E-2 und E-3, Bemessungsbiegemomente M_z

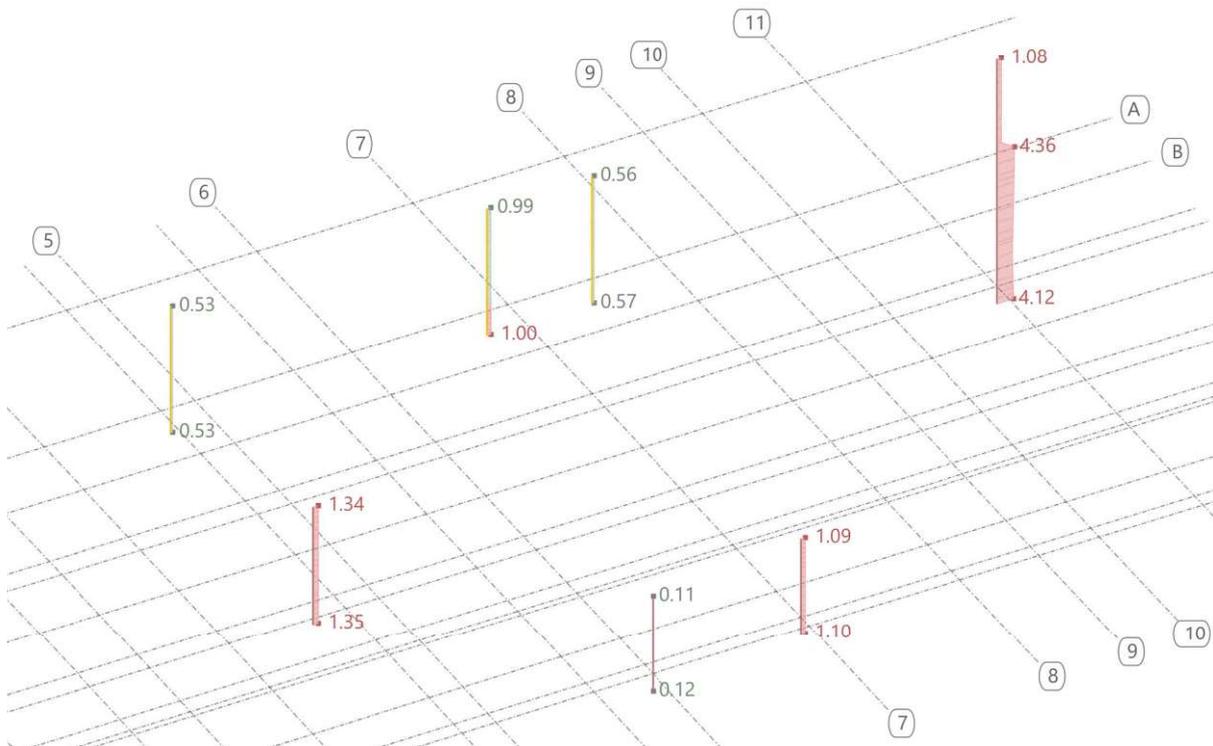


Abb. A.40: Stützen in E-2 und E-3, Übersicht maximale Auslastungen

A.3 Balken in Decke über E+2

A.3.1 Laststufe 1: Steigerung auf Nutzlast von 4,5 kN/m² (+ 0,5 kN/m²)

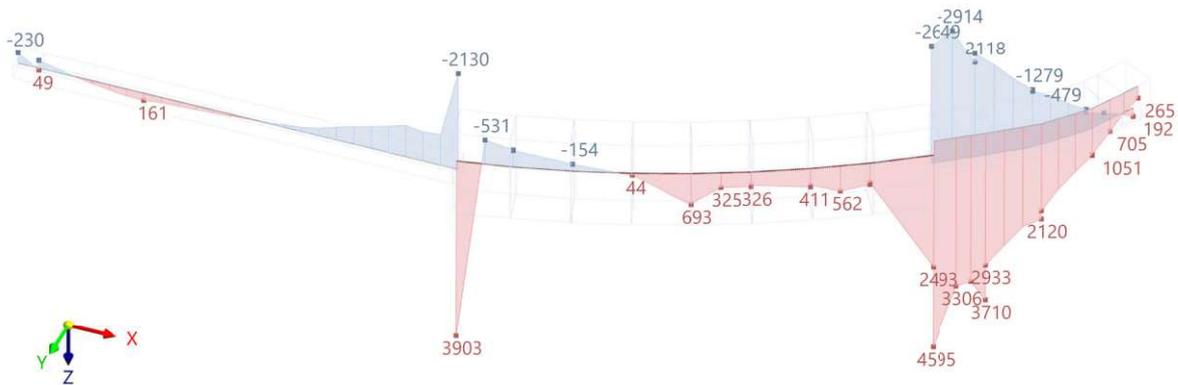


Abb. A.41: Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N

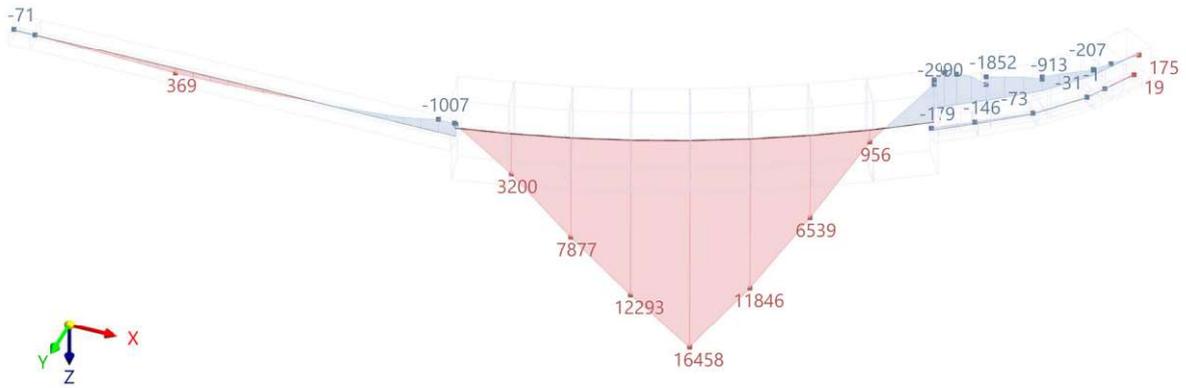


Abb. A.42: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y

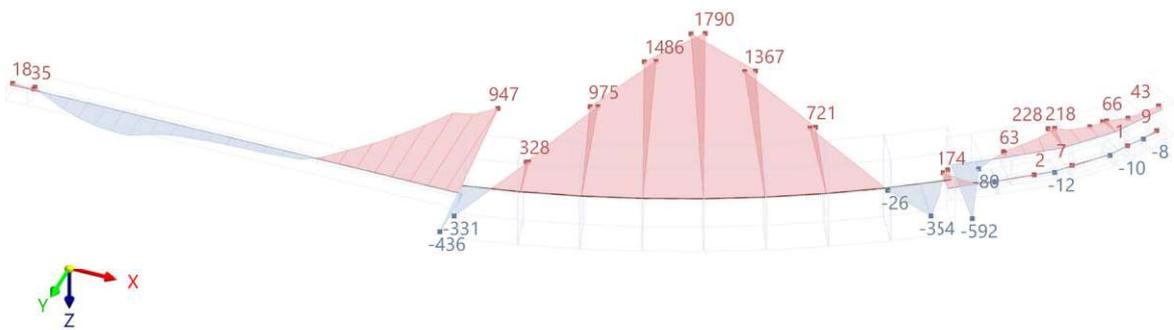


Abb. A.43: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z

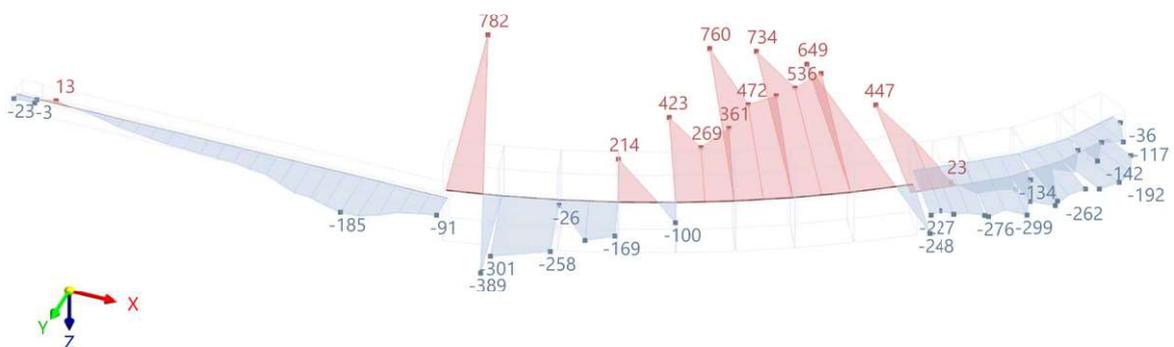


Abb. A.44: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y

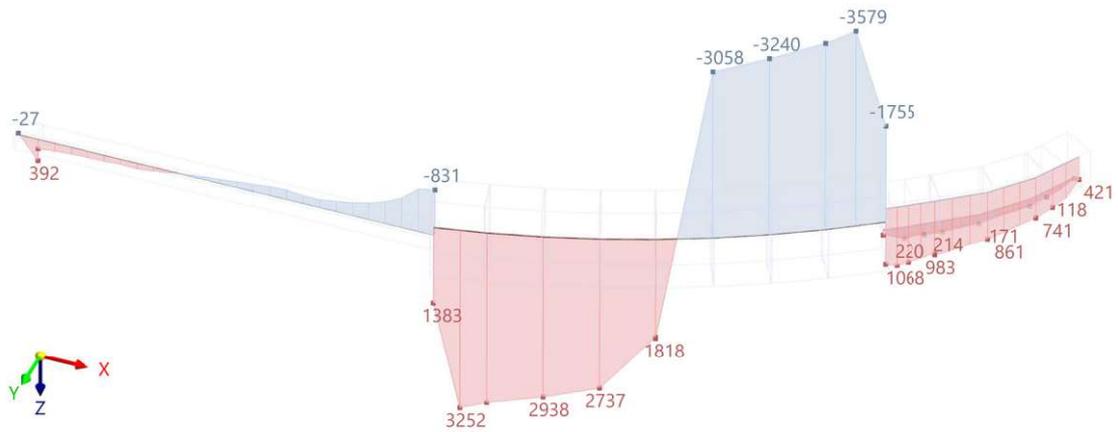


Abb. A.45: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z

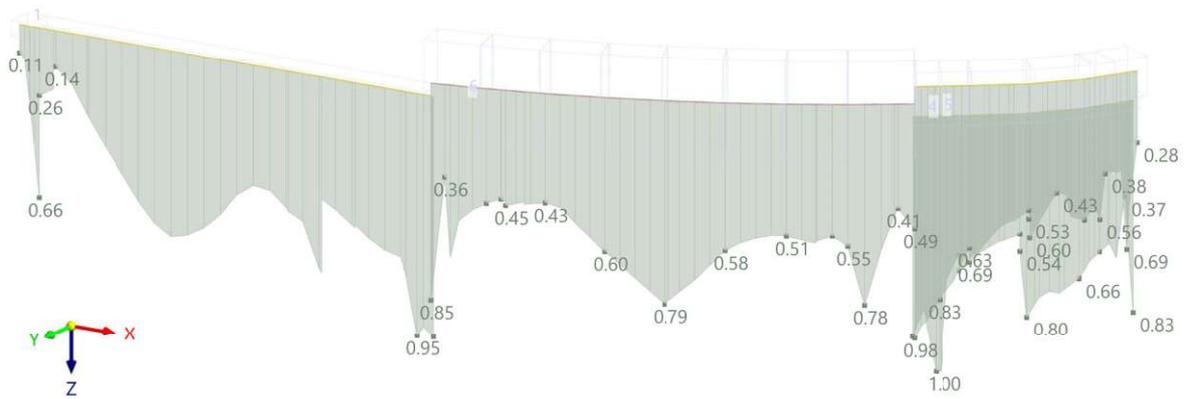


Abb. A.46: maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2

A.3.2 Laststufe 2: Steigerung auf Nutzlast von 5,0 kN/m² (+ 1,0 kN/m²)

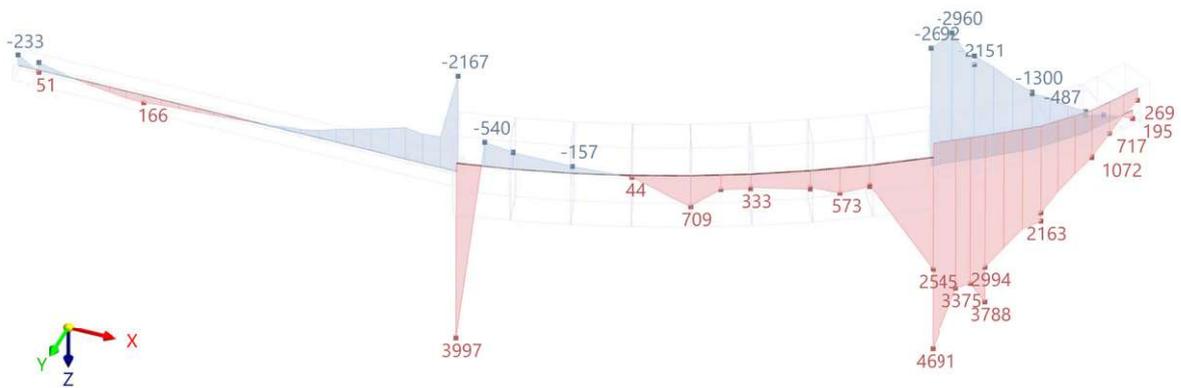


Abb. A.47: Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N

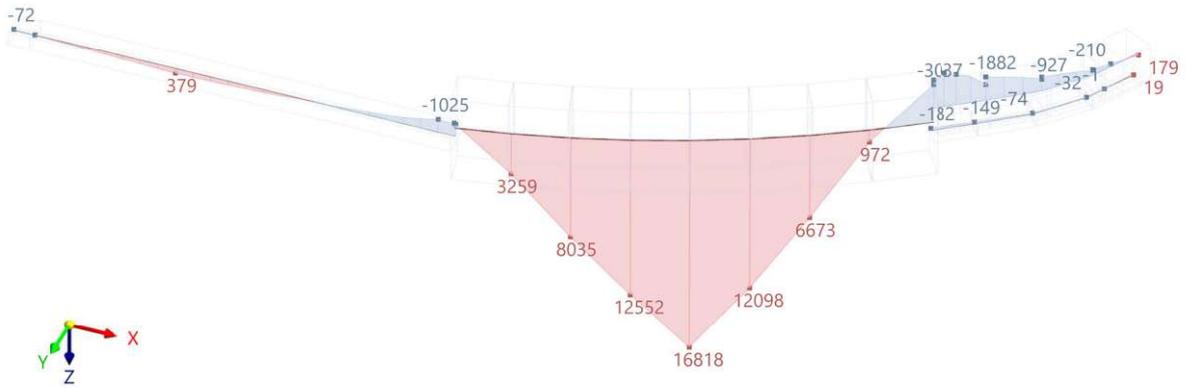


Abb. A.48: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y

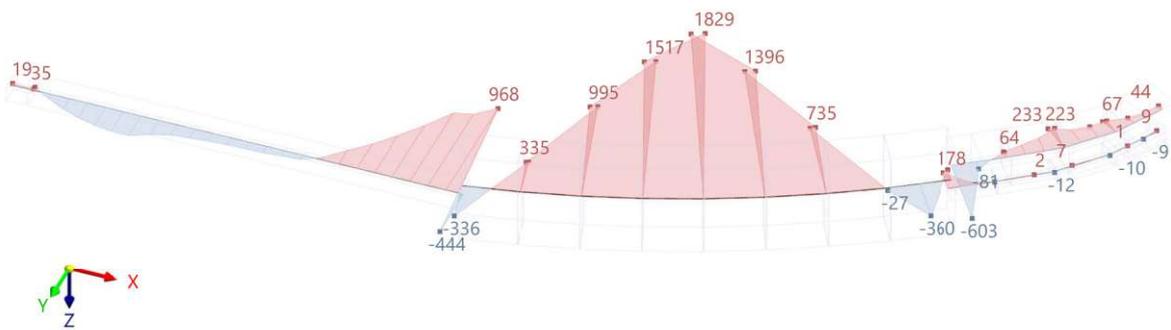


Abb. A.49: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z

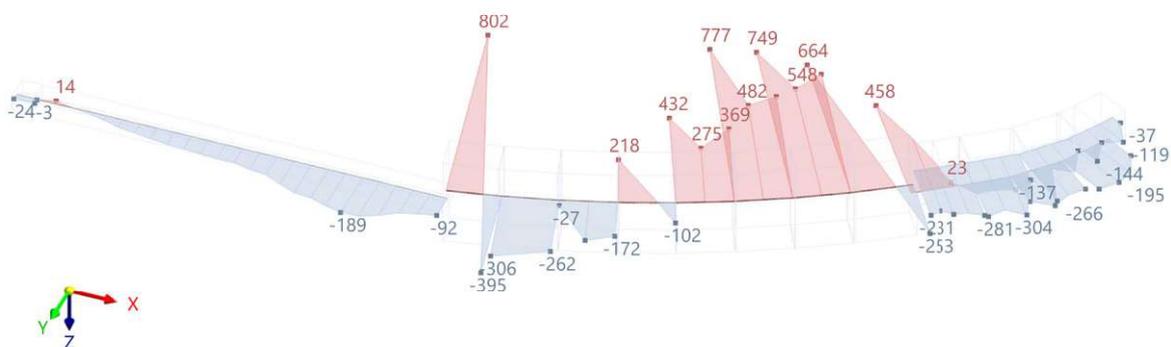


Abb. A.50: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y

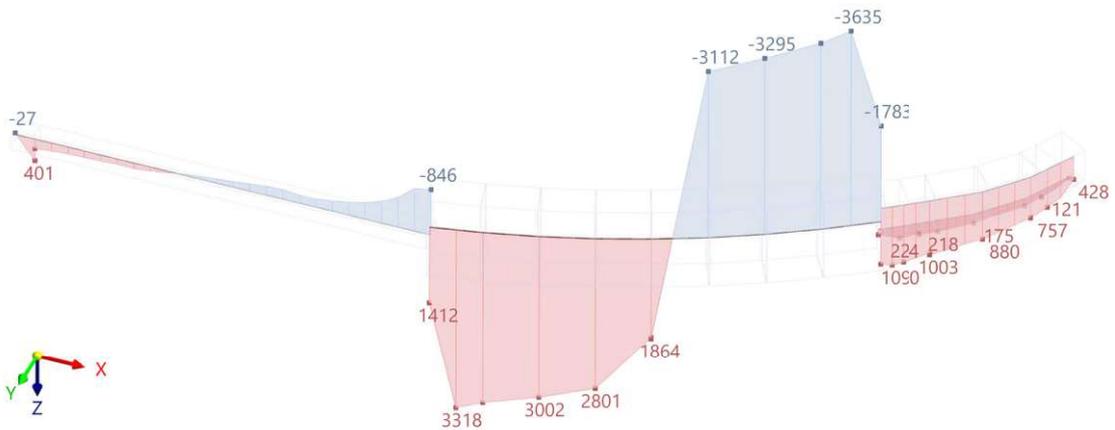


Abb. A.51: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z

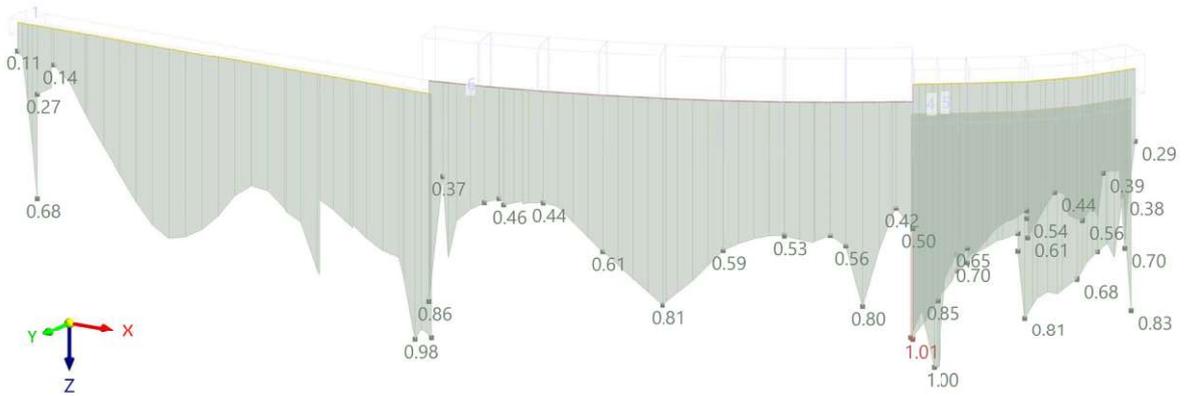


Abb. A.52: maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2

A.3.3 Laststufe 3: Steigerung auf Nutzlast von 5,5 kN/m² (+ 1,5 kN/m²)

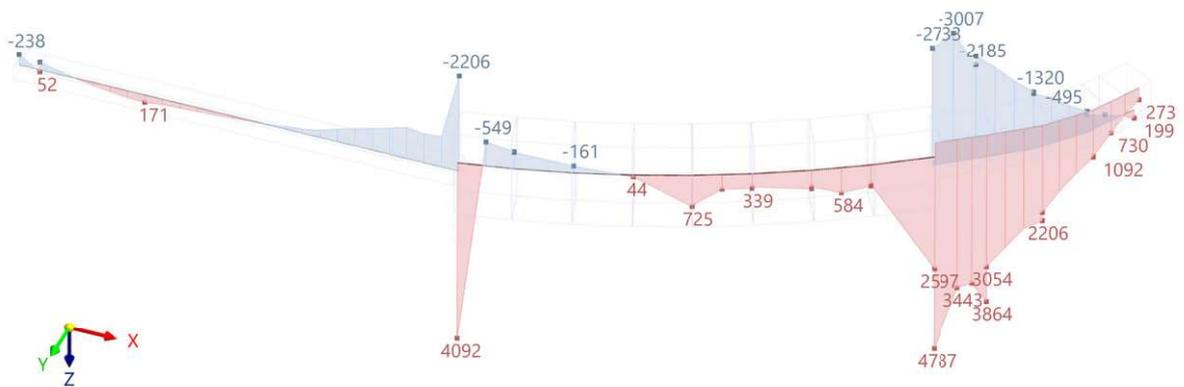


Abb. A.53: Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N

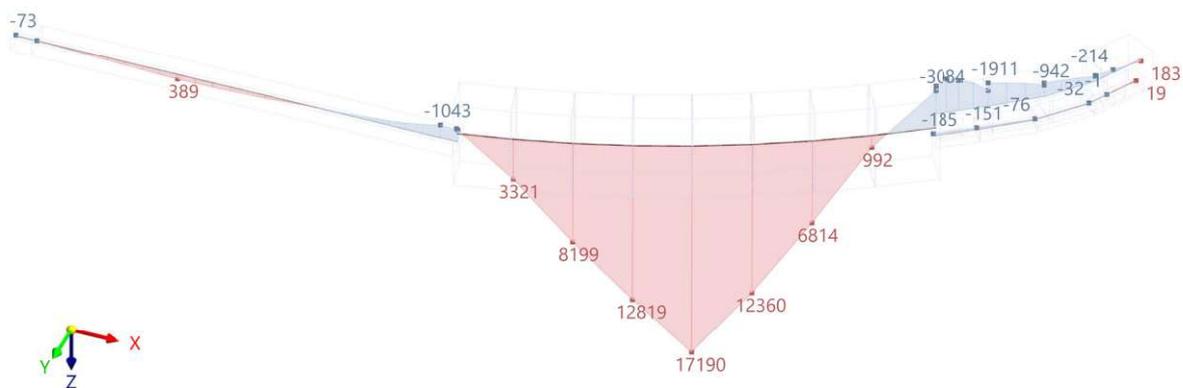


Abb. A.54: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y

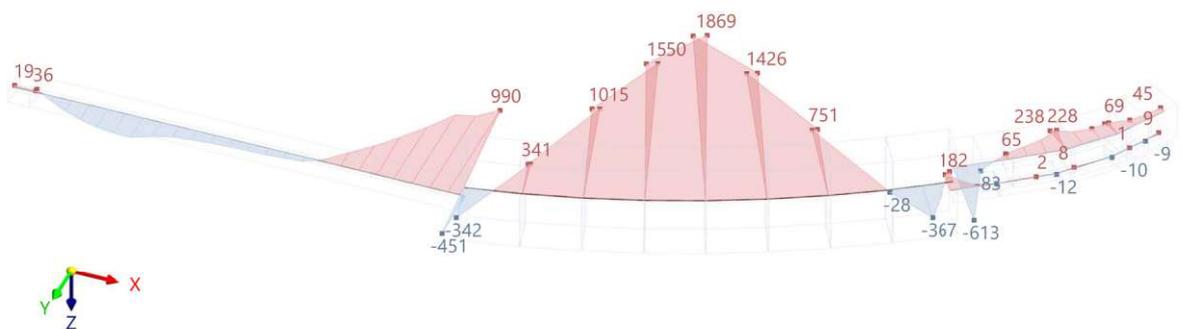


Abb. A.55: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z

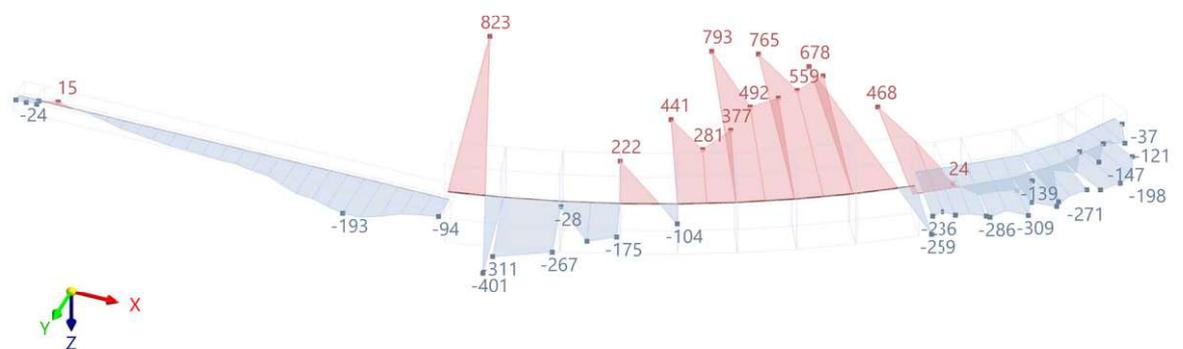


Abb. A.56: Balken in Decke über E+2, Bemessungsscherkräfte V_y

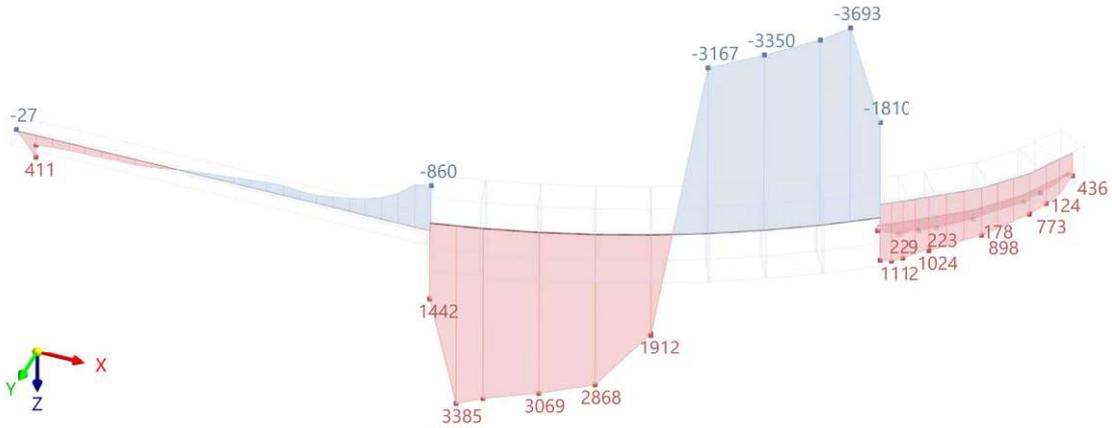


Abb. A.57: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z

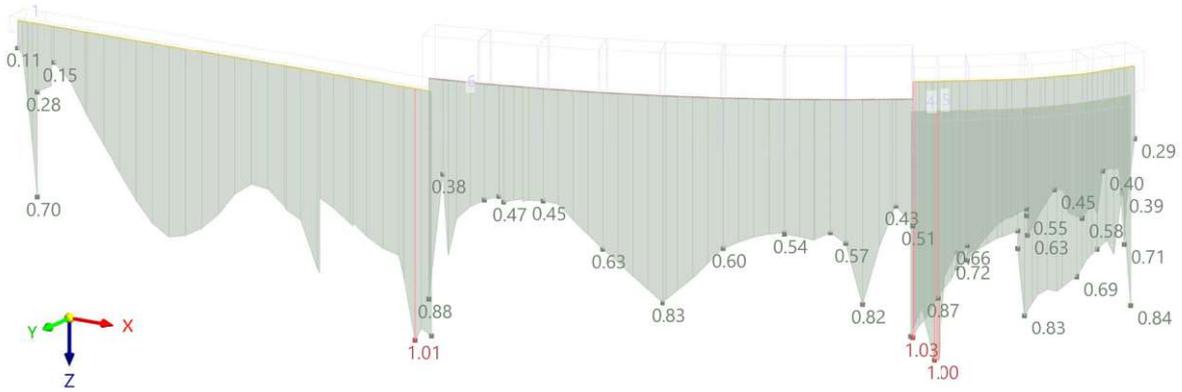


Abb. A.58: maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2

A.3.4 Laststufe 4: Steigerung auf Nutzlast von $6,0 \text{ kN/m}^2$ (+ $2,0 \text{ kN/m}^2$)

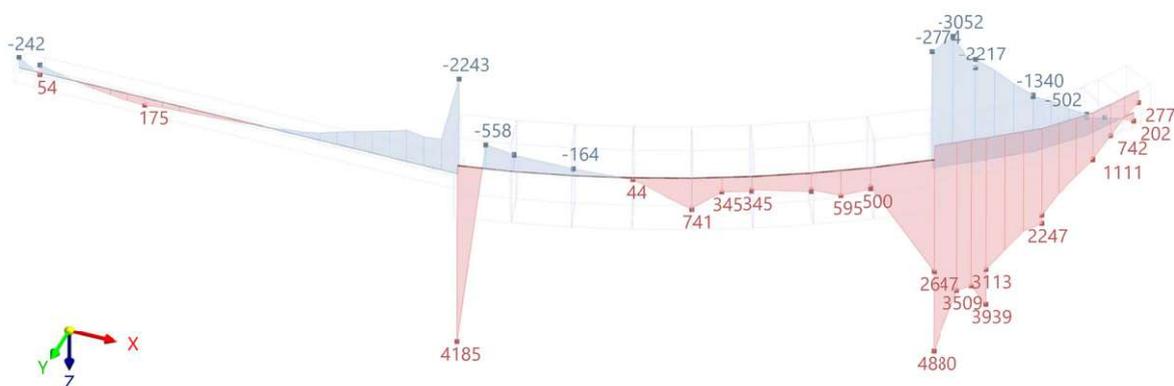


Abb. A.59: Balken in Decke über E+2, Bemessungsnormalkräfte N

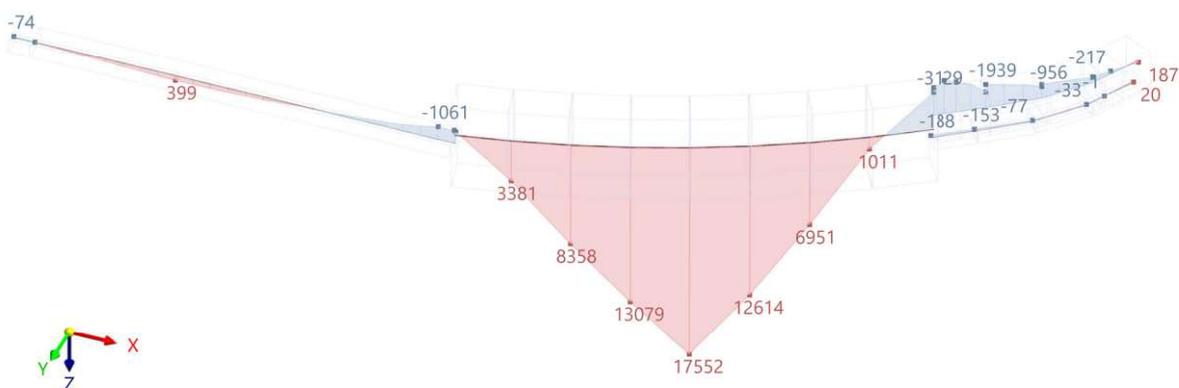


Abb. A.60: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_y

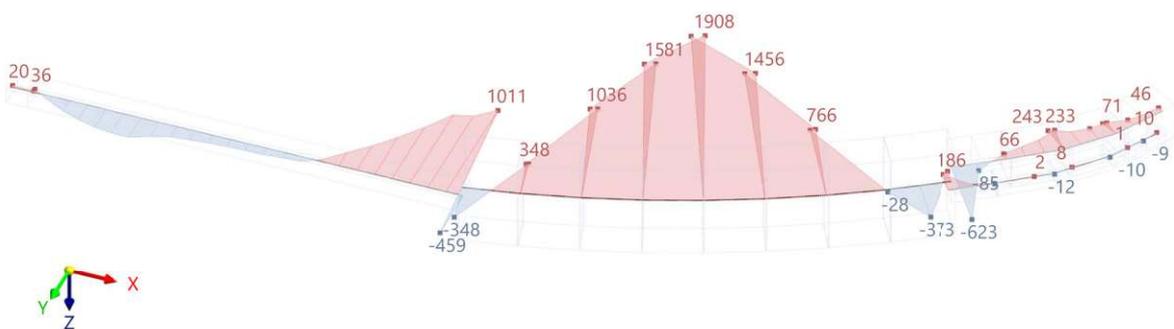


Abb. A.61: Balken in Decke über E+2, Bemessungsbiegemomente M_z

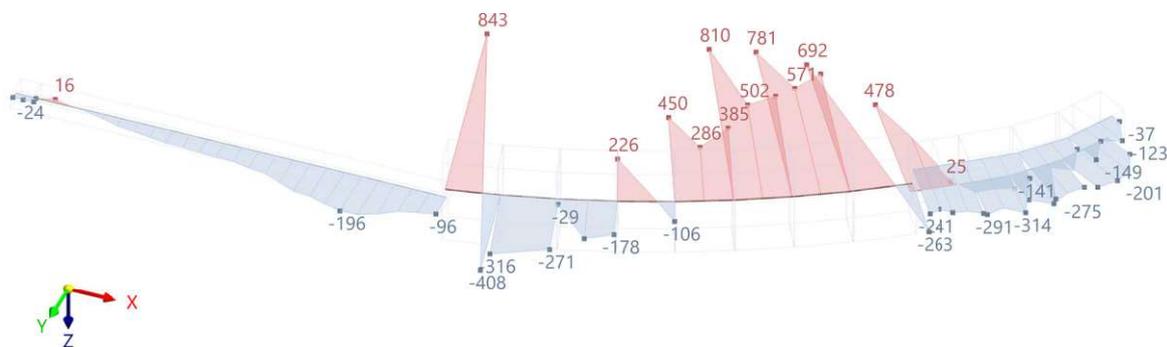


Abb. A.62: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_y

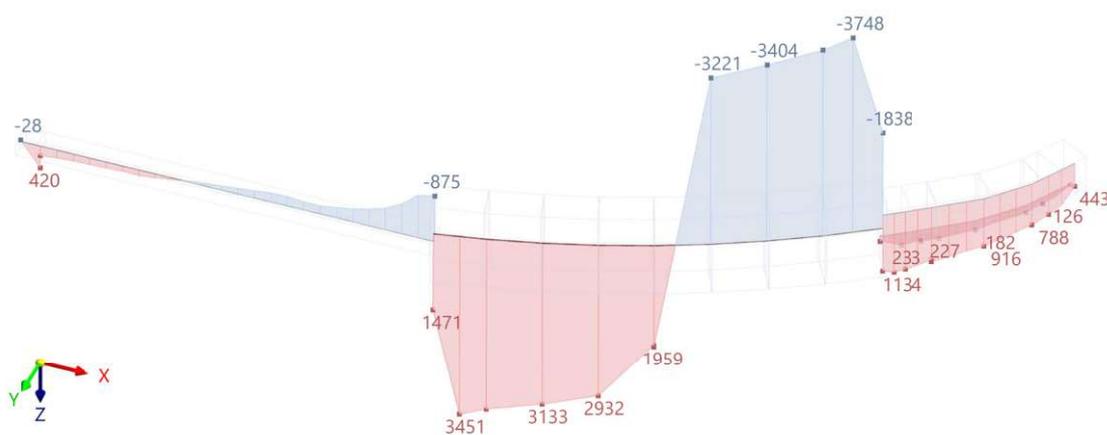


Abb. A.63: Balken in Decke über E+2, Bemessungsquerkräfte V_z

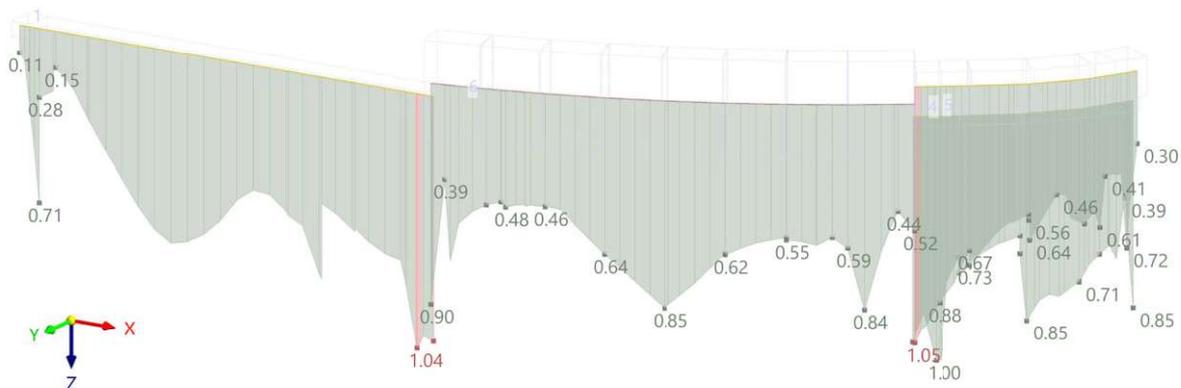


Abb. A.64: maximale Auslastung der Balken in Decke über E+2